



DIREZIONE DEL GENIO MILITARE PER LA MARINA
TARANTO
2°UFFICIO LAVORI
AREA CINCNV

PROGETTO ESECUTIVO
(Art. 41 D. Lgs 36/2023)

**“Comprensorio Logistico Mar Grande - Messa in sicurezza e trasformazione di
una porzione del muro perimetrale in Viale Virgilio”.**

***R.T. 02 - RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE
OPERE STRUTTURALI CON RELATIVI
ALLEGATI***

CAP.: 7120-20

CC.EE.: 107221 - 059123

Codice ID: 4905

Importo Capitolato € 566.015,80 (Oneri di legge inclusi)

Durata dei Lavori Giorni: 180 (centoottanta)

ALLEGATI:

- A. Relazione di Calcolo;
- B. Relazione Geotecnica;
- C. Relazione illustrativa sulle caratteristiche dei materiali da utilizzare.

Taranto, li _____

I PROGETTISTI:

T.V. (INFR) Fabio SOVERETO

C°I^ATG PAPPALEPORE Vincenzo

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
C.V. Teodoro NICOLAZZO

RELAZIONE DI CALCOLO

(paragrafo 10.2.1. NTC 2018)

1) Descrizione dell'opera, del tipo di analisi svolta e della tipologia strutturale adottata

Trattasi di realizzazione di un muro perimetrale del

Comprensorio Logistico Mar Grande della Marina Militare in Viale Virgilio Taranto.

La tipologia strutturale sarà costituita da elementi in calcestruzzo armato sui quali insisteranno pannelli di recinzione metallici. La sovrastruttura sarà poggiata su trave di fondazione continua in c.a., avente piano di posa della fondazione di 0.7 metri dal piano campagna.

2) Inquadramento normativo dell'intervento

- a) Legge 5 novembre 1971 n.1086 " Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica "
- b) Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- c) Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- d) UNI EN 1996-1-1:2006 Progettazione delle strutture di muratura Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

3) Definizione dei parametri di progetto

Sito: Viale Virgilio Taranto (TA)

Latitudine 40.45° Longitudine 17.25°

Altitudine sul livello del mare: 10 metri

Zona in cui sorge la costruzione (ai fini del carico vento): Zona 3

Classe di rugosità del terreno: A

Distanza dalla costa: 390 metri

Vita Nominale $V_n := 50$ anni

Classe d'uso Classe IV

Coefficiente d'uso $C_u := 2$

Categoria di sottosuolo B

Parametri geotecnici

Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine": argille siltose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e ossidazioni ocracee, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi.

Peso di volume naturale (kN/mc) $\gamma_d := 19,40$

Coesione non drenata (kN/mq) $C_u := 57,08$

Nspt (colpi/piede) $N_{spt} := 9,13$

$\varphi^\circ := 26,1$ (deg)

$\varphi_l := \frac{\varphi^\circ \cdot \frac{\pi}{2}}{90} = 0,4555$ (radianti)

4) Caratteristiche meccaniche dei materiali adottatiCalcestruzzo per trave di fondazione

$$\begin{aligned}
\text{C32/40} \quad R_{ck_fond} &:= 40 & f_{ck_fond} &:= R_{ck_fond} \cdot 0,83 = 33,2 \frac{N}{mm^2} & E_c &:= 22000 \frac{N}{mm^2} \\
f_{cd_fond} &:= \frac{0,85 \cdot f_{ck_fond}}{1,5} = 18,8133 \frac{N}{mm^2} & f_{ctm_fond} &:= 0,3 \cdot \left(f_{ck_fond}^{\frac{2}{3}} \right) = 3,0989 \frac{N}{mm^2} \\
f_{ctk_fond} &:= 0,7 \cdot f_{ctm_fond} = 2,1693 \frac{N}{mm^2} & f_{bd_fond} &:= \frac{2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot f_{ctk_fond}}{1,5} = 3,2539 \frac{N}{mm^2}
\end{aligned}$$

Calcestruzzo per setto e pilastri

$$\begin{aligned}
\text{C32/40} \quad R_{ck_elev} &:= 40 & f_{ck_elev} &:= R_{ck_elev} \cdot 0,83 = 33,2 \frac{N}{mm^2} & E_c &:= 22000 \frac{N}{mm^2} \\
f_{cd_elev} &:= \frac{0,85 \cdot f_{ck_elev}}{1,5} = 18,8133 \frac{N}{mm^2} & f_{ctm_elev} &:= 0,3 \cdot \left(f_{ck_elev}^{\frac{2}{3}} \right) = 3,0989 \frac{N}{mm^2} \\
f_{ctk_elev} &:= 0,7 \cdot f_{ctm_elev} = 2,1693 \frac{N}{mm^2} & f_{bd_elev} &:= \frac{2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot f_{ctk_elev}}{1,5} = 3,2539 \frac{N}{mm^2}
\end{aligned}$$

Acciaio per calcestruzzo armato

$$\begin{aligned}
\text{B450C} \quad f_{yk} &:= 450 \frac{N}{mm^2} & f_{yt} &:= 540 \frac{N}{mm^2} \\
f_{yd} &:= \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,3043 \frac{N}{mm^2} & E_s &:= 200000 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{yd} &:= \frac{1,96}{1000}
\end{aligned}$$

Acciaio per pannelli metallici di recinzione: montanti laminati a caldo qualità S 275 H (UNI EN10210-1)

$$\begin{aligned}
f_{yk_r} &:= 275 \frac{N}{mm^2} & f_{yd_r} &:= \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,3043 \frac{N}{mm^2} & E_{s_r} &:= 210000 \frac{N}{mm^2} & \varepsilon_{yd_r} &:= \frac{1,96}{1000}
\end{aligned}$$

5) Criteri di progettazione e modellazione

La tipologia strutturale sarà costituita da una muro in c.a., sul quale insisteranno pannelli di recinzione metallica.

La sovrastruttura sopra descritta poggierà su una trave di fondazione continua in c.a., avente piano di posa di 0.8 metri dal piano campagna.

La struttura così realizzata risulta caricata principalmente da carichi laterali (carico vento e sisma), mentre verticalmente agiranno solo i pesi propri; pertanto

sarà progettata sulla base del momento resistente per carichi laterali e la tipologia di analisi utilizzata sarà quella statica lineare.

La modalità con cui i carichi orizzontali verranno trasmessi dalla sovrastruttura alla fondazione sarà quella di seguito descritta.

Il carico orizzontale agente sui pannelli metallici viene trasferito ai tubi in acciaio a sezione circolare in maniera uniforme attraverso i collegamenti pannelli-tubi metallici, presenti alle estremità di ogni pannello (di lunghezza media pari a 3 metri).

Detti tubi in acciaio a sezione circolare, posti ad un interasse medio di 3 metri, vengono considerati come una mensola, ossia incastrati rispetto al sottostante muro in c.a.

Attraverso tale collegamento le sollecitazioni vengono trasmesse al muro (in c.a.), che poggia sulla trave di fondazione (anch'essa in c.a.) e alla quale trasferisce le sollecitazioni agenti sul muro stesso, oltre a quelle derivanti dai pannelli metallici.

La trave di fondazione viene dimensionata in modo tale da trasferire i carichi della sovrastruttura al terreno sottostante, in funzione delle caratteristiche meccaniche dello stesso.

ANALISI DEI CARICHItrave di fondazioni in c.a.:

Larghezza (m)	$B := 1,2$
Altezza (m)	$h := 0,4$
Lunghezza (m)	$L := 165$
Piano di posa della fondazione (m)	$D := 0,4 + h = 0,8$

muro in c.a.:

altezza + gravosa (m)	$h_{gravosa} := 1,2$
Larghezza (m)	$sp := 0,3$
Altezza (m)	$Hm := h_{gravosa} + D - h = 1,6$
Lunghezza (m)	$L := 165$
Distanza dal bordo fondazione (m)	$p := 0,25$

Tubi in acciaio a sezione circolare (montanti):

Area (mq)	$Apil := 0,0028$
Altezza (m)	$hpil := 2,4$
Volume (mc)	$Vpil := Apil \cdot hpil = 0,0067$
Numero	$Npil := \frac{L}{3} + 1 = 56$

Pannello metallico di recinzione:

Altezza media (m)	$h_{pann} := 2,1$
Lunghezza (m)	$L_{pann} := 3$
Volume medio (mc)	$Vpan := 0,02$
Numero	$Npan := \frac{L}{3} = 55$

Peso specifico materiali:

Peso specifico fondazione e muro in c.a. (kN/mc)	$\gamma_{cls} := 25$
Peso specifico Tubi in acciaio a sezione circolare e pannello recinzione metallici (kN/mc)	$\gamma_{ferro} := 78,5$
Peso specifico rivestimenti in pietra (kN/mc)	$\gamma_{pietra} := 18$

CARICHI PERMANENTI (kN)

$G1_{fond_{oriz}} := \gamma_{cls} \cdot (B \cdot L \cdot h) = 1980$	(trave di fondazione in c.a.)
$G1_{fond_{vert}} := \gamma_{cls} \cdot (Hm \cdot L \cdot sp) = 1980$	(muro in c.a.)
$G2_{riv} := \gamma_{pietra} \cdot (0,6 \cdot 0,1 + 0,04 \cdot 1 \cdot 2) \cdot L = 415,8$	(rivestimenti in pietra del muro)
$G2_{ac} := \gamma_{ferro} \cdot (Vpil \cdot Npil + Vpan \cdot Npan) = 115,8911$	(tubi in acciaio a sezione circolare + pannelli metallici)

CARICHI VARIABILI - AZIONE DEL VENTOVelocità base di riferimento (m/s)

$$V_b := v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0 ; \quad (a_0 = 500)$$

$$v_{b,0} := 27$$

Velocità di riferimento (m/s)

$$T_r = 50 \text{ anni} \quad C_r := 1$$

$$V_r := V_b \cdot C_r = 27$$

Pressione cinetica di riferimento (N/mq)

$$\rho := 1,25 \text{ densità aria (kg/mc)}$$

$$q_r := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_r^2 = 455,625$$

Coefficiente di esposizione Ce

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

ZONE 1,2,3,4,5					
	costa	500m	750m		
	mare	2 km	10 km	30 km	
A	- -	IV	IV	V	V
B	- -	III	III	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV
D	I	II	II	II	III
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5					
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1					

$$k_r := 0,22 \quad z_0 := 0,3$$

$$z_{min} := 8$$

$$z := H_m + h + h_{pil} = 4,4$$

altezza parete

$$c_t := 1$$

$$C_e := k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \right) = 1,6342 \quad \text{con } z = z_{min}$$

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Coefficiente di pressione Cp

$$C_p := 1,2$$

Coefficiente dinamico

$$C_d := 1$$

Pressione del vento (kN/mq)

$$q_{20} := \frac{q_r}{1000} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 0,8935$$

CARICHI VARIABILI - AZIONE SISMICA

Periodo di riferimento V_r (anni)

$V_n := 50$ anni

$c_u := 2$ Classe IV

$V_r := V_n \cdot c_u = 100$

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Probabilità di superamento

SLV

$P_{vr} := 0,1$

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Periodo di ritorno (anni)

$$T_r := - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 949,1222$$

Latitudine 40.45°

Longitudine 17.25°

Parametri sismici

$ag := 1,033$ $F0 := 2,62$ $T_{cst} := 0,38$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{vr} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{vr} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Amplificazione stratigrafica (S_s)

Categoria B

$$S_s := 1,4 - 0,4 \cdot \frac{ag \cdot F0}{9,81} = 1,2896$$

$$C_c := 1,1 \cdot T_{cst}^{(-0,20)} = 1,3349$$

Amplificazione Topografica (St)

$St := 1$ terreno pianeggiante

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

$$S := S_s \cdot St = 1,2896$$

$$ag \cdot S = 1,3322$$
 maggiore di 0.075g (paragrafo 7.0 NTC 2018)

Spettro di risposta di progetto S_d

Modo principale di vibrare (s) - ANALISI STATICA LINEARE (7.3.3 NTC 2018)

Periodo del primo modo di vibrare (C7.3.3.2 CIRCOLARE 21 gennaio 2019):

$C1 := 0,075$ costruzioni in calcestruzzo

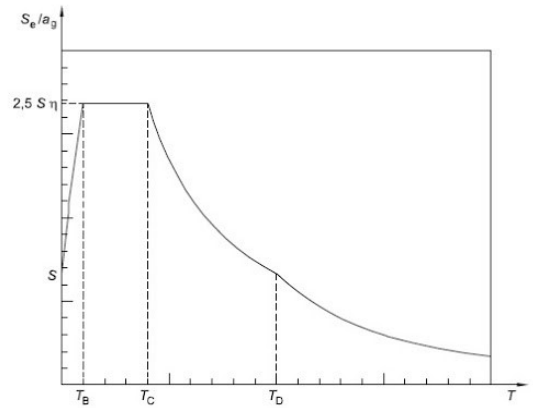
$H_{pf} := H_m + h + h_{pil} = 4,4$ altezza costruzione dal piano di fondazione

$$T1 := C1 \cdot H_{pf}^{\frac{3}{4}} = 0,2279$$

$$Tc := Cc \cdot Tcst = 0,5072$$

$$Tb := \frac{Tc}{3} = 0,1691$$

$$Td := 4 \cdot \frac{ag}{9,81} + 1,6 = 2,0212$$



Si considera un comportamento strutturale non dissipativo:

Fattore di struttura $q := 1$

$$Tb < T1 < Tc$$

Spettro di risposta di progetto

$$S_d := ag \cdot S \cdot \frac{F0}{q} = 3,4904$$

Pesi sismici (kN): $W_1 := G1fond_{oriz} + G1fond_{vert} = 3960$ $W_2 := G2riv = 415,8$ $W_3 := G2ac = 115,8911$

Sommatoria pesi sismici W (kN): $W := G2ac + G1fond_{oriz} + G1fond_{vert} + G2riv = 4491,6911$

Quote delle masse sismiche in gioco (m):

$$z_1 := \left(\frac{1,6}{2} + 0,2 \right) = 1 \quad z_2 := \frac{1,6}{2} + D = 1,6 \quad z_3 := \frac{2,4}{2} + 1,4 + D = 3,4$$

Sommatoria delle quote (m) $z_{tot} := z_1 + z_2 + z_3 = 6$

$$g := 9,81$$

$$\lambda := 1$$

$$Fh := \frac{S_d \cdot W \cdot \lambda}{g} = 1598,1319 \text{ kN}$$

6) Combinazioni delle azioni agenti sulla fondazione

Combinazione sismica

$$F_1 := Fh \cdot z_1 \cdot \frac{W_1}{z_{tot} \cdot W} = 234,8263 \text{ kN}$$

$$F_2 := Fh \cdot z_2 \cdot \frac{W_2}{z_{tot} \cdot W} = 39,4508 \text{ kN}$$

$$F_3 := Fh \cdot z_3 \cdot \frac{W_3}{z_{tot} \cdot W} = 23,3658 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un momento ribaltante al piano di posa della fondazione pari a:

$$Msd_{sisma} := F_1 \cdot z_1 + F_2 \cdot z_2 + F_3 \cdot z_3 = 377,3913 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Combinazione fondamentale $\gamma_{qsf} := 1,5$ *sfavorevole* $h_{ca} := 1,2 \text{ m}$ $h_{ac} := 2,1 \text{ m}$

0

$$V_1 := \gamma_{qsf} \cdot q_{20} \cdot h_{ca} \cdot L = 265,3711 \text{ kN}$$

$$V_2 := \frac{75}{100} \cdot (\gamma_{qsf} \cdot q_{20} \cdot h_{ac} \cdot L) = 348,2996 \text{ kN}$$

$$h_{20} := h_{ca} + h_{ac} = 3,3 \text{ m} \quad F_{20} := V_1 + V_2 = 613,6707 \text{ kN}$$

a cui corrisponde un momento ribaltante al piano di posa della fondazione pari a:

$$M_{sd_{vento}} := V_2 \cdot \left(\frac{2,1}{2} + 1,2 + D \right) + V_1 \cdot \left(\frac{1,2}{2} + D \right) = 1433,8332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pertanto la combinazione di carico più sfavorevole risulta quella fondamentale.

FONDAZIONE**VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (GEO)**

Paragrafo 6.4.2 NTC 2018 - Fondazioni superficiali

1) COLLASSO PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

$$A1 \quad \gamma_{g1sf} := 1,3 \quad \gamma_{g2sf} := 1,5 \quad \gamma_{qsf} := 1,5 \quad sfavorevole$$

$$\gamma_{g1f} := 1 \quad \gamma_{g2f} := 0,8 \quad \gamma_{qf} := 0 \quad favorevole$$

$$M1 \quad \gamma_{\varphi} := 1 \quad \gamma_{\gamma} := 1$$

$$R3 \quad \gamma_r := 2,3$$

1.1) Calcolo azioni di progetto agenti sul terreno di fondazione Ed (kN)

$$Ed := (G1fond_{oriz} + G1fond_{vert}) \cdot \gamma_{g1sf} + (G2riv + G2ac) \cdot \gamma_{g2sf} = 5945,5367 \quad kN$$

Calcolo punto di applicazione di Ed misurato da A:

Equilibrio intorno al punto A:

$$Msd := Msd_{vento} = 1433,8332 \quad kN \cdot m$$

$$Mrd := (G2ac \cdot \gamma_{g2f} + G2riv \cdot \gamma_{g2f}) \cdot \left(\frac{sp}{2} + p \right) + G1fond_{oriz} \cdot \gamma_{g1f} \cdot \frac{B}{2} + G1fond_{vert} \cdot \gamma_{g1f} \cdot \left(\frac{sp}{2} + p \right) = 2150,1412 \quad kN \cdot m$$

$$\text{Punto di applicazione di Ed (m)} \quad u1 := \frac{Mrd - Msd}{Ed} = 0,1205$$

$$\text{eccentricità dei carichi (m)} \quad e1 := \frac{B}{2} - u1 = 0,4795$$

$$\text{Larghezza efficace fondazione (m)} \quad B1 := B - 2 \cdot e1 = 0,241$$

1.3) Calcolo carico limite Qlim (kN/mq) in condizioni drenate**Formula generale di Brinch-Hansen 1970**

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo del terreno sopra la fondazione

$$c_{primo} := 21,01 \quad \frac{kN}{mq}$$

Fattori di capacità portante:

$$Nq := \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi l}{2} \right) \cdot \left(\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi l}{2} \right) \cdot \exp(\pi \cdot \tan(\varphi l)) \right) = 11,9815$$

$$Ny := 2 \cdot (Nq - 1) \cdot \tan(\varphi l) = 10,7595$$

$$N_c := (Nq - 1) \cdot \cot(\varphi l) = 22,416$$

$$s_c := 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{1 + \sin(\varphi l)}{1 - \sin(\varphi l)} \right) \cdot \frac{B}{L} = 1,0037$$

$$d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\varphi l) \cdot (1 - \sin(\varphi l))^2 \cdot \operatorname{atan} \left(\frac{D}{B} \right) = 1,1807$$

$$d_c := d_q - \left(\frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan(\varphi l)} \right) = 1,1972$$

$$m := \frac{2 + \frac{B1}{L}}{1 + \frac{B1}{L}} = 1,9985 \quad i_q := \left(1 - \frac{F20}{Ed + B \cdot L \cdot c_{primo} \cdot \cot(\varphi l)} \right)^{(m)} = 0,9169$$

$$i_c := i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi l)} = 0,9093$$

$$b_q := 1$$

$$b_c := b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi l)} = 1$$

$$g_q := 1$$

$$g_c := g_q - \frac{(1 - g_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi l)} = 1$$

$$d_c := d_q - \frac{(1 - g_q)}{N_c \cdot \tan(\varphi l)} = 1,1807$$

Fattori di profondità:

$$d_Y := 1$$

Fattori di forma:

$$s_Y := 0,1 \cdot \frac{B l}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi l)}{1 - \sin(\varphi l)} + 1 = 1,0004$$

Fattori di inclinazione della risultante del carico:

$$m := \frac{2 + \frac{B l}{L}}{1 + \frac{B l}{L}} = 1,9985 \quad i_Y := \left(1 - \frac{F_{20}}{E d + B \cdot L \cdot c_{primo} \cdot \cot(\varphi l)} \right)^{(m+1)} = 0,8779$$

Fattori di inclinazione della base della fondazione:

$$b_Y := 1 \quad \text{base fondazione non inclinata}$$

Fattori di inclinazione del piano di campagna:

$$g_Y := 1 \quad \text{piano di campagna orizzontale}$$

Carico limite in condizione drenata (kN/mq)

$$Q_{lim} := 0,5 \cdot \gamma d \cdot B l \cdot N_Y \cdot s_Y \cdot d_Y \cdot i_Y \cdot b_Y \cdot g_Y + c_{primo} \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c = 529,5965$$

1.3.1) Calcolo valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico Rd (kN)

$$R := Q_{lim} \cdot B l \cdot L = 21055,6037 \text{ kN}$$

$$R_d := \frac{R}{\gamma_r} = 9154,6103$$

1.3.2) Verifica del carico limite dell'insieme terreno fondazione in condizioni drenate

$$E d = 5945,5367 \text{ kN}$$

VERIFICATO

$$R_d = 9154,6103 \text{ kN}$$

1.4) Calcolo carico limite Q_{lim} (kN/mq) in condizioni non drenate

Formula generale di Brinch-Hansen 1970

Fattori di capacità portante:

$$N_c := \pi + 2 = 5,1416$$

Fattori di profondità:

$$d_c := 1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B} = 1,2667$$

Fattori di forma:

$$sc := 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} = 1,0015$$

Fattori di inclinazione della risultante del carico:

$$m := \frac{2 + \frac{B1}{L}}{1 + \frac{B1}{L}} = 1,9985 \quad ic := 1 - \frac{m \cdot F20}{B \cdot L \cdot Cu \cdot Nc} = 0,9789$$

Fattori di inclinazione della base della fondazione:

bc:=1 base fondazione non inclinata

Fattori di inclinazione del piano di campagna:

gc:=1 piano di campagna orizzontale

Carico limite in condizione non drenata (kN/mq)

$$Qlim := Cu \cdot Nc \cdot sc \cdot dc \cdot ic \cdot bc \cdot gc = 364,4274$$

1.4.1) Calcolo valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico Rd(kN)

$$R := Qlim \cdot B1 \cdot L = 14488,8395$$

$$Rd := \frac{R}{\gamma_r} = 6299,4954$$

1.4.2) Verifica del carico limite dell'insieme terreno fondazione in condizioni non drenate

$$Ed = 5945,5367$$

$$Rd = 6299,4954$$

VERIFICATO

2) COLLASSO PER SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

$$A1 \quad \gamma_{g1sf} := 1,3 \quad \gamma_{g2sf} := 1,5 \quad \gamma_{qsf} := 1,5 \quad sfavorevole$$

$$\gamma_{g1f} := 1 \quad \gamma_{g2f} := 0,8 \quad \gamma_{qf} := 0 \quad favorevole$$

$$M1 \quad \gamma_{\phi} := 1 \quad \gamma_{\gamma} := 1$$

$$R3 \quad \gamma_{rsco} := 1,1$$

2.1) Calcolo azioni di progetto Edsco (kN)

$$Edsco := F20 = 613,6707 \text{ kN}$$

2.2) Calcolo valore di progetto della resistenza Rdsco(kN)

Coefficiente di attrito cls/sabbie e limi argillosi $\delta := 0,45$

$$Rsco := \left((G1fond_{oriz} + G1fond_{vert}) \cdot \gamma_{g1f} + ((G2riv + G2ac) \cdot \gamma_{g2f}) \right) \cdot \tan(\delta) = 2118,3669$$

$$Rdsco := \frac{Rsco}{\gamma_{rsco}} = 1925,7881$$

2.3) Verifica collasso per scorrimento sul piano di posa

$$Edsco = 613,6707$$

$$Rdsco = 1925,7881$$

VERIFICATO

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO (STR) Paragrafo 6.4.2 NTC 2018 - Fondazioni superficiali

3) RAGGIUNGIMENTO DELLA RESISTENZA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

$$A1 \quad \gamma_{g1sf} := 1,3 \quad \gamma_{g2sf} := 1,5 \quad \gamma_{qsf} := 1,5 \quad sfavorevole$$

$$\gamma_{g1f} := 1 \quad \gamma_{g2f} := 0,8 \quad \gamma_{qf} := 0 \quad favorevole$$

$$M1 \quad \gamma_{\varphi} := 1 \quad \gamma_{\gamma} := 1$$

$$R3 \quad \gamma_r := 1$$

3.1) Calcolo azioni di progetto agenti sulla fondazione Q_{max} (kN/mq)

$$Ed := (G1fond_{oriz} + G1fond_{vert}) \cdot \gamma_{g1sf} + (G2riv + G2ac) \cdot \gamma_{g2sf} = 5945,5367 \text{ kN}$$

Equilibrio intorno al punto B

$$Msd := Msd_{vento} = 1433,8332 \text{ kN} \cdot m$$

$$Mrd := (G2ac \cdot \gamma_{g2f} + G2riv \cdot \gamma_{g2f}) \cdot \left(B + \frac{sp}{2} - p - sp \right) + (G1fond_{oriz} + G1fond_{vert}) \cdot \gamma_{g1f} \cdot \frac{B}{2} = 2716,2823 \text{ kN} \cdot m$$

Punto di applicazione di Ed (m)

$$u2 := \frac{Mrd - Msd}{Ed} = 0,2157$$

eccentricità dei carichi (m)

$$e2 := \frac{B}{2} - u2 = 0,3843$$

$$e2 > \frac{B}{6} \quad U_2 := 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e2 \right) = 0,6471 \text{ m}$$

$$Q_{max} := \frac{2 \cdot Ed}{L \cdot U_2} = 111,3696 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

$$Q1 := \frac{Q_{max} \cdot p}{B} = 23,202 \frac{\text{kN}}{\text{mq}} \quad Q2 := \frac{Q_{max} \cdot (p + sp)}{B} = 51,0444 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$$

Sezione 1-1

Sezione 2-2

$$Med_{11} := 0,3 \text{ kNm}$$

$$Med_{22} := 30 \text{ kNm}$$

$$Ved_{11} := 2,6 \text{ kN}$$

$$Ved_{22} := 71 \text{ kN}$$

Dimensionamento geometrico (mm)

$$B_{fond} := 1000 = 1000$$

$$d1_{fond} := 40$$

$$d_{fond} := h \cdot 10^3 - d1_{fond} = 360$$

3.2) Dimensionamento armatura inferiore trasversale (mmq)

$$As_{teorico} := \frac{Med_{22} \cdot 10^6}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_{fond}} = 236,6255$$

si pongono n.1φ16 ogni 25 cm sia superiormente che inferiormente lungo la direzione trasversale

Armatura di ripartizione: n.1φ12 ogni 22 cm sia superiormente che inferiormente lungo la direzione longitudinale

$$As_{fond} := \frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \cdot 5 = 1005,3096 \text{ mmq} \quad \text{Lunghezza di ancoraggio} \quad La_{fond} := \frac{12 \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd_{fond}}} = 360,7724 \text{ mm}$$

Verifica limitazioni armatura(paragrafo 4.1.6.1.1. NTC 2018)

$$A_{s_{min}} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm_{fond}}}{f_{yk}} \cdot B_{fond} \cdot d_{fond} = 644,5797 \text{ mm}^2$$

VERIFICATO

$$A_{s_{min2}} := 0,0013 \cdot B_{fond} \cdot d_{fond} = 468 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{max}} := 0,04 \cdot 1000 \cdot 400 = 16000 \text{ mm}^2$$

VERIFICATO

3.3) Verifica momento resistente

$$\rho_{fond} := \frac{A_{s_{fond}}}{B_{fond} \cdot d_{fond}} = 0,0028$$

$$A_{s1_{fond}} := A_{s_{fond}} = 1005,3096 \quad \rho_{comp_{fond}} := \rho_{fond} = 0,0028$$

$$x_{fond} := \text{solve} \left(0,8 \cdot f_{cd_{fond}} \cdot B_{fond} \cdot y^2 + y \cdot (A_{s1_{fond}} \cdot E_s - A_{s_{fond}} \cdot f_{yd}) - A_{s1_{fond}} \cdot E_s \cdot d_{fond}; y; 0; d_{fond} \right) = 39,9587$$

$$\varepsilon_{yd_{fond}} := \frac{d_{fond} - x_{fond}}{x_{fond}} \cdot 3,5 = 28,0326$$

$$\varepsilon_{yd1_{fond}} := \frac{x_{fond} - d_{fond}}{x_{fond}} = -0,001$$

$$M_{rd_{fond}} := \frac{0,8 \cdot x_{fond} \cdot B_{fond} \cdot f_{cd_{fond}} \cdot (d_{fond} - 0,4 \cdot x_{fond}) + A_{s1_{fond}} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{yd1_{fond}}}{1000000} = 206,6851 \text{ kNm}$$

Sezione 2-2 $M_{ed_{22}} = 30 \text{ kNm}$

VERIFICATO

3.4) Verifica taglio resistente (elementi privi di armatura a taglio)

$$k_{fond} := 1 + \left(\frac{200}{d_{fond}} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,7454$$

$$V_{rd_{fond1}} := \frac{0,18 \cdot k_{fond} \cdot (100 \cdot \rho_{fond} \cdot f_{ck_{fond}})^{\frac{1}{3}}}{1,5} \cdot B_{fond} \cdot d_{fond} \cdot \frac{1}{1000} = 158,3967 \text{ kN}$$

$$V_{rd_{fond2}} := 0,035 \cdot k_{fond}^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck_{fond}}^{\frac{1}{2}} \cdot B_{fond} \cdot d_{fond} \cdot \frac{1}{1000} = 105,2436 \text{ kN}$$

$$V_{rd_{fond}} := V_{rd_{fond1}} = 158,3967 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Sezione 2-2 $V_{ed_{22}} = 71 \text{ kN}$

SETTO IN C.A.

$$L = 165 \text{ m} \quad F20 = 613,6707$$

$$Q_{pil} := \frac{F20}{L} = 3,7192 \frac{kN}{m}$$

Sezione 3-3

$$Med_{33} := Q_{pil} \cdot \frac{(Hm + h + h_{pann})^2}{2} = 31,26 \text{ kNm}$$

$$Ved_{33} := Q_{pil} \cdot (Hm + h + h_{pann}) = 15,2488 \text{ kN}$$

Dimensionamento geometrico (mm)

$$B_{pil} := 1000 \quad d1_{pil} := 40$$

$$d_{pil} := sp \cdot 1000 - d1_{pil} = 260$$

3.2) Dimensionamento armatura (mmq)

$$As_{teorico} := \frac{Med_{33} \cdot 10^6}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_{pil}} = 341,3961$$

Si pongono n.1φ14/250 mm in direzione verticale su entrambi i lati del setto

Armatura di ripartizione: n.1φ12 ogni 25 cm in direzione orizzontale su entrambi i lati del setto

Legature: 6φ8 ogni mq

$$As_{pil} := 5 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 14^2 \right) = 769,6902 \text{ mmq} \quad \text{Lunghezza di ancoraggio} \quad La_{pil} := \frac{10 \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd_{elev}}} = 300,6437 \text{ mm}$$

$$As_{min} := 0,26 \cdot \frac{f_{ctm_{elev}}}{f_{yk}} \cdot B_{pil} \cdot d_{pil} = 465,5298 \text{ mmq}$$

VERIFICATO

$$As_{min2} := 0,0013 \cdot B_{pil} \cdot d_{pil} = 338 \text{ mmq}$$

$$As_{max} := 0,04 \cdot 1000 \cdot 400 = 16000 \text{ mmq}$$

VERIFICATO

$$\rho_{pil} := \frac{As_{pil}}{B_{pil} \cdot d_{pil}} = 0,003$$

$$As1_{pil} := As_{pil} = 769,6902 \quad \rho_{comp_{pil}} := \rho_{pil} = 0,003$$

3.3) Verifica momento resistente

$$x_{pil} := \text{solve} \left(0,8 \cdot f_{ck_{elev}} \cdot B_{pil} \cdot y^2 + y \cdot (As1_{pil} \cdot E_s - As_{pil} \cdot f_{yd}) - As1_{pil} \cdot E_s \cdot d1_{pil}; y; 0; d_{pil} \right) = 39,8045$$

$$\varepsilon_{yd_{pil}} := \frac{d_{pil} - x_{pil}}{x_{pil}} \cdot 3,5 = 19,3617$$

$$\varepsilon_{yd1_{pil}} := \frac{x_{pil} - d1_{pil}}{x_{pil}} = -0,0049$$

$$Mrd_{pil} := \frac{0,8 \cdot x_{pil} \cdot B_{pil} \cdot f_{ck_{elev}} \cdot (d_{pil} - 0,4 \cdot x_{pil}) + As1_{pil} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{yd1_{pil}}}{1000000} = 257,2854 \text{ kNm}$$

Sezione 3-3 $Med_{33} = 31,26 \text{ kNm}$

VERIFICATO

3.4) Verifica taglio resistente (elementi privi di armatura a taglio)

$$k_{pil} := 1 + \left(\frac{200}{d_{pil}} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,8771$$

$$V_{rd_{pil1}} := \frac{0,18 \cdot k_{pil} \cdot (100 \cdot \rho_{pil} \cdot f_{ck_{elev}})^{\frac{1}{3}}}{1,5} \cdot B_{pil} \cdot d_{pil} \cdot \frac{1}{1000} = 125,4467 \quad kN$$

$$V_{rd_{pil2}} := 0,035 \cdot k_{pil}^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ck_{elev}}^{\frac{1}{2}} \cdot B_{pil} \cdot d_{pil} \cdot \frac{1}{1000} = 79,7864 \quad kN$$

$$V_{rd_{pil}} := V_{rd_{pil1}} = 125,4467 \quad kN$$

VERIFICATO

$$\text{Sezione } 3-3 \quad V_{ed_{33}} = 15,2488 \quad kN$$

TUBI IN ACCIAIO A SEZIONE CIRCOLARE:

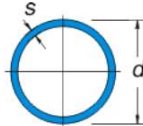
$$V_2 = 348,2996 \quad kN$$

$$\text{CARICO } q_{Rin} := \frac{V_2}{L} = 2,1109 \frac{kN}{m}$$

dimensioni: 76,1 x 5
(mm x mm)

SEZIONE CIRCOLARE:

$$\text{classe} := \frac{76,1}{5} = 15,22$$



VISTA LATERALE:

$$h_{pil} := 2,5 \quad m$$

Diametro esterno	Spessore	Massa a ml	Area della sezione	Momento d'inerzia	Raggio d'inerzia	Modulo di resistenza elastico	Modulo di resistenza plastico	Momento d'inerzia di torsione	Costante di torsione	Superficie esterna a ml	Lunghezza per ton
D mm	t mm	M kg/m	A cm ²	I cm ⁴	i cm	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³	I _t cm ⁴	C _t cm ³	m ² /m	m/t
76,1	5,0	8,77	11,2	70,9	2,52	18,6	25,3	142	37,3	0,239	114,1

CARATTERISTICHE PROFILO IMPIEGATO:

classe 1

$$f_{yk} := 275 \frac{N}{mm^2}$$

$$g_M := 1,05$$

$$W_{pl} := 25300 \quad mm^3$$

FLESSIONE MONOASSIALE:

$$\text{MENSOLA } M_{Rd} := \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{g_M} = 6,6262 \cdot 10^6 \quad N \cdot mm$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{Rin} \cdot (h_{pil} \cdot 10^3)^2}{2} = 6,5966 \cdot 10^6 \quad N \cdot mm$$

VERIFICATO

TAGLIO:

$$\text{MENSOLA } V_{Ed} := q_{Rin} \cdot h_{pil} = 5,2773 \quad kN$$

$$A := 1120 \quad A_v := \frac{2 \cdot A}{\pi} = 713,0141$$

$$V_{c,Rd} := \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot g_M} \cdot 10^{-3} = 107,8154 \quad kN$$

VERIFICATO

TAGLIO E TORSIONE:

$$V_{c,T,Rd} := \left(1 - \frac{\frac{4,39 \cdot \frac{76,1}{2}}{\pi \cdot \left(\left(\frac{76,1}{2} \right)^4 - \left(\frac{71,1}{2} \right)^4 \right)}}{\frac{1,25 \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot g_M}} \right) \cdot V_{c,Rd} = 107,8153 \quad kN$$

VERIFICATO

PILASTRI IN C.A.

$$q_{20} = 0,8935 \quad \frac{kN}{mq}$$

$$Q_{pil} := q_{20} \cdot \frac{2,9}{2} \cdot 2 = 2,5912 \quad \frac{kN}{m}$$

Sezione 3-3

$$Med_{33} := Q_{pil} \cdot \frac{(3,7 + 0,4)^2}{2} = 21,7787 \quad kNm$$

$$Ved_{33} := Q_{pil} \cdot (3,7 + 0,4) = 10,6238 \quad kN$$

Dimensionamento geometrico (300 x 300 mm)

$$B_{pil} := 0,30 \cdot 1000 = 300 \quad dl_{pil} := 40$$

$$d_{pil} := B_{pil} - dl_{pil} = 260$$

3.2) Dimensionamento armatura (mmq)

$$As_{teorico} := \frac{Med_{33} \cdot 10^6}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_{pil}} = 237,8496 \quad \text{Si pongono n.2}\phi 16 \text{ mm}$$

(interasse filanti longitudinali 220 mm)

$$As_{pil} := 2 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \right) = 402,1239 \quad mmq \quad \text{Lunghezza di ancoraggio} \quad La_{pil} := \frac{10 \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd_{elev}}} = 300,6437$$

Verifica limitazioni armatura (paragrafo 4.1.6.1.1. NTC 2018)

interasse filanti longitudinali minore di 300 mm

VERIFICATO

$$As_{min} := 0,1 \cdot \left(\left(\frac{(B_{pil} + 100)}{1000} \right)^2 \cdot (3,7 + 0,4) \cdot 2500 \right) = 164 \quad mmq \quad \text{VERIFICATO}$$

$$As_{min2} := 0,003 \cdot B_{pil}^2 = 270 \quad mmq \quad \text{minore di} \quad 4 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \right) = 804,2477 \quad \text{VERIFICATO}$$

$$As_{max} := 0,01 \cdot B_{pil}^2 = 900 \quad mmq \quad \text{maggiore di} \quad 4 \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \right) = 804,2477 \quad \text{VERIFICATO}$$

3.3) Verifica momento resistente

$$x_{pil} := \text{solve} \left(0,8 \cdot f_{ck_{elev}} \cdot B_{pil} \cdot y^2 + y \cdot (As_{pil}^1 \cdot E_s - As_{pil} \cdot f_{yd}) - As_{pil}^1 \cdot E_s \cdot dl_{pil}; y; 0; d_{pil} \right) = 39,9582$$

$$\varepsilon_{yd_{pil}} := \frac{d_{pil} - x_{pil}}{x_{pil}} \cdot 3,5 = 19,2738$$

$$\varepsilon_{yd_{pil}} := \frac{x_{pil} - dl_{pil}}{x_{pil}} = -0,001$$

$$Mrd_{pil} := \frac{0,8 \cdot x_{pil} \cdot B_{pil} \cdot f_{ck_{elev}} \cdot (d_{pil} - 0,4 \cdot x_{pil}) + As_{pil}^1 \cdot E_s \cdot \varepsilon_{yd_{pil}}}{1000000} = 77,5307 \quad kNm$$

Sezione 3-3 $Med_{33} = 21,7787 \quad kNm$

VERIFICATO

$$\rho_{pil} := \frac{A_{s_{pil}} \cdot 3}{B_{pil} \cdot d_{pil}} = 0,0155$$

Verifica taglio resistente

Armatura trasversale

$$\text{staffe } \phi_{st} := 8 \text{ mm}$$

zone dissipative

passo 125 mm

altezza zona dissipativa 500 mm

zone non dissipative

passo $p_{pil} := 190 \text{ mm}$

Verifica limitazioni armatura (paragrafo 4.1.6.1.1. NTC 2018)
interasse staffe minore di 12 volte diametro ferri longitudinali

$$A_{st_{pil}} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{st}^2 \cdot 2 = 100,531$$

VERIFICATO

$$\theta := \frac{\pi}{4} \quad \alpha_{st} := \frac{\pi}{2}$$

Taglio resistente armatura trasversale

$$V_{r_{sd_{pil}}} := \frac{\frac{A_{st_{pil}}}{p_{pil}} \cdot 0,9 \cdot d_{pil} \cdot \left(\cot(\theta) + \cot(\alpha_{st}) \right) \cdot \sin(\alpha_{st}) \cdot f_{yd}}{1000} = 48,4481 \text{ kN}$$

Taglio resistente biella compressa

$$V_{r_{cd_{pil}}} := 0,5 \cdot f_{cd_{elev}} \cdot B_{pil} \cdot 0,9 \cdot d_{pil} \cdot \left(\frac{\cot(\theta) + \cot(\alpha_{st})}{(1 + \cot(\theta)) \cdot \cot(\theta)} \right) \cdot \frac{1}{1000} = 50,796 \text{ kN}$$

Sezione 3-3

$$V_{ed_{33}} = 10,6238 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Taranto, _____

IL PROGETTISTA DELLE OPERE STRUTTURALI

T.V. (INFR) SOVERETO Ing. Fabio

Relazione illustrativa sulle caratteristiche dei materiali da utilizzare

(paragrafo C10.1 Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.)

Oggetto delle opere: Messa in sicurezza e trasformazione di una porzione del muro perimetrale del Compensorio Logistico Mar Grande della Marina Militare in Viale Virgilio Taranto.

Ubicazione: Viale Virgilio, 164 - Taranto.

Materiali da impegnare:

- Calcestruzzo per strutture in c.a.:
Classe di resistenza a compressione: C32/40
Classe di esposizione: XC4 (*LINEE GUIDA SUL CALCESTRUZZO STRUTTURALE, Tab. 11*)
Classe di lavorabilità: S4
Dimensione massima inerte: D=15 mm
- Acciaio per calcestruzzo armato:
Barre in acciaio ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento aventi:
 $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} \leq 1.35$
Ancoraggi: dove non indicato min. 20 diametri, con un minimo di 150 mm
Sovrapposizioni: dove non indicato min. 20 diametri, con un minimo di 150 mm -
Copriferro netto: 3.5 (*NTC2018, Tab. C4.1.IV*)

Taranto, li _____

Il Progettista delle opere strutturali
T.V. (INFR) SOVERETO Ing. Fabio

Relazione Geotecnica

(paragrafo C6.2.2.5 Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP.)

Descrizione del sito, delle opere e degli interventi

La presente relazione è redatta ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e riguarda la messa in sicurezza e trasformazione di una porzione del muro perimetrale del Comprensorio Logistico Mar Grande della Marina Militare in Viale Virgilio Taranto.

L'intervento ricade in una zona conosciuta dal punto di vista geotecnico, in quanto già oggetto di analisi nell'ambito dell'intervento di ripristino della viabilità principale della S.N.M.G.

Per quanto sopra, vista altresì la modesta entità dell'opera, secondo quanto indicato al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018, la progettazione in oggetto è basata su indagini preesistenti. Nelle specifico, le informazioni relative alla natura dei terreni sono state desunte dalla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Pasquale Di Marcantonio, in data giugno 2013, nell'ambito del sopracitato intervento di ripristino della viabilità principale della S.N.M.G., oltre che dalla campagna di indagini lungo la viabilità interna, in prossimità della palazzina "A" del C.L.M.G., condotte nel 2016.

Le informazioni sulla tipologia e natura dei terreni di fondazione saranno opportunamente verificate dalla Direzione dei Lavori al momento dell'esecuzione degli scavi previsti, valutando l'eventuale necessità di procedere a indagini geognostiche specifiche di maggiore dettaglio.

Di seguito si riporta una sintesi delle analisi svolte. Per una descrizione di dettaglio della geologia dell'area interessata si rimanda integralmente alla relazione di cui sopra che, ad ogni buon fine, si allega alla presente.

Valutazione della pericolosità ambientale e risposta sismica locale

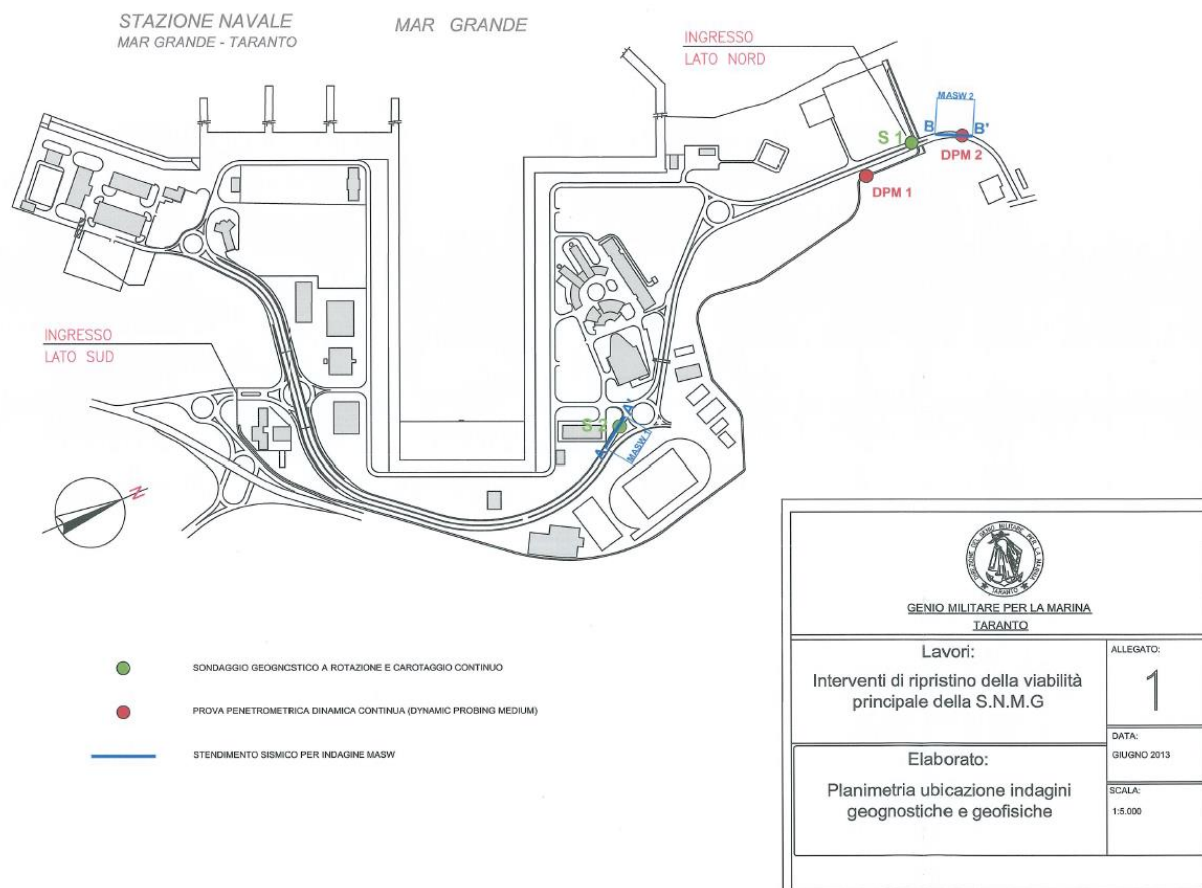
L'area in oggetto è parte del Comprensorio Logistico Mar Grande (sito in Viale Virgilio, 164 - Taranto) e dunque risulta antropizzata.

Le indagini sismiche MASW, i risultati delle analisi del laboratorio geotecnico e le prove in sito hanno permesso di classificare il terreno di fondazione come categoria "B".

Il territorio del comune di Taranto è classificato come zona sismica di 3^a categoria ovvero a basso rischio sismico, a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni compresa tra 0,05 g e 0,15 g.

Caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e definizione dei valori caratteristici e di progetto dei parametri geotecnici

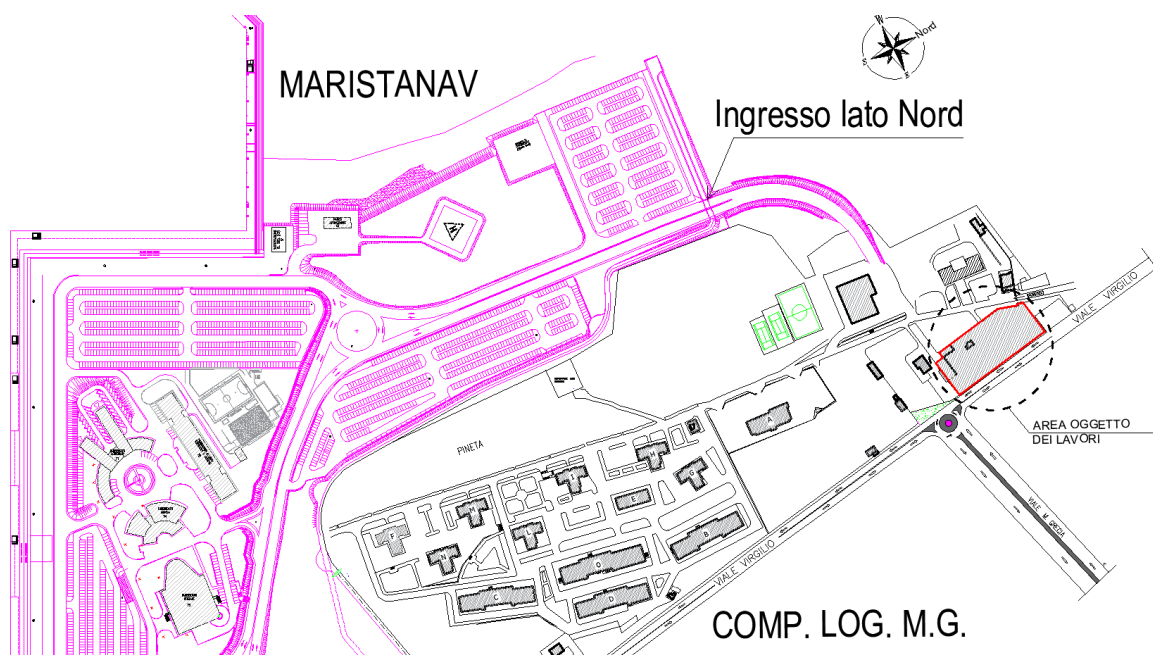
Per la definizione dei parametri geotecnici di progetto si è tenuto conto dei risultati delle prove geotecniche di laboratorio di cui alla citata relazione geologica del 2013, e dai risultati della campagna di indagini lungo la viabilità interna, in prossimità della palazzina "A" del C.L.M.G., condotte nel 2016, in quanto posti nelle vicinanze dell'area di intervento.



Intervento di ripristino della viabilità principale della S.N.M.G.



Campagna di indagini - viabilità interna, in prossimità della palazzina "A" del C.L.M.G. (Vds "AREA DI INTERVENTO")



Lavori di: Messa in sicurezza e trasformazione di una porzione del muro perimetrale del Compensorio Logistico Mar Grande della Marina Militare in Viale Virgilio Taranto. (Vds "AREA OGGETTO DEI LAVORI")

Dalla relazione geologica del 2013 si evince che il volume significativo di terreno, funzione della tipologia di opera e dell'entità dei carichi, è costituito da terreno di riporto (rilevato stradale) fino ad una profondità di 2,5 metri dal piano campagna, che poggia al di sopra di un livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine", ossia argille siltose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduli carbonatici poco diffusi.

Dott. Geol. Pasquale Di Marcantonio - Via A. De Albentis, 46 - 64100 TERAMO												
SONDAGGIO: 1			LUNGHEZZA (m): 16,0			LEGENDA: PROVE S.P.T.: PA Punta aperta - PC Punta chiusa CAMPIONI: S Pareti sottili - O Osterberg - M Mazier R Rimaneggiato - Rs Rimaneggiato da S.P.T. PIEZOMETRI: A Aperto - C Casagrande - E Elettrico PERFORAZIONE: CS Carotiere semplice - CD Carotiere doppio - EC Elica continua STABILIZZAZIONE: RM Rivestimento metallico FB Fanghi bentonitici % CAROTAGGIO _____ R.Q.D. _____						
DA METRI: 0,0 A METRI: 16,0			Sonda tipo: EGT MD 710									
Ditta esecutrice: GEO.GA. Costruzioni S.R.L.			Operatore: Sig. Rizzieri Calabrese									
COMMITTENTE: GENIO MILITARE PER LA MARINA - TARANTO												
CANTIERE: STAZIONE NAVALE MAR GRANDE												
LOCALITA': TARANTO												
DATA INIZIO: 29-4-2013 DATA FINE: 29-4-2013												
QUOTA BOCCAFORO (m s.l.m.):												
S.P.T. Prof. Tipo Valori	CAMPIONI Prof. Tipo	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE		Prof. (m)	Carot. (%) R.Q.D. (%) 20 40 60 80	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	FALDA Rinnv Stab	Piezo- metri	Diam. (mm)	Metodo Perf.ne	Metodo Stab.ne
1,0 PC 10 13 11	1			2,5								
2,0 PC 7 5 7	2											
	3	Livello eluviale di alterazione delle 'Argille Subappennine': argille siltose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e ossidazioni oceree, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi.				5,4						
	4											
	5											
	3,9-4,5					4,5						
						4,5						
						3,4						
						3,6						
						3,4						

Relazione Geologica del 2013: Stratigrafia terreno

Nello specifico, i risultati delle prove geotecniche di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati hanno permesso di definire i parametri geotecnici più rappresentativi delle unità distinte come riepilogato nella tabella sottostante:

Sigla sondaggio e prof. prelievo campione (m dal p.c.)	Unità litotecnica	c' (kPa)	ϕ' (°)	Cu (kPa)	Eed (kPa)	γ (kN/mc)
S1 - 3,9÷4,5	Livello di alterazione del Substrato geologico	21,01	26,1°	56,02	3133,5	19,46
S2 - 4,1÷4,6		26,78	21,3°	92,68	non determinato	19,69
S1 - 15,5÷16,0	Substrato geologico inalterato	23,13	26,8°	202,15	non determinato	20,54
S2 - 14,9÷15,4		28,58	23,3°	375,25	7319,4	20,32

Contestualmente la relazione inerente alla campagna di indagini lungo la viabilità interna, in prossimità della palazzina "A" del C.L.M.G., condotte nel 2016, evidenziano, come si può evincere dallo stralcio riportato di seguito, che la profondità dello strato di terreno di riporto varia allontanandosi dalla S.N.M.G., riscontrando uno strato di calcarenite grossolana fino ad una profondità di 5 metri dal piano campagna.

4. ANALISI DEI DATI E DELLE INFORMAZIONI ACQUISITE

Le anomalie geofisiche riscontrate nell'elaborazione dei dati radar ed elettrici, correlati con le informazioni ottenute dallo scavo con mezzo meccanico, in prossimità della zona di dissesto, hanno permesso di definire la stratigrafia litologica del sito, così composta:

1. **Sotto i 5 mt del piano di campagna e fino a 20 mt** di profondità si rileva la presenza di argille limose, più o meno marnose, compatte di colore grigio-azzurro,
2. **Dal piano di campagna, mediamente per uno spessore di 5 mt**, si segnala uno strato di calcarenite grossolana, in genere stratificata e compatta, localmente interessata da fratturazione e fenomeni di carsismo più o meno sviluppato. Si segnala ad intervalli, la presenza di **una coltre alto-resistiva, di riempimento, costituita da materiale di riporto eterometrico**, con avvallamenti prodottisi nel tempo.

Stralcio della relazione sulla campagna di indagini - viabilità interna, in prossimità della palazzina "A" del C.L.M.G.

Per quanto sopra, nelle verifiche della nuova fondazione nei confronti degli stati limite ultimi GEO e STR è stata considerata, a vantaggio di sicurezza, la situazione più sfavorevole tra le precedenti sopra descritte (rilevato stradale fino ad una profondità di 2,5 metri dal p.c.; calcarenite fino ad una profondità di 5 metri dal p.c.) impostando la profondità del piano di posa dalla fondazione a metri 0,8 dal piano campagna e considerando i parametri geotecnici delle "Argille Subappennine" (Vedasi tabella sottostante). Questa scelta consente altresì di garantire la completa rimozione del terreno vegetale superficiale.

Sigla sondaggio e prof. prelievo campione (m dal p.c.)	Unità litotecnica	c' (kPa)	ϕ' (°)	Cu (kPa)	Eed (kPa)	γ (kN/mc)
S1 - 3,9÷4,5	Livello di alterazione del Substrato geologico	21,01	26,1°	56,02	3133,5	19,46
S2 - 4,1÷4,6		26,78	21,3°	92,68	non determinato	19,69
S1 - 15,5÷16,0	Substrato geologico inalterato	23,13	26,8°	202,15	non determinato	20,54
S2 - 14,9÷15,4		28,58	23,3°	375,25	7319,4	20,32

I parametri geotecnici caratteristici del terreno considerati sono quelle delle "Argille Subappennine"

Dunque è stato possibile definire i parametri geotecnici di progetto come di seguito:

Parametri geotecnici

Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine": argille siltose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e ossidazioni ocracee, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi.

Peso di volume naturale (kN/mc) $\gamma_d := 19,40$

Coesione non drenata (kN/mq) $C_u := 57,08$

Nspt (colpi/piede) $N_{spt} := 9,13$

$\varphi^\circ := 26,1 \text{ (deg)}$

$$\varphi_l := \frac{\varphi^\circ \cdot \frac{\pi}{2}}{90} = 0,4555 \text{ (radianti)}$$

Scelta tipologie fondazionali

Sulla base delle considerazioni di cui al precedente punto, si prevede di realizzare fondazioni in c.a. superficiali, costituite da trave continua dello spessore di 40 cm e larghezza minima 120 cm.

Stati limite per le opere in progetto

Nelle verifiche di sicurezza sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite, ai sensi del paragrafo C6.4.2.1 della Circolare 21 gennaio 2019, n.7 del C.S.LL.PP.:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Approccio 2 - A1+M1+R3 - $\gamma_r = 2,3$)
- Collasso per scorrimento sul piano di posa (Approccio 2 - A1+M1+R3 - $\gamma_r = 1,1$)

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (Approccio 2 - A1+M1+R3 - $\gamma_r = 1$)

Verifica delle condizioni di sicurezza e valutazione delle prestazioni

Di seguito si riporta una sintesi dei risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni. Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione di Calcolo.

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno: APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

Data l'eccentricità dei carichi agenti sul terreno, la capacità portante di quest'ultimo è stata valutata con la formula generale di Brinch-Hansen 1970.

- Carico limite in condizione drenata: 529,60 kN/mq
- Carico limite in condizione non drenata: 5.945,53 kN/mq

Che corrisponde al seguente valore di progetto della Resistenza del sistema geotecnico R_d :

- Resistenza del sistema geotecnico R_d in condizione drenata: 9.154,61 kN > 529,60 kN/mq
- Resistenza del sistema geotecnico R_d in condizione non drenata: 6.299,50 kN > 5.945,53 kN/mq

Dai calcoli si evidenzia che il valore determinato per la Resistenza del sistema geotecnico, sia nella condizione drenata che non drenata, è superiore all'Azione di progetto sul terreno di fondazione.

Collasso per scorrimento sul piano di posa della fondazione: APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

- Resistenza di progetto a scorrimento: 1.925,79 kN

Dai calcoli si evidenzia che il valore determinato per la Resistenza di progetto a scorrimento è superiore all'Azione di progetto sul piano di posa della fondazione pari a 613,67 kN.

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali: STR (Paragrafo 6.4.2 NTC 2018 - Fondazioni superficiali)

- Momento resistente di progetto: 206,69 kNm
- Taglio resistente di progetto: 158,40 kN

Dai calcoli si evidenzia che i valori di Resistenza di progetto sono superiori alle Azioni di momento e taglio di progetto, rispettivamente pari a 30,00 kNm e 71,00 kN.

Prescrizioni sulle modalità costruttive

Si dispone, al fine di evitare cedimenti disuniformi, che il piano di posa delle fondazioni sia posto sullo strato di calcarinite, o in assenza di questo alla prevista quota di imposta della fondazione, sullo strato costituito da limi sabbiosi argillosi, previa rimozione del terreno vegetale superficiale scadente sotto il profilo geomeccanico.

Qualora la profondità del terreno vegetale dovesse essere maggiore rispetto alla prevista quota di imposta della fondazione, si renderà necessario l'approfondimento dello scavo fino al raggiungimento dello strato limo-sabbioso-argilloso e il successivo ripristino della quota a mezzo di posa di uno strato di misto granulare stabilizzato, opportunamente compattato, per un massimo di 40 cm e conseguente getto in calcestruzzo classe C12/15 adeguatamente compattato.

Allegati:

1. Relazione geologica 2013
2. Relazione geotecnica 2013
3. Relazione geotecnica 1999

Taranto, li _____

il Progettista delle opere strutturali
T.V. (INFR) SOVERETO Ing. Fabio

ALLEGATO n.1
Relazione geologica - 2013



Studio di Geologia Dott. Pasquale Di Marcantonio

CONSULENZE GEOLOGICHE E INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE
DELLE OPERE DI INGEGNERIA, LA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LA TUTELA AMBIENTALE



GENIO MILITARE PER LA MARINA TARANTO

INTERVENTO DI RIPRISTINO DELLA VIABILITA' PRINCIPALE DELLA S.N.M.G.
CPT. 7120-20/SMM C.E. 230610 E.F. 2013 ID 4905

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE SUL MODELLO GEOLOGICO E LITOTECNICO - RELAZIONE SISMICA

Ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della Circolare del C.S.LL.PP. 617/2009 "Istruzioni per l'applicazione
delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008"



Dott. Geol. PASQUALE DI MARCANTONIO

giugno 2013

SOMMARIO

1. PREMESSA.....	1
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	3
3. MODALITÀ ESECUTIVE ED INTERPRETATIVE DELLE INDAGINI IN SITO.....	4
3.1. Sondaggi stratigrafici	4
3.2. Prove penetrometriche dinamiche di fondo foro Standard Penetration Test.....	5
3.3. Campioni indisturbati	6
3.4. Prove penetrometriche dinamiche continue DPM	6
4. CARATTERI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI.....	9
4.1. Inquadramento geologico generale.....	9
4.2. Inquadramento geologico locale	10
4.3. Idrogeologia.....	10
4.4. Geomorfologia e condizioni generali di stabilità	11
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI LITOTIPI	13
5.1. Prove geotecniche di laboratorio.....	13
5.2. Parametri geotecnici caratteristici	13
5.3. Unità litotecniche	14
6. RELAZIONE SISMICA.....	16
6.1. Indagine sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).....	16
6.1.1. Modalità esecutive ed interpretative	16
6.1.2. Categoria di sottosuolo.....	18
6.2. Pericolosità sismica di base e di sito.....	19
ELENCO DEGLI ALLEGATI	21

Handwritten signature: *Pasquale Di Marcantonio*
 Circular stamp: *Geologia*

1. PREMESSA

La presente relazione, redatta in conformità alle "Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/2008" e alla relativa circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 617/2009, è stata eseguita su incarico del Genio Militare per la Marina di Taranto e riguarda interventi di ripristino della viabilità veicolare principale dell'area nord della nuova "Stazione Navale Mar Grande" (di seguito nominata S.N.M.G.) della Marina Militare sita nel Mar Grande di Taranto.

L'elaborato concerne la caratterizzazione e la modellazione geologica, litotecnica e sismica dell'area in esame e consiste nella definizione degli aspetti litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, fisico-meccanici, di risposta sismica locale e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

Le verifiche sono state impostate con la finalità di caratterizzare l'area relativamente ai seguenti aspetti:

- inquadramento nel contesto geologico di riferimento;
- successione litostratigrafica locale, ivi comprese le coperture quaternarie e recenti, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e della loro degradabilità, dei caratteri geostrutturali generali;
- caratteristiche idrogeologiche e schema della circolazione idrica sotterranea;
- lineamenti morfologici e geomorfologici, con particolare riferimento ad eventuali fenomeni di instabilità in atto e potenziali e alla loro tendenza evolutiva;
- caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi costituenti la successione litostratigrafica locale;
- modellazione sismica.

A tal fine sono state attuate le fasi di seguito indicate:

1. analisi dei dati bibliografici derivanti dalla letteratura tecnico-scientifica e da precedenti lavori, relativi ad aree limitrofe e riferibili al medesimo contesto geologico;
2. rilevamenti di campagna per la valutazione delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche del sito, estesi ad una zona significativa in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca;
3. realizzazione di n° 2 sondaggi meccanici a rotazione e carotaggio continuo. Nel corso dei sondaggi sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche in foro tipo Standard Penetration Test (S.P.T.) e sono stati prelevati n° 4 campioni indisturbati, sottoposti a prove geotecniche di laboratorio;
4. realizzazione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue medie DPM (Dynamic Probing Medium - classificazione ISSMFE, 1988);

5. modellazione sismica e valutazione della risposta sismica locale per mezzo di:

- n° 2 indagini sismiche attive multicanale MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per l'accertamento della categoria di sottosuolo, ai sensi delle "Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/2008";
- verifica delle condizioni topografiche;
- definizione delle azioni sismiche di progetto sulla base della "pericolosità sismica di base" e della "pericolosità sismica di sito".

Si allegano alla presente relazione i seguenti elaborati:

1. planimetria con l'ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche;
2. moduli stratigrafici dei sondaggi geognostici e documentazione fotografica;
3. risultati delle prove penetrometriche: letture, grafici, parametri geotecnici medi;
4. risultati delle prove penetrometriche: parametri geotecnici caratteristici (N.T.C. - D.M. 14/01/2008);
5. certificati delle prove geotecniche di laboratorio;
6. risultati delle indagini sismiche attive multicanale MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves).

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'area in cui è situata la nuova S.N.M.G. si inserisce in una zona blandamente digradante verso il Mar Grande, al margine orientale del bacino marino, ed è definita da superfici pianeggianti, situate a varie altezze sul livello del mare, derivanti in gran parte da modifiche apportate artificialmente nel tempo mediante l'accumulo di materiali di riporto, necessari per la realizzazione delle opere a terra.



L'immagine seguente identifica le aree per le quali si prevedono interventi di ripristino della viabilità veicolare.



3. MODALITÀ ESECUTIVE ED INTERPRETATIVE DELLE INDAGINI IN SITO

La Ditta incaricata dell'esecuzione delle indagini è: Geo.Ga. s.r.l. con sede a Taranto.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella planimetria in Allegato 1.

3.1. Sondaggi stratigrafici

La tabella seguente riassume i dati caratteristici dei sondaggi eseguiti.

SIGLA	DATA DI ESECUZIONE	PROFONDITÀ (m dal p.c.)	Standard Penetration Test (m dal p.c.)	Campioni indisturbati (m dal p.c.)
S 1	29/04/2013	16,0	1,00 – 1,45 2,00 – 2,45	3,9 – 4,5 15,5 – 16,0
S 2	02/05/2013	15,4	1,00 – 1,45 2,00 – 2,45	4,1 – 4,6 14,9 – 15,4

Le perforazioni, ad andamento verticale, sono state eseguite a rotazione e carotaggio continuo, a secco dove possibile, mediante carotiere semplice con diametro nominale esterno di 101 mm. È stata utilizzata una macchina perforatrice idraulica cingolata modello EGT MD 710.

I campioni di terreno prelevati durante le operazioni di perforazione sono stati raccolti in apposite cassette catalogatrici, fotografati ed analizzati sul posto in modo da evidenziare i seguenti caratteri:

- origine geologica e spessore di ogni strato distinto;
- colore dominante ed eventuali screziature;
- presenza di materiali organici e riporti;
- composizione granulometrica, grado di alterazione, tessitura e struttura;
- consistenza dei terreni coesivi ed addensamento dei terreni sciolti;
- condizioni di umidità naturale dei terreni;
- percentuale di carotaggio;
- valori di resistenza al pocket penetrometer.

Gli elementi suddetti sono stati impiegati per l'individuazione delle caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni.

In allegato 2 si riportano i moduli stratigrafici dei sondaggi e la documentazione fotografica delle cassette catalogatrici con i campioni di terreno perforato.



Impianto di perforazione in postazione S1

3.2. Prove penetrometriche dinamiche di fondo foro Standard Penetration Test

Le prove penetrometriche dinamiche di tipo S.P.T. (Standard Penetration Test) sono state eseguite nel corso dei sondaggi stratigrafici, conformemente alle norme ASTM 1586/68: "Penetration Test and Split-Barrel Sampling of Soil".

È stata impiegata un'attrezzatura con le seguenti caratteristiche:

- punta conica con diametro esterno massimo 50,8 mm e angolo in punta di 60°, adatta a materiali grossolani;
- aste collegabili alla punta pesanti 6,8 kg al metro lineare, con una oscillazione massima di $\pm 0,5$ kg/ml;
- maglio in acciaio del peso di 63,5 kg;
- dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio dall'altezza di 75 cm;
- centratore di guida disposto tra la testa di battuta ed il piano campagna.

La prova consiste nell'infissione nel terreno di fondo foro, mediante battute del maglio, del complesso aste-punta per tre tratti successivi di 15 cm ognuno e nell'annotazione del numero di colpi necessari per ciascuna operazione.

Il parametro caratteristico della prova, detto N_{SPT} , è fornito dalla somma dei colpi ottenuti per il secondo e terzo tratto di infissione. Nell'eventualità che, per un tratto, il numero di colpi necessario all'infissione superi il valore di 50, si annota la penetrazione ottenuta e si interrompe la prova (rifiuto).

3.3. Campioni indisturbati

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati di terreno, utilizzando campionatori a pressione con pareti sottili del tipo "Shelby". Ogni prelievo è stato preceduto da un'accurata pulizia di fondo foro e da un controllo comparato, a mezzo scandaglio, della quota di quest'ultimo con quella raggiunta dall'ultima manovra di perforazione.

Nel prelievo dei campioni è stato ridotto al minimo il loro rimaneggiamento, limitando i valori dei coefficienti C.p. (coefficiente di parete) e C.i. (coefficiente di soglia interna) entro limiti di accettabilità in relazione alla quantità di materiale da campionare. Il coefficiente di parete C.p. (rapporto tra il volume di materiale spostato e quello campionato) è stato tenuto basso mediante infissioni rapide del campionatore a pareti sottili, utilizzando scarpe campionatrici con piccolo angolo di taglio. Il coefficiente di soglia interna C.i. (differenza del diametro interno e del diametro di soglia del campionatore diviso per quest'ultimo), è stato tenuto circa a zero mediante l'uso di fustelle a pareti sottili.

Le fustelle contenenti i campioni indisturbati sono state immediatamente sigillate alle estremità mediante paraffina e recapitate al laboratorio geotecnico LABORGEO s.r.l. di Matera, che ha provveduto all'esecuzione di prove di taglio diretto consolidato drenato con scatola di Casagrande, per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci, e di prove edometriche, rilasciando certificati ufficiali sui quali sono riportati i dati caratteristici dei test e i risultati ottenuti (Allegato 5).

3.4. Prove penetrometriche dinamiche continue DPM

Sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche dinamiche continue medie DPM (Dynamic Probing Medium - classificazione ISSMFE 1988) per mezzo di un dispositivo Tecnotest DL-30. Le prove sono state interrotte quando la compattezza dei terreni attraversati ha impedito ulteriori avanzamenti. La tabella seguente riassume le profondità raggiunte.

Sigla	Profondità dal p.c.
DPM 1	7,0 metri
DPM 2	8,7 metri

I risultati delle prove penetrometriche sono riportati in Allegato 3.

La prova penetrometrica dinamica continua consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, posta all'estremità di un'asta d'acciaio prolungabile con l'aggiunta di successive aste ed infissa per battitura nel terreno per mezzo di un idoneo dispositivo di percussione; viene registrato il numero di colpi necessari per l'infissione ogni 20 cm di affondamento.

Di seguito sono sintetizzate le principali caratteristiche tecniche del sistema impiegato.

PESO MASSA BATTENTE	$M = 30 \text{ kg}$
ALTEZZA CADUTA LIBERA	$H = 20 \text{ cm}$
DIAMETRO PUNTA CONICA	$D = 35,70 \text{ mm}$
AREA BASE PUNTA CONICA	$A = 10 \text{ cm}^2$
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA ASTE	$L = 1,00 \text{ m}$
PESO ASTE PER METRO	$P = 2,90 \text{ kg}$
LUNGHEZZA TRATTO D'INFIESSIONE	$\delta = 10 \text{ cm}$

Le prove penetrometriche dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate, data la loro semplicità esecutiva e rapidità di esecuzione; la loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" i litotipi attraversati con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulla consistenza o l'addensamento dei vari livelli.

In particolare, si possono ottenere informazioni su:

- andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici;
- caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche;
- quota di eventuali falde acquifere;
- parametri geotecnici.

L'elaborazione delle prove ha comportato l'attuazione delle fasi seguenti:

1. calcolo della resistenza di rottura dinamica alla punta (Rpd);
2. correlazione N (n° di colpi per 10 cm di infissione nelle prove DPM) - N_{SPT} (n° di colpi per 30 cm di infissione nelle prove Standard Penetration Test);
3. definizione dei parametri geotecnici mediante le correlazioni proposte da vari Autori in funzione di natura dei terreni, valore del numero dei colpi e resistenze alla punta.
 - Calcolo della resistenza di rottura dinamica alla punta (Rpd)

I valori che rappresentano l'energia necessaria per una penetrazione unitaria della punta conica (Rpd) e le caratteristiche di resistenza del terreno sono direttamente correlabili. La Rpd, parametro caratteristico dello stato di addensamento di un terreno incoerente e della consistenza di un terreno coesivo, è ricavabile dalla Formula Olandese:

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot e \cdot (M + P)} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

con:	M	peso del maglio	30,0 kg
	H	altezza caduta maglio	20 cm
	A	sezione punta conica	10 cm ²
	e	rifiuto	10/N cm
	P	peso totale delle aste e del sistema di battuta	

• Correlazione N - N_{SPT}

Poiché la prova penetrometrica standard (S.P.T.) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni sul sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{SPT} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi N di una prova DPM con N_{SPT}. Il passaggio viene dato da:

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

dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova S.P.T. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente

M' = peso aste

H = altezza di caduta

A = area base punta conica

δ = passo di avanzamento



Penetrometro dinamico Tecnotest DL-030 in postazione DPM 2

4. CARATTERI GEOLOGICI, IDROGEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

4.1. Inquadramento geologico generale

Viene di seguito descritta nelle linee generali l'evoluzione geologica della zona nel cui ambito s'inserisce l'area oggetto di studio, al fine di agevolare la comprensione dell'attuale assetto stratigrafico dei litotipi presenti.

Il substrato geologico dell'area appartiene alla Formazione delle "Argille Subappennine" del Calabrian (Pleistocene inferiore), composta in prevalenza da argille marnose siltose di colore grigio-azzurro di ambiente marino, stratificate, con assetto strutturale a monoclinale debolmente inclinata.

Il sollevamento areale della zona ha dato origine al modellamento della superficie terrestre, per opera dei fenomeni erosivi, gravitativi e tettonici, e allo sviluppo di formazioni riferibili a facies di transizione e continentali, deposte dal Pleistocene inf. all'Olocene e formate da sequenze deposizionali eterogenee ed eterometriche, con variazioni laterali e verticali di facies e con spessori variabili.

Le formazioni geologiche più recenti sono unità costituite da depositi alluvionali riferibili ad una conformazione del reticolo idrografico confrontabile con quella attuale, affioranti sia in corrispondenza di superfici terrazzate più o meno continue, rialzate rispetto agli alvei attuali (alluvioni antiche), sia in corrispondenza degli alvei stessi e delle aree golenali (alluvioni attuali e recenti); in base ai rapporti morfologici e stratigrafici con le unità più antiche, questi depositi sono riferibili al periodo Pleistocene sup. – Olocene.

In ambiente continentale, a causa dell'azione degli agenti atmosferici e delle acque di scorrimento superficiale e di infiltrazione, i litotipi affioranti hanno subito fenomeni di alterazione e degradazione chimico-fisica, con formazione delle coltri eluviali (strato di alterazione in situ) e colluviali (dovute a dilavamento e rideposizione da parte dei movimenti gravitativi e delle acque di scorrimento superficiale), spesso presenti al tetto delle formazioni inalterate.

L'evoluzione paleogeografica sopra descritta è all'origine del contesto geologico di riferimento dell'area considerata, caratterizzato dalla seguente successione stratigrafica, descritta a partire dai termini più antichi:

1. *Formazioni di facies marina*

- Formazione delle "Argille Subappennine" (Pleistocene inferiore): argille marnose siltose a variabile componente sabbiosa (sabbia talora prevalente). Successione stratigrafica della potenza di alcune decine di metri, costituente il substrato geologico locale.

2. *Formazioni di facies di transizione e continentale*

- Complesso di depositi di spiaggia e di piana costiera (Pleistocene medio e superiore): unità litostratigrafiche disposte in vari ordini di terrazzo e composte da sabbie, conglomerati,

calcareniti e calcari.

- Depositi alluvionali antichi, recenti ed attuali, depositi recenti ed attuali di spiaggia emersa, dune costiere (Pleistocene medio - Olocene);
- Depositi colluviali (Olocene): sono il prodotto dei processi di alterazione dei terreni affioranti e delle azioni di dilavamento e rideposizione ad opera delle acque di scorrimento superficiale o di traslazione per effetto della gravità, in posti diversi da quelli di origine.

4.2. Inquadramento geologico locale

L'area di studio è caratterizzata dalla seguente successione litostratigrafica, descritta a partire dai termini più recenti e definita sulla base dell'evoluzione geologica della zona, dei rilevamenti di campagna, dei dati bibliografici e dei risultati delle indagini geognostiche.

- **Unità litologica 1** Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine": si tratta in prevalenza di argille siltose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e ossidazioni ocracee, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi. Nel sondaggio S1 si rinviene un crostone carbonatico (tra 9,5 e 10 metri da quota boccaforo) e a seguire un orizzonte di arenaria debolmente cementata di colore avana (tra 10 e 11,3 metri da quota boccaforo).

Questa unità è il risultato dell'alterazione in sito del substrato geologico, per cause naturali che hanno agito in ambiente subaereo (agenti atmosferici, lente filtrazioni d'acqua, ecc.); gli effetti dell'alterazione diminuiscono progressivamente all'aumentare della profondità, fino al passaggio alla formazione inalterata. Il passaggio è reso evidente da un cambiamento di colore della formazione, che non mostra più le ossidazioni avana e ocracee; esso avviene a profondità da quota boccaforo comprese tra metri 7,0 (sondaggio S2) e metri 11,3 (sondaggio S1).

- **Unità litologica 2** "Argille Subappennine": si tratta in prevalenza di argille marnose siltose debolmente sabbiose di colore grigio-azzurro, a stratificazione sottile poco accennata, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi. Nel sondaggio S1 si rinviene un orizzonte composto in prevalenza da sabbia di colore grigio (tra 11,3 e 14 metri da quota boccaforo).

4.3. Idrogeologia

I litotipi costituenti la successione stratigrafica dell'area studiata sono considerati relativamente alla loro permeabilità, in particolare per quanto concerne l'attitudine a favorire l'infiltrazione e la circolazione sotterranea delle acque di precipitazione meteorica e la formazione di falde acquifere.

Si tratta di terreni i cui caratteri idrogeologici dipendono dalla granulometria e

dall'addensamento dei clasti (litotipi a permeabilità primaria per porosità). In prevalenza, per via della preponderante frazione granulometrica fine, sono caratterizzati da ridotti valori del coefficiente di permeabilità (10^{-8} - 10^{-9} cm/sec) e di conseguenza sono inadatti alla formazione di falde acquifere.

Quanto suddetto non vale per gli orizzonti sabbiosi che si rinvennero all'interno della formazione a grana fine (ad esempio il livello tra m 10 e m 14 da quota boccaforo nel sondaggio S1), la cui maggiore permeabilità favorisce l'assorbimento delle acque di precipitazione meteorica e le circolazioni idriche sotterranee, dando origine a modesti acquiferi che, essendo confinati tra strati pressoché impermeabili, possono assumere il carattere di falde artesiane (in pressione).

Inoltre, è possibile una sia pur modesta circolazione d'acqua al contatto tra i materiali di riporto impiegati per la realizzazione dei rilevati stradali della S.N.M.G. e i depositi argillosi impermeabili che ne costituiscono la base di appoggio.

4.4. Geomorfologia e condizioni generali di stabilità

Per quanto concerne l'aspetto morfologico, l'area in cui è situata la S.N.M.G. si inserisce in una zona blandamente digradante verso il Mar Grande ed è definita da superfici pianeggianti, situate a varie altezze sul livello del mare, derivanti in gran parte da modifiche apportate artificialmente nel tempo mediante l'accumulo di materiali di riporto, necessari per la realizzazione delle opere a terra.

I fenomeni di instabilità si ravvisano prevalentemente nei terreni di sottofondo della viabilità veicolare principale dell'area nord della S.N.M.G. e si manifestano con il deterioramento della pavimentazione stradale, con vistosi avvallamenti e cedimenti del manto stradale.

Le aree maggiormente interessate sono il tratto in rilevato adiacente l'area di parcheggio P1 (con sviluppo lineare di circa 120 metri, larghezza media di carreggiata di 15 metri e dislivello crescente a partire dal p.c. sino ad un'altezza di circa 4 metri - Foto 1), il tratto compreso tra il varco nord e il Compensorio Logistico Mar Grande (Foto 2) e il tratto sopraelevato corrispondente alla testata della darsena (Foto 3).

I cedimenti hanno interessato anche la trave di fondazione in calcestruzzo del cancello scorrevole del corpo di guardia del varco nord della Base (Foto 1 e 2), causando il disallineamento dei binari di corsa e pregiudicando la corretta movimentazione del cancello.

In aggiunta ai problemi sopra citati si sono verificati movimenti gravitativi lungo i fianchi dei rilevati artificiali nel tratto compreso tra il varco nord e il Compensorio Logistico Mar Grande (Foto 2) e nel tratto sopraelevato corrispondente alla testata della darsena, soprattutto nell'area delimitata dalla linea tratteggiata rossa nella Foto 3; la causa delle frane è ascrivibile alla scarsa qualità dei materiali impiegati per la realizzazione dei rilevati.



5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI LITOTIPI

Per la definizione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi costituenti la successione stratigrafica locale sono stati utilizzati i risultati delle indagini in sito e di laboratorio, servendosi inoltre di informazioni risultanti dalla consultazione di dati bibliografici relativi a formazioni analoghe a quelle in esame; si è tenuto conto del prevedibile comportamento conseguente l'evoluzione geologica dell'area e del decorso tensionale sotto l'azione di carichi indotti.

5.1. Prove geotecniche di laboratorio

Sui quattro campioni indisturbati prelevati durante la realizzazione dei sondaggi sono state realizzate le seguenti prove di caratterizzazione fisica e meccanica presso il laboratorio geotecnico "Laborgeo s.r.l." di Matera:

- descrizione macroscopica;
- determinazione delle caratteristiche fisiche (granulometria, limiti di Atterberg, peso di volume, peso specifico, contenuto d'acqua, ecc.);
- determinazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci mediante prove di taglio diretto consolidato e drenato con scatola di Casagrande;
- determinazione dei parametri di resistenza al taglio in termini di tensioni totali mediante prove di espansione laterale libera;
- prove di consolidazione edometrica (solo campione 1 in S1 e campione 2 in S2).

La tabella seguente riassume le profondità di prelievo dei campioni indisturbati.

Sigla sondaggio	Prof. prelievo campione (m dal p.c.)	Unità litotecnica
S1	3,9+4,5	Livello di alterazione del Substrato geologico
S2	4,1+4,6	
S1	15,5+16,0	Substrato geologico inalterato
S2	14,9+15,4	

In allegato 5 si riportano i certificati delle prove geotecniche di laboratorio.

5.2. Parametri geotecnici caratteristici

I parametri geotecnici caratteristici sono stati calcolati secondo un approccio probabilistico, considerando le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di valori ottenuti con la realizzazione delle prove penetrometriche.

Con l'introduzione del concetto di *stato limite* è stato sviluppato parallelamente anche quello di *valore caratteristico*. L'Eurocodice 7, riguardante la progettazione geotecnica, introduce per la prima volta i valori caratteristici dei parametri geotecnici e, attualmente, le nuove Nor-

me Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) adottano tale concetto.

Il *valore caratteristico*, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica: le opere dovranno essere verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

"Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata".

Si parla di *Stato limite ultimo* quando lo stato limite è associato al valore estremo della capacità portante della struttura; il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso. Si parla invece di *Stato limite di esercizio* quando è legato al raggiungimento di un particolare stato dell'opera, che pur non generando il collasso compromette aspetti funzionali importanti che limitano le prestazioni in condizione d'esercizio.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. Ai valori caratteristici trovati si applicano dei coefficienti di sicurezza parziali, in funzione dello stato limite considerato.

Per prendere visione nel dettaglio dei parametri geotecnici (valori medi e caratteristici) ottenuti dall'elaborazione delle prove penetrometriche si rimanda agli Allegati 3 e 4.

5.3. Unità litotecniche

Sulla base del modello litostratigrafico della zona in esame sono state distinte le unità litotecniche di seguito descritte. I caratteri evidenziati sono tratti dai risultati delle prove geotecniche di laboratorio e si riferiscono alla componente a granulometria fine delle "Argille Subappennine", che costituisce la parte predominante della formazione.

- **Unità litotecnica 1** Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine": in prevalenza si tratta di una formazione a comportamento coesivo di media consistenza (indice di consistenza $I_c \approx 0,77$, stato di consistenza solido-plastico). Dal punto di vista granulometrico questi terreni rientrano nella categoria dei "Limi con argilla debolmente sabbiosi" (limo 51%÷55%, argilla 41%÷44%, sabbia 4,1%÷4,5%). La plasticità risulta medio-alta; l'indice di plasticità è infatti compreso fra 20% e 23%. La curva di compressibilità ricavata dalla prova edometrica mostra un andamento in prevalenza rettilineo, tipico dei terreni normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati.
- **Unità litotecnica 2** "Argille Subappennine": in prevalenza si tratta di una formazione a comportamento coesivo di medio-alta consistenza (indice di consistenza $I_c \geq 1$, stato di consistenza solido-plastico). Dal punto di vista granulometrico questi terreni rientrano nel-

la categoria dei "Limi con argilla debolmente sabbiosi" (limo 51%÷53%, argilla 42%÷44%, sabbia 4,2%÷4,9%). La plasticità risulta medio-alta; l'indice di plasticità è infatti compreso fra 16% e 18%. La curva di compressibilità ricavata dalla prova edometrica mostra un andamento in prevalenza rettilineo, tipico dei terreni normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati.

In relazione al comportamento sotto l'azione dei carichi indotti delle suddette unità va considerato un decorso tensionale di tipo totale a breve e medio termine e di tipo efficace a lungo termine, poiché la ridotta permeabilità al contorno non consente una rapida dissipazione delle sovrappressioni interstiziali dovute all'incremento dei carichi trasmessi in profondità.

La tabella seguente riporta i parametri geotecnici più rappresentativi delle unità distinte, derivanti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

Sigla sondaggio e prof. prelievo campione (m dal p.c.)	Unità litotecnica	c' (kPa)	ϕ' (°)	Cu (kPa)	Eed (kPa)	γ (kN/mc)
S1 - 3,9÷4,5	Livello di alterazione del Substrato geologico	21,01	26,1°	56,02	3133,5	19,46
S2 - 4,1÷4,6		26,78	21,3°	92,68	non determinato	19,69
S1 - 15,5÷16,0	Substrato geologico inalterato	23,13	26,8°	202,15	non determinato	20,54
S2 - 14,9÷15,4		28,58	23,3°	375,25	7319,4	20,32

Legenda:

- c' coesione efficace (da prove di taglio consolidate drenate)
- ϕ' angolo attrito interno (da prove di taglio consolidate drenate)
- Cu coesione totale (da prove di espansione laterale libera)
- Eed modulo edometrico (da prove di consolidazione edometrica, per $P = 98,07$ kPa. Per altri valori di pressione imposta si vedano i risultati delle prove di laboratorio)
- γ peso di volume naturale

6. RELAZIONE SISMICA

La modellazione sismica dell'area di studio è stata ottenuta per mezzo di:

- n° 2 indagini sismiche attive multicanale MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) per l'accertamento della categoria di sottosuolo, ai sensi delle "Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/2008";
- verifica delle condizioni topografiche;
- definizione delle azioni sismiche di progetto sulla base della "pericolosità sismica di base" e della "pericolosità sismica di sito".

La Ditta incaricata dell'esecuzione delle indagini geofisiche è: "Laborgio s.r.l." di Matera.

L'ubicazione delle indagini geofisiche è riportata nella planimetria in Allegato 1.

6.1. Indagine sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

6.1.1. Modalità esecutive ed interpretative

È stato eseguito uno stendimento di sismica attiva multicanale MASW con i seguenti dati caratteristici.

Sigla	Numero geofoni	Distanza intergeofonica	Numero battute
A - A'	24	1 metro	3 (distanza 2, 5 e 10 metri dal primo geofono)
B - B'	24	1 metro	3 (distanza 2, 5 e 10 metri dal primo geofono)

Il metodo MASW è una tecnica di indagine geofisica non invasiva che consente la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , per mezzo della misura delle onde superficiali in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) infissi sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che si trasmettono con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione, cioè sono onde la cui velocità dipende dalla frequenza.

Per ciò che concerne il modello di risposta del terreno, quello usualmente considerato è rappresentato da un mezzo elastico a strati omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è definita attraverso differenziazioni delle caratteristiche meccaniche dei singoli strati. Le variabili necessarie a descrivere pienamente il modello sono lo spessore e la densità di ciascuno strato. Tale modello, presentando una natura monodimensionale, implica l'ipotesi che gli strati siano piani e paralleli; questa assunzione di base condiziona il risultato finale, garantendone o meno

la validità.

Il processo può essere così sintetizzato:

- Acquisizione: immissione nel terreno di una perturbazione utilizzando una sorgente impulsiva (in modo da fornire un range di frequenze il più ampio possibile) e registrazione da parte di più ricevitori (geofoni) della perturbazione che si propaga lungo il piano di campagna;
- Processing: stima della curva di dispersione caratteristica del sito in analisi;
- Inversione: determinazione del profilo di velocità dell'onda di taglio nel terreno (rigidezza in funzione della profondità), attraverso un processo d'inversione della curva evidenziata.

È stata utilizzata la seguente strumentazione:

- sismografo M.A.E. A6000-S: sistema digitale 24 canali con risoluzione 24 bit;
- apparato di ricezione: geofoni verticali (P) con periodo proprio di 4,5 Hz, con time break sincrono con la sorgente di energia;
- sorgente di energia: mazza da 8 kg che impatta su una piastra di battuta in lega di acciaio.



Stendimento sismico MASW A - A'



Stendimento sismico MASW B - B'

6.1.2. Categoria di sottosuolo

La categoria di sottosuolo (Tab. 3.2.II delle Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008), è stata determinata dai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{V_i}}$$

h_i = Spessore in metri dello strato i -esimo

V_i = Velocità dell'onda di taglio i -esima

N = Numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità

N.T.C. 2008 Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

I risultati ottenuti sono esposti in Allegato 6. Per l'interpretazione è stato utilizzato il software "winMASW 4.1" della EliaSoft.

Il valore di V_{s30} ottenuto dal profilo di velocità elaborato dalla prova MASW A - A' è risultato pari a 385,25 m/s.

Profondità base strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.90	0.90	167
4.10	3.20	188
30.00	25.90	467

$$V_{s(0.0-30.0)} = 385,25 \text{ m/s}$$

Il valore di V_{s30} ottenuto dal profilo di velocità elaborato dalla prova MASW B - B' è risultato pari a 385,19 m/s.

Profondità base strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.90	0.90	216
7.70	6.80	205
30.00	22.30	550

$$V_{s(0.0-30.0)} = 385,19 \text{ m/s}$$

La categoria di sottosuolo di riferimento è la *B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

Per quanto riguarda le condizioni topografiche, l'area va classificata in Categoria *T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$* , con coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$ (Tab. 3.2.IV e Tab. 3.2.VI delle Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008).

6.2. Pericolosità sismica di base e di sito

Le Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008 definiscono le azioni sismiche di progetto sulla base della "pericolosità sismica di base" in condizioni ideali (sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, che corrisponde ad un suolo di categoria A).

La pericolosità sismica di base, quindi, rappresenta l'elemento fondamentale di conoscenza per la determinazione delle sollecitazioni sismiche sulle costruzioni. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale di cui siano note le coordinate geografiche, in funzione di tre parametri:

- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido;
- F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione oriz-

zontale;

- Tc^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La pericolosità sismica è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento Tr " espresso in anni), nel sito si verifichi un evento sismico di intensità pari almeno ad un valore prefissato.

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto della "pericolosità sismica di sito", che dipende dalle caratteristiche stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e dalle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido orizzontale.

Valori riferiti alla Zona Sismica

Sito in esame (coordinate espresse in ED50)

latitudine: 40,445614
longitudine: 17,256543
Classe: 4
Vita nominale: 50

Siti di riferimento (coordinate espresse in ED50)

Sito	ID	Lat	Lon	Distanza
Sito 1	ID: 34800	Lat: 40,4226	Lon: 17,2334	Distanza: 3221,893
Sito 2	ID: 34801	Lat: 40,4204	Lon: 17,2990	Distanza: 4554,462
Sito 3	ID: 34579	Lat: 40,4704	Lon: 17,3019	Distanza: 4720,714
Sito 4	ID: 34578	Lat: 40,4726	Lon: 17,2363	Distanza: 3452,036

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 100 anni
Coefficiente c_u : 2

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 Tr : 60 [anni]
 ag : 0,035 g
 Fo : 2,433
 Tc^* : 0,306 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 Tr : 101 [anni]
 ag : 0,044 g
 Fo : 2,465
 Tc^* : 0,344 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 Tr : 949 [anni]
 ag : 0,090 g
 Fo : 2,732
 Tc^* : 0,405 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 Tr : 1950 [anni]
 ag : 0,111 g
 Fo : 2,740
 Tc^* : 0,418 [s]

Coefficienti Sismici

	SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss:	1,200	1,200	1,200	1,200
Cc:	1,390	1,360	1,320	1,310
St:	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh:	0,009	0,011	0,022	0,032
Kv:	0,004	0,005	0,011	0,016
Amax [m/s²]:	0,417	0,519	1,059	1,311
Beta:	0,200	0,200	0,200	0,240

ELENCO DEGLI ALLEGATI

1. Planimetria con l'ubicazione delle indagini geognostiche e geofisiche
2. Moduli stratigrafici dei sondaggi geognostici e documentazione fotografica
3. Risultati delle prove penetrometriche: letture, grafici, parametri geotecnici medi
4. Risultati delle prove penetrometriche: parametri geotecnici caratteristici (NTC – D.M. 14/01/2008)
5. Certificati delle prove geotecniche di laboratorio
6. Risultati delle indagini di sismica attiva MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Teramo, 26 giugno 2013

Dott. Geol. PASQUALE DI MARCANTONIO

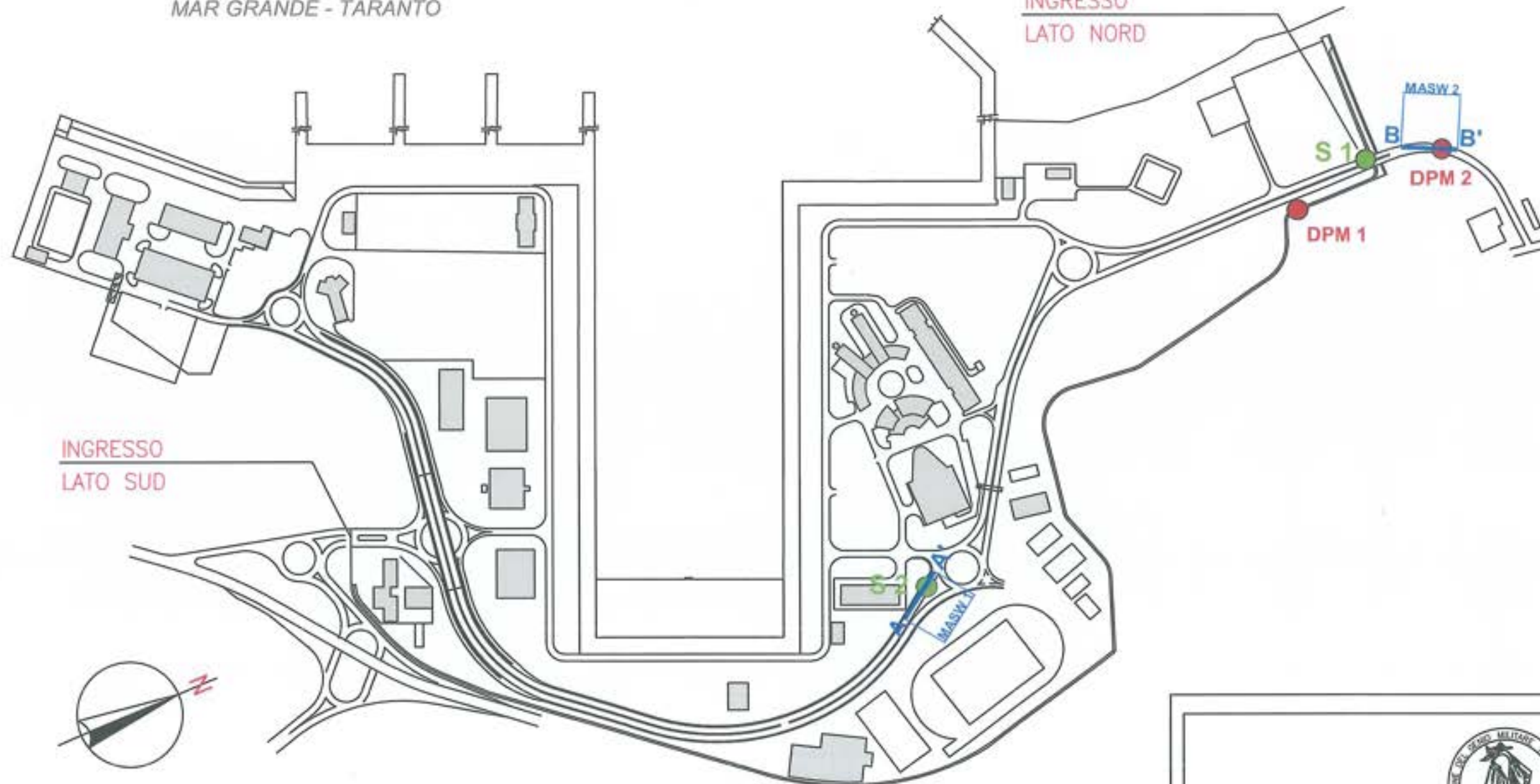



STAZIONE NAVALE
MAR GRANDE - TARANTO

MAR GRANDE

INGRESSO
LATO NORD

INGRESSO
LATO SUD



SONDAGGIO GEOGNOSTICO A ROTAZIONE E CAROTAGGIO CONTINUO



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA (DYNAMIC PROBING MEDIUM)



STENDIMENTO SISMICO PER INDAGINE MASW



GENIO MILITARE PER LA MARINA
TARANTO

Lavori:

Interventi di ripristino della viabilità
principale della S.N.M.G

ALLEGATO:

1

DATA:

GIUGNO 2013

Elaborato:

Planimetria ubicazione indagini
geognostiche e geofisiche

SCALA:

1:5.000

ALLEGATO 2
MODULI STRATIGRAFICI DEI
SONDAGGI
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
CASSETTE CATALOGATRICI

SONDAGGIO: 1

DA METRI: 0,0 A METRI: 16,0

Ditta esecutrice: GEO.GA. Costruzioni S.R.L.

LUNGHEZZA (m): 16,0

Sonda tipo: EGT MD 710

Operatore: Sig. Rizzieri Calabrese

COMMITTENTE: GENIO MILITARE PER LA MARINA - TARANTO

CANTIERE: STAZIONE NAVALE MAR GRANDE

LOCALITA': TARANTO

DATA INIZIO: 29-4-2013 DATA FINE: 29-4-2013

QUOTA BOCCA FORO (m s.l.m.):

LEGENDA:

PROVE S.P.T.: PA Punta aperta - PC Punta chiusa

CAMPIONI: S Pareti sottili - O Osterberg - M Mazier

R Rimaneggiato - Rs Rimaneggiato da S.P.T.

PIEZOMETRI: A Aperto - C Casagrande - E Elettrico

PERFORAZIONE: CS Carotiere semplice - CD Carotiere doppio - EC Elica continua

STABILIZZAZIONE: RM Rivestimento metallico

FB Fanghi bentonitici

% CAROTAGGIO

R.Q.D.

S.P.T. Prof. Tipo Valori	CAMPIONI Prof. Tipo	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE	Prof. (m)	Carot. (%) R.Q.D. (%)	Pocket Test kg/cm ²	Vane Test kg/cm ²	FALDA Rinv Stab	Piezo- metri	Diam. (mm)	Metodo Perf.ne	Metodo Stab.ne
1,0 PC 10 13 11	1	Tereni di riporto (rilevato stradale)		20 40 60 80							
2,0 PC 7 5 7	2		2,5								
	3				5,4						
	4	Livello eluviale di alterazione delle 'Argille Subappennine': argille silteose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte avana, con subordinati livelli grigio-azzurri e ossidazioni ocracee, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi.			4,5						
	5				4,5						
	6				3,4						
	7				3,6						
	8				3,4						
	9				3,5						
	10				4,2						
	11				4,7						
	12				2,9						
	13				3,3						
	14				3,4						
	15				5,0						
	16				3,5						
		Crostone carbonatico	9,5								
		Arenaria debolmente cementata di colore avana	10,0								
		Sabbia fine limosa debolmente argillosa, moderatamente addensata	11,3								
		'Argille Subappennine': argille silteose debolmente sabbiose di colore per la maggior parte grigio-azzurro, con livelletti e veli millimetrici di sostanza organica vegetale nerastra e noduletti carbonatici poco diffusi	14,0								
					5,0						
					5,0						
					5,0						
									15,5 101	15,5 CS	
			16,0								



SONDAGGIO S1 CASSETTA 1 DA m 0,0 A m 5,0



SONDAGGIO S1 CASSETTA 2 DA m 5,0 A m 10,0



SONDAGGIO S1 CASSETTA 3 DA m 10,0 A m 15,0



SONDAGGIO S1 CASSETTA 4 DA m 15,0 A m 16,0



SONDAGGIO S2 CASSETTA 1 DA m 0,0 A m 5,0



SONDAGGIO S2 CASSETTA 2 DA m 5,0 A m 10,0



SONDAGGIO S2 CASSETTA 3 DA m 10,0 A m 15,0

ALLEGATO 3
PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE MEDIE
(Dynamic Probing Medium)

Ditta esecutrice: LABORGEO S.R.L. - Matera
Cantiere: STAZIONE NAVALE MAR GRANDE
Località: TARANTO

CARATTERISTICHE STRUMENTALI TECNOTEST DL-30 (60°)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso massa battente	30,0 kg
Altezza di caduta libera	0,20 m
Peso sistema di battuta	11,0 kg
Diametro punta conica	35,68 mm
Area di base punta	10 cm ²
Angolo di apertura punta	60°
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste	2,4 kg/m
Avanzamento punta	0,10 m

PROVA DPM 1

Strumento utilizzato
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Profondità falda acquifera

TECNOTEST DL-30 (60°)
 09/05/2013
 m 7.00
 m 6.80

Tipo elaborazione numero colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0.10	6	0.857	21.32	24.88
0.20	17	0.805	56.73	70.51
0.30	18	0.803	59.92	74.65
0.40	32	0.701	93.01	132.72
0.50	39	0.649	104.96	161.75
0.60	26	0.747	80.55	107.83
0.70	15	0.795	49.47	62.21
0.80	11	0.843	38.47	45.62
0.90	13	0.792	40.44	51.09
1.00	11	0.840	36.30	43.23
1.10	13	0.788	40.26	51.09
1.20	10	0.836	32.87	39.30
1.30	6	0.835	19.68	23.58
1.40	6	0.833	19.64	23.58
1.50	6	0.831	19.60	23.58
1.60	6	0.830	19.56	23.58
1.70	8	0.828	26.03	31.44
1.80	8	0.826	25.98	31.44
1.90	6	0.825	18.48	22.41
2.00	10	0.823	30.74	37.34
2.10	10	0.822	30.68	37.34
2.20	10	0.820	30.63	37.34
2.30	10	0.819	30.57	37.34
2.40	10	0.817	30.52	37.34
2.50	10	0.816	30.46	37.34
2.60	10	0.814	30.41	37.34
2.70	11	0.813	33.39	41.08
2.80	10	0.811	30.30	37.34
2.90	9	0.810	25.93	32.02
3.00	10	0.809	28.77	35.57
3.10	12	0.807	34.46	42.69
3.20	13	0.756	34.96	46.25
3.30	13	0.755	34.90	46.25
3.40	13	0.753	34.84	46.25
3.50	13	0.752	34.78	46.25
3.60	13	0.751	34.72	46.25
3.70	12	0.800	34.13	42.69
3.80	12	0.798	34.08	42.69
3.90	10	0.797	27.08	33.96
4.00	11	0.796	29.74	37.36
4.10	15	0.745	37.95	50.94
4.20	12	0.794	32.35	40.75
4.30	10	0.793	26.92	33.96
4.40	15	0.741	37.77	50.94
4.50	10	0.790	26.84	33.96
4.60	10	0.789	26.80	33.96
4.70	10	0.788	26.77	33.96
4.80	15	0.737	37.55	50.94
4.90	15	0.736	35.87	48.74
5.00	15	0.735	35.82	48.74
5.10	10	0.784	25.47	32.49
5.20	10	0.783	25.44	32.49
5.30	10	0.782	25.41	32.49
5.40	15	0.731	35.63	48.74
5.50	15	0.730	35.58	48.74
5.60	15	0.729	35.54	48.74

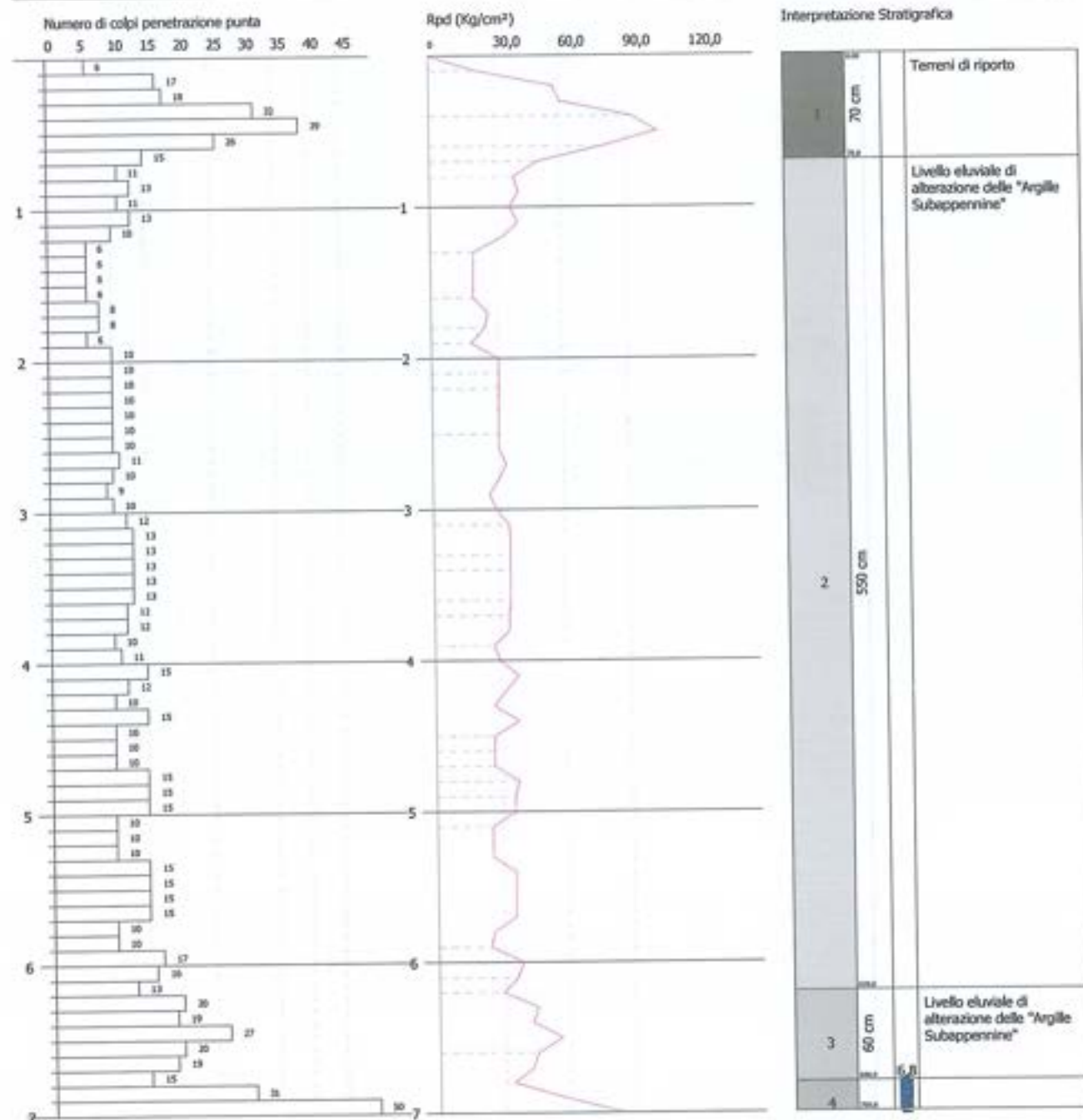
Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
5.70	15	0.728	35.49	48.74
5.80	10	0.777	25.25	32.49
5.90	10	0.776	24.18	31.14
6.00	17	0.725	38.41	52.94
6.10	16	0.725	36.10	49.83
6.20	13	0.724	29.30	40.48
6.30	20	0.723	45.02	62.28
6.40	19	0.722	42.72	59.17
6.50	27	0.671	56.43	84.08
6.60	20	0.720	44.87	62.28
6.70	19	0.720	42.58	59.17
6.80	15	0.719	33.57	46.71
6.90	31	0.618	57.28	92.69
7.00	50	0.567	84.79	149.50

Prof. Strato (m)	Ndpm	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturo (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt
0.7	21.85	90.65	Coesivo	2.08	2.29	0.07	0.76	16.72
6.2	11.25	39.53	Coesivo	1.94	2.13	0.68	0.81	9.13
6.8	20	62.28	Coesivo	2.08	2.29	1.28	0.85	16.9
7	40.5	121.1	Coesivo	2.26	2.5	1.35	0.85	34.22

Committente: GENIO MILITARE PER LA MARINA - TARANTO
Cantiere: STAZIONE NAVALE MAR GRANDE
Località: TARANTO

Data: 09/05/2013

Scala 1:40



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPM 1 - VALORI MEDI

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
[1]	16.72	0.70	Terzaghi-Peck	1.13
[2]	9.13	6.20	Terzaghi-Peck	0.62
[3]	16.9	6.80	Terzaghi-Peck	1.14
[4]	34.22	7.00	Terzaghi-Peck	2.31

Modulo Edometrico

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
[1]	16.72	0.70	Stroud e Butler (1975)	76.71
[2]	9.13	6.20	Stroud e Butler (1975)	41.89
[3]	16.9	6.80	Stroud e Butler (1975)	77.54
[4]	34.22	7.00	Stroud e Butler (1975)	157.00

Modulo di Young

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm²)
[1]	16.72	0.70	D'Appollonia ed altri 1983	167.20
[2]	9.13	6.20	D'Appollonia ed altri 1983	91.30
[3]	16.9	6.80	D'Appollonia ed altri 1983	169.00
[4]	34.22	7.00	D'Appollonia ed altri 1983	342.20

Classificazione AGI (1977)

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Classificazione
[1]	16.72	0.70	MOLTO CONSISTENTE
[2]	9.13	6.20	CONSISTENTE
[3]	16.9	6.80	MOLTO CONSISTENTE
[4]	34.22	7.00	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[1]	16.72	0.70	Meyerhof ed altri	2.08
[2]	9.13	6.20	Meyerhof ed altri	1.94
[3]	16.9	6.80	Meyerhof ed altri	2.08
[4]	34.22	7.00	Meyerhof ed altri	2.26

Peso unità di volume saturo

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[1]	16.72	0.70	Meyerhof ed altri	2.29
[2]	9.13	6.20	Meyerhof ed altri	2.13
[3]	16.9	6.80	Meyerhof ed altri	2.29
[4]	34.22	7.00	Meyerhof ed altri	2.50

PROVA DPM 2

Strumento utilizzato
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Profondità falda acquifera

DL-30 (60°)
 09/05/2013
 m 8.70
 m 8.10

Tipo elaborazione numero colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)
0.10	50	0.657	136.16	207.37
0.20	50	0.655	135.75	207.37
0.30	50	0.653	135.35	207.37
0.40	50	0.651	134.95	207.37
0.50	50	0.649	134.56	207.37
0.60	44	0.647	118.07	182.49
0.70	47	0.645	125.76	194.93
0.80	46	0.643	122.74	190.78
0.90	45	0.642	113.46	176.86
1.00	40	0.640	100.57	157.21
1.10	41	0.638	102.80	161.14
1.20	47	0.636	117.53	184.72
1.30	39	0.635	97.26	153.28
1.40	43	0.633	106.95	169.00
1.50	47	0.631	116.59	184.72
1.60	46	0.630	113.81	180.79
1.70	47	0.628	115.99	184.72
1.80	45	0.626	110.77	176.86
1.90	33	0.675	83.15	123.24
2.00	21	0.723	56.71	78.42
2.10	15	0.772	43.22	56.02
2.20	11	0.820	33.69	41.08
2.30	8	0.819	24.46	29.88
2.40	8	0.817	24.41	29.88
2.50	8	0.816	24.37	29.88
2.60	9	0.814	27.37	33.61
2.70	9	0.813	27.32	33.61
2.80	10	0.811	30.30	37.34
2.90	13	0.760	35.15	46.25
3.00	15	0.759	40.48	53.36
3.10	17	0.757	45.80	60.47
3.20	21	0.706	52.74	74.70
3.30	12	0.805	34.35	42.69
3.40	11	0.803	31.44	39.13
3.50	9	0.802	25.68	32.02
3.60	11	0.801	31.34	39.13
3.70	13	0.750	34.67	46.25
3.80	18	0.748	47.92	64.03
3.90	13	0.747	32.99	44.15
4.00	8	0.796	21.63	27.17
4.10	8	0.795	21.60	27.17
4.20	8	0.794	21.56	27.17
4.30	6	0.793	16.15	20.38
4.40	8	0.791	21.50	27.17
4.50	10	0.790	26.84	33.96
4.60	12	0.789	32.17	40.75
4.70	11	0.788	29.44	37.36
4.80	12	0.787	32.08	40.75
4.90	9	0.786	22.99	29.24
5.00	15	0.735	35.82	48.74
5.10	17	0.734	40.54	55.23
5.20	15	0.733	35.72	48.74
5.30	13	0.732	30.92	42.24
5.40	21	0.681	46.47	68.23
5.50	13	0.730	30.84	42.24
5.60	18	0.729	42.64	58.48

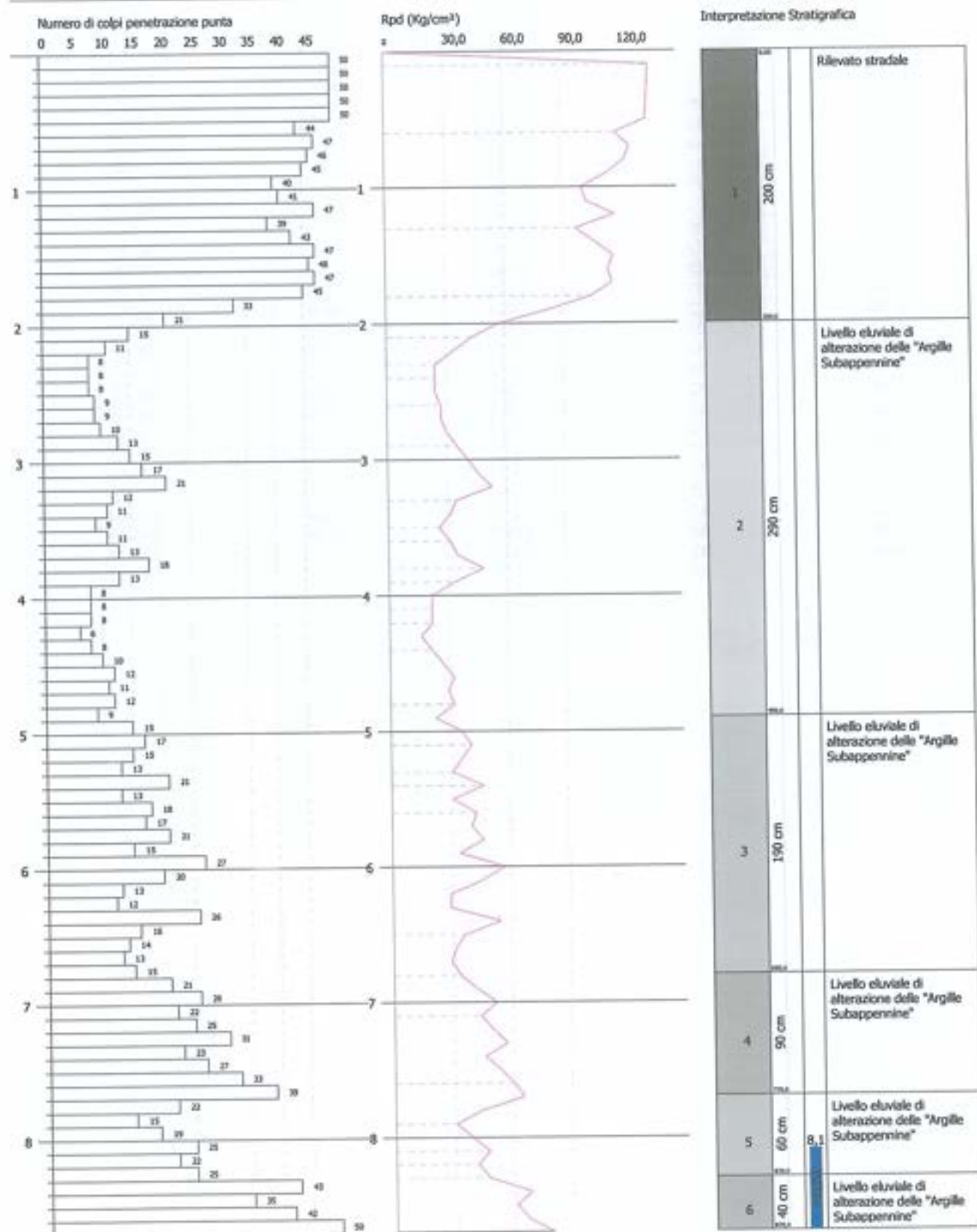
Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm ²)	Res. dinamica (Kg/cm ²)
5.70	17	0.728	40.22	55.23
5.80	21	0.677	46.21	68.23
5.90	15	0.726	33.93	46.71
6.00	27	0.675	56.80	84.08
6.10	20	0.725	45.13	62.28
6.20	13	0.724	29.30	40.48
6.30	12	0.773	28.88	37.37
6.40	26	0.672	54.41	80.97
6.50	16	0.721	35.93	49.83
6.60	14	0.720	31.41	43.60
6.70	13	0.720	29.13	40.48
6.80	15	0.719	33.57	46.71
6.90	21	0.668	41.94	62.79
7.00	26	0.667	51.87	77.74
7.10	22	0.666	43.84	65.78
7.20	25	0.666	49.76	74.75
7.30	31	0.615	57.00	92.69
7.40	23	0.664	45.67	68.77
7.50	27	0.663	53.56	80.73
7.60	33	0.613	60.46	98.67
7.70	39	0.562	65.53	116.61
7.80	22	0.661	43.50	65.78
7.90	15	0.711	30.65	43.13
8.00	19	0.710	38.78	54.63
8.10	25	0.659	47.39	71.88
8.20	22	0.659	41.66	63.26
8.30	25	0.658	47.29	71.88
8.40	43	0.557	68.90	123.64
8.50	35	0.607	61.05	100.64
8.60	42	0.556	67.14	120.77
8.70	50	0.555	79.84	143.77

Prof. Strato (m)	Ndpm	Rd (Kg/cm ²)	Tipo	Peso unità di volume (t/m ³)	Peso unità di volume saturato (t/m ³)	Tensione efficace (Kg/cm ²)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt
2	44.05	176.8	Incoerente	2.17	2.5	0.22	0.76	33.7
4.9	11.14	39.47	Coesivo	1.94	2.13	0.72	0.81	9.05
6.8	16.89	53.68	Coesivo	2.05	2.25	1.19	0.83	14.1
7.7	27.44	82.06	Coesivo	2.11	2.18	1.48	0.85	23.43
8.3	21.33	61.76	Coesivo	2.09	2.3	1.64	0.85	18.22
8.7	42.5	122.21	Coesivo	2.35	2.5	1.72	0.86	36.63

Committente: GENIO MILITARE PER LA MARINA - TARANTO
Cantiere: STAZIONE NAVALE MAR GRANDE
Località: TARANTO

Data: 09/05/2013

Scala 1:40



STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPM 2 - VALORI MEDI

TERRENI INCOERENTI

Densità relativa

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[1]	33.7	2.00	33.7	Gibbs & Holtz 1957	66.27

Angolo di resistenza al taglio

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[1]	33.7	2.00	33.7	Sowers (1961)	37.44

Modulo di Young

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
[1]	33.7	2.00	33.7	Bowles (1982)	243.50

Modulo Edometrico

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
[1]	33.7	2.00	33.7	Begemann (1974)	399.67

Classificazione AGI (1977)

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Classificazione AGI
[1]	33.7	2.00	33.7	ADDENSATO

Peso unità di volume

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1]	33.7	2.00	33.7	Meyerhof ed altri	2.17

Peso unità di volume saturo

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1]	33.7	2.00	33.7	Terzaghi-Peck 1948-1967	2.50

Modulo di Poisson

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1]	33.7	2.00	33.7	(A.G.I.)	0.29

Modulo di reazione Ko

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[1]	33.7	2.00	33.7	Navfac 1971-1982	6.11

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
[2]	9.05	4.90	Terzaghi-Peck	0.61
[3]	14.1	6.80	Terzaghi-Peck	0.95
[4]	23.43	7.70	Terzaghi-Peck	1.58
[5]	18.22	8.30	Terzaghi-Peck	1.23
[6]	36.63	8.70	Terzaghi-Peck	2.47

Modulo Edometrico

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
[2]	9.05	4.90	Stroud e Butler (1975)	41.52
[3]	14.1	6.80	Stroud e Butler (1975)	64.69
[4]	23.43	7.70	Stroud e Butler (1975)	107.50
[5]	18.22	8.30	Stroud e Butler (1975)	83.59
[6]	36.63	8.70	Stroud e Butler (1975)	168.06

Modulo di Young

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm²)
[2]	9.05	4.90	D'Appollonia ed altri 1983	90.50
[3]	14.1	6.80	D'Appollonia ed altri 1983	141.00
[4]	23.43	7.70	D'Appollonia ed altri 1983	234.30
[5]	18.22	8.30	D'Appollonia ed altri 1983	182.20
[6]	36.63	8.70	D'Appollonia ed altri 1983	366.30

Classificazione AGI (1977)

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Classificazione
[2]	9.05	4.90	CONSISTENTE
[3]	14.1	6.80	CONSISTENTE
[4]	23.43	7.70	MOLTO CONSISTENTE
[5]	18.22	8.30	MOLTO CONSISTENTE
[6]	36.63	8.70	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m³)
[2]	9.05	4.90	Meyerhof ed altri	1.94
[3]	14.1	6.80	Meyerhof ed altri	2.05
[4]	23.43	7.70	Meyerhof ed altri	2.11
[5]	18.22	8.30	Meyerhof ed altri	2.09
[6]	36.63	8.70	Meyerhof ed altri	2.35

Peso unità di volume saturo

Strato n°	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m³)
[2]	9.05	4.90	Meyerhof ed altri	2.13
[3]	14.1	6.80	Meyerhof ed altri	2.25
[4]	23.43	7.70	Meyerhof ed altri	2.18
[5]	18.22	8.30	Meyerhof ed altri	2.30
[6]	36.63	8.70	Meyerhof ed altri	2.50

ALLEGATO 4**PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO****Prova penetrometrica dinamica DPM 1**

Nome	DPM 1
Data della prova	09/05/2013
Tipo di prova	Dinamica continua
Profondità prova [m]	7,00
Falda [m]	6,80 da p.c.

Strato n. 1

Descrizione	Terreni di riporto
Spessore [m]	0,70

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	30,40	2065,28	17,06	18,34
2	86,30	5853,59	20,01	21,97
3	91,20	6195,84	20,10	22,06
4	161,81	11013,85	20,69	21,67
5	197,11	13421,38	21,18	23,24
6	131,41	8949,55	20,59	22,65
7	75,51	5160,26	19,71	21,67

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	75,39	5129,15	19,07	20,68
Minimo	30,40	2065,28	17,06	18,34
Massimo	197,11	13421,38	21,18	23,24
Valore medio	110,53	7522,82	19,91	21,66
Varianza	3195,01	14821580,87	1,81	2,46
Deviazione standard	21,36	1455,12	0,51	0,59
Deviazione standard della media	21,36	1455,12	0,51	0,59
Percentile	(5°) 17,55	(5°) 1189,77	(5°) 17,69	(5°) 19,08
Percentile media	(5°) 75,39	(5°) 5129,15	(5°) 19,07	(5°) 20,68
C.O.V.	0,51	0,51	0,07	0,07

Strato n. 2

Descrizione	Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m]	5,50

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	55,90	3784,39	18,83	20,69
2	65,70	4472,81	19,32	21,28
3	55,90	3784,39	18,83	20,69
4	67,67	4580,69	19,32	21,28
5	51,98	3522,55	18,53	18,63
6	31,38	2114,31	17,06	18,44
7	31,38	2114,31	17,06	18,44
8	31,38	2114,31	17,06	18,44

9	31,38	2114,31	17,06	18,44
10	41,19	2816,47	17,85	18,53
11	41,19	2816,47	17,85	18,53
12	31,38	2114,31	17,06	18,44
13	51,98	3522,55	18,53	18,63
14	52,96	3590,22	18,63	18,73
15	52,96	3590,22	18,63	18,73
16	52,96	3590,22	18,63	18,73
17	52,96	3590,22	18,63	18,73
18	52,96	3590,22	18,63	18,73
19	52,96	3590,22	18,63	18,73
20	57,86	3950,12	18,93	20,79
21	52,96	3590,22	18,63	18,73
22	48,05	3230,31	18,34	18,63
23	52,96	3590,22	18,63	18,73
24	64,72	4382,59	19,22	21,18
25	69,63	4751,32	19,42	21,38
26	69,63	4751,32	19,42	21,38
27	69,63	4751,32	19,42	21,38
28	69,63	4751,32	19,42	21,38
29	69,63	4751,32	19,42	21,38
30	64,72	4382,59	19,22	21,18
31	64,72	4382,59	19,22	21,18
32	53,94	3653,96	18,63	18,73
33	58,84	4017,79	18,93	20,79
34	81,40	5561,35	19,81	21,77
35	65,70	4450,26	19,22	21,18
36	54,92	3707,90	18,73	20,59
37	81,40	5561,35	19,81	21,77
38	54,92	3707,90	18,73	20,59
39	54,92	3707,90	18,73	20,59
40	54,92	3707,90	18,73	20,59
41	81,40	5561,35	19,81	21,77
42	81,40	5561,35	19,81	21,77
43	81,40	5561,35	19,81	21,77
44	54,92	3756,93	18,73	20,59
45	54,92	3756,93	18,73	20,59
46	54,92	3756,93	18,73	20,59
47	83,36	5632,94	19,91	21,87
48	83,36	5632,94	19,91	21,87
49	83,36	5632,94	19,91	21,87
50	83,36	5632,94	19,91	21,87
51	54,92	3756,93	18,73	20,59
52	54,92	3756,93	18,73	20,59
53	94,14	6384,13	20,20	22,26
54	89,24	6083,07	20,10	22,06
55	72,57	4944,51	19,52	21,48

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	57,08	3876,51	18,72	20,04
Minimo	31,38	2114,31	17,06	18,44
Massimo	94,14	6384,13	20,20	22,26
Valore medio	60,53	4112,12	18,90	20,33
Varianza	242,01	1128305,24	0,64	1,77
Deviazione standard	2,10	143,23	0,11	0,18
Deviazione standard della media	2,10	143,23	0,11	0,18
Percentile	(5°) 34,94	(5°) 2364,78	(5°) 17,58	(5°) 18,15
Percentile media	(5°) 57,08	(5°) 3876,51	(5°) 18,72	(5°) 20,04
C.O.V.	0,26	0,26	0,04	0,07

Strato n. 3

Descrizione	Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m]	0,60

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	111,80	7604,08	20,40	22,46
2	105,91	7225,54	20,40	22,46
3	151,02	10267,56	20,69	21,28
4	111,80	7604,08	20,40	22,46
5	105,91	7225,54	20,40	22,46
6	84,34	5705,51	19,91	21,87

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	97,20	6609,95	20,20	21,83
Minimo	84,34	5705,51	19,91	21,28
Massimo	151,02	10267,56	20,69	22,46
Valore medio	111,80	7605,38	20,37	22,16
Varianza	472,39	2197054,17	0,06	0,24
Deviazione standard	8,87	605,12	0,10	0,20
Deviazione standard della media	8,87	605,12	0,10	0,20
Percentile	(5°) 76,04	(5°) 5167,09	(5°) 19,95	(5°) 21,35
Percentile media	(5°) 97,20	(5°) 6609,95	(5°) 20,20	(5°) 21,83
C.O.V.	0,19	0,19	0,01	0,02

Strato n. 4

Descrizione	Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m]	0,20

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	173,58	11788,57	20,79	22,16
2	279,49	19009,21	24,52	24,52

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	139,42	9459,91	19,59	21,40
Minimo	173,58	11788,57	20,79	22,16
Massimo	279,49	19009,21	24,52	24,52
Valore medio	226,53	15398,89	22,65	23,34
Varianza	5608,66	26068825,52	6,94	2,77
Deviazione standard	52,96	3610,32	1,86	1,18
Deviazione standard della media	52,96	3610,32	1,86	1,18
Percentile	(5°) 103,34	(5°) 6999,91	(5°) 18,32	(5°) 20,60
Percentile media	(5°) 139,42	(5°) 9459,91	(5°) 19,59	(5°) 21,40
C.O.V.	0,33	0,33	0,12	0,07

Prova penetrometrica dinamica DPM 2

Nome	DPM 2
Data della prova	09/05/2013
Tipo di prova	Dinamica continua
Profondità prova [m]	8,70
Falda [m]	8,10 da p.c.

Strato n. 1

Descrizione	Rilevato stradale
Spessore [m]	2,00

Elenco delle misure

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mg]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturato [kN/mc]
1	38,71	76,38	43255,17	21,48	24,52
2	38,71	75,61	43255,17	21,48	24,52
3	38,71	74,87	43255,17	21,48	24,52
4	38,71	74,14	43255,17	21,48	24,52
5	38,71	73,44	43255,17	21,48	24,52
6	37,42	69,04	39158,93	21,28	24,52
7	38,07	70,28	41202,64	21,38	24,52
8	37,85	69,02	40524,02	21,38	24,52
9	37,64	67,77	39836,57	21,28	24,52
10	36,57	63,88	36427,78	20,99	24,52
11	36,99	64,63	37766,39	21,08	24,52
12	38,30	67,88	41960,70	21,48	24,52
13	36,55	62,15	36373,85	20,99	24,52
14	37,43	64,27	39167,76	21,28	24,52
15	38,30	66,20	41960,70	21,48	24,52
16	38,09	65,07	41264,42	21,38	24,52
17	38,30	65,14	41960,70	21,48	24,52
18	37,87	63,44	40568,15	21,38	24,52
19	35,24	54,76	32179,54	20,50	24,52
20	32,60	43,39	23790,93	18,83	19,22

Risultati elaborazione

	Angolo di resistenza al taglio [°]	Densità relativa [%]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mg]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturato [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	37,00	63,76	37791,98	20,95	23,82
Minimo	32,60	43,39	23790,93	18,83	19,22
Massimo	38,71	76,38	43255,17	21,48	24,52
Valore medio	37,54	68,57	39520,95	21,18	24,25
Varianza	2,17	58,27	22093969,21	0,37	1,40
Deviazione standard	0,33	1,71	1051,05	0,14	0,26
Deviazione standard della media	0,33	1,71	1051,05	0,14	0,26
Percentile	(5) 35,11	(5) 54,01	(5) 31788,75	(5) 20,18	(5) 22,30
Percentile media	(5) 37,00	(5) 63,76	(5) 37791,98	(5) 20,95	(5) 23,82
C.O.V.	0,04	0,11	0,12	0,03	0,05

Strato n. 2

Descrizione	Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m]	2,90

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	79,43	5385,81	19,81	21,77
2	57,86	3950,12	18,93	20,79
3	42,17	2870,41	17,95	18,53
4	42,17	2870,41	17,95	18,53
5	42,17	2870,41	17,95	18,53
6	48,05	3230,31	18,34	18,63
7	48,05	3230,31	18,34	18,63
8	52,96	3590,22	18,63	18,73
9	68,65	4666,00	19,42	21,38
10	79,43	5385,81	19,81	21,77
11	91,20	6208,59	20,10	22,06
12	112,78	7671,74	20,40	22,46
13	64,72	4382,59	19,22	21,18
14	58,84	4017,79	18,93	20,79
15	48,05	3289,15	18,34	18,63
16	58,84	4017,79	18,93	20,79
17	69,63	4751,32	19,42	21,38
18	97,09	6578,30	20,20	22,26
19	69,63	4751,32	19,42	21,38
20	43,15	2924,34	18,04	18,53
21	44,13	2965,53	18,04	18,53
22	44,13	2965,53	18,04	18,53
23	32,36	2223,17	17,26	18,44
24	44,13	2965,53	18,04	18,53
25	54,92	3707,90	18,73	20,59
26	65,70	4450,26	19,22	21,18
27	59,82	4076,62	19,02	20,89
28	65,70	4450,26	19,22	21,18
29	49,03	3338,18	18,44	18,63

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	54,16	3676,03	18,59	19,66
Minimo	32,36	2223,17	17,26	18,44
Massimo	112,78	7671,74	20,40	22,46
Valore medio	59,82	4061,58	18,83	20,11
Varianza	343,74	1593052,12	0,63	2,17
Deviazione standard	3,44	234,38	0,15	0,27
Deviazione standard della media	3,44	234,38	0,15	0,27
Percentile	(5°) 29,32	(5°) 1985,32	(5°) 17,53	(5°) 17,69
Percentile media	(5°) 54,16	(5°) 3676,03	(5°) 18,59	(5°) 19,66
C.O.V.	0,31	0,31	0,04	0,07

Strato n. 3

Descrizione	Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m]	1,90

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	81,40	5561,35	19,81	21,77
2	94,14	6384,13	20,20	22,26
3	83,36	5632,94	19,91	21,87
4	71,59	4881,75	19,52	21,48

5	115,72	7887,49	20,50	22,56
6	71,59	4881,75	19,52	21,48
7	100,03	6762,67	20,30	22,36
8	94,14	6384,13	20,20	22,26
9	115,72	7887,49	20,50	22,56
10	83,36	5632,94	19,91	21,87
11	149,06	10145,96	20,69	21,18
12	111,80	7604,08	20,40	22,46
13	72,57	4944,51	19,52	21,48
14	66,69	4562,05	19,32	21,28
15	145,14	9885,10	20,69	20,99
16	89,24	6083,07	20,10	22,06
17	78,45	5323,05	19,71	21,67
18	72,57	4944,51	19,52	21,48
19	84,34	5705,51	19,91	21,87

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	84,68	5756,99	19,65	21,66
Minimo	66,69	4562,05	19,32	20,99
Massimo	149,06	10145,96	20,69	22,56
Valore medio	93,73	6373,39	20,01	21,84
Varianza	575,24	2667753,98	0,19	0,23
Deviazione standard	5,50	374,71	0,10	0,11
Deviazione standard della media	5,50	374,71	0,10	0,11
Percentile	(5°) 54,28	(5°) 3686,57	(5°) 19,30	(5°) 21,05
Percentile media	(5°) 84,68	(5°) 5756,99	(5°) 19,65	(5°) 21,66
C.O.V.	0,26	0,26	0,02	0,02

Strato n. 4

Descrizione | Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m] | 0,90

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	117,68	7986,54	20,50	22,56
2	145,14	9885,10	20,69	20,99
3	124,54	8454,31	20,59	22,65
4	141,22	9605,61	20,59	20,89
5	175,54	11909,20	20,89	22,26
6	130,43	8836,77	20,59	22,65
7	152,98	10375,44	20,69	21,28
8	186,33	12679,02	20,99	22,75
9	220,65	14987,50	21,87	24,32

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	136,63	9278,08	20,59	21,67
Minimo	117,68	7986,54	20,50	20,89
Massimo	220,65	14987,50	21,87	24,32
Valore medio	154,95	10524,39	20,82	22,26
Varianza	1116,06	5166059,30	0,18	1,17
Deviazione standard	11,14	757,63	0,14	0,36
Deviazione standard della media	11,14	757,63	0,14	0,36
Percentile	(5°) 99,99	(5°) 6785,47	(5°) 20,13	(5°) 20,48
Percentile media	(5°) 136,63	(5°) 9278,08	(5°) 20,59	(5°) 21,67
C.O.V.	0,22	0,22	0,02	0,05

Strato n. 5

Descrizione | Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m] | 0,60

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	124,54	8454,31	20,59	22,65
2	85,32	5763,37	19,91	21,87
3	107,87	7302,03	20,40	22,46
4	143,18	9695,84	20,59	20,89
5	125,53	8530,81	20,59	22,65
6	143,18	9695,84	20,59	20,89

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	106,71	7227,08	20,26	21,34
Minimo	85,32	5763,37	19,91	20,89
Massimo	143,18	9695,84	20,59	22,65
Valore medio	121,60	8240,36	20,45	21,90
Varianza	492,01	2276579,30	0,08	0,70
Deviazione standard	9,06	615,98	0,11	0,34
Deviazione standard della media	9,06	615,98	0,11	0,34
Percentile	(5°) 85,11	(5°) 5758,33	(5°) 19,99	(5°) 20,53
Percentile media	(5°) 106,71	(5°) 7227,08	(5°) 20,26	(5°) 21,34
C.O.V.	0,18	0,18	0,01	0,04

Strato n. 6

Descrizione | Livello eluviale di alterazione delle "Argille Subappennine"
Spessore [m] | 0,40

Elenco delle misure

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
1	245,17	16679,15	23,24	24,52
2	200,06	13574,37	21,28	23,34
3	239,28	16287,86	22,85	24,52
4	285,37	19391,67	24,52	24,52

Risultati elaborazione

	Coesione non drenata [kN/mq]	Modulo di compressibilità edometrica [kN/mq]	Peso di volume naturale [kN/mc]	Peso di volume saturo [kN/mc]
Tipo di elaborazione	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard	Distribuzione standard
Valore considerato	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media	5° percentile media
Valore caratteristico	213,75	14525,49	21,88	23,74
Minimo	200,06	13574,37	21,28	23,34
Massimo	285,37	19391,67	24,52	24,52
Valore medio	242,47	16483,26	22,97	24,22
Varianza	1219,04	5665680,90	1,78	0,35
Deviazione standard	17,46	1190,13	0,67	0,29
Deviazione standard della media	17,46	1190,13	0,67	0,29
Percentile	(5°) 185,03	(5°) 12567,72	(5°) 20,78	(5°) 23,25
Percentile media	(5°) 213,75	(5°) 14525,49	(5°) 21,88	(5°) 23,74
C.O.V.	0,14	0,14	0,06	0,02

ALLEGATO 5

CERTIFICATI PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

INDAGINI GEOTECNICHE IN LABORATORIO

Parametri fisici e meccanici dei terreni

Durante l'esecuzione dei sondaggi meccanici sono stati prelevati n. 4 campioni indisturbati nelle diverse unità litostratigrafiche; tutti i campioni di terreno sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico, per la determinazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche.

Dal punto di vista della granulometria si tratta di terreni definiti come "Limo con argilla".

Nella carta di plasticità di Casagrande i punti caratteristici dei terreni limo-argillosi cadono soprattutto nella parte sinistra, occupando il campo delle "Argille di bassa plasticità" (CL) e, più raramente, quello dei "Limi inorganici fortemente compressibili (MH).

Nella classificazione UNI 10008 i terreni analizzati appartengono principalmente al gruppo A-7-6 delle "Argille fortemente compressibili, fortemente plastiche" e al gruppo A-6 delle "Argille poco compressibili".

Il peso di volume dei provini indisturbati è compreso tra 19.46 e 20.54 KN/m³, mentre il contenuto naturale d'acqua varia dal 20.55 % al 29.17 %.

Il peso specifico, infine, risulta compreso tra 27.40 KN/m³ e 27.60 KN/m³.

L'attività colloidale calcolata, consente una classificazione delle argille nel campo delle "non attive". L'indice di attività A risulta infatti compreso fra 0.36 e 0.52.

I valori del limite liquido variano fra 38% e 55% mentre quelli del limite plastico risultano compresi fra 22% e 32%; ciò consente di classificare le argille come "magre".

La plasticità risulta medio-alta, l'indice di plasticità è infatti compreso fra 16% e 23%.

L'indice di consistenza I_c calcolato, risulta compreso fra 0.77 % e 1.14 %, pertanto i terreni analizzati hanno uno stato di consistenza solido-plastico.

L'interpretazione dei risultati ottenuti dalla prova di taglio diretto del tipo consolidato-drenato (CD) effettuata su tutti i campioni analizzati consente di definire un valore di coesione compreso fra 21.01-28.58 KN/m² ed un valore dell'angolo di attrito interno ϕ compreso fra 21.3°-26.8°.

La curva di compressibilità ricavata dalla prova edometrica e-logp mostra un andamento in prevalenza rettilineo tipico dei terreni normalconsolidati o leggermente sovraconsolidati; del resto il contenuto naturale d'acqua risulta sempre inferiore al limite di liquidità.

Il modulo edometrico E_{ed} cresce all'aumentare del carico litostatico confermando l'assenza di significativi fenomeni di sovraconsolidazione nei terreni limo-argillosi. Infine, i terreni analizzati risultano praticamente impermeabili alla scala del campione (10^{-9} cm/s < k < 10^{-8} cm/s).

Matera 12.06.2013

Il Direttore del laboratorio
Dr. Geol. Angelo CAPODILUPO

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2102 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n°	1
Campione n°	1
Profondità:	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.

MISURA DEL PESO DELL'UNITA' DI VOLUME
(BS 1377T15/e)

Caratteristiche geometriche dei provini

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Altezza media	2.00	2.00	cm
Lato del provino	6.00	6.00	cm
Area del provino	36.00	36.00	cm ²
Volume del provino	72.00	72.00	cm ³

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Massa provino	139.66	140.45	g
Volume provino	72.00	72.00	cm ³
Peso dell'unità di volume	19.40	19.51	KN/m ³
Peso dell'unità di volume medio	19.45		KN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2103 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/tronco area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 1	Campione n° 1 Profondità: 3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.

MISURA DEL CONTENUTO NATURALE D'ACQUA
(ASTM D2216)

Misura	1	2	U.M.
Massa tara	63.53	66.18	g
Massa tara + massa campione umido	670.73	661.15	g
Massa tara + massa campione secco	540.81	530.84	g
Contenuto naturale d'acqua	27.22	28.04	%
Contenuto naturale medio d'acqua	27.63		%

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 05.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2104 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribesi Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO				
Sondaggio n°	1	Campione n°	1	Profondità	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby		
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.				

MISURA DEL PESO SPECIFICO DEI GRANI
(ASTM D854)

Misura	1	2	U.M.
Massa picnometro	36.67	36.88	g
Massa picnometro + massa campione secco	61.78	61.96	g
Massa campione secco	25.11	25.08	g
Massa picnometro + massa campione secco + massa acqua	165.96	174.25	g
Massa picnometro + massa acqua	140.85	149.17	g
Massa picnometro + massa acqua + massa campione	156.86	165.17	g
Volume del campione	9.10	9.08	cm ³
Temperatura di prova	20	20	°C
Peso specifico dei grani a T=20°C	27.59	27.62	kN/m ³
Peso specifico dei grani medio a T=20°C	27.6		kN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

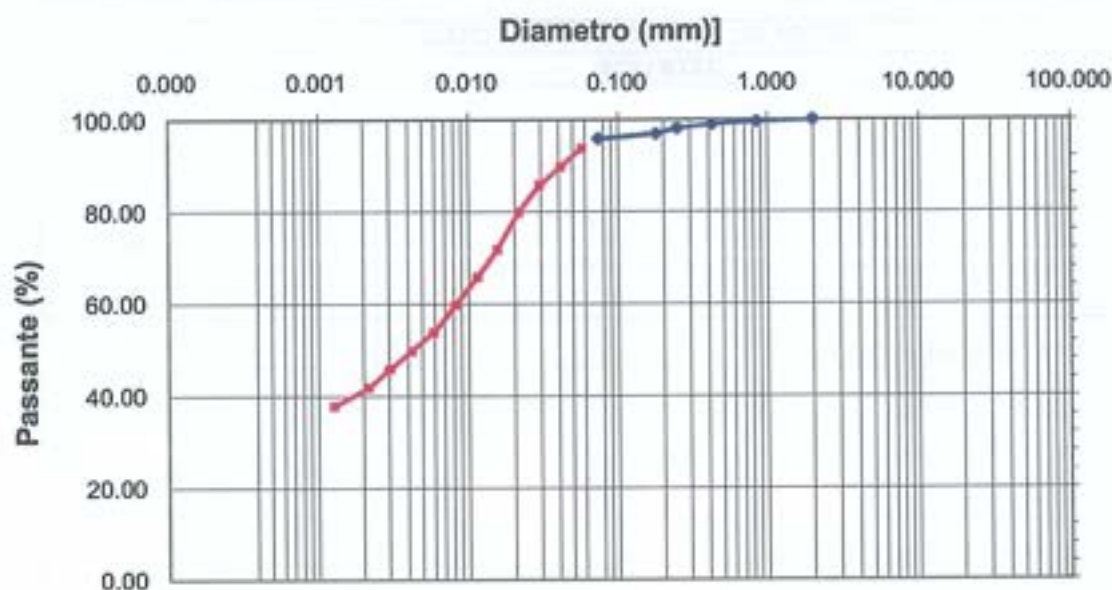
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2105 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribese TA S.N.M.G., CIG. 459711305A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 1	Profondità:	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo di contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.		

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE
(ASTM D 422)



Apertura setaccio, mm	Passante %	Diametro equivalente (mm)	Passante %
2.000	100.00	0.05791	93.86
0.850	99.55	0.04151	89.86
0.425	98.98	0.02974	85.87
0.250	98.14	0.02144	79.88
0.180	96.93	0.01554	71.89
0.075	95.91	0.01155	65.90
		0.00831	59.91
		0.00597	53.93
		0.00427	49.92
		0.00305	45.93
		0.00218	41.94
		0.00127	37.94

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2106 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase TA S.N.M.G., CIG: 456711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n°	1
Campione n°	1
Profondità:	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5
Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA

LIMITE LIQUIDO E PLASTICO

(ASTM D4318)

MISURA	1	2	3	U.M.
Numero dei colpi	12	23	34	
Massa campione umido + tara	29.92	29.52	29.77	g
Massa campione secco + tara	26.93	26.51	26.88	g
Massa acqua contenuta	2.99	3.01	2.89	g
Massa tara	20.37	19.58	19.84	g
Massa campione secco	6.56	6.93	7.04	g
Contenuto d'acqua	45.58	43.43	41.05	%
LIMITE LIQUIDO		43.00		%

MISURA	1	2	U.M.
Massa campione umido + tara	18.84	20.17	g
Massa campione secco + tara	17.72	18.99	g
Massa acqua contenuta	1.12	1.18	g
Massa tara	12.93	13.64	g
Massa campione secco	4.79	5.35	g
Contenuto d'acqua	23.38	22.06	%
LIMITE PLASTICO		23.00	%

INDICE PLASTICO	20.00	%
-----------------	-------	---

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribese TA S.N.M.G., CIG: 459711305A6

Località prelievo campioni	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 1	Profondità:	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.		

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
(ASTM D 3080)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Caratteristiche fisiche dei provini

Caratteristiche fisiche iniziale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	27.63	27.61	27.66	%
Peso dell'unità di volume	19.46	19.46	19.46	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	27.60	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.25	15.25	15.24	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.810	0.810	0.811	
Grado di saturazione	94.13	94.09	94.18	%

Caratteristiche fisiche finale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	27.12	27.12	27.14	%
Peso dell'unità di volume	19.51	19.51	19.51	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	27.60	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.35	15.35	15.35	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.798	0.798	0.799	
Grado di saturazione	93.76	93.76	93.80	%

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.0 cm	Lato	6.0 cm	Area media	36.00 cm ²	Volume medio	72.0 cm ³
Tipo di scatola	Quadrata	Velocità di deformazione		5.00E-08 m/s			
Tipo di campione	indisturbato						
Tensione Normale provino 1	100.00 kPa						
Tensione Normale provino 2	200.00 kPa						
Tensione Normale provino 3	300.00 kPa						

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Dati Sperimentali della Fase di Taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	F	δh	δx	F	δh	δx	F	δh
0.13	64	-0.1	0.17	100	-0.8	0.22	102	-1.2
0.27	107	-0.2	0.38	189	-1.5	0.44	182	-2.2
0.42	135	-0.2	0.54	249	-2.3	0.66	251	-2.8
0.54	156	-0.3	0.71	296	-3	0.88	324	-3.5
0.65	171	-0.4	0.88	326	-3.4	1.12	378	-4
0.77	185	-0.6	1.11	352	-3.7	1.26	416	-4.5
0.9	199	-0.7	1.24	369	-4.1	1.4	456	-5.2
1.02	211	-0.7	1.4	381	-4.6	1.56	488	-5.7
1.15	222	-0.6	1.56	393	-5	1.7	516	-6.3
1.3	225	-0.5	1.73	404	-5.4	1.85	542	-6.8
1.41	234	-0.4	1.88	410	-5.7	1.98	563	-7.3
1.53	239	-0.2	2.12	419	-6	2.12	577	-7.6
1.63	246	0.1	2.28	426	-6.2	2.26	585	-8
1.75	249	0.3	2.44	431	-6.3	2.42	594	-8.4
1.87	249	0.5	2.58	435	-6.4	2.56	599	-8.8
1.98	249	0.7	2.75	435	-6.4	2.78	603	-9.5
			2.88	435	-6.5	2.93	603	-9.9
						3.27	603	-10.3

δx =Spostamento orizzontale (mm); F=Forza di taglio (N); δh =Deformazione verticale (mm/100)

Data Inizio Prova: 05.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 07.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Calcoli della fase di taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	T	δh	δx	T	δh	δx	T	δh
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.13	17.80	-0.1	0.17	27.90	-0.8	0.22	28.39	-1.2
0.27	29.83	-0.2	0.38	52.44	-1.5	0.44	50.52	-2.2
0.42	37.53	-0.2	0.54	69.28	-2.3	0.66	69.76	-2.8
0.54	43.30	-0.3	0.71	82.27	-3	0.88	89.97	-3.5
0.65	47.63	-0.4	0.88	90.45	-3.4	1.12	104.88	-4
0.77	51.48	-0.6	1.11	97.67	-3.7	1.26	115.47	-4.5
0.9	55.33	-0.7	1.24	102.48	-4.1	1.4	126.53	-5.2
1.02	58.70	-0.7	1.4	105.84	-4.6	1.56	135.67	-5.7
1.15	61.58	-0.6	1.56	109.21	-5	1.7	143.37	-6.3
1.3	62.54	-0.5	1.73	112.10	-5.4	1.85	150.59	-6.8
1.41	64.95	-0.4	1.88	114.02	-5.7	1.98	156.36	-7.3
1.53	66.39	-0.2	2.12	116.43	-6	2.12	160.21	-7.6
1.63	68.32	0.1	2.28	118.35	-6.2	2.26	162.62	-8
1.75	69.28	0.3	2.44	119.80	-6.3	2.42	165.02	-8.4
1.87	69.28	0.5	2.58	120.76	-6.4	2.56	166.46	-8.8
1.98	69.28	0.7	2.75	120.76	-6.4	2.78	167.43	-9.5
			2.88	120.76	-6.5	2.93	167.43	-9.9
						3.27	167.43	-10.3

δx =Spostamento orizzontale (mm); T=Tensione Tang. Eff. (kPa); δh =Deformazione Verticale (mm/100)

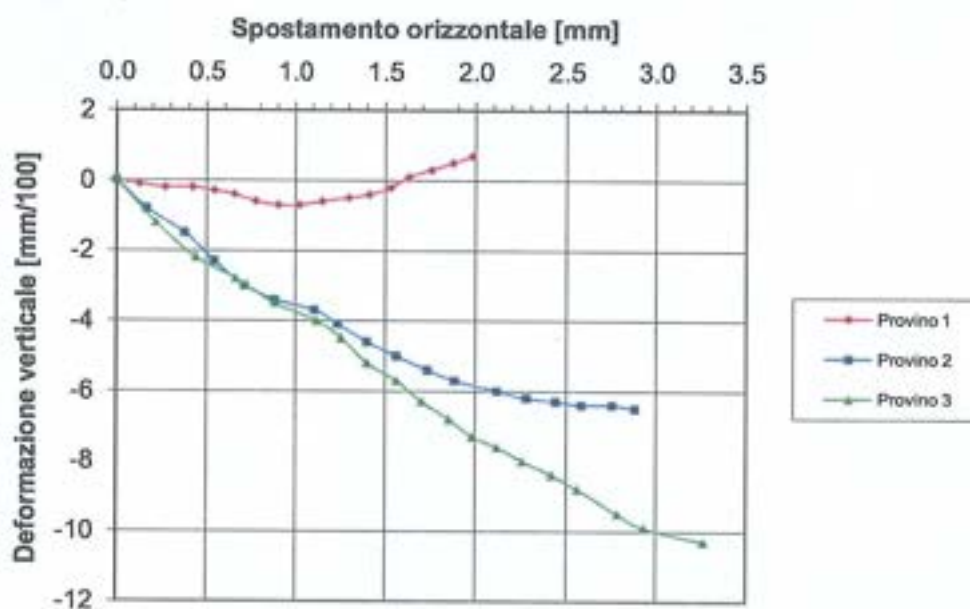
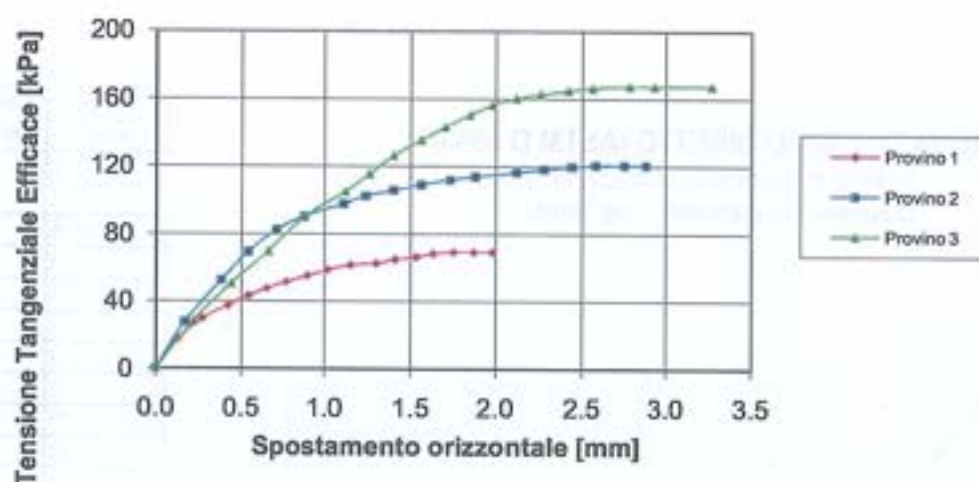
Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO Diagrammi della fase di taglio



Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

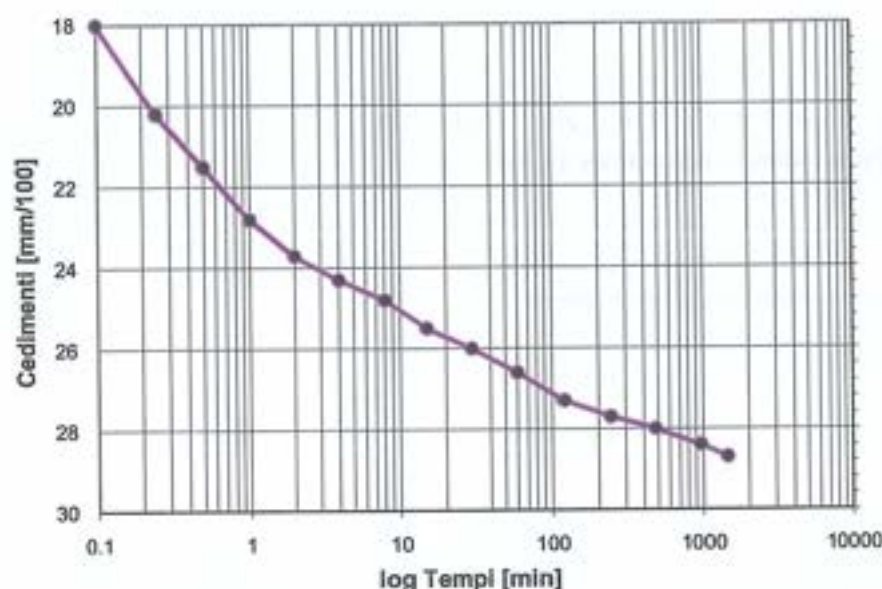
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 1)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	18
0.25	20.2
0.5	21.5
1	22.8
2	23.7
4	24.3
8	24.8
15	25.5
30	26
60	26.6
120	27.3
240	27.7
480	28
960	28.4
1440	28.7

Tensione di consolidazione	100 kPa
Altezza provino	2 cm
Sezione provino	36 cm ²
T100	121.33 min
Deformazione a rottura stimata	5 mm
Velocità stimata di prova	0.003 mm/min

Data Inizio Prova 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

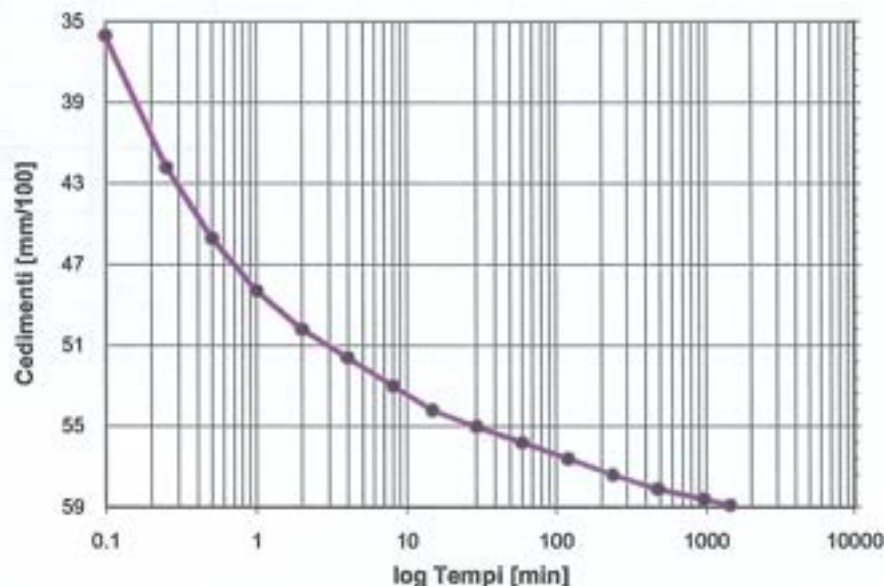
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 2)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	35.7
0.25	42.2
0.5	45.7
1	48.3
2	50.2
4	51.6
8	53
15	54.2
30	55
60	55.8
120	56.6
240	57.4
480	58.1
960	58.6
1440	58.9

Tensione di consolidazione	200	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	117.86	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.003	mm/min

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

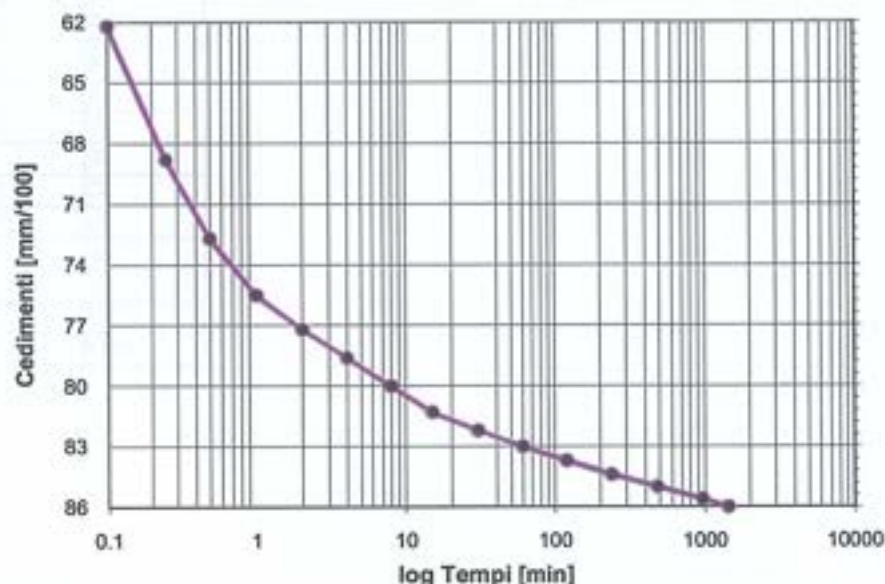
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2107 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 3)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	62.2
0.25	68.8
0.5	72.7
1	75.5
2	77.2
4	78.6
8	80
15	81.3
30	82.2
60	83
120	83.7
240	84.4
480	85
960	85.6
1440	86

Tensione di consolidazione	300	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	115.44	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.003	mm/min

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 07.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2108 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione:	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 1	Profondità:	3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.		

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Dimensioni iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Altezza media	7.60	cm
Diametro medio	3.8	cm
Sezione media	11.34	cm ²
Volume medio	86.15	cm ³
Rapporto H/D	1.99	

Caratteristiche fisiche iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Massa provino	65.44	g
Contenuto d'acqua	27.63	%
Peso dell'unità di volume	19.46	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.25	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.810	-
Grado di saturazione	94.13	%

Tipo di campione	indisturbato
------------------	--------------

Velocità di deformazione	1.67E-05	m/s
--------------------------	----------	-----

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2108 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Dati della fase di compressione

δh	F
0.50	13
1.00	27
1.50	41
2.00	55
2.50	68
3.00	80
3.50	93
4.00	102
4.50	111
5.00	118
5.50	125
6.00	130
6.50	133
7.00	137
7.50	140
8.00	142
8.50	142
9.00	142

F= Carico Assiale (N);

δh = Deformazione verticale (mm)

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2108 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
ASTM D2166**

Calcoli della fase di compressione

ϵ	$\sigma_1 - \sigma_3$
0	0
0.66	11.39
1.32	23.50
1.97	35.44
2.63	47.22
3.29	57.99
3.95	67.76
4.61	78.23
5.26	85.21
5.92	92.09
6.58	97.21
7.24	102.25
7.89	105.59
8.55	107.25
9.21	109.68
9.87	111.27
10.53	112.04
11.18	111.22
11.84	110.39

$\sigma_1 - \sigma_3$ = Tensione deviatorica (kPa);

ϵ = Deformazione assiale (%)

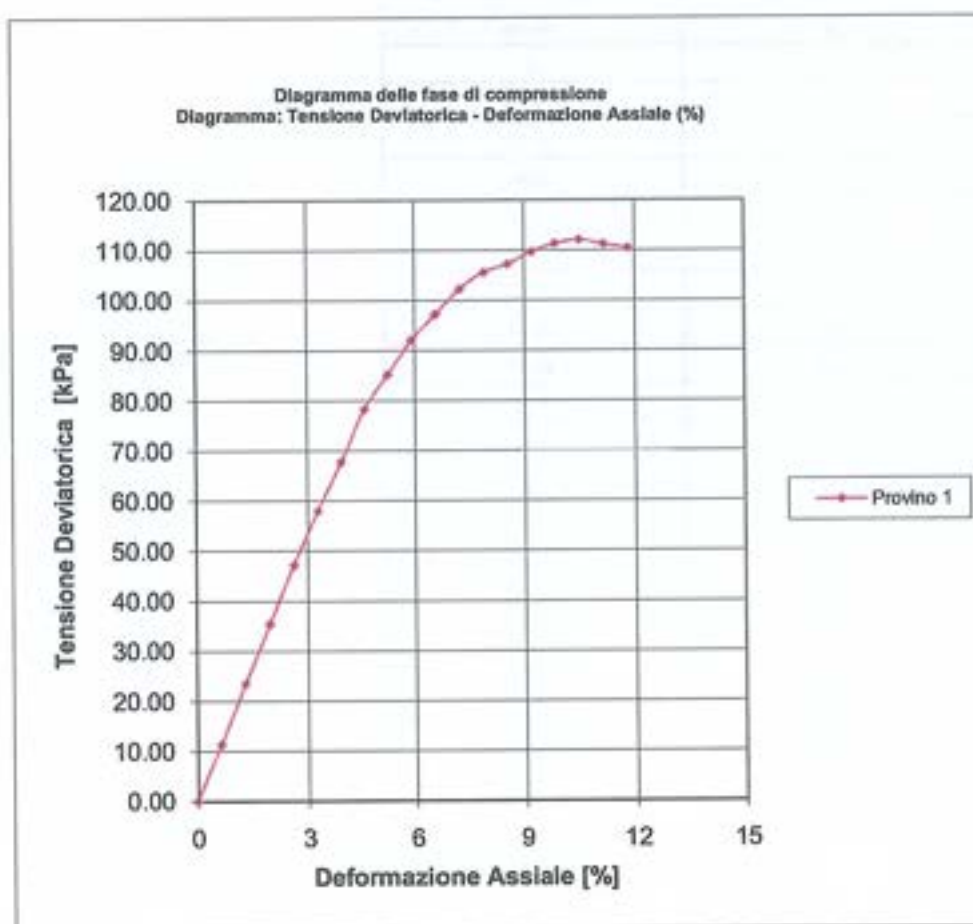
Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2108 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)**



Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2109 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. MARIBASE TARANTO S.N.M.G., CIG. 459711395A6

Località prelievo campioni	TARANTO
Sondaggio n° 1	Campione n° 1 Profondità: 3.90 - 4.50 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva	Limo argilloso di colore verde, a medio-alta plasticità.

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(ASTM D2435)

CARATTERISTICHE FISICHE DEL PROVINO

Contenuto d'acqua iniziale	27.63	%	Contenuto d'acqua finale	16.93
Peso dell'unità di volume iniziale	19.46	kN/m ³	Peso dell'unità di volume finale	20.50
Peso unità di volume secco iniziale	15.25	kN/m ³	Peso unità di volume secco finale	17.53
Indice dei vuoti iniziale	0.810		Indice dei vuoti finale	0.574
Grado di saturazione iniziale	94.13	%	Grado di saturazione finale	81.37
Peso specifico dei grani	27.60	kN/m ³	Peso specifico dei grani	27.60

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.00 cm	Diametro medio	5.047 cm	Volume medio 40.01 cm ³
Temperatura di prova	20°C	Altezza cella edometrica	2.00 cm	
Carico di base	12.26 kPa	Tipo di campione	INDISTURBATO	

Tensione normale (kPa)	Cedimenti cumulativi (mm)	$\Delta H/H$ (%)	Indice dei vuoti	Modulo edometrico KPa
0	0	0.000	0.810	
12.26	0	0.000	0.810	
24.52	0.098	0.490	0.801	2502.0
49.03	0.243	1.215	0.788	3380.7
98.07	0.556	2.780	0.760	3133.5
196.13	0.938	4.690	0.725	5134.0
392.27	1.534	7.670	0.671	6581.9
784.53	2.117	10.585	0.619	13456.6
1569.06	2.866	14.330	0.551	20948.7
3138.13	3.705	18.525	0.475	37403.3
784.56	3.425	17.125	0.500	
196.13	3.070	15.350	0.532	
49.03	2.613	13.065	0.574	

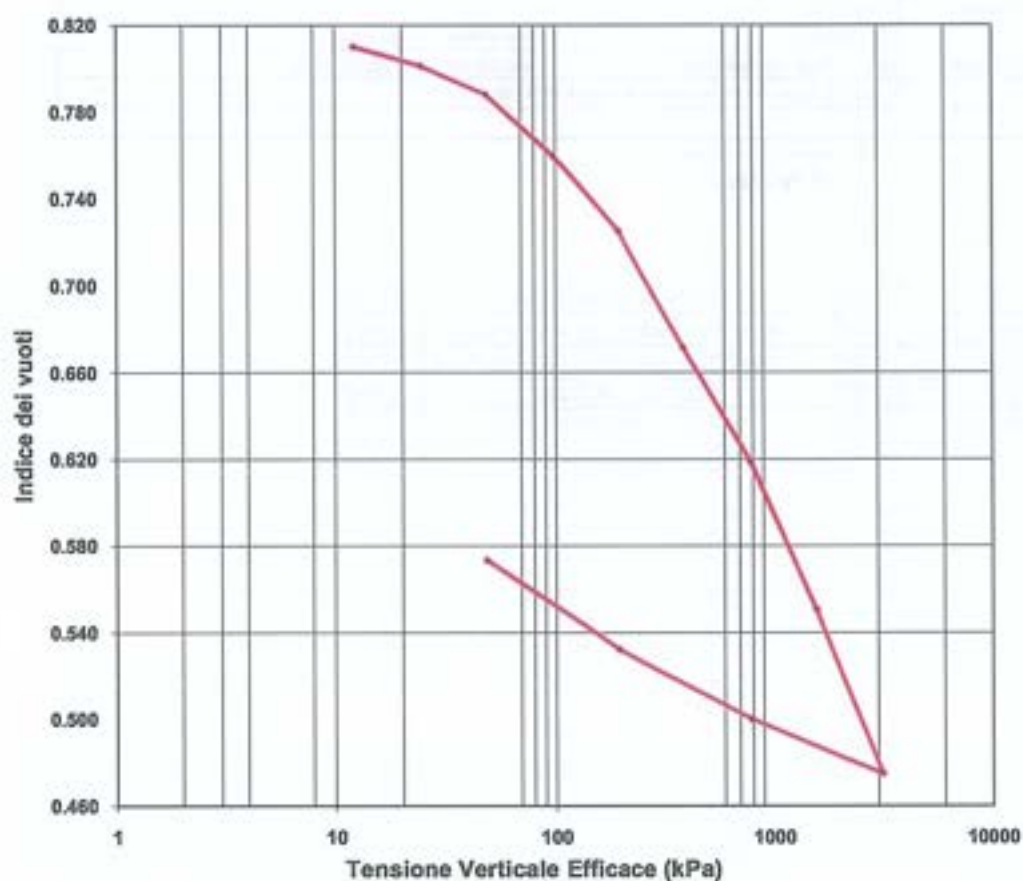
Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2109 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(Curva di compressibilità: Indice dei vuoti + Tensione verticale efficace (σ'_v))



Data Inizio Prova: 04.06.2013

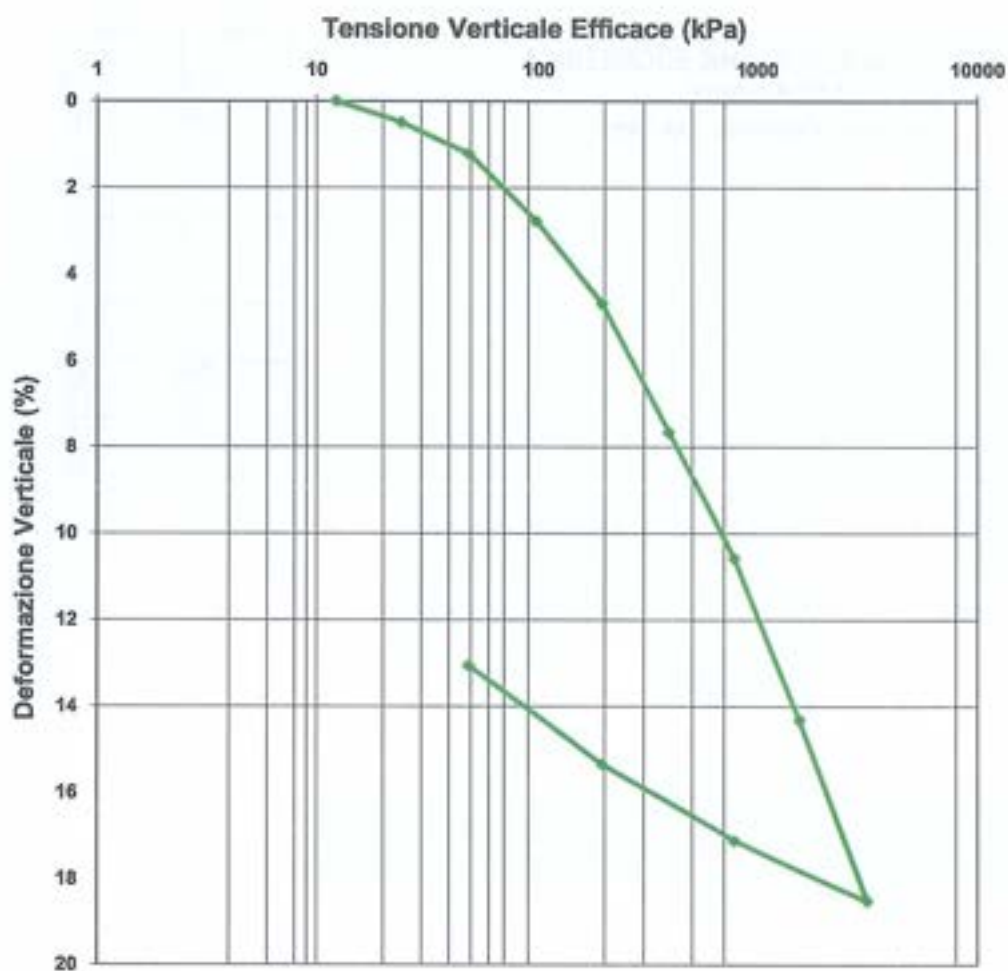
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2109 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

(Curva di compressibilità: Deformazione verticale • Tensione verticale efficace (σ_v'))



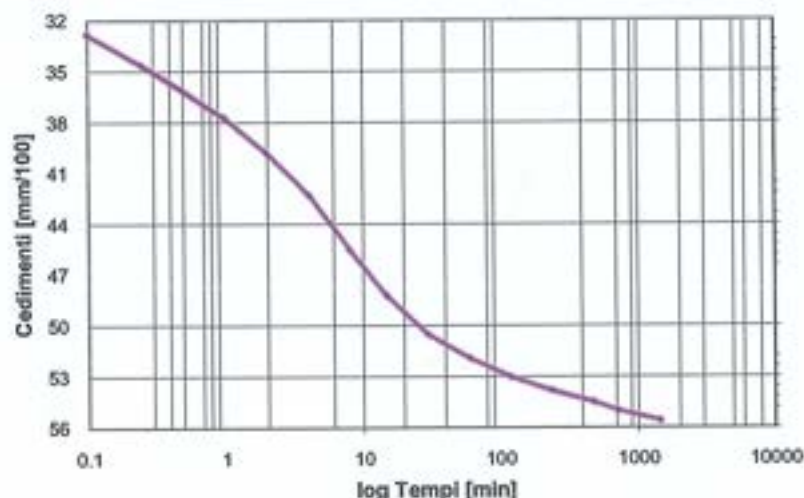
Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2109 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(ASTM D 2435)
Diagramma: Cedimenti - Log tempi**



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0.1	32.8
0.25	34.6
0.5	36.1
1	37.7
2	39.8
4	42.3
8	45.5
15	48.2
30	50.5
60	51.9
120	53
240	53.8
480	54.5
720	55
1440	55.6

Tensione di consolidazione da 49.03 kPa a 98.07 kPa

T50 = 1.76 min

T100 = 10.47 min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

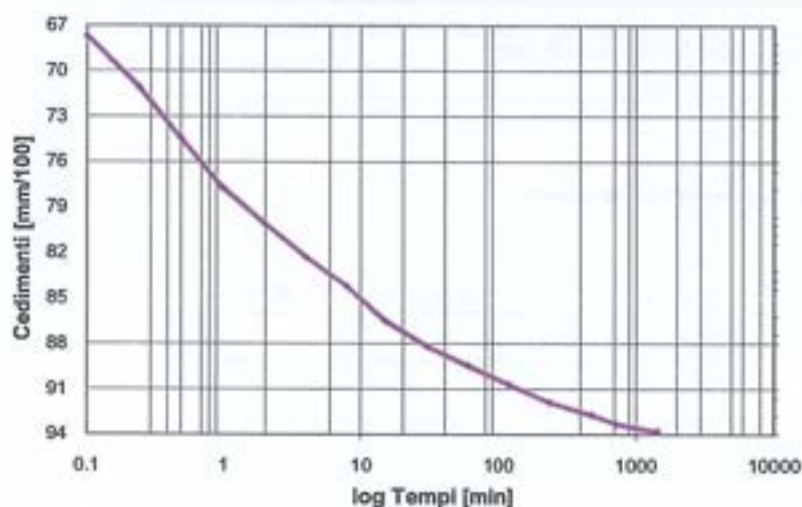
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2109 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (ASTM D 2435)

Diagramma: Cedimenti - Log tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0.1	67.7
0.25	71.1
0.5	74.4
1	77.7
2	80.1
4	82.3
8	84.2
15	86.5
30	88.2
60	89.5
120	90.7
240	91.9
480	92.7
720	93.3
1440	93.8

Tensione di consolidazione da 98.07 kPa a 196.13 kPa

T50 = 1.20 min

T100 = 149.18 min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2110 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maritase TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 2	Profondità:	15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.		

MISURA DEL PESO DELL'UNITA' DI VOLUME
(BS 1377T15/e)

Caratteristiche geometriche dei provini

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Altezza media	2.00	2.00	cm
Lato del provino	6.00	6.00	cm
Area del provino	36.00	36.00	cm ²
Volume del provino	72.00	72.00	cm ³

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Massa provino	147.44	148.28	g
Volume provino	72.00	72.00	cm ³
Peso dell'unità di volume	20.48	20.59	KN/m ³
Peso dell'unità di volume medio	20.54		KN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2111 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribese Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 1	Campione n° 2 Profondità: 15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.

MISURA DEL CONTENUTO NATURALE D'ACQUA
(ASTM D2216)

Misura	1	2	U.M.
Massa tara	63.55	68.13	g
Massa tara + massa campione umido	737.18	751.16	g
Massa tara + massa campione secco	621.76	635.02	g
Contenuto naturale d'acqua	20.68	20.49	%
Contenuto naturale medio d'acqua	20.58		%

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 05.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2112 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 1	Campione n° 2 Profondità 15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.

MISURA DEL PESO SPECIFICO DEI GRANI
(ASTM D854)

Misura	1	2	U.M.
Massa picnometro	36.24	35.98	g
Massa picnometro + massa campione secco	61.29	61.05	g
Massa campione secco	25.05	25.07	g
Massa picnometro + massa campione secco + massa acqua	169.46	164.14	g
Massa picnometro + massa acqua	144.41	139.07	g
Massa picnometro + massa acqua + massa campione	160.34	155.03	g
Volume del campione	9.12	9.11	cm ³
Temperatura di prova	20	20	°C
Peso specifico dei grani a T=20°C	27.47	27.52	kN/m ³
Peso specifico dei grani medio a T=20°C	27.5		kN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

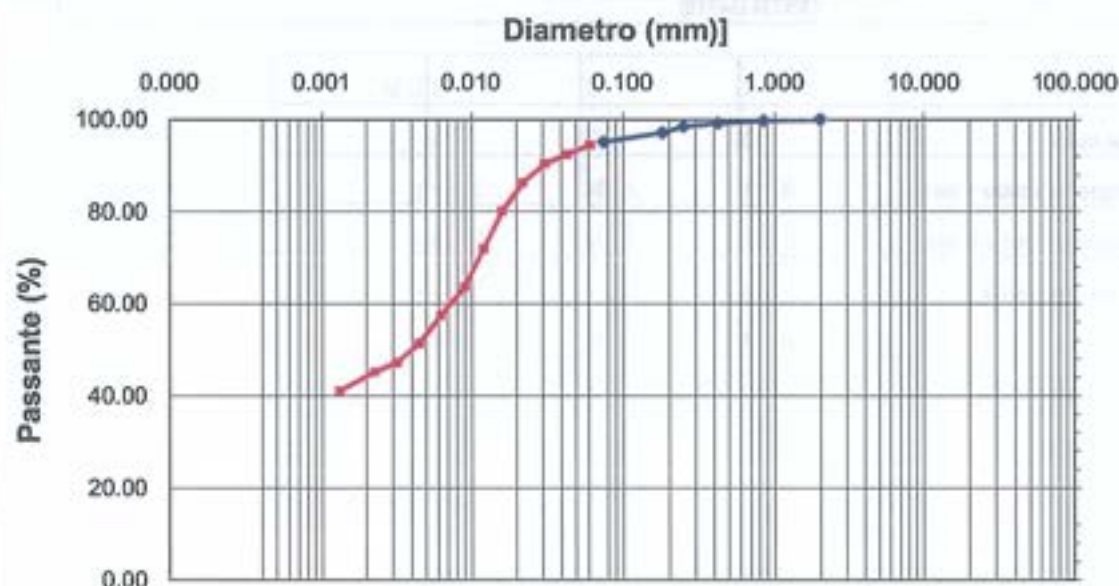
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2113 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase TA S.N.M.G., CIG: 459711305A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 2	Profondità:	15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo di contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.		

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE
(ASTM D 422)



Apertura setaccio, mm	Passante %	Diametro equivalente (mm)	Passante %
2.000	100.00	0.06099	94.55
0.850	99.72	0.04342	92.50
0.425	99.16	0.03091	90.44
0.250	98.51	0.02214	86.33
0.180	97.16	0.01598	80.16
0.075	95.13	0.01194	71.94
		0.00896	63.72
		0.00621	57.55
		0.00447	51.39
		0.00319	47.28
		0.00227	45.22
		0.00132	41.11

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2114 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase TA S.N.M.G., CIG 458711395A8

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 1	Campione n° 2 Profondità: 15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA

LIMITE LIQUIDO E PLASTICO

(ASTM D4318)

MISURA	1	2	3 U.M.
Numero dei colpi	13	23	35
Massa campione umido + tara	30.14	32.84	31.65 g
Massa campione secco + tara	27.41	30.07	28.74 g
Massa acqua contenuta	2.73	2.77	2.91 g
Massa tara	20.64	22.92	20.96 g
Massa campione secco	6.77	7.15	7.78 g
Contenuto d'acqua	40.32	38.74	37.40 %
LIMITE LIQUIDO		38.00	%

MISURA	1	2 U.M.
Massa campione umido + tara	21.40	20.91 g
Massa campione secco + tara	19.96	19.54 g
Massa acqua contenuta	1.44	1.37 g
Massa tara	13.55	13.33 g
Massa campione secco	6.41	6.21 g
Contenuto d'acqua	22.46	22.06 %
LIMITE PLASTICO	22.00	%

INDICE PLASTICO	16.00	%
-----------------	-------	---

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase TA S.N.M.G. CIG: 459711395A6

Località prelievo campioni	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 2	Profondità:	15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità		

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Caratteristiche fisiche dei provini

Caratteristiche fisiche iniziale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	20.58	20.52	20.55	%
Peso dell'unità di volume	20.54	20.54	20.54	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.50	27.50	27.50	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	17.03	17.04	17.04	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.614	0.614	0.614	
Grado di saturazione	92.12	91.97	92.04	%

Caratteristiche fisiche finale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	20.07	20.03	20.02	%
Peso dell'unità di volume	20.59	20.59	20.59	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.50	27.50	27.50	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	17.15	17.15	17.16	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.604	0.603	0.603	
Grado di saturazione	91.43	91.33	91.30	%

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.0 cm	Lato	6.0 cm	Area media	36.00 cm ²	Volume medio	72.0 cm ³
Tipo di scatola	Quadrata	Velocità di deformazione		5.00E-08 m/s			
Tipo di campione	indisturbato						
Tensione Normale provino 1	100.00 kPa						
Tensione Normale provino 2	200.00 kPa						
Tensione Normale provino 3	300.00 kPa						

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Dati Sperimentali della Fase di Taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	F	δh	δx	F	δh	δx	F	δh
0.12	59	-0.1	0.22	88	-0.7	0.22	121	-0.6
0.25	98	-0.1	0.43	162	-1.2	0.48	233	-1.4
0.38	125	-0.2	0.62	213	-1.7	0.78	321	-2.3
0.55	154	-0.3	0.81	272	-2.1	1.1	388	-3.8
0.7	184	-0.4	0.97	316	-2.4	1.33	450	-4.7
0.85	208	-0.5	1.15	349	-2.7	1.54	498	-5.5
1.04	226	-0.7	1.34	377	-3	1.76	542	-6
1.24	241	-0.9	1.5	400	-3.3	1.94	575	-6.4
1.4	246	-1	1.66	417	-3.7	2.16	597	-6.7
1.54	254	-1.1	1.8	430	-4	2.33	612	-7.1
1.73	261	-1.2	1.95	439	-4.3	2.48	619	-7.3
1.97	265	-1.4	2.09	445	-4.6	2.64	625	-7.4
2.11	265	-1.6	2.22	448	-4.8	2.77	628	-7.6
2.23	265	-1.8	2.38	448	-5	2.9	628	-7.7
			2.51	448	-5.4	3.05	628	-8.1

δx =Spostamento orizzontale (mm); F=Forza di taglio (N); δh =Deformazione verticale (mm/100)

Data Inizio Prova: 09.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Calcoli della fase di taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	T	δh	δx	T	δh	δx	T	δh
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.12	16.33	-0.1	0.22	23.98	-0.7	0.22	33.68	-0.6
0.25	26.53	-0.1	0.43	44.90	-1.2	0.48	64.81	-1.4
0.38	34.70	-0.2	0.62	59.19	-1.7	0.78	89.30	-2.3
0.55	42.86	-0.3	0.81	75.52	-2.1	1.1	107.67	-3.8
0.7	51.03	-0.4	0.97	87.77	-2.4	1.33	125.02	-4.7
0.85	57.15	-0.5	1.15	98.95	-2.7	1.54	138.29	-5.5
1.04	62.76	-0.7	1.34	104.61	-3	1.76	150.53	-6
1.24	66.85	-0.9	1.5	111.24	-3.3	1.94	159.72	-6.4
1.4	68.38	-1	1.66	115.83	-3.7	2.16	165.84	-6.7
1.54	70.42	-1.1	1.8	119.41	-4	2.33	169.92	-7.1
1.73	72.46	-1.2	1.95	121.96	-4.3	2.48	171.96	-7.3
1.97	73.48	-1.4	2.09	123.49	-4.6	2.64	173.49	-7.4
2.11	73.48	-1.6	2.22	124.51	-4.8	2.77	174.52	-7.6
2.23	73.48	-1.8	2.38	124.51	-5	2.9	174.52	-7.7
			2.51	124.51	-5.4	3.05	174.52	-8.1

δx =Spostamento orizzontale (mm); T=Tensione Tang. Eff. (kPa); δh =Deformazione Verticale (mm/100)

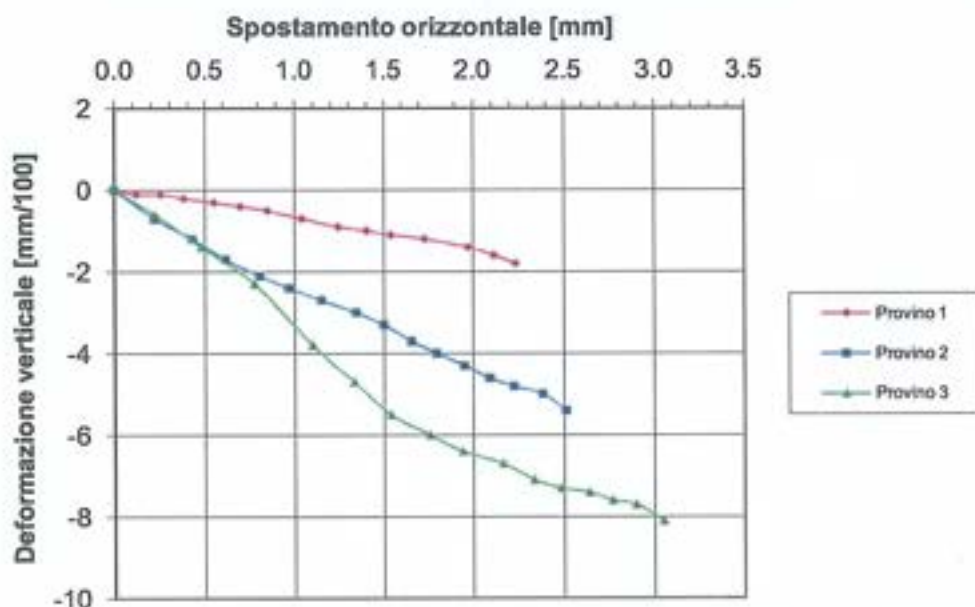
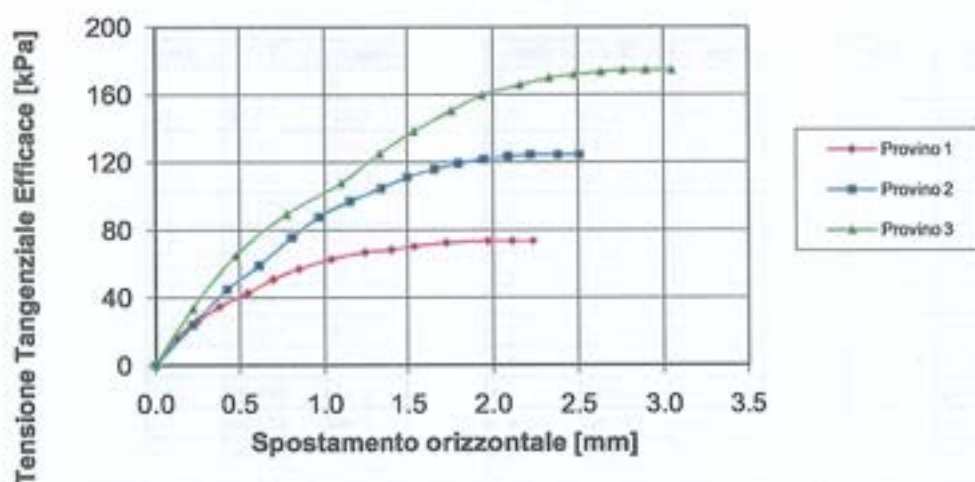
Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO Diagrammi della fase di taglio



Data Inizio Prova: 09.06.2013

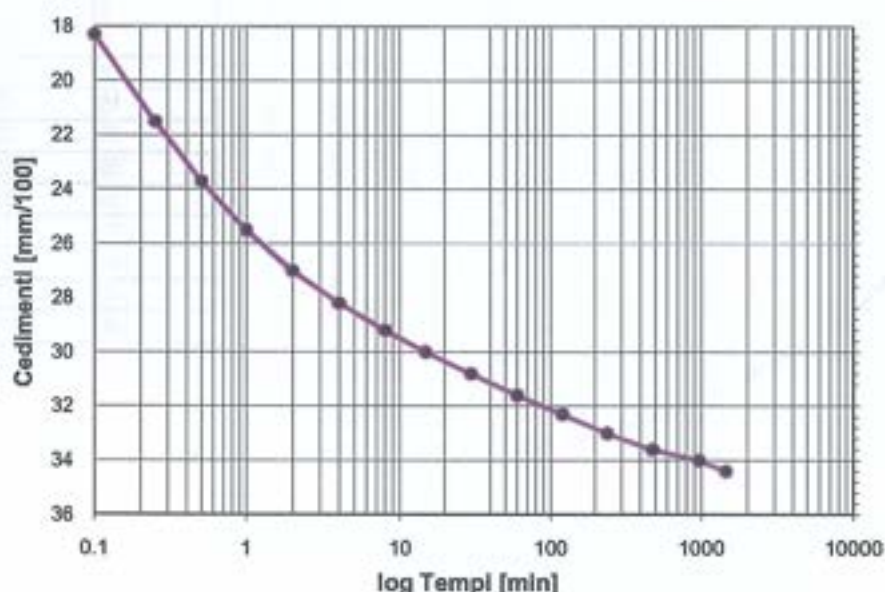
Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 1)
Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	18.3
0.25	21.5
0.5	23.7
1	25.5
2	27
4	28.2
8	29.2
15	30
30	30.8
60	31.6
120	32.3
240	33
480	33.6
960	34
1440	34.4

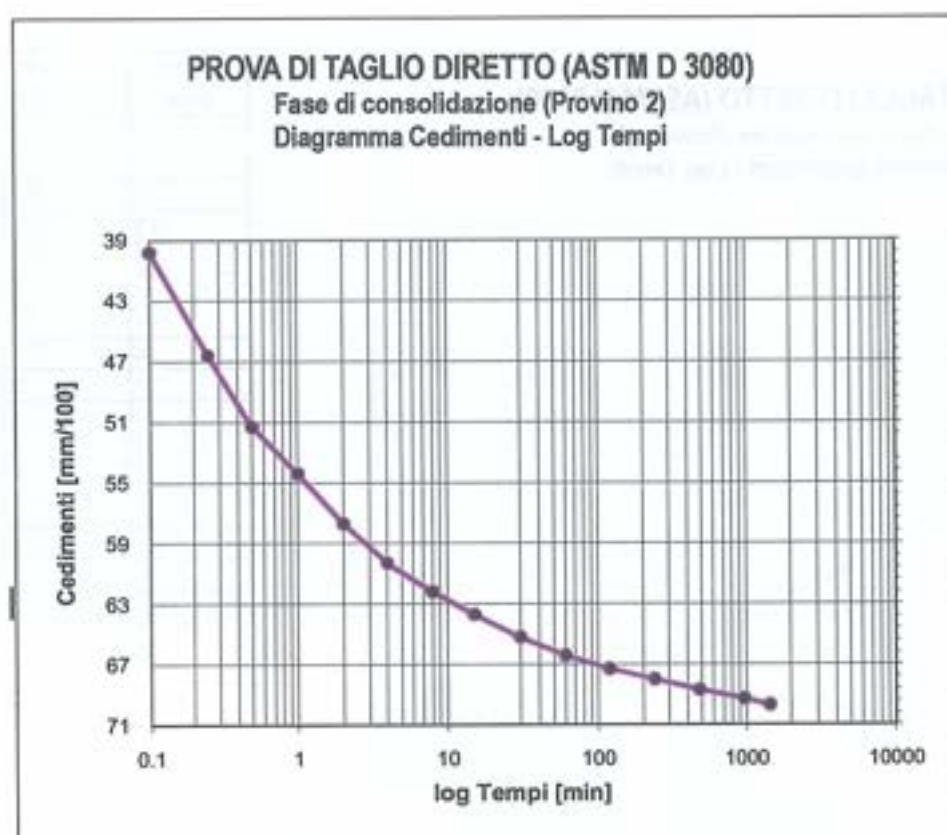
Tensione di consolidazione	100 kPa
Altezza provino	2 cm
Sezione provino	36 cm ²
T100	113.83 min
Deformazione a rottura stimata	5 mm
Velocità stimata di prova	0.003 mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	39.8
0.25	46.6
0.5	51.3
1	54.4
2	57.7
4	60.3
8	62.2
15	63.7
30	65.2
60	66.4
120	67.3
240	68
480	68.7
960	69.3
1440	69.7

Tensione di consolidazione	200	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	116.77	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.003	mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

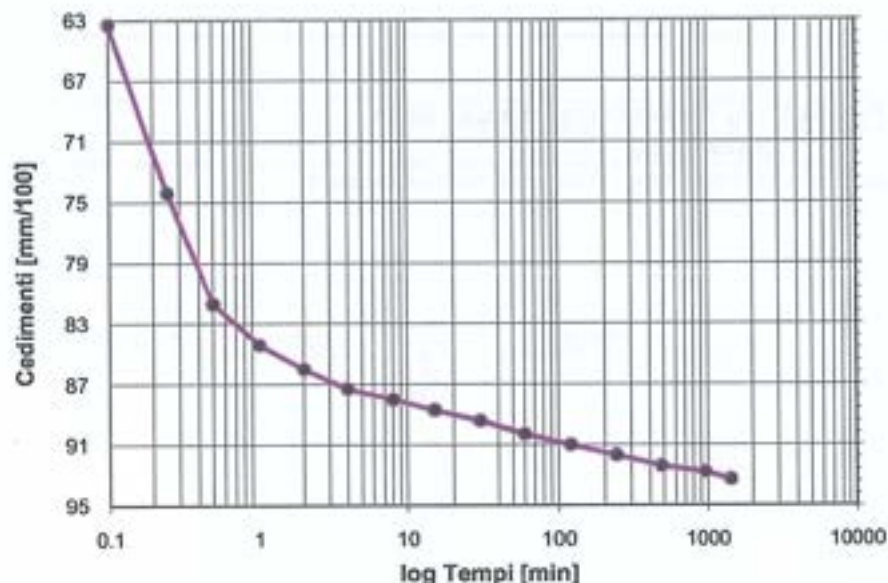
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2115 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 3)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	63.3
0.25	74.4
0.5	81.7
1	84.4
2	86
4	87.3
8	88
15	88.7
30	89.4
60	90.3
120	91
240	91.7
480	92.4
960	92.8
1440	93.3

Tensione di consolidazione	300	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	111.22	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.004	mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2116 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata, Maribase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione:	TARANTO		
Sondaggio n° 1	Campione n° 2	Profondità:	15.50 - 16.00 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-alta plasticità.		

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

(ASTM D2166)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Dimensioni iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Altezza media	7.60	cm
Diametro medio	3.8	cm
Sezione media	11.34	cm ²
Volume medio	86.15	cm ³
Rapporto H/D	1.99	

Caratteristiche fisiche iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Massa provino	178.04	g
Contenuto d'acqua	20.58	%
Peso dell'unità di volume	20.54	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.50	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	17.03	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.614	-
Grado di saturazione	92.12	%

Tipo di campione	indisturbato
------------------	--------------

Velocità di deformazione	1.67E-05	m/s
--------------------------	----------	-----

Data inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2116 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Dati della fase di compressione

δh	F
0.50	40
1.00	84
1.50	130
2.00	176
2.50	218
3.00	262
3.50	309
4.00	353
4.50	392
5.00	435
5.50	460
6.00	478
6.50	488
7.00	505
7.50	508
8.00	507
8.50	504
9.00	496

F= Carico Assiale (N);

Δh = Deformazione verticale (mm)

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2116 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
ASTM D2166**

Calcoli della fase di compressione

ϵ	$\sigma_1 - \sigma_3$
0	0
0.66	35.04
1.32	73.10
1.97	112.38
2.63	151.12
3.29	185.92
3.95	221.92
4.61	259.94
5.26	294.90
5.92	325.21
6.58	358.38
7.24	376.29
7.89	388.24
8.55	393.53
9.21	404.31
9.87	403.76
10.53	400.03
11.18	394.74
11.84	385.59

$\sigma_1 - \sigma_3$ = Tensione deviatorica (kPa);

ϵ = Deformazione assiale (%)

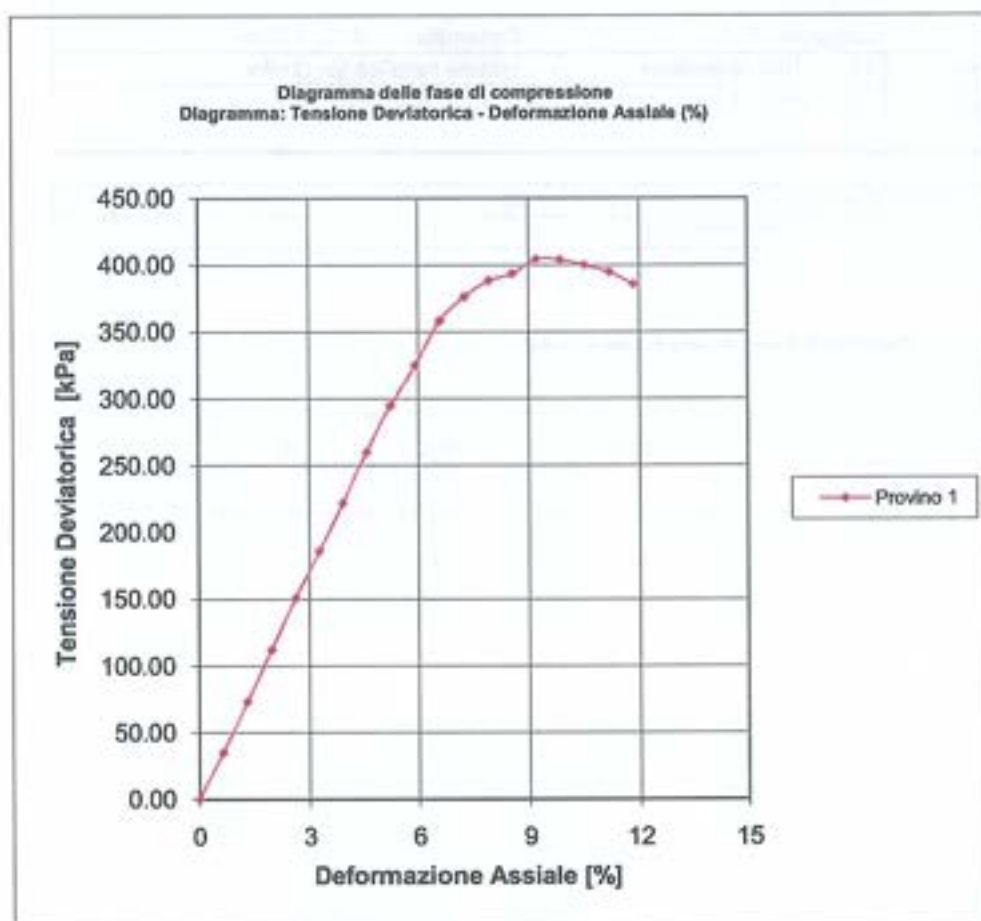
Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2116 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)**



Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2117 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e dei cedimenti/fessioni sul manto stradale della sopradelevata. Maribese TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

MISURA DEL PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME
(BS 1377T15/e)

Caratteristiche geometriche dei provini

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Altezza media	2.00	2.00	cm
Lato del provino	6.00	6.00	cm
Area del provino	36.00	36.00	cm ²
Volume del provino	72.00	72.00	cm ³

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Massa provino	141.88	141.71	g
Volume provino	72.00	72.00	cm ³
Peso dell'unità di volume	19.71	19.68	KN/m ³
Peso dell'unità di volume medio	19.69		KN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2118 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribese Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

MISURA DEL CONTENUTO NATURALE D'ACQUA
(ASTM D2216)

Misura	1	2	U.M.
Massa tara	63.94	69.15	g
Massa tara + massa campione umido	814.69	802.18	g
Massa tara + massa campione secco	646.73	635.11	g
Contenuto naturale d'acqua	28.82	29.52	%
Contenuto naturale medio d'acqua	29.17		%

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 05.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2119 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711365A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby	
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

MISURA DEL PESO SPECIFICO DEI GRANI
(ASTM D854)

Misura	1	2	U.M.
Massa picnometro	33.45	44.32	g
Massa picnometro + massa campione secco	58.47	69.30	g
Massa campione secco	25.02	24.98	g
Massa picnometro + massa campione secco + massa acqua	164.65	168.72	g
Massa picnometro + massa acqua	139.63	143.74	g
Massa picnometro + massa acqua + massa campione	155.60	159.67	g
Volume del campione	9.05	9.05	cm ³
Temperatura di prova	20	20	°C
Peso specifico dei grani a T=20°C	27.65	27.60	kN/m ³
Peso specifico dei grani medio a T=20°C	27.6		kN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

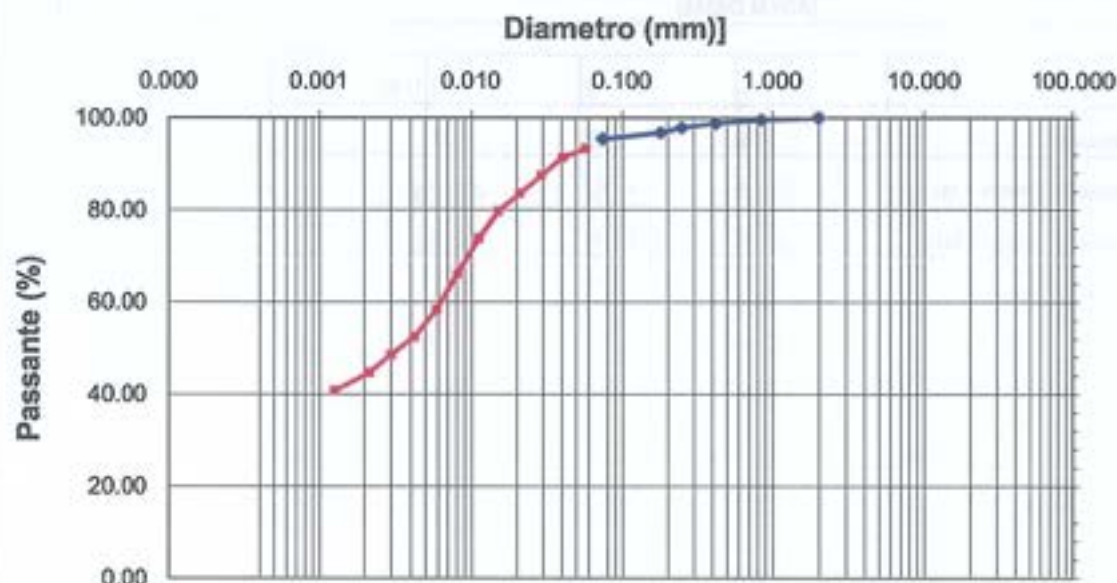
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2120 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase TA S.N.M.G., CIG: 45971139548

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo di contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE
(ASTM D 422)



Apertura setaccio, mm	Passante %	Diametro equivalente (mm)	Passante %
2.000	100.00	0.05750	93.41
0.850	99.57	0.04095	91.47
0.425	98.83	0.02935	87.57
0.250	97.92	0.02103	83.68
0.180	96.78	0.01507	79.79
0.075	95.48	0.01121	73.95
		0.00812	66.17
		0.00588	58.38
		0.00422	52.54
		0.00302	48.65
		0.00216	44.76
		0.00128	40.87

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2121 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA

LIMITE LIQUIDO E PLASTICO

(ASTM D4318)

MISURA	1	2	3 U.M.
Numero dei colpi	16	26	37
Massa campione umido + tara	29.72	31.62	32.29 g
Massa campione secco + tara	26.04	27.85	28.46 g
Massa acqua contenuta	3.68	3.77	3.83 g
Massa tara	19.65	21.05	21.28 g
Massa campione secco	6.39	6.8	7.18 g
Contenuto d'acqua	57.59	55.44	53.34 %
LIMITE LIQUIDO	55.00		%

MISURA	1	2	U.M.
Massa campione umido + tara	19.42	19.83	g
Massa campione secco + tara	17.68	18.02	g
Massa acqua contenuta	1.74	1.81	g
Massa tara	12.21	12.23	g
Massa campione secco	5.47	5.79	g
Contenuto d'acqua	31.81	31.26	%
LIMITE PLASTICO	32.00		%

INDICE PLASTICO	23.00	%
-----------------	-------	---

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribate TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campioni	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Caratteristiche fisiche dei provini

Caratteristiche fisiche iniziale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	29.17	29.12	29.15	%
Peso dell'unità di volume	19.69	19.69	19.69	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	27.60	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.24	15.25	15.25	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.811	0.810	0.810	
Grado di saturazione	99.32	99.23	99.29	%

Caratteristiche fisiche finale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	28.67	28.62	28.69	%
Peso dell'unità di volume	19.74	19.74	19.74	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	27.60	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.34	15.35	15.34	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.799	0.798	0.799	
Grado di saturazione	99.03	98.95	99.07	%

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.0 cm	Lato	6.0 cm	Area media	36.00 cm ²	Volume medio	72.0 cm ³
Tipo di scatola	Quadrata	Velocità di deformazione		5.00E-08 m/s			
Tipo di campione	indisturbato						
Tensione Normale provino 1	100.00 kPa						
Tensione Normale provino 2	200.00 kPa						
Tensione Normale provino 3	300.00 kPa						

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Dati Sperimentali della Fase di Taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	F	δh	δx	F	δh	δx	F	δh
0.11	54	0.1	0.22	85	-0.7	0.19	90	-0.6
0.24	90	0.2	0.41	170	-1.2	0.39	168	-1.7
0.36	135	0.4	0.67	222	-1.6	0.62	229	-3
0.52	161	0.6	0.9	270	-2.1	0.88	291	-4.4
0.71	184	0.9	1.11	303	-2.6	1.09	341	-5.3
0.87	199	1.1	1.25	329	-3	1.28	381	-6
1.06	211	1.5	1.4	352	-3.3	1.45	419	-6.6
1.27	223	2.2	1.55	364	-3.7	1.67	450	-7
1.42	227	2.5	1.72	374	-4	1.88	478	-7.4
1.56	229	3.2	1.9	381	-4.3	2.19	492	-7.7
1.75	230	3.8	2.13	386	-4.5	2.42	501	-8.1
1.98	230	4.6	2.29	390	-4.8	2.58	507	-8.4
2.1	230	5.3	2.44	390	-5	2.75	511	-8.6
			2.58	390	-5.2	2.9	511	-8.8
						3.04	511	-9

δx =Spostamento orizzontale (mm); F=Forza di taglio (N); δh =Deformazione verticale (mm/100)

Data Inizio Prova: 09.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Calcoli della fase di taglio

Provino 1		
δx	T	δh
0	0	0
0.11	14.91	0.1
0.24	25.02	0.2
0.36	37.53	0.4
0.52	44.74	0.6
0.71	51.00	0.9
0.87	55.33	1.1
1.06	58.70	1.5
1.27	62.06	2.2
1.42	63.03	2.5
1.56	63.51	3.2
1.75	63.99	3.8
1.98	63.99	4.6
2.1	63.99	5.3

Provino 2		
δx	T	δh
0	0	0
0.22	23.57	-0.7
0.41	47.15	-1.2
0.67	61.58	-1.6
0.9	75.05	-2.1
1.11	84.19	-2.6
1.25	91.41	-3
1.4	97.67	-3.3
1.55	101.03	-3.7
1.72	103.92	-4
1.9	105.84	-4.3
2.13	107.29	-4.5
2.29	108.25	-4.8
2.44	108.25	-5
2.58	108.25	-5.2

Provino 3		
δx	T	δh
0	0	0
0.19	25.02	-0.6
0.39	46.67	-1.7
0.62	63.51	-3
0.88	80.83	-4.4
1.09	94.78	-5.3
1.26	105.84	-6
1.45	116.43	-6.6
1.67	125.09	-7
1.88	132.79	-7.4
2.19	136.64	-7.7
2.42	139.04	-8.1
2.58	140.97	-8.4
2.75	141.93	-8.6
2.9	141.93	-8.8
3.04	141.93	-9

δx =Spostamento orizzontale (mm); T=Tensione Tang. Eff. (kPa); δh =Deformazione Verticale (mm/100)

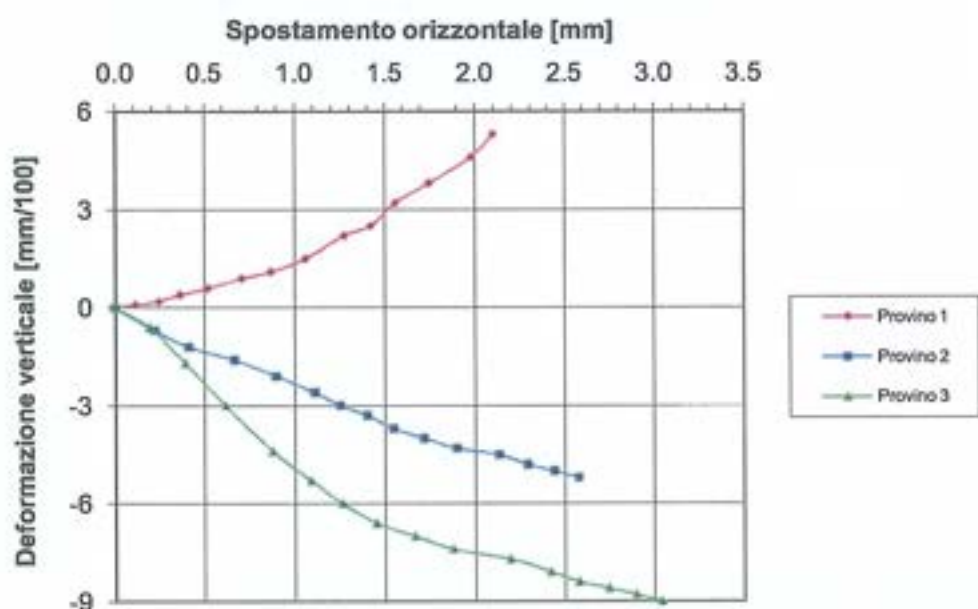
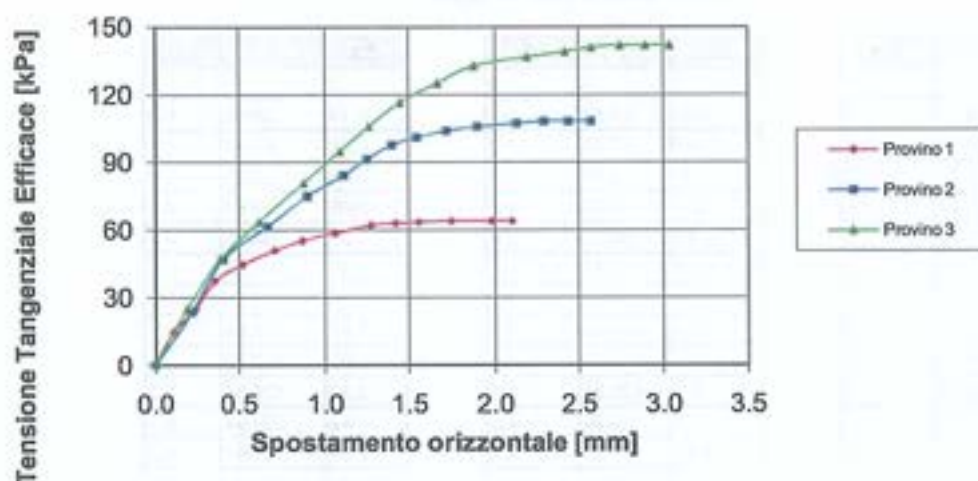
Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO Diagrammi della fase di taglio



Data Inizio Prova: 09.06.2013

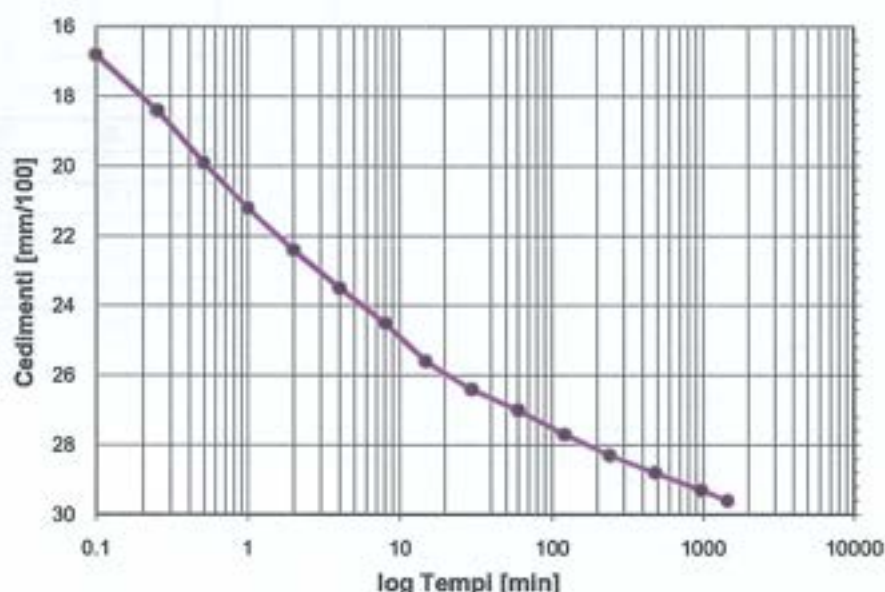
Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 1)
Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	16.8
0.25	18.4
0.5	19.9
1	21.2
2	22.4
4	23.5
8	24.5
15	25.6
30	26.4
60	27
120	27.7
240	28.3
480	28.8
960	29.3
1440	29.6

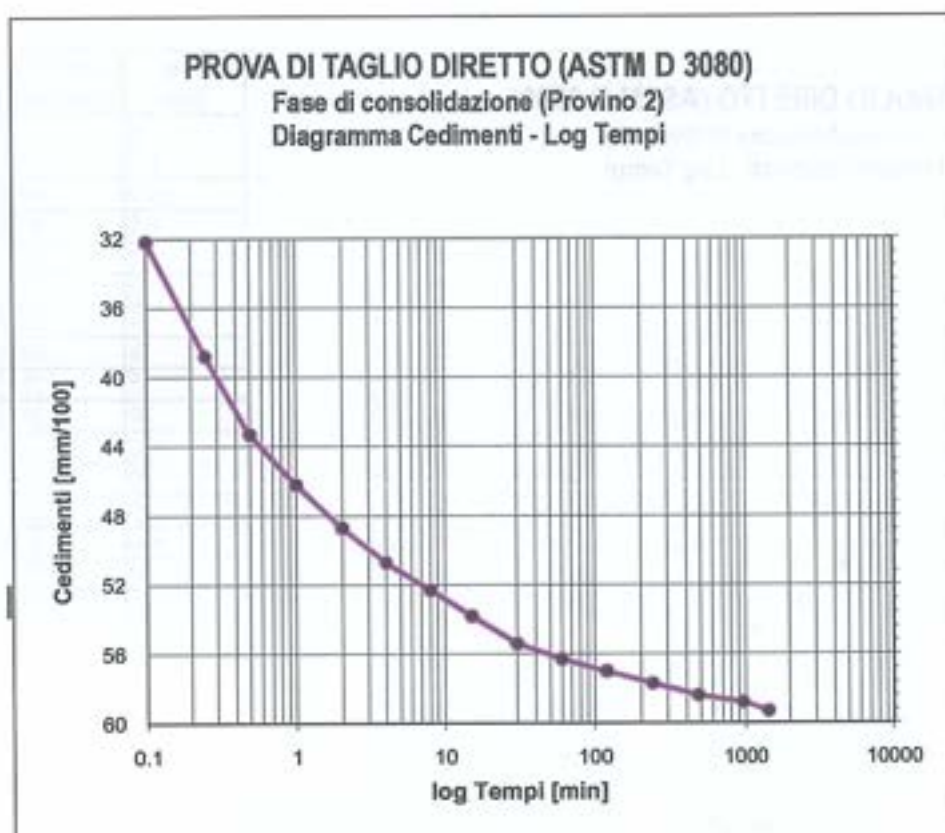
Tensione di consolidazione	100 kPa
Altezza provino	2 cm
Sezione provino	36 cm ²
T100	120.02 min
Deformazione a rottura stimata	5 mm
Velocità stimata di prova	0.003 mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	32.2
0.25	38.8
0.5	43.3
1	46.2
2	48.7
4	50.7
8	52.3
15	53.8
30	55.4
60	56.3
120	57
240	57.7
480	58.4
960	58.8
1440	59.3

Tensione di consolidazione	200	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	117.94	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.003	mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

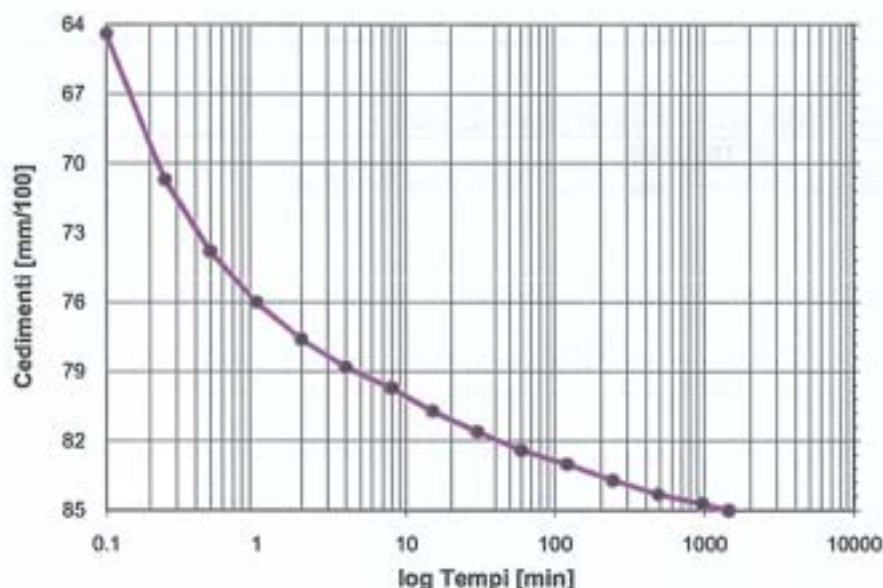
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2122 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 3)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	64.4
0.25	70.7
0.5	73.8
1	76
2	77.6
4	78.8
8	79.7
15	80.7
30	81.6
60	82.4
120	83
240	83.7
480	84.3
960	84.7
1440	85

Tensione di consolidazione	300	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	112.33	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.004	mm/min

Data Inizio Prova: 09.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2123 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbese Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione:	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 1	Profondità:	4.10 - 4.60 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby	
Descrizione visiva	Limo argilloso di colore verde-giallastro, a media plasticità.		

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Dimensioni iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Altezza media	7.60	cm
Diametro medio	3.8	cm
Sezione media	11.34	cm ²
Volume medio	86.15	cm ³
Rapporto H/D	1.99	

Caratteristiche fisiche iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Massa provino	166.45	g
Contenuto d'acqua	29.17	%
Peso dell'unità di volume	19.69	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.60	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	15.24	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.811	-
Grado di saturazione	99.32	%

Tipo di campione	indisturbato
------------------	--------------

Velocità di deformazione	1.67E-05	m/s
--------------------------	----------	-----

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2123 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

Dati della fase di compressione

δh	F
0.50	53
1.00	90
1.50	123
2.00	152
2.50	173
3.00	194
3.50	207
4.00	217
4.50	222
5.00	225
5.50	224
6.00	222
6.50	218

F= Carico Assiale (N);

δh = Deformazione verticale (mm)

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2123 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
ASTM D2166**

Calcoli della fase di compressione

ϵ	$\sigma_1 - \sigma_3$
0	0
0.66	46.43
1.32	78.32
1.97	108.32
2.63	130.51
3.29	147.54
3.95	164.32
4.61	174.13
5.28	181.29
5.92	184.18
6.58	185.36
7.24	183.24
7.89	180.31
8.55	175.80

$\sigma_1 - \sigma_3$ = Tensione deviatorica (kPa);

ϵ = Deformazione assiale (%)

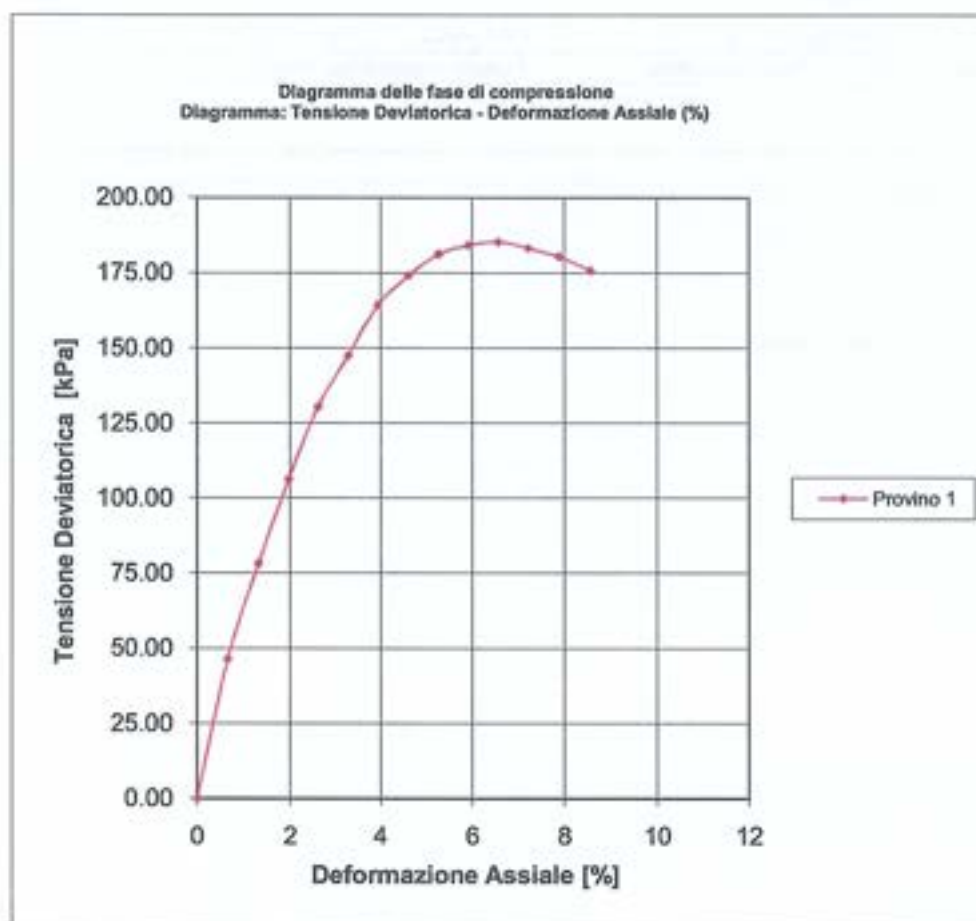
Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2123 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)**



Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2124 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribese TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 2	Campione n° 2 Profondità: 14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.

MISURA DEL PESO DELL'UNITÀ DI VOLUME
(BS 1377T15/e)

Caratteristiche geometriche dei provini

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Altezza media	2.00	2.00	cm
Lato del provino	6.00	6.00	cm
Area del provino	36.00	36.00	cm ²
Volume del provino	72.00	72.00	cm ³

Numero provino	Provino 1	Provino 2	U.M.
Massa provino	146.77	145.81	g
Volume provino	72.00	72.00	cm ³
Peso dell'unità di volume	20.38	20.25	KN/m ³
Peso dell'unità di volume medio	20.32		KN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2125 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 458711395A6

Località prelievo campione	TARANTO
Sondaggio n° 2	Campione n° 2 Profondità: 14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore: Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.

MISURA DEL CONTENUTO NATURALE D'ACQUA
(ASTM D2216)

Misura	1	2	U.M.
Massa tara	71.22	70.22	g
Massa tara + massa campione umido	749.18	733.44	g
Massa tara + massa campione secco	634.88	619.18	g
Contenuto naturale d'acqua	20.28	20.81	%
Contenuto naturale medio d'acqua	20.55		%

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 05.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2126 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul marito stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO				
Sondaggio n°	2	Campione n°	2	Profondità	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby		
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.				

MISURA DEL PESO SPECIFICO DEI GRANI
(ASTM D854)

Misura	1	2	U.M.
Massa picnometro	38.40	36.78	g
Massa picnometro + massa campione secco	63.42	61.85	g
Massa campione secco	25.02	25.07	g
Massa picnometro + massa campione secco + massa acqua	169.89	171.38	g
Massa picnometro + massa acqua	144.87	146.31	g
Massa picnometro + massa acqua + massa campione	160.75	162.24	g
Volume del campione	9.14	9.14	cm ³
Temperatura di prova	20	20	°C
Peso specifico dei grani a T=20°C	27.37	27.43	kN/m ³
Peso specifico dei grani medio a T=20°C	27.4		kN/m ³

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

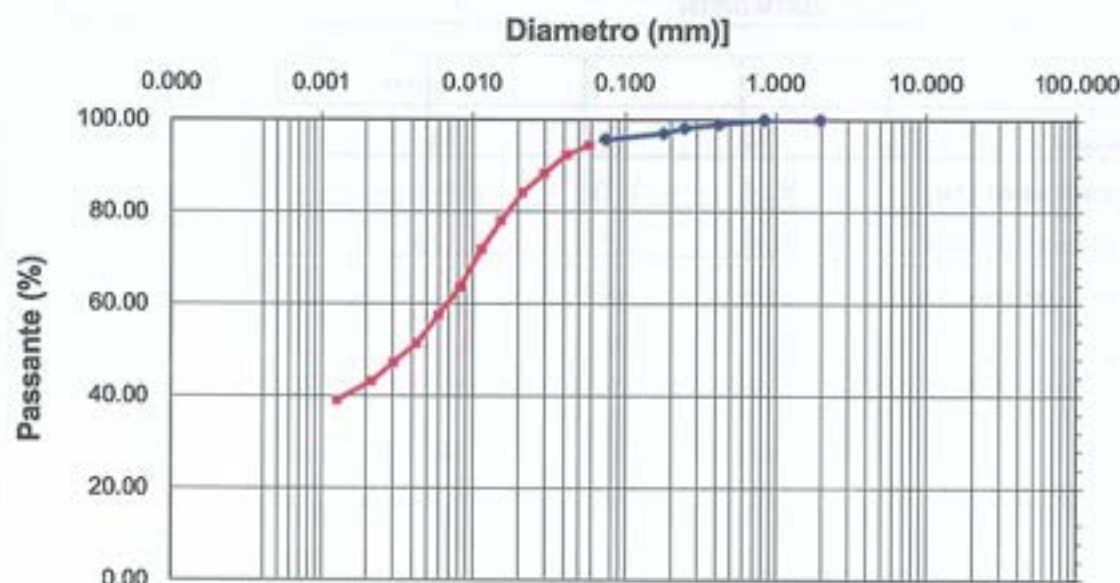
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2127 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata, Marbase TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 2	Profondità:	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo di contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.		

ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE
(ASTM D 422)



Apertura setaccio, mm	Passante %	Diametro equivalente (mm)	Passante %
2.000	100.00	0.05831	94.51
0.850	99.99	0.04151	92.48
0.425	99.07	0.02974	88.35
0.250	98.22	0.02131	84.24
0.180	97.12	0.01535	78.07
0.075	95.76	0.01142	71.91
		0.00826	63.69
		0.00594	57.53
		0.00427	51.36
		0.00305	47.26
		0.00218	43.15
		0.00127	39.04

Data Inizio Prova: 05.06.2013

Data Fine Prova: 11.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2128 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/risane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Maribase TA S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 2	Profondità:	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore:	Fustella metallica tipo Shelby
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.		

DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI CONSISTENZA

LIMITE LIQUIDO E PLASTICO

(ASTM D4318)

MISURA	1	2	3	U.M.
Numero dei colpi	14	24	35	
Massa campione umido + tara	30.54	31.79	30.28	g
Massa campione secco + tara	27.46	28.55	27.43	g
Massa acqua contenuta	3.08	3.24	2.85	g
Massa tara	20.42	20.72	20.13	g
Massa campione secco	7.04	7.83	7.30	g
Contenuto d'acqua	43.75	41.38	39.04	%
LIMITE LIQUIDO		41.00		%

MISURA	1	2	U.M.
Massa campione umido + tara	21.33	20.74	g
Massa campione secco + tara	19.91	19.38	g
Massa acqua contenuta	1.42	1.36	g
Massa tara	13.82	13.36	g
Massa campione secco	6.09	6.02	g
Contenuto d'acqua	23.32	22.59	%
LIMITE PLASTICO		23.00	%

INDICE PLASTICO	18.00	%
-----------------	-------	---

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata, Maribase TA S.N.M.G., CIG. 45971139546

Località prelievo campioni	TARANTO				
Sondaggio n°	2	Campione n°	2	Profondità:	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby		
Descrizione visiva del campione	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.				

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

(ASTM D 3080)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Caratteristiche fisiche dei provini

Caratteristiche fisiche iniziale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	20.55	20.58	20.52	%
Peso dell'unità di volume	20.32	20.32	20.32	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.40	27.40	27.40	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	16.86	16.85	16.86	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.626	0.626	0.625	
Grado di saturazione	90.02	90.09	89.94	%

Caratteristiche fisiche finale dei provini	Provino 1	Provino 2	Provino 3	U.M.
Contenuto d'acqua	20.05	20.08	20.03	%
Peso dell'unità di volume	20.37	20.37	20.37	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.40	27.40	27.40	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	16.97	16.96	16.97	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.615	0.615	0.615	
Grado di saturazione	89.36	89.43	89.31	%

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.0 cm	Lato	6.0 cm	Area media	36.00 cm ²	Volume medio	72.0 cm ³
Tipo di scatola	Quadrata	Velocità di deformazione			5.00E-08 m/s		
Tipo di campione	indisturbato						
Tensione Normale provino 1	100.00	kPa					
Tensione Normale provino 2	200.00	kPa					
Tensione Normale provino 3	300.00	kPa					

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 06.06.2013

Note:

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Dati Sperimentali della Fase di Taglio

Provino 1			Provino 2			Provino 3		
δx	F	δh	δx	F	δh	δx	F	δh
0.13	66	1.2	0.21	96	-1.2	0.15	101	-1.7
0.27	116	1.8	0.42	195	-2.4	0.3	180	-3
0.41	162	2.4	0.66	270	-3.2	0.47	259	-4.3
0.57	189	2.7	0.88	321	-3.8	0.67	345	-5.1
0.78	215	3	1.11	353	-4.5	0.9	408	-5.7
0.95	231	3.3	1.26	378	-5.1	1.21	450	-6.5
1.08	244	3.7	1.41	393	-5.4	1.45	483	-7
1.2	252	4	1.56	404	-5.7	1.66	511	-7.7
1.31	255	4.2	1.73	413	-6	1.87	527	-8.3
1.4	255	4.5	1.87	417	-6.2	2.11	542	-8.7
1.52	254	4.7	2	419	-6.4	2.27	551	-9.1
			2.12	419	-6.5	2.45	557	-9.6
			2.28	417	-6.6	2.58	560	-10.1
						2.71	566	-10.5
						2.84	566	-10.8
						2.95	566	-11.1

δx =Spostamento orizzontale (mm); F=Forza di taglio (N); δh =Deformazione verticale (mm/100)

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 06.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
Calcoli della fase di taglio

Provino 1		
δx	T	δh
0	0	0
0.13	18.37	1.2
0.27	32.15	1.8
0.41	44.90	2.4
0.57	52.56	2.7
0.78	59.70	3
0.95	64.30	3.3
1.08	67.87	3.7
1.2	69.91	4
1.31	70.93	4.2
1.4	70.93	4.5
1.52	70.42	4.7

Provino 2		
δx	T	δh
0	0	0
0.21	26.53	-1.2
0.42	54.09	-2.4
0.66	75.01	-3.2
0.88	89.30	-3.8
1.11	97.97	-4.5
1.26	105.12	-5.1
1.41	109.20	-5.4
1.56	112.26	-5.7
1.73	114.81	-6
1.87	115.83	-6.2
2	116.34	-6.4
2.12	116.34	-6.5
2.28	115.83	-6.6

Provino 3		
δx	T	δh
0	0	0
0.15	28.07	-1.7
0.3	50.01	-3
0.47	71.95	-4.3
0.67	95.93	-5.1
0.9	113.28	-5.7
1.21	125.02	-6.5
1.45	134.20	-7
1.66	141.86	-7.7
1.87	146.45	-8.3
2.11	150.53	-8.7
2.27	153.08	-9.1
2.45	154.61	-9.6
2.58	155.63	-10.1
2.71	157.17	-10.5
2.84	157.17	-10.8
2.95	157.17	-11.1

δx =Spostamento orizzontale (mm); T=Tensione Tang. Eff. (kPa); δh =Deformazione Verticale (mm/100)

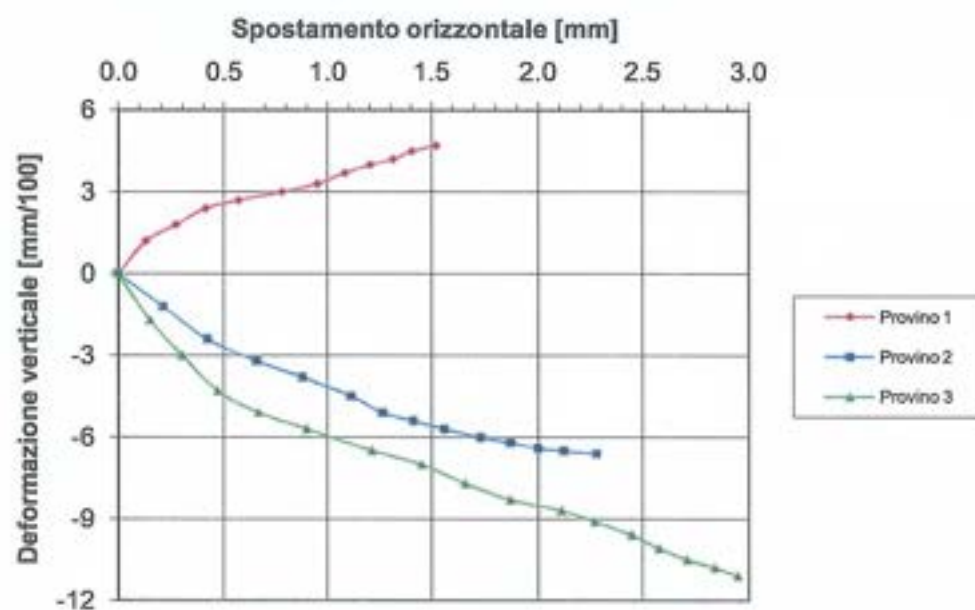
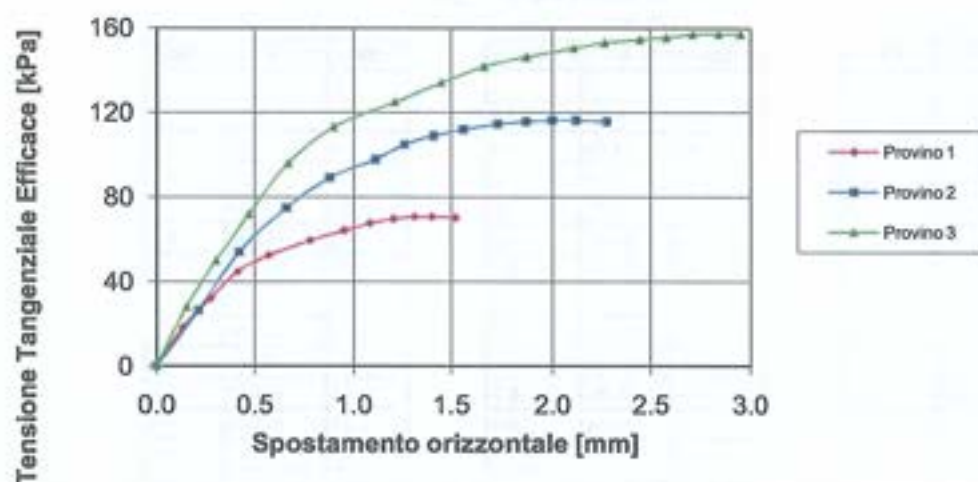
Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 06.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO Diagrammi della fase di taglio



Data Inizio Prova: 04.06.2013

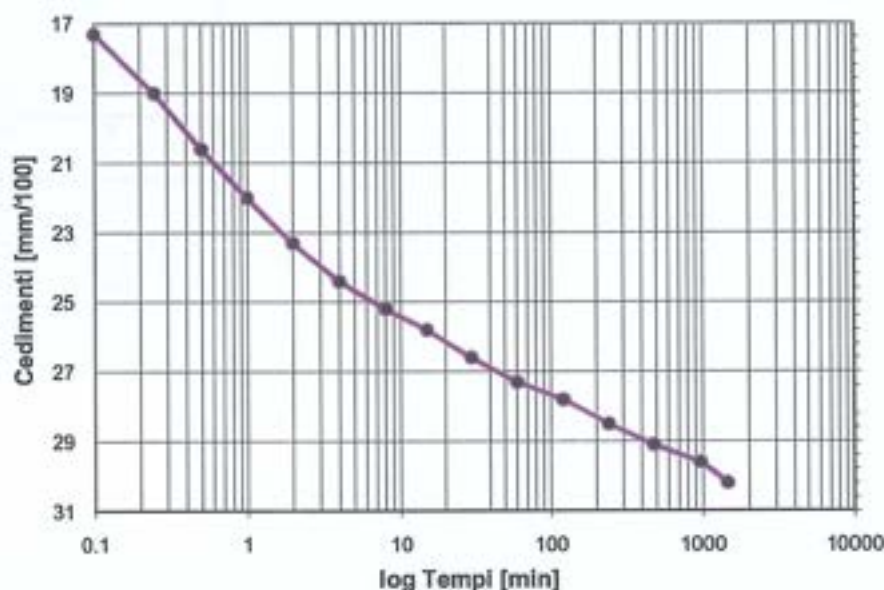
Data Fine Prova: 06.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 1)
Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	17.3
0.25	19
0.5	20.6
1	22
2	23.3
4	24.4
8	25.2
15	25.8
30	26.6
60	27.3
120	27.8
240	28.5
480	29.1
960	29.6
1440	30.2

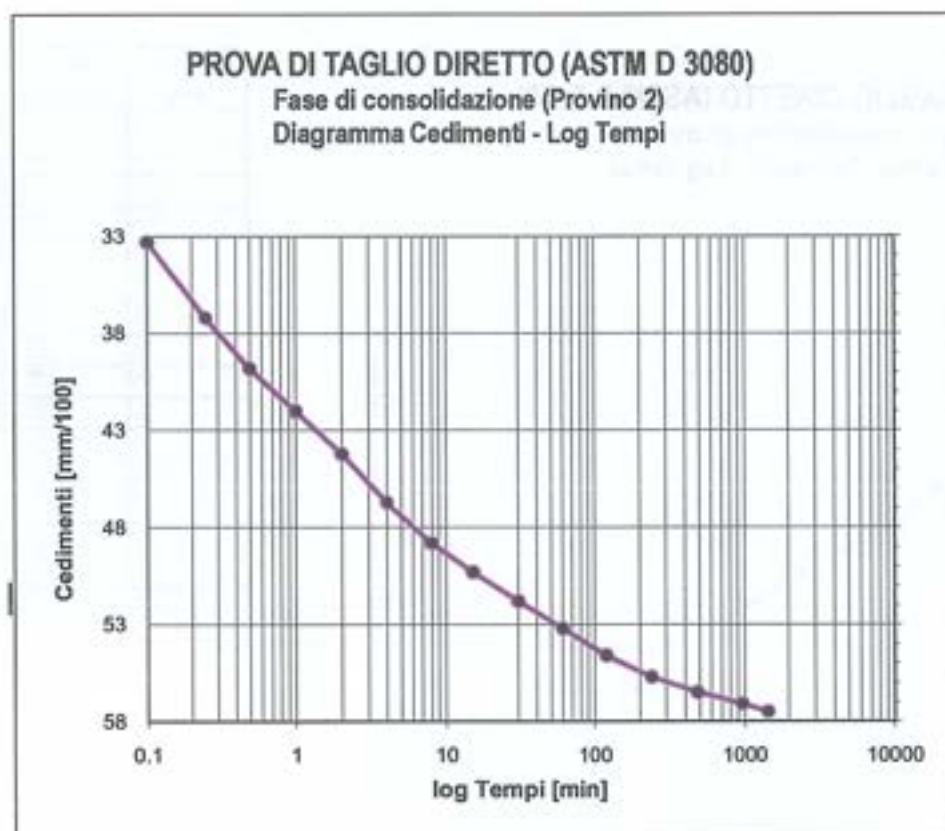
Tensione di consolidazione	100	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	112.29	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.004	mm/min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 06.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	33.3
0.25	37.2
0.5	39.8
1	42
2	44.2
4	46.7
8	48.8
15	50.3
30	51.8
60	53.2
120	54.6
240	55.7
480	56.5
960	57.1
1440	57.5

Tensione di consolidazione	200	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	114.55	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.003	mm/min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 06.06.2013

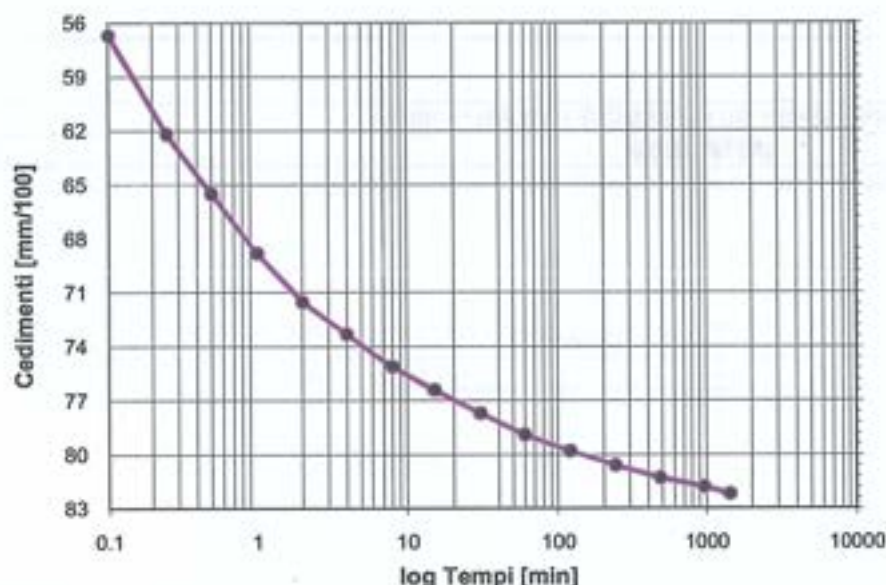
Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2129 Del 12.06.2013

PROVA DI TAGLIO DIRETTO (ASTM D 3080)

Fase di consolidazione (Provino 3)

Diagramma Cedimenti - Log Tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0	0
0.1	56.7
0.25	62.2
0.5	65.5
1	68.8
2	71.5
4	73.3
8	75.1
15	76.4
30	77.7
60	78.9
120	79.8
240	80.6
480	81.3
960	81.8
1440	82.2

Tensione di consolidazione	300	kPa
Altezza provino	2	cm
Sezione provino	36	cm ²
T100	109.46	min
Deformazione a rottura stimata	5	mm
Velocità stimata di prova	0.004	mm/min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 06.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2130 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Verco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. Marbase Taranto S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campione:	TARANTO		
Sondaggio n° 2	Campione n° 2	Profondità:	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5 Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby	
Descrizione visiva	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità.		

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

(ASTM D2166)

Tipo di attrezzatura impiegata: macchina elettronica con acquisizione dati automatizzata

Dimensioni iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Altezza media	7.60	cm
Diametro medio	3.8	cm
Sezione media	11.34	cm ²
Volume medio	86.15	cm ³
Rapporto H/D	1.99	

Caratteristiche fisiche iniziali dei provini	Provino 1	U.M.
Massa provino	177.12	g
Contenuto d'acqua	20.55	%
Peso dell'unità di volume	20.32	kN/m ³
Peso specifico dei grani	27.40	kN/m ³
Peso dell'unità di volume secco	16.86	kN/m ³
Indice dei vuoti	0.626	-
Grado di saturazione	90.02	%

Tipo di campione	indisturbato
------------------	--------------

Velocità di deformazione	1.67E-05	m/s
--------------------------	----------	-----

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2130 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA

ANALISI E LAVORI Dati della fase di compressione

δh	F
0.50	67
1.00	149
1.50	247
2.00	359
2.50	522
3.00	667
3.50	809
4.00	897
4.50	927
5.00	911
5.50	866
6.00	776

F= Carico Assiale (N);

Δh = Deformazione verticale (mm)

Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2130 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
ASTM D2166**

Calcoli della fase di compressione

ϵ	$\sigma_1 - \sigma_3$
0	0
0.66	58.69
1.32	129.66
1.97	213.51
2.63	308.25
3.29	445.18
3.95	564.97
4.61	680.55
5.26	749.37
5.92	769.06
6.58	750.50
7.24	708.40
7.89	630.28

$\sigma_1 - \sigma_3$ = Tensione deviatorica (kPa);

ϵ = Deformazione assiale (%)

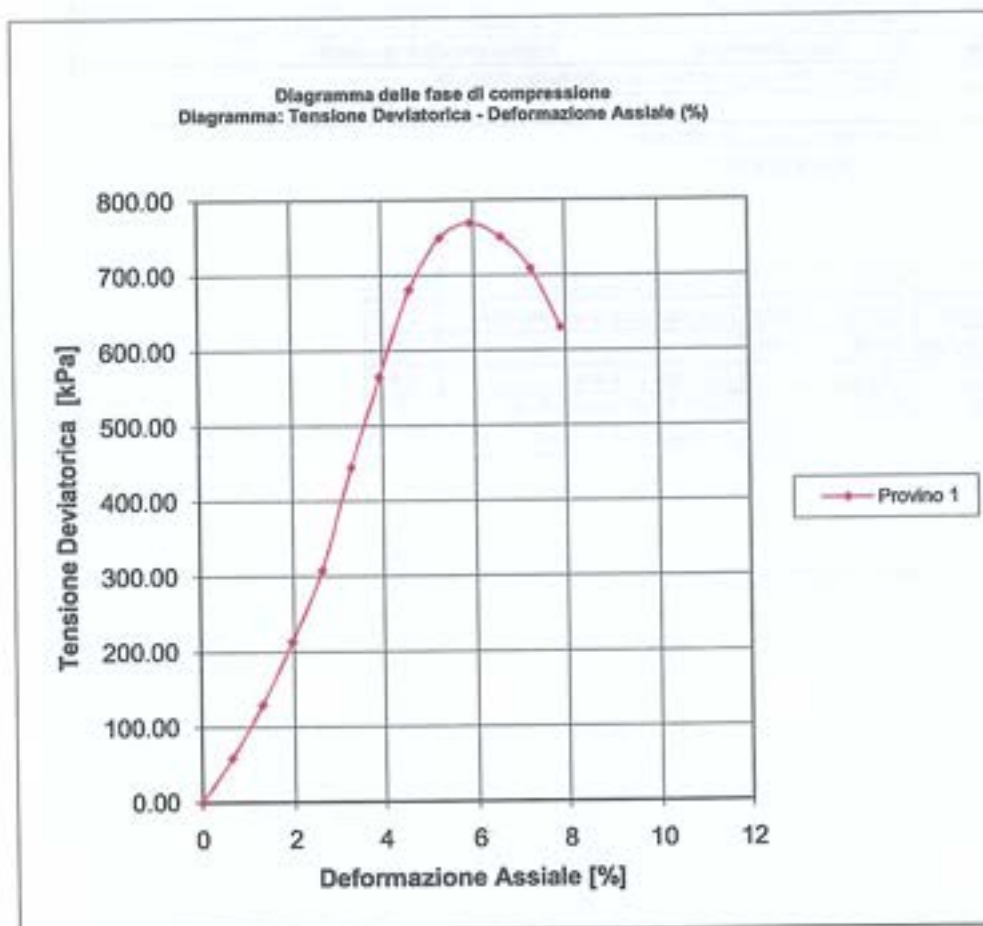
Data Inizio Prova: 10.06.2013

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2130 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE AD ESPANSIONE LATERALE LIBERA
(ASTM D2166)**



Data Inizio Prova: 10.06.2013
Note:

Data Fine Prova: 10.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2131 Del 12.06.2013

Committente	GEO.GA COSTRUZIONI s.r.l.
Indirizzo	Via Lago di Piediluco n°4 - 74121 TARANTO
Progetto/Lavoro	Progettazione definitiva ed esecutiva relativa ai lavori di ripristino degli smottamenti/frane area scarpata Varco Nord e del cedimento/lesioni sul manto stradale della sopraelevata. MARIBASE TARANTO S.N.M.G., CIG: 459711395A6

Località prelievo campioni	TARANTO				
Sondaggio n°	2	Campione n°	2	Profondità:	14.90 - 15.40 m
Classe di qualità dichiarata	Q.5	Tipo contenitore	Fustella metallica tipo Shelby		
Descrizione visiva	Argilla di colore grigio-azzurro, a medio-bassa plasticità				

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(ASTM D2435)

CARATTERISTICHE FISICHE DEL PROVINO

Contenuto d'acqua iniziale	20.55	%	Contenuto d'acqua finale	15.23
Peso dell'unità di volume iniziale	20.32	kN/m ³	Peso dell'unità di volume finale	21.30
Peso unità di volume secco iniziale	16.86	kN/m ³	Peso unità di volume secco finale	18.48
Indice dei vuoti iniziale	0.626		Indice dei vuoti finale	0.482
Grado di saturazione iniziale	90.02	%	Grado di saturazione finale	86.52
Peso specifico dei grani	27.40	kN/m ³	Peso specifico dei grani	27.40

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE INIZIALI DEL PROVINO E MODALITA' DI PROVA

Altezza media	2.00 cm	Diametro medio	5.047 cm	Volume medio	40.01 cm ³
Temperatura di prova	20°C	Altezza cella edometrica	2.00 cm		
Carico di base	12.26 kPa	Tipo di campione INDISTURBATO			

Tensione normale (kPa)	Cedimenti cumulativi (mm)	$\Delta H/H$ (%)	Indice dei vuoti	Modulo edometrico KPa
0	0	0.000	0.626	
12.26	0	0.000	0.626	
24.52	0	0.000	0.626	
49.03	0.077	0.385	0.619	6366.2
98.07	0.211	1.055	0.608	7319.4
196.13	0.475	2.375	0.587	7428.8
392.27	0.845	4.225	0.557	10602.2
784.53	1.491	7.455	0.504	12144.3
1569.06	2.242	11.210	0.443	20892.9
3138.13	3.049	15.245	0.378	38886.5
784.56	2.775	13.875	0.400	
196.13	2.325	11.625	0.437	
49.03	1.771	8.855	0.482	

Data Inizio Prova: 04.06.2013
Note:

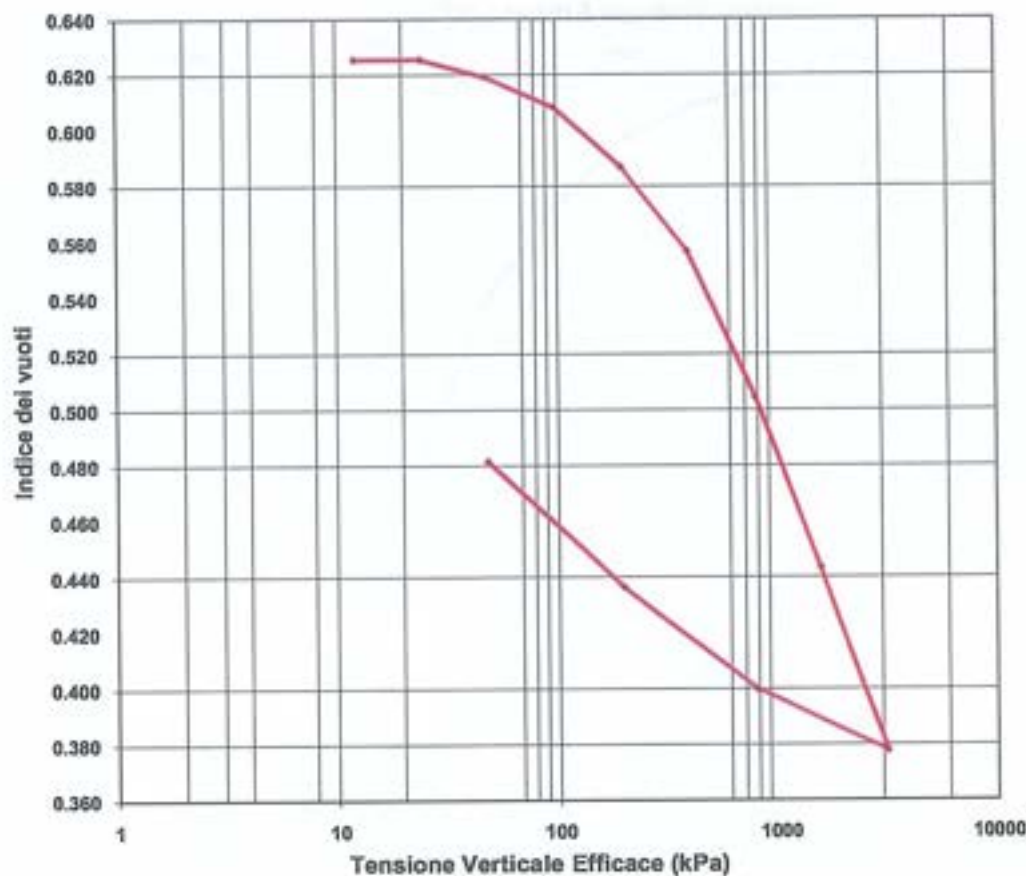
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2131 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

(Curva di compressibilità: Indice dei vuoti • Tensione verticale efficace (σ'_v))



Data Inizio Prova: 04.06.2013

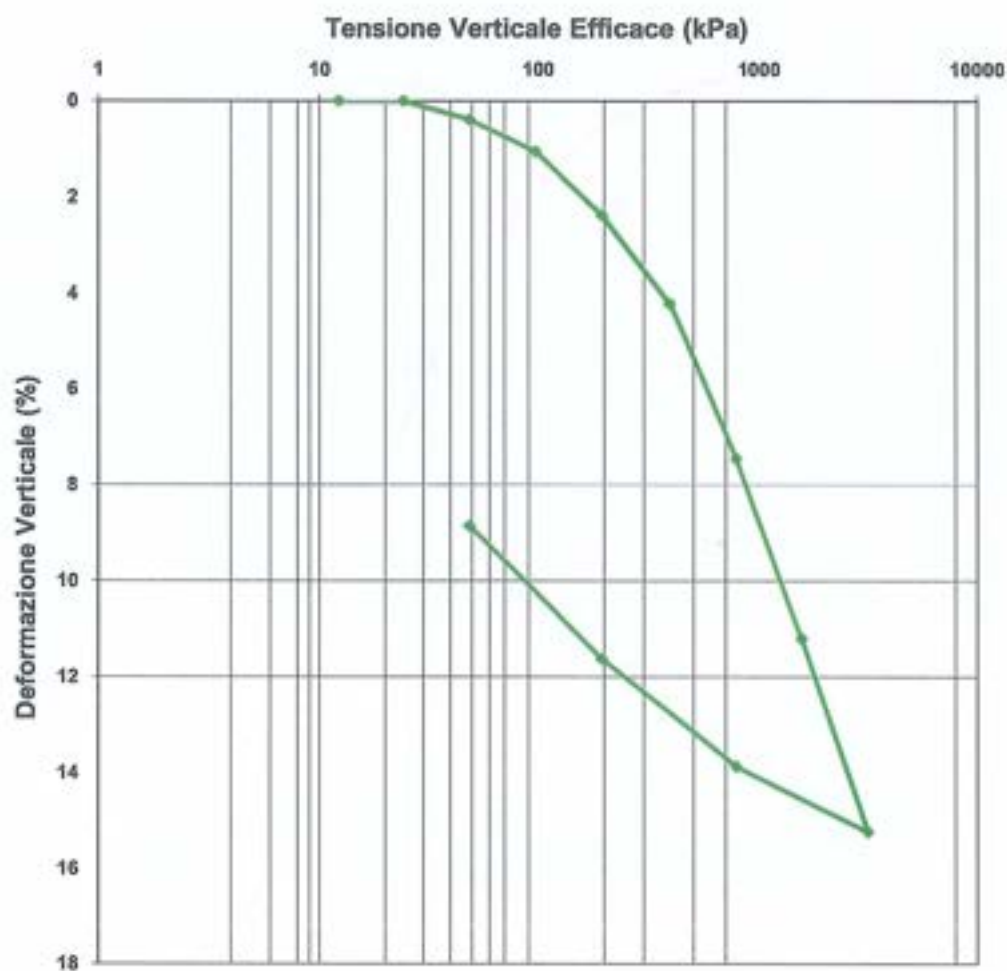
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2131 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

(Curva di compressibilità: Deformazione verticale • Tensione verticale efficace (σ'_v))



Data Inizio Prova: 04.06.2013

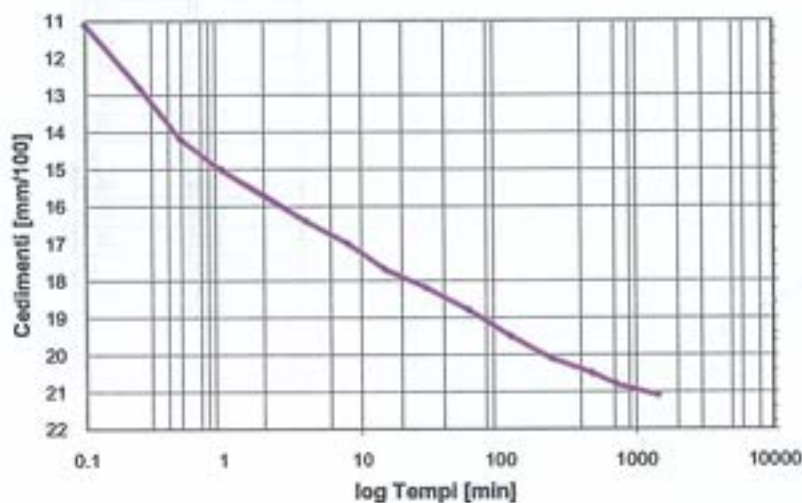
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2131 Del 12.06.2013

**PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(ASTM D 2435)**

Diagramma: Cedimenti - Log tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0.1	11.1
0.25	12.8
0.5	14.2
1	15
2	15.7
4	16.4
8	17
15	17.7
30	18.2
60	18.8
120	19.5
240	20.1
480	20.5
720	20.8
1440	21.1

Tensione di consolidazione da 49.03 kPa a 98.07 kPa

T50 = 0.25 min

T100 = 0.75 min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

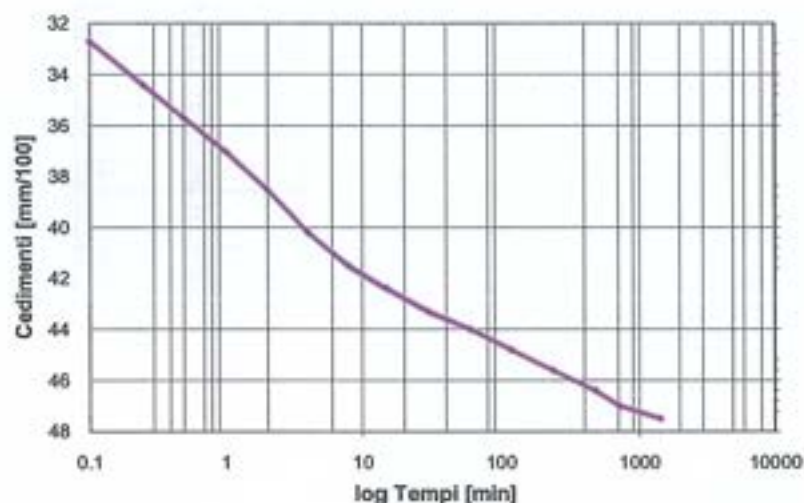
Data Fine Prova: 12.06.2013

Laboratorio Geotecnico Prove su Terre, autorizzato ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/2001
Aut. Min. Infrastrutture e Trasporti n° 54111 del 10.11.2005

Verbale Accettazione N. 122/2013 Del 03.06.2013 Certificato N. 2131 Del 12.06.2013

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA
(ASTM D 2435)

Diagramma: Cedimenti - Log tempi



Tempo (min)	Cedimenti (mm/100)
0.1	32.7
0.25	34.4
0.5	35.7
1	37
2	38.5
4	40.2
8	41.5
15	42.4
30	43.3
60	44
120	44.8
240	45.6
480	46.4
720	47
1440	47.5

Tensione di consolidazione da 98.07 kPa a 196.13 kPa

T50 = 0.98 min

T100 = 10.62 min

Data Inizio Prova: 04.06.2013

Data Fine Prova: 12.06.2013

ALLEGATO 6
RISULTATI INDAGINI SISMICHE ATTIVE
MULTICANALE MASW

Risultati MASW 1

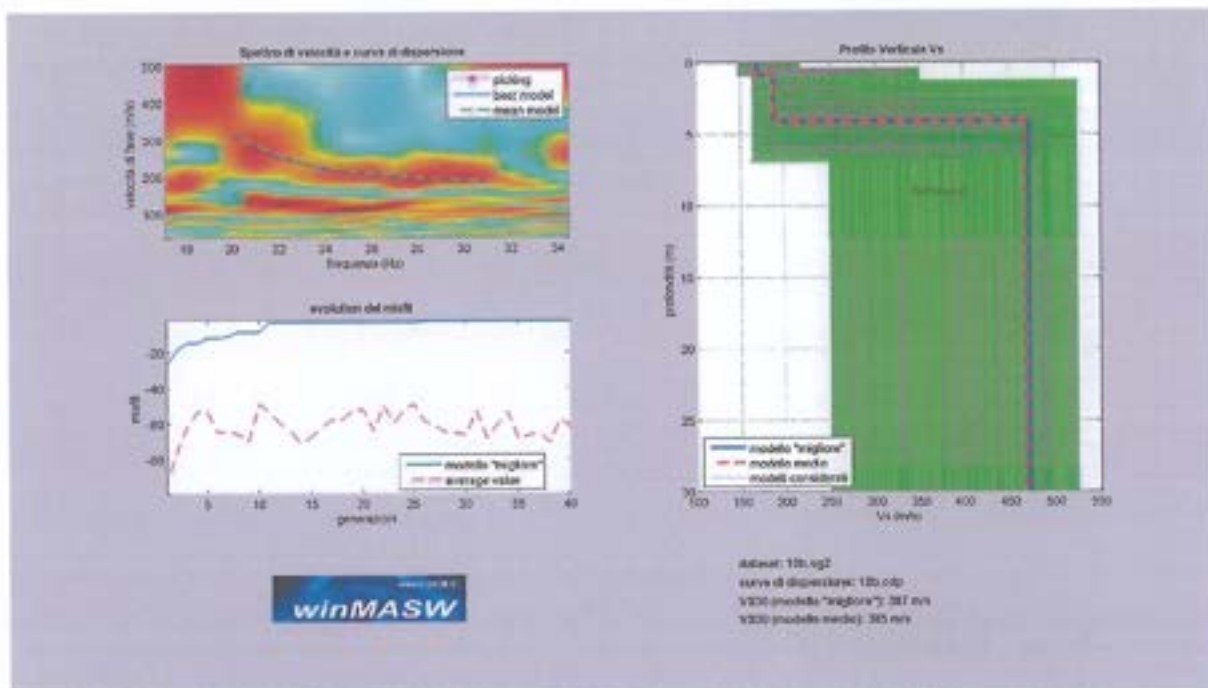
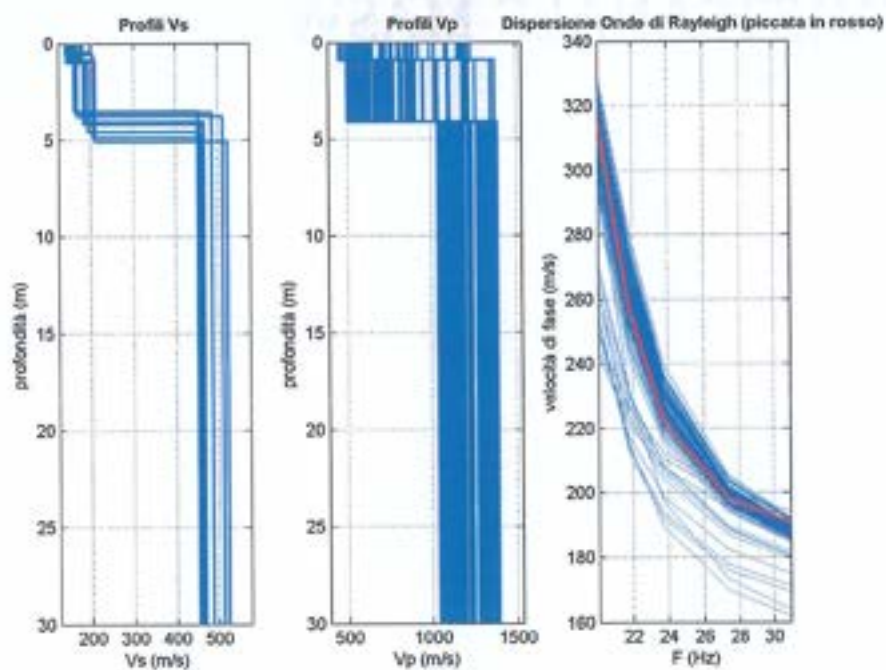


Fig. 1 Curva di dispersione e profilo verticale Vs



Vs (m/s)	Spessore (m)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio (MPa)
167	0.9	1.97	55
188	3.2	1.95	69
467	25.9	2.11	461

Valori approssimativi di velocità delle onde P e dei moduli elastici

Vp (m/s)	Coefficiente di Poisson	Modulo di compressione (MPa)	Modulo di Young (MPa)	Costante di Lamè (MPa)
710	0.47	920	162	884
662	0.46	764	201	718
1273	0.42	2809	1311	2502

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro Vs30, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 metri di profondità ed è calcolato mediante la seguente espressione (1):

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

h_i è lo spessore dello strato i-esimo

V_i è la velocità dello strato i-esimo

Vs 30 (m/s): 385

Categoria suolo di fondazione: B

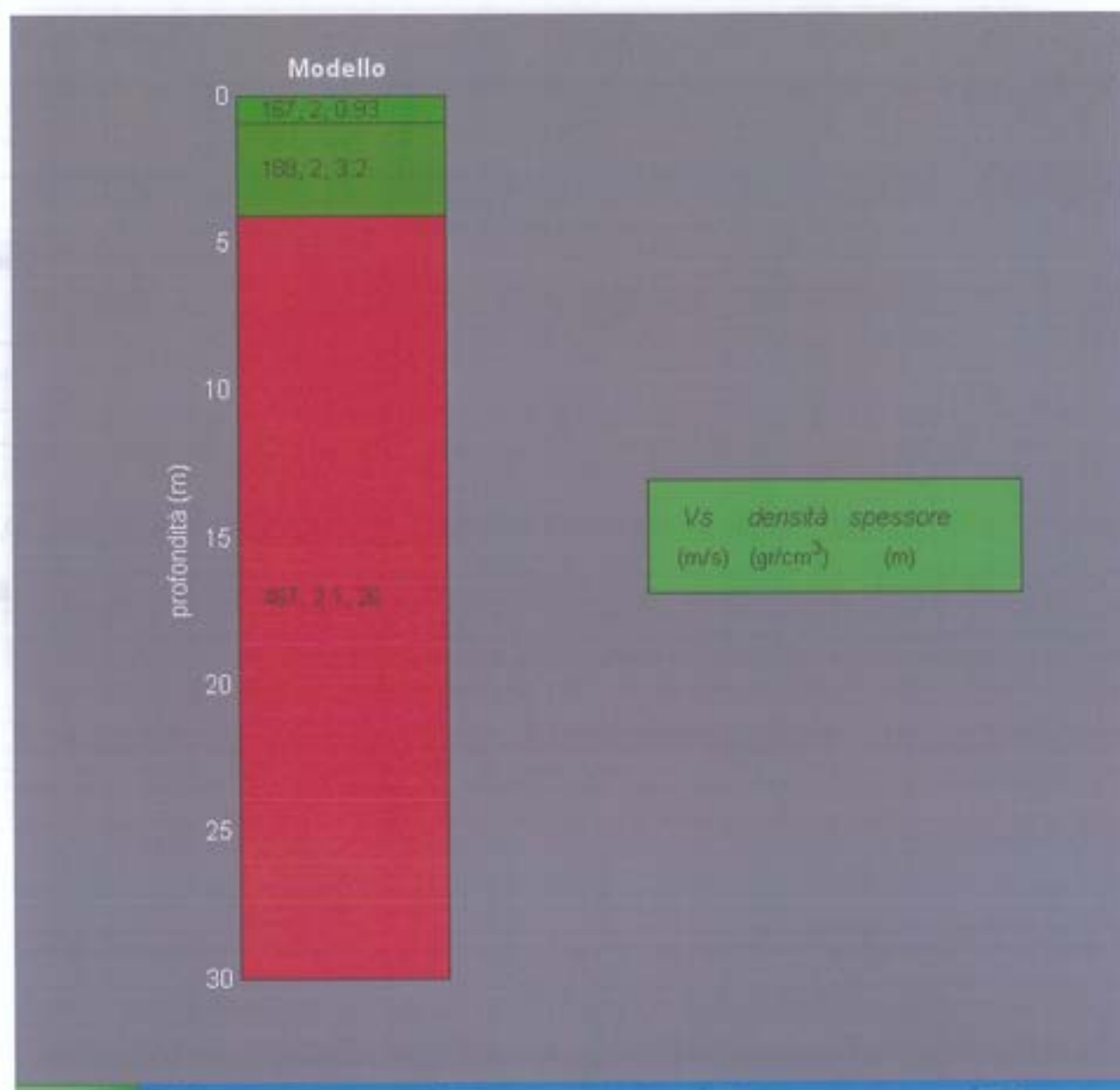


Fig. 2 Modello sismico del terreno fino a 30 m

Risultati MASW 2

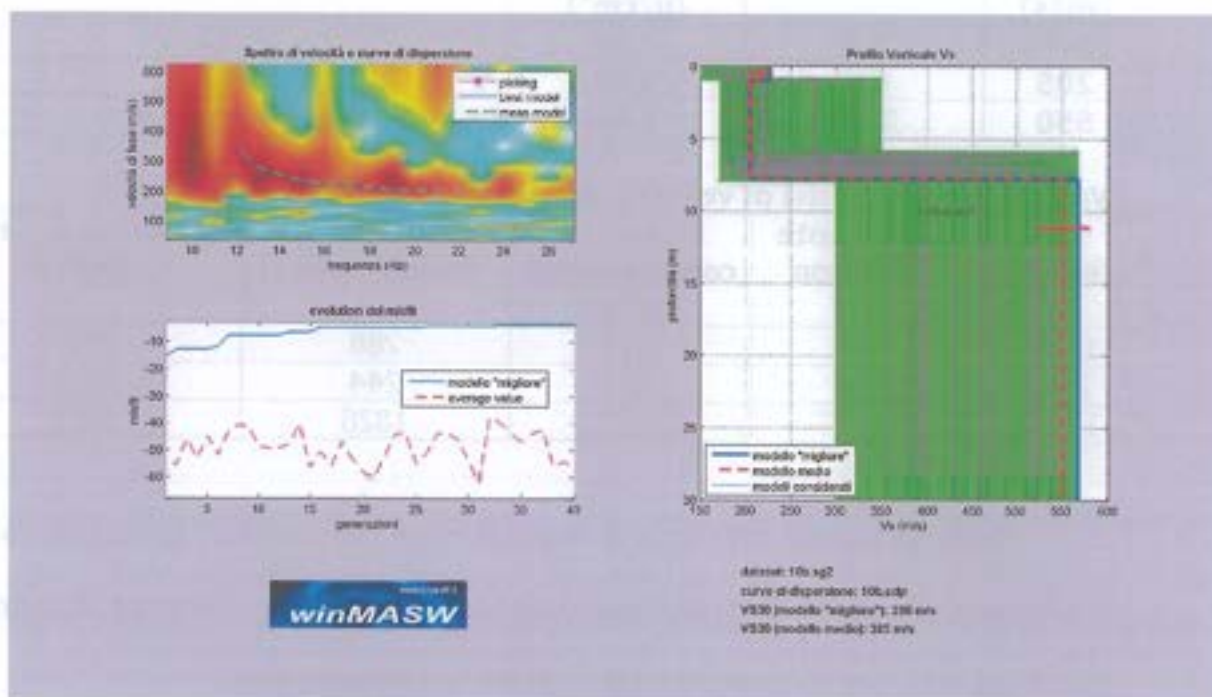
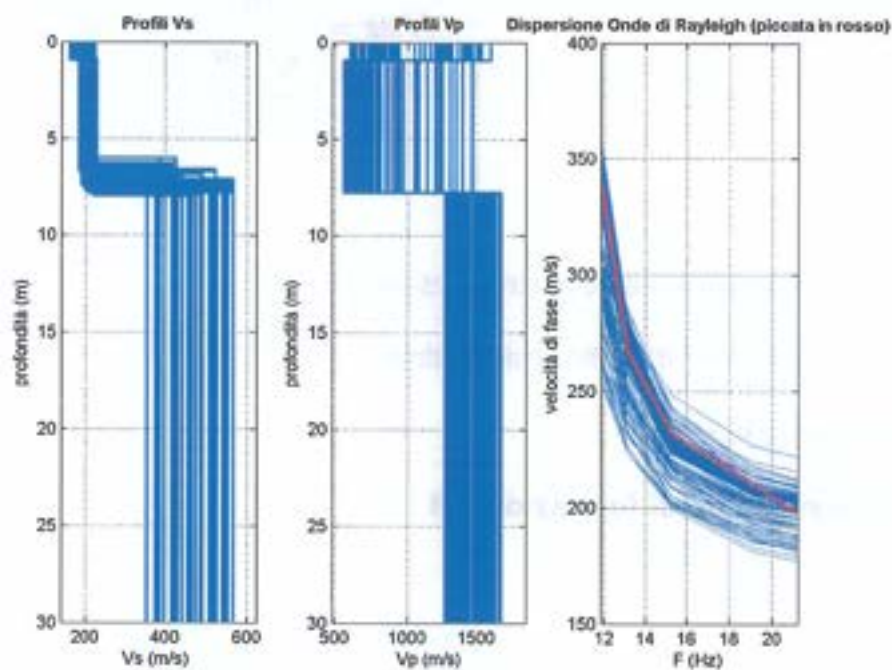


Fig. 3 Curva di dispersione e profilo verticale Vs



Vs (m/s)	Spessore (m)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio (MPa)
216	0.9	2.08	97
205	6.8	1.99	83
550	22.3	2.14	647

Valori approssimativi di velocità delle onde P e dei moduli elastici

Vp (m/s)	Coefficiente di Poisson	Modulo di compressione (MPa)	Modulo di Young (MPa)	Costante di Lamè (MPa)
1128	0.48	2521	288	2456
755	0.46	1021	244	965
1417	0.41	3431	1826	3000

Mediante l'analisi delle onde di Rayleigh viene determinato il parametro Vs30, che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S nei primi 30 metri di profondità ed è calcolato mediante la seguente espressione (1):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

hi è lo spessore dello strato iesimo

Vi è la velocità dello strato iesimo

Vs 30 (m/s): 385

Categoria suolo di fondazione: B

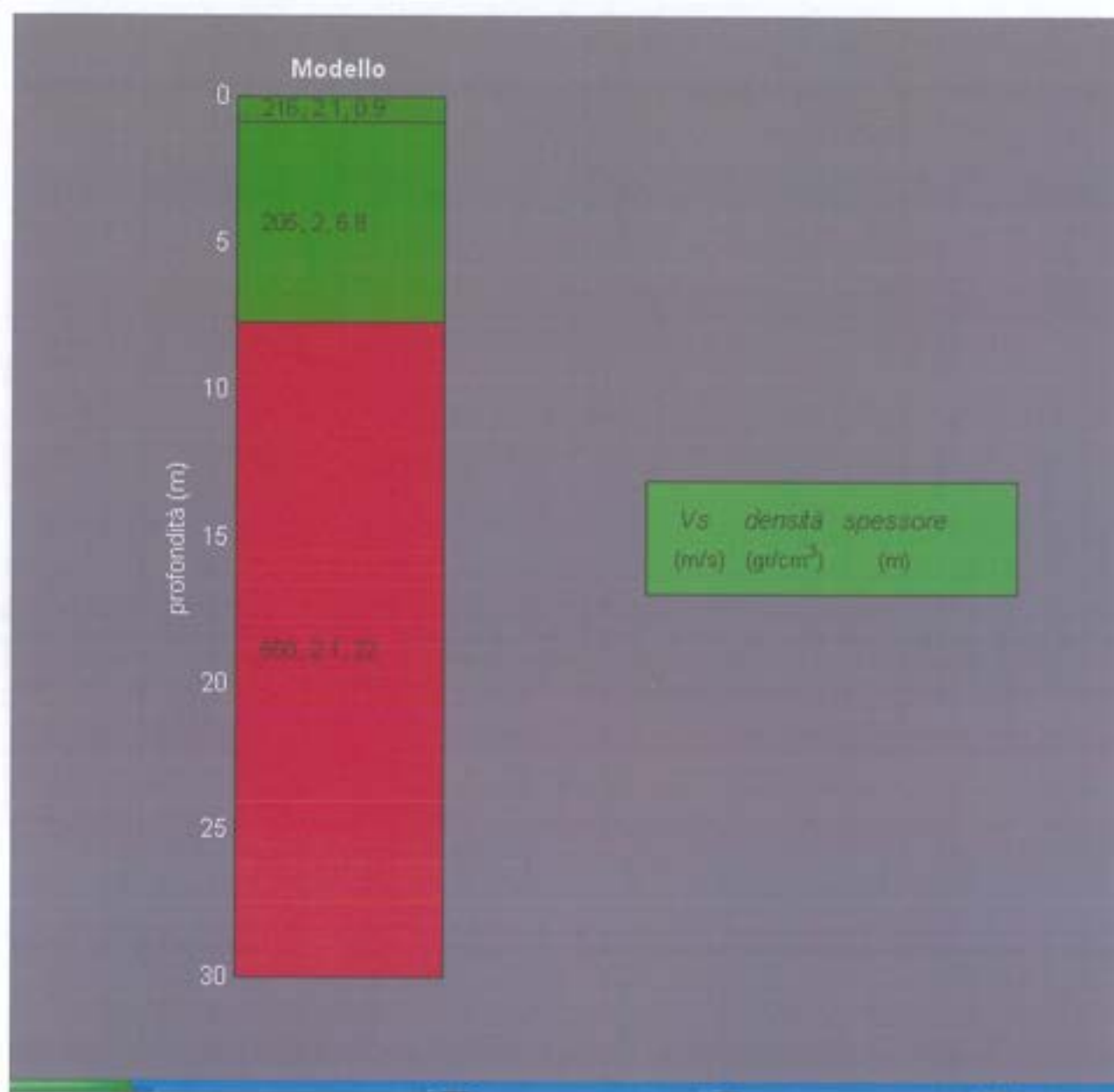


Fig. 4 Modello sismico del terreno fino a 30 m

ALLEGATO n.2
Relazione geotecnica - 2013

I.1 Premessa

La presente relazione geotecnica viene redatta a corredo del progetto definitivo delle strutture previste per la gli interventi ripristino della viabilità principale della S.N.M.G.

Le opere previste possono essere così riassunte:

- Muro in calcestruzzo armato con altezza variabile fino ad un massimo di 2.00 mt;
- Rilevati in terre armate.

I.2 Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	2.00 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.80 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

I.2.1 Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo	
Peso specifico	25.000 [kN/mc]
Resistenza caratteristica a compressione R_{bk}	30.00 [N/mm ²]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	259.98 [N/mm ²]

I.2.2 Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	1.20	0.00	0.00
2	4.30	0.80	14.47
3	6.00	0.80	0.00

I.2.3 Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0.00	[m]

I.2.4 Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [N/mm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [N/mm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
COPERTURA	15.00	16.00	21.00	14.00	0.0000	0.0000
ELUVIO	19.46	21.00	23.00	15.33	0.0200	0.0100
VESPAIO	18.00	19.00	35.00	23.33	0.0000	0.0000

I.2.5 Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	0.50	0.00	0.00	0.00	COPERTURA
2	6.00	0.00	2.38	0.00	ELUVIO
Terreno di riempimento (drenante)					VESPAIO

I.2.6 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.10	1.00	1.10
Spinta terreno	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 EQU - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	1.00	1.00	1.00
----------------	------	------	------

Combinazione n° 10 EQU - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 STAB - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 STAB - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	1.00	1.00	1.00

I.2.7 Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.05

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali

Molto aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$ $w_2 = 0.30$ $w_3 = 0.40$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.42 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente $\sigma_c < 0.33 f_{ck}$ **Impostazioni avanzate**

Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

I.2.8 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	29.52	--	9.67	--
2	A2-M2 - [1]	--	18.06	--	6.83	--
3	EQU - [1]	--	--	29.92	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	2.90
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	16.23	--	11.77	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	16.28	--	11.54	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	8.49	--	6.67	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	8.89	--	6.81	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	15.18	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	17.02	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.76
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.80
13	SLEQ - [1]	--	44.54	--	11.77	--
14	SLEF - [1]	--	44.54	--	11.77	--
15	SLER - [1]	--	44.54	--	11.77	--

I.2.9 Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

Calcolo del carico limite

Calcolo della stabilità globale

Calcolo della spinta in condizioni di

Sisma

Accelerazione al suolo $a_g =$

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

Coefficiente riduzione (β_m)

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (per cento)

Coefficiente di intensità sismica verticale (per cento)

Forma diagramma incremento sismico

Partecipazione spinta passiva (per cento)

Lunghezza del muro

Peso muro

Baricentro del muro

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta

Punto superiore superficie di spinta

Altezza della superficie di spinta

Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)

metodo di Culmann

metodo di Meyerhof

metodo di Fellenius

Spinta attiva

0.74 [m/s²]

1.50

1.00

0.18

0.50

$k_h = (a_g / g * \beta_m * St * S) = 2.03$

$k_v = 0.50 * k_h = 1.01$

Stessa forma diagramma statico

0.0

10.00 [m]

33.0000 [kN]

X=-0.01 Y=-1.65

X = 1.00 Y = -2.40

X = 1.00 Y = 0.00

2.40 [m]

0.00 [°]

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica

1.6742 [kN]

Componente orizzontale della spinta statica

1.6395 [kN]

Componente verticale della spinta statica	0.3389	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	11.68	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.47	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.4824	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.53	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	36.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.50	[m]	Y = -1.00	[m]
Inerzia del muro	0.6685	[kN]		
Inerzia verticale del muro	0.3342	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.7292	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0.3646	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3.5096	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	70.1355	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	70.1355	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3.5096	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.10	[m]		
Risultante in fondazione	70.2232	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	2.86	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-6.7879	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	467.4774	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1.80	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.02639	[N/mm ²]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0.05153	[N/mm ²]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 13.73$	$N'_c = 13.66$
$N_q = 5.66$	$N'_q = 5.47$
$N_\gamma = 2.30$	$N'_\gamma = 1.70$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	8.49
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.67

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	1.6742	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	1.6395	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	0.3389	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.05	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	11.68	[°]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	50.47	[°]		
Incremento sismico della spinta	0.2847	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.05	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	49.66	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	36.0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.50	[m]	Y = -1.00	[m]
Inerzia del muro	0.6685	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0.3342	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	0.7292	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0.3646	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	3.3160	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	68.6977	[kN]		
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	4.8391	[kNm]		
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	73.4639	[kNm]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	68.6977	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	3.3160	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	-0.10	[m]		
Risultante in fondazione	68.7777	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	2.76	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-6.7968	[kNm]		

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

15.18

I.2.10 Stabilità globale muro + terreno**Combinazione n° 11**

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [N/mmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.20 Y[m]= 1.84

Raggio del cerchio R[m]= 4.41

Ascissa a valle del cerchio X_i [m]= -2.38Ascissa a monte del cerchio X_s [m]= 4.08Larghezza della striscia dx [m]= 0.26Coefficiente di sicurezza $C= 2.76$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	127.01	69.98	119.34	0.75	17.07	0.000	0.000
2	337.59	62.17	298.56	0.55	17.07	0.000	0.000
3	499.98	55.60	412.56	0.46	18.56	0.145	0.000
4	649.11	50.02	497.38	0.40	18.76	0.163	0.000
5	768.08	45.03	543.38	0.37	18.76	0.163	0.000
6	864.52	40.45	560.84	0.34	18.76	0.163	0.000
7	943.06	36.16	556.45	0.32	18.76	0.163	0.000
8	1006.68	32.10	534.93	0.31	18.76	0.163	0.000
9	1057.42	28.21	499.87	0.29	18.76	0.163	0.000
10	1096.74	24.46	454.15	0.28	18.76	0.163	0.000
11	1125.72	20.82	400.14	0.28	18.76	0.163	0.000
12	1159.24	17.27	344.09	0.27	18.76	0.163	0.000
13	1231.09	13.78	293.24	0.27	18.76	0.163	0.000
14	1258.15	10.34	225.93	0.26	18.76	0.163	0.000
15	1277.44	6.95	154.51	0.26	18.76	0.163	0.000
16	1373.56	3.57	85.62	0.26	18.76	0.163	0.000
17	1572.78	0.21	5.84	0.26	18.76	0.163	0.000
18	345.13	-3.15	-18.95	0.26	18.76	0.163	0.000
19	326.15	-6.52	-37.03	0.26	18.76	0.163	0.000
20	256.37	-9.91	-44.13	0.26	18.76	0.163	0.000
21	229.08	-13.34	-52.87	0.27	18.76	0.163	0.000
22	193.34	-16.82	-55.95	0.27	18.76	0.163	0.000
23	148.71	-20.37	-51.76	0.28	18.76	0.163	0.000
24	94.62	-24.00	-38.48	0.28	18.76	0.163	0.000
25	30.30	-27.73	-14.10	0.29	18.76	0.163	0.000

 $\Sigma W_i = 176.2465$ [kN] $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 55.6393$ [kN] $\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 53.3144$ [kN] $\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 107.7671$ [kN]

I.3 Verifica della stabilità globale

I metodi dell'equilibrio limite analizzano la stabilità di una massa di terreno o roccia, suscettibile di rottura per frana, ipotizzando che questa sia incipiente lungo una assunta superficie di scorrimento. La rottura avviene quando lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di rottura eguagli la resistenza del materiale.

Il procedimento di applicazione è il seguente:

- 1) si isola la massa di terreno compresa tra la superficie di rottura ipotizzata e quella topografica;
- 2) partendo da valori noti, si calcola lo sforzo di taglio mobilitato sulla superficie di rottura;
- 3) si confronta τ_m (resistenza necessaria per l'equilibrio) con la resistenza al taglio disponibile nel terreno nota, tramite il calcolo del coefficiente di sicurezza F_s :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m} = \frac{\text{resistenza di taglio disponibile}}{\text{resistenza di taglio mobilitata}}$$

Per valori di F_s minori o al limite uguali all'unità, l'ammasso è in condizioni rispettivamente di rottura o in condizioni limite; per valori superiori l'ammasso si trova in equilibrio.

La norma prevede per il fattore di sicurezza F_s , nei confronti della stabilità globale, valori superiori a 1.30.

I.3.1 Ipotesi semplificative

Si assimila il comportamento meccanico del terreno a quello di un corpo plastico perfetto; si suppone cioè che nelle condizioni di scorrimento lo stato tensionale sia costante, indipendente dalle deformazioni e dal tempo.

Al momento della rottura la resistenza al taglio è pienamente mobilizzata ed il coefficiente di sicurezza F_s si suppone costante lungo tutta la superficie di scorrimento; in aggiunta alle ipotesi precedenti si prevede anche l'ipotesi di problema piano.

Nonostante tutte le approssimazioni, i metodi dell'equilibrio limite rappresentano una discreta approssimazione del fenomeno fisico reale.

I.3.2 Metodi di analisi

I.3.2.1 Metodo Ordinario

Il metodo ordinario delle strisce si limita ad assumere che la risultante delle forze tra le strisce su ogni striscia sia parallela alla base della striscia stessa. La rottura è assunta che avvenga per rotazione di una massa di terreno su una superficie circolare con centro in O (v. fig. 23).

Il fattore di sicurezza è ricavato facendo l'equilibrio globale dei momenti rispetto al centro del cerchio:

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot L_i + (P_i - u_i \cdot L_i) \operatorname{tg} \phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha_i}$$

dove:

$$P_i = W_i \cdot \cos \alpha_i$$

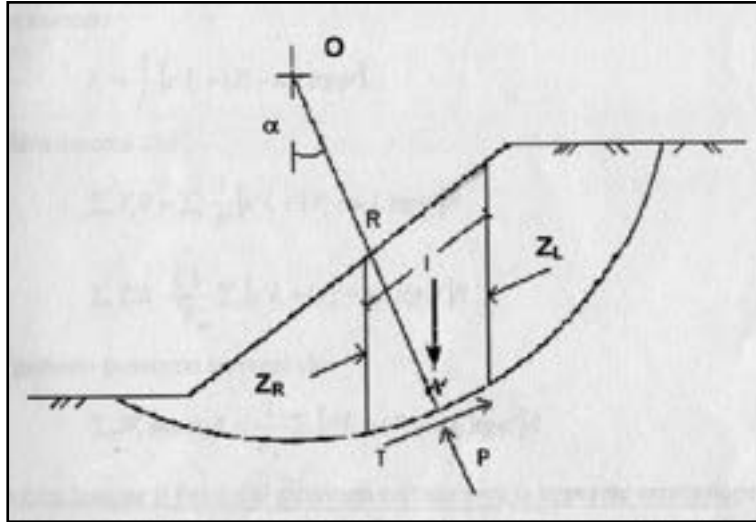


Fig. 23: Schematizzazione del metodo Ordinario.

1.3.2.2 Metodo di Bishop

Il metodo di Bishop prevede superfici di scorrimento circolari e non; in questo caso si assume che le forze di taglio tra le strisce possono essere trascurate.

La forza normale totale, assunta agente al centro della base di ogni striscia, viene determinata facendo l'equilibrio delle forze su ogni striscia in direzione verticale. Esaminando poi l'equilibrio globale dei momenti rispetto al centro di rotazione, viene ottenuto il fattore di sicurezza F_m . L'espressione del fattore di sicurezza contiene F_m in entrambi i membri e perciò deve essere risolta iterativamente assegnando un valore ad F contenuta nell'espressione di P_i (la convergenza è abbastanza rapida).

$$F_m = \frac{\sum_i [c' L_i + (P_i - u \cdot L_i) \cdot \tan \phi']}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

con:

$$P_i = \frac{W_i - \frac{1}{F} (c' L_i + u_i L_i \tan \phi') \sin \alpha_i}{m_\alpha}$$

dove:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{1}{F} \cdot \tan \phi' \cdot \tan \alpha_i \right)$$

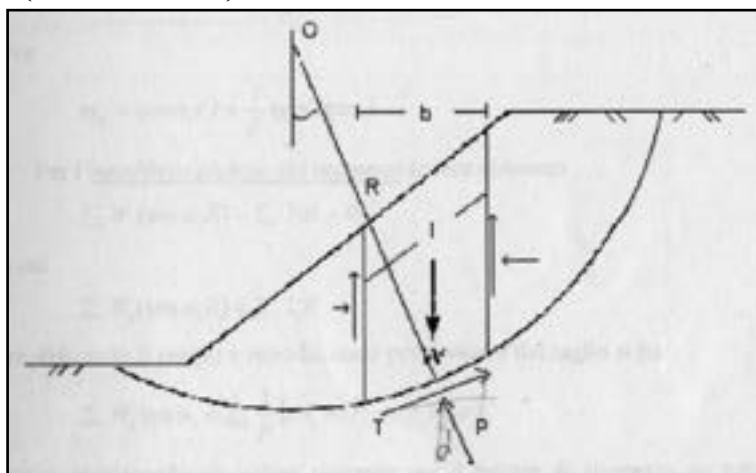


Fig. 24: Schematizzazione del metodo di Bishop.

I.3.2.3 Metodo di Janbu

Le assunzioni fatte sono le stesse del metodo di Bishop, ovvero le forze di taglio tra le strisce sono trascurabili. Per calcolare il fattore di sicurezza, oltre ai dati solitamente necessari per l'attuazione del metodo Janbu, è necessaria la conoscenza di un fattore correttivo f_o , del quale Janbu ha elaborato un diagramma in funzione delle caratteristiche geometriche del pendio e di quelle meccaniche del terreno (v. fig. 25).

Si assume che la rottura avvenga per scorrimento di un blocco di terreno su una superficie non circolare; il fattore di sicurezza è ottenuto dall'equilibrio globale delle forze. Come già detto si assume che le forze di taglio tra le strisce siano nulle, ma proprio per limitare l'errore circa il fattore di sicurezza, dovuto a tale assunzione, verrà introdotto un fattore di correzione f_o .

$$F_o = \frac{\sum_i [c' \cdot L_i + (P_i - u_i \cdot L_i) \cdot \tan \phi']}{\sum_i W_i \cdot \tan \alpha_i}$$

quindi il fattore di sicurezza cercato è:

$$F_f = F_o \cdot f_o$$

con:

$$P_i = \frac{W_i - \frac{1}{F} (c' L_i + u_i L_i \tan \phi') \sin \alpha_i}{m_\alpha}$$

dove:

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{1}{F} \cdot \tan \phi' \cdot \tan \alpha_i \right)$$

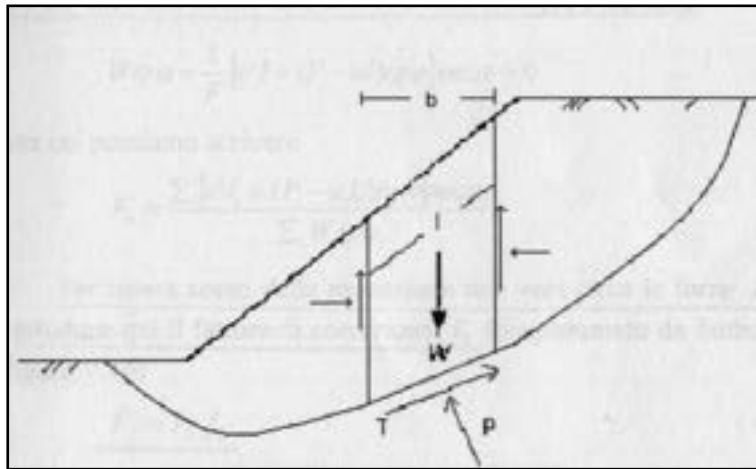


Fig. 24: Schema del metodo di Janbu.

I.3.2.4 Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = k_x W$$

$$F_V = K_y W$$

con:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W : peso concio

K_x : Coefficiente sismico orizzontale

Ky: Coefficiente sismico verticale

I.3.2.5 Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

I.3.3 Analisi del rilevato in terra rinforzata

I.3.3.1 Metodo Ordinario

➤ Analisi di stabilità dei pendii con ORDINARIO

Numero di strati 2,0

Numero dei conci 30,0

Coefficiente azione sismica Kx 2.03

Superficie di forma circolare

➤ Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore x_i (m) -0,93

Ordinata vertice sinistro inferiore y_i (m) 16,34

Ascissa vertice destro superiore x_s (m) 16,18

Ordinata vertice destro superiore y_s (m) 25,38

Passo di ricerca 10,0

Numero di celle lungo x 10,0

Numero di celle lungo y 10,0

➤ Vertici profilo

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	4,0
2	4,25	4,0
3	9,5	13,0
4	12,0	14,25
5	23,5	14,25
6	31,0	10,0
7	32,0	10,0

➤ Vertici strato 1

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	4,0
2	4,25	4,0
3	4,25	4,0
4	3,25	2,25
5	11,75	2,25
6	13,0	4,75
7	18,0	4,75
8	18,0	6,0
9	23,0	6,0
10	23,0	7,25
11	28,0	7,25
12	28,0	8,5
13	31,0	8,5

14	31,0	10,0
15	31,0	10,0
16	31,0	10,0
17	31,0	10,0
18	31,0	10,0
19	32,0	10,0

➤ Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)		Litologia
1	20	23	1946	2100	0,00		Eluvio.

➤ Terra rinforzata

Tipo di geogriglia	Tenax TT 120
Altezza Terra rinforzata	5,4 m
Distanza tra le griglie	0,6 m
Resistenza a lungo termine LTDS	56,5 kN
Larghezza base	6.0 m
Angolo di attrito (°)	35,0 °
Peso specifico	1900,0 Kg/m ³

➤ Carichi distribuiti

N°	Xi (m)	Yi (m)	Xf (m)	Yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	13	14,25	22,5	14,25	20

➤ Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,41
Ascissa centro superficie (m)	7,62
Ordinata centro superficie (m)	19,05
Raggio superficie (m)	15,55

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

➤ Analisi dei conci; superficie...xc = 7,625 yc = 19,048 Rc = 15,548 Fs=1,4143

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,62	-13,4	0,64	0,9	10,0	25,0	0,0	0,89	-0,15
2	0,62	-11,0	0,64	10,42	0,0	35,0	0,0	10,37	-1,28
3	0,62	-8,7	0,63	24,09	0,0	35,0	0,0	24,07	-1,98
4	0,62	-6,4	0,63	37,46	0,0	35,0	0,0	37,52	-1,56
5	0,62	-4,1	0,62	50,53	0,0	35,0	0,0	50,65	-0,06
6	0,62	-1,8	0,62	63,31	0,0	35,0	0,0	63,42	2,47
7	0,62	0,5	0,62	75,8	0,0	35,0	0,0	75,75	5,99
8	0,62	2,8	0,62	88,0	0,0	35,0	0,0	87,59	10,48
9	0,8	5,4	0,8	130,2	0,0	35,0	0,0	128,74	21,43
10	0,45	7,8	0,45	78,97	0,0	35,0	0,0	77,5	16,14
11	0,62	9,8	0,63	112,13	0,0	35,0	0,0	109,17	26,74

12	0,62	12,1	0,64	114,35	0,0	35,0	0,0	110,13	31,79
13	0,81	14,8	0,83	150,64	0,0	35,0	0,0	157,38	-5,93
14	0,44	17,2	0,46	82,58	0,0	35,0	0,0	77,18	29,93
15	0,62	19,3	0,66	116,02	0,0	35,0	0,0	106,85	45,94
16	0,62	21,7	0,67	124,6	10,0	25,0	0,0	112,53	54,2
17	0,62	24,2	0,68	121,44	0,0	35,0	0,0	107,27	57,55
18	0,62	26,8	0,7	117,99	0,0	35,0	0,0	101,64	60,49
19	0,62	29,4	0,72	114,13	0,0	35,0	0,0	95,56	62,92
20	0,62	32,0	0,74	109,84	0,0	35,0	0,0	89,04	64,78
21	0,62	34,8	0,76	105,06	0,0	35,0	0,0	82,09	65,98
22	0,62	37,6	0,79	99,77	0,0	35,0	0,0	74,74	66,45
23	0,62	40,6	0,82	93,88	0,0	35,0	0,0	67,01	66,08
24	0,62	43,7	0,86	87,34	0,0	35,0	0,0	58,92	64,76
25	0,62	47,0	0,91	80,02	0,0	35,0	0,0	50,51	62,32
26	0,62	50,5	0,98	71,78	0,0	35,0	0,0	41,82	58,56
27	0,62	54,2	1,07	62,41	0,0	35,0	0,0	32,94	53,19
Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
28	0,62	58,4	1,19	51,58	0,0	35,0	0,0	23,96	45,82
29	0,62	63,1	1,38	38,7	0,0	35,0	0,0	15,08	35,74
30	0,62	68,8	1,73	20,59	0,0	35,0	0,0	6,09	19,72

I.3.3.2 Metodo Bishop

➤ Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati 2,0
 Numero dei conci 30,0
 Coefficiente azione sismica Kx 2.03
 Superficie di forma circolare

➤ Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m) -0,93
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m) 16,34
 Ascissa vertice destro superiore xs (m) 16,18
 Ordinata vertice destro superiore ys (m) 25,38
 Passo di ricerca 10,0
 Numero di celle lungo x 10,0
 Numero di celle lungo y 10,0

➤ Vertici profilo

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	4,0
2	4,25	4,0
3	9,5	13,0
4	12,0	14,25
5	23,5	14,25
6	31,0	10,0
7	32,0	10,0

➤ Vertici strato 1

N	X (m)	Y (m)
1	0,0	4,0
2	4,25	4,0
3	4,25	4,0
4	3,25	2,25

5	11,75	2,25
6	13,0	4,75
7	18,0	4,75
8	18,0	6,0
9	23,0	6,0
10	23,0	7,25
11	28,0	7,25
12	28,0	8,5
13	31,0	8,5
14	31,0	10,0
15	31,0	10,0
16	31,0	10,0
17	31,0	10,0
18	31,0	10,0
19	32,0	10,0

➤ Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)		Litologia
1	20	23	1946	2100	0,00		Eluvio.

➤ Terra rinforzata

Tipo di geogriglia	Tenax TT 120
Altezza Terra rinforzata	5,4 m
Distanza tra le griglie	0,6 m
Resistenza a lungo termine LTDS	56,5 kN
Larghezza base	6,0 m
Angolo di attrito (°)	35,0 °
Peso specifico	1900,0 Kg/m ³

➤ Carichi distribuiti

N°	Xi (m)	Yi (m)	Xf (m)	Yf (m)	Carico esterno (kN/m ²)
1	13	14,25	22,5	14,25	20

➤ Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato 1,61

Ascissa centro superficie (m) 7,62

Ordinata centro superficie (m) 19,05

Raggio superficie (m) 15,55

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

➤ Analisi dei concii; superficie...xc = 7,625 yc = 19,048 Rc = 15,548 Fs=1,606

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	0,62	-13,4	0,64	0,9	10,0	25,0	0,0	2,01	4,57
2	0,62	-11,0	0,64	10,42	0,0	35,0	0,0	11,6	5,06
3	0,62	-8,7	0,63	24,09	0,0	35,0	0,0	26,11	11,38
4	0,62	-6,4	0,63	37,46	0,0	35,0	0,0	39,62	17,28
5	0,62	-4,1	0,62	50,53	0,0	35,0	0,0	52,28	22,79
6	0,62	-1,8	0,62	63,31	0,0	35,0	0,0	64,21	27,99

7	0,62	0,5	0,62	75,8	0,0	35,0	0,0	75,5	32,92
8	0,62	2,8	0,62	88,0	0,0	35,0	0,0	86,25	37,61
9	0,8	5,4	0,8	130,2	0,0	35,0	0,0	125,57	54,75
10	0,45	7,8	0,45	78,97	0,0	35,0	0,0	75,23	32,8
11	0,62	9,8	0,63	112,13	0,0	35,0	0,0	105,84	46,14
12	0,62	12,1	0,64	114,35	0,0	35,0	0,0	106,95	46,63
13	0,81	14,8	0,83	150,64	0,0	35,0	0,0	139,71	60,91
14	0,44	17,2	0,46	82,58	0,0	35,0	0,0	76,17	33,21
15	0,62	19,3	0,66	116,02	0,0	35,0	0,0	106,66	46,5
Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
16	0,62	21,7	0,67	124,6	10,0	25,0	0,0	118,72	38,65
17	0,62	24,2	0,68	121,44	0,0	35,0	0,0	111,33	48,54
18	0,62	26,8	0,7	117,99	0,0	35,0	0,0	108,33	47,23
19	0,62	29,4	0,72	114,13	0,0	35,0	0,0	105,16	45,85
20	0,62	32,0	0,74	109,84	0,0	35,0	0,0	101,8	44,38
21	0,62	34,8	0,76	105,06	0,0	35,0	0,0	98,19	42,81
22	0,62	37,6	0,79	99,77	0,0	35,0	0,0	94,28	41,11
23	0,62	40,6	0,82	93,88	0,0	35,0	0,0	90,01	39,24
24	0,62	43,7	0,86	87,34	0,0	35,0	0,0	85,27	37,18
25	0,62	47,0	0,91	80,02	0,0	35,0	0,0	79,93	34,85
26	0,62	50,5	0,98	71,78	0,0	35,0	0,0	73,78	32,17
27	0,62	54,2	1,07	62,41	0,0	35,0	0,0	66,52	29,0
28	0,62	58,4	1,19	51,58	0,0	35,0	0,0	57,6	25,11
29	0,62	63,1	1,38	38,7	0,0	35,0	0,0	46,02	20,06
30	0,62	68,8	1,73	20,59	0,0	35,0	0,0	26,82	11,69

ALLEGATO n.3
Relazione geotecnica - 1999


 Direzione Genio ¹ per la Marina
 TARANTO

DIREZIONE DEL GENIO MILITARE PER LA MARINA TARANTO

1 ^ SEZIONE LAVORI

RELAZIONE N. 31

a corredo del progetto particolareggiato dei lavori di:
**“BONIFICA DEI TERRENI DELLA NUOVA STAZIONE
 NAVALE IN MAR GRANDE MARIDIPART TARANTO”.**
 Cap. 6223/SMM.

Ammontare del Capitolato	Lire	3.333.333.333
I.V.A. 20 %	>>	666.666.667
Totale da Finanziare	>>	4.000.000.000

Durata dei Lavori Giorni 180 (centottanta)

Taranto, li 30/7/99.

IL COMPILATORE
L'UFFICIALE ADDETTO
 (S. Ten. g. PARISI Ing. Leonardo)

IL CAPO SEZIONE
 (Ten. Col. g. Marcello PACE)

VISTO

IL DIRETTORE
 (Col. g. Roberto D'ALESSI)

RELAZIONE N. 31 A CORREDO DEL PROGETTO RELATIVO AI LAVORI PER LE
"OPERE DI BONIFICA DEL TERRENO DI SOTTOFONDO DI ALCUNE AREE DELLA
COSTRUENDA NUOVA STAZIONE NAVALE" SITA IN MAR GRANDE, MARIDIPART
- TARANTO.-

TOTALE LAVORAZIONI	Lire	3.144.703.265
SOMMA IN MASSA PER IMPREVISTI	Lire	117.930.068
TOTALE LAVORI	Lire	3.262.633.333
TOTALE ONERI SICUREZZA	Lire	70.700.000
TOTALE ESTIMATIVO	Lire	3.333.333.333
ALiquota I.V.A. 20%	Lire	666.666.667
TOTALE	Lire	4.000.000.000

1. PREMESSA

Durante lo svolgimento dei lavori per le "Opere a terra" della Nuova Stazione Navale sita in Mar Grande, S.p. n°188 di Rep. - MARIDIPART - TARANTO, è emerso un problema inerente la scarsa portanza dei terreni di sottofondo in varie parti dell'area di cantiere, che influenzerebbe, quindi, la realizzazione delle opere costruttive di strade, piazzali ed aree di parcheggio in quanto aventi fondazioni superficiali gravanti direttamente su di essi.

La Direzione Lavori ha quindi proceduto ad una attenta analisi del problema effettuando ripetuti sopralluoghi durante la stagione invernale, accertando che il problema del cedimento dei terreni si è manifestato in maniera più evidente a causa delle piogge invernali, precipitazioni che hanno ulteriormente saturato d'acqua i terreni provocando, in alcune zone, lo smottamento delle parti superficiali. Particolare attenzione si è prestato alla zona Nord del cantiere, zona in cui si sono avuti dissesti sui muretti in c.a. di contenimento delle aree a parcheggio già costruiti.

Si è provveduto ad esaminare, inoltre, la documentazione fotografica del cantiere nel corso del tempo. Dal confronto dell'attuale stato della conformazione plano-altimetrica con quella preesistente ai lavori delle "Opere a Mare" si è riscontrata l'esatta estensione e la quantità di terreno riportato, proveniente dagli scavi per la realizzazione della darsena e delle altre opere a mare.

L'area Nord, su cui dovrà sorgere la viabilità principale, è risultata essere quella maggiormente interessata dai rinterri con i materiali di riporto.

Per meglio conoscere l'attuale consistenza del sottofondo, dopo circa 5 anni dalla loro posa in opera ed a seguito del parziale compattamento avvenuto in seguito al transito di automezzi pesanti su di essi, si è provveduto ad effettuare delle indagini geotecniche che hanno inoltre consentito di appurare l'effettiva natura, la precisa classificazione e potenza degli strati e l'attuale grado di consolidamento.

2. RISULTATI DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE.

Le indagini geognostiche commissionate dalla D.L. allo Studio di Geologia del Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO hanno permesso di evidenziare le caratteristiche della stratimetria e quelle geotecniche dei terreni di sottofondo della viabilità principale nella zona Nord del cantiere della N.S.N..

Dall'esame delle colonne stratigrafiche e dalla loro correlazione è stato possibile suddividere il terreno del sottosuolo in due strati, con difforme caratterizzazione geotecnica:

- a) un banco di riporti dello spessore variabile dai 6 agli 8 metri prodotto dalla deposizione caotica di materiali, prevalentemente pelitici, provenienti da scavi eseguiti nell'area della N.S.N.;
- b) una sequenza di fondo rappresentata dal complesso prevalentemente pelitico integro di colore grigio-azzurro, giallastro nella porzione alterata. Questi sedimenti sono stati rinvenuti nelle due terebrazioni sino alla profondità dei 10 metri indagati.

In seguito all'esame dei parametri di tutte le prove condotte il giudizio che nel complesso può darsi ai terreni esaminati è risultato essere quello di materiali caratterizzati da elevata plasticità, ridotta resistenza ed elevata compressibilità. Materiali certamente non idonei alla costruzione di rilevati di altezza considerevole e di manufatti con fondazioni superficiali, quali quelli previsti in progetto.

3. INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DA BONIFICARE

Le indagini geognostiche svolte e le considerazioni finora fatte riguardano il rilevato relativo alla viabilità principale compreso tra il Parcheggio 1 e la Rotatoria 2, la viabilità secondaria intorno alla darsena e i piazzali intorno agli edifici 11, 23 e 31.

Occorre a tal proposito fare una più specifica differenziazione tra le aree interessate dal fenomeno, sia per il tipo di sottofondo che per le opere sovrastanti al fine di trovare la soluzione più appropriata per la bonifica delle stesse facendo un corretto bilancio costi/benefici.

Sono state individuate tre tipologie di aree:

polietilene da 0.5 mm per l'impermeabilizzazione dello strato e lo scorrimento delle acque drenate;

- Fornitura e posa in opera di tubo forato in PVC, diametro ϕ 20 cm, per la raccolta e convogliamento delle acque drenate;
- Fornitura e posa in opera di tubo in PVC, diametro ϕ 16 cm, per il collegamento del tubo di raccolta alle canalette di raccolta delle acque meteoriche;

Successivamente su detta bonifica potrà essere realizzato il pacchetto di pavimentazione così come previsto dal Capitolato di appalto delle opere a terra.

4.2 Intervento di bonifica sulle aree di tipo "B"

Le aree di tipo "B" riguardano soprattutto la viabilità e i piazzali lungo il molo e la Rotatoria n.3. Su tali Aree si è ritenuto opportuno realizzare il seguente intervento di bonifica:

- Sbancamento dello strato superiore del rilevato per l'altezza di 0.50m e per l'intera larghezza dell'area interessata;
- Posa in opera di un cuscino di TNT di poliestere da 400gr/mq, che racchiuda al suo interno lo strato di 0.50 m di cui al seguente punto;
- Ricostituzione dello strato di terreno precedentemente sbancato, per lo spessore di 0.50 m, con misto granulometrico di cava o calcarenite frantumata, debitamente compattato;
- Verrà, inoltre, realizzato un rinterrò con materiale arido, di proprietà dell'Amministrazione, in corrispondenza degli edifici n.11A e B, nella misura delle quantità evidenziate nel computo metrico alla voce 3/c.

Questo intervento di bonifica riguarda lo strato superficiale delle argille, che presentano una buona frazione limosa.

Per tale tipo di terreno, un intervento di bonifica si ritiene necessario perché appare inadeguato lo spessore dello strato di fondazione stradale previsto in Capitolato (35/30cm), poggiato direttamente sulle argille e soprattutto perché queste ultime hanno subito, per le lavorazioni in corso, un rimaneggiamento superficiale che ne ha reso ulteriormente scadenti le caratteristiche di portanza. Inoltre tale area, trovandosi ad una quota sottoposta rispetto a quelle adiacenti, ha subito un ristagno di acque meteoriche per lungo tempo.

E' da considerare ancora che le sovrastrutture presenti su queste aree devono essere atte a sostenere carichi rilevanti e non possono ammettere cedimenti o perché costituite da

pavimentazioni rigide o perché contigue alla banchina e alle gallerie che per il tipo di struttura con cui sono realizzate hanno piccolissimi cedimenti. Non sarebbero pertanto ammessi cedimenti differenziali in questa zona pena l'impossibilità di utilizzare le stesse sovrastrutture.

4.3 Intervento di bonifica sulle aree di tipo "C"

Le aree in questione hanno una rilevante superficie e sulle stesse insistono opere sovrastrutturali considerate non di primaria importanza ai fini dei cedimenti. Si è reputato quindi opportuno effettuare un limitato intervento di bonifica dopo aver fatto un bilancio costo/benefici. Infatti il ripristino nel corso degli anni di eventuali cedimenti delle pavimentazioni bituminose è considerato sicuramente meno oneroso di un intervento più radicale di bonifica. D'altra parte eventuali piccoli cedimenti delle pavimentazioni di questi parcheggi non ne impediscono il pieno utilizzo.

Pertanto si propone il seguente intervento:

- Posa in opera di uno strato di separazione costituito da TNT di poliestere da 400gr/mq, tra sottofondo esistente e pacchetto di pavimentazione;
- Realizzazione sullo strato di TNT del pacchetto di pavimentazione così come previsto in Capitolato;

Questo intervento è ritenuto comunque idoneo a limitare notevolmente i cedimenti, in quanto in presenza di pavimentazioni granulari poste direttamente su argille, il primo consistente cedimento è dovuto alla penetrazione del materiale granulare (l'inerte stabilizzato) all'interno dello strato superficiale dell'argilla. Questa penetrazione è impedita dallo strato di separazione costituito dal TNT.

5. MODALITÀ DI AGGIUDICAZIONE

Considerato che i lavori di cui al presente progetto riguardano opere strettamente connesse e propedeutiche a quelle di costruzione della Nuova Base Navale, motivi di imprescindibilità, di urgenza e di corretta esecuzione alla globalità dei lavori stessi, sarebbe opportuno affidare alla stessa Impresa appaltatrice già operante nel cantiere anche i lavori di che trattasi.

RELAZIONE TECNICA

OGGETTO: CALCOLO DEI CEDIMENTI POSSIBILI NELLE CONDIZIONI ATTUALI E DIMENSIONAMENTO DEI PALI DRENO PER BONIFICA.

a. CARATTERISTICHE E DIMENSIONAMENTO DEI PALI DRENO

1 Generalità

Scopo dei dreni effettuati con la tecnica dei pali sabbia è quello di accelerare il processo di consolidamento ed ottenere, in tempo assai inferiore, una solida base di appoggio per il soprastante rilevato.

I pali dreno sono costituiti infiggendo nel terreno con le normali attrezzature un tubo - forma sino alla profondità voluta e riempiendo il tubo stesso di ghiaia, ghiaietta e sabbia di adatta granulometria.

Si ottiene così un palo che ha una duplice funzione:

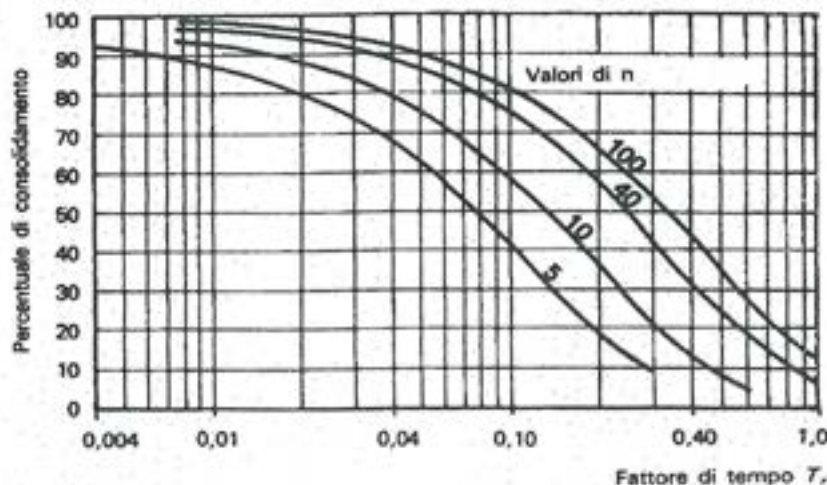
- a) costipamento del terreno per fondazioni particolari;
- b) drenaggio dei terreni argillosi soffici per accelerare il processo di consolidamento degli stessi.

La corretta realizzazione e l'ideale dimensionamento dei pali dreno seguiranno ad un attento studio, effettuato in laboratorio, circa le caratteristiche del sottosuolo, i tempi e le percentuali di consolidamento.

2 Analisi Teorica

L'analisi approssimata dei tempi di consolidamento con l'utilizzo dei pali - dreno può essere fatta considerando che questi sono direttamente proporzionali ai quadrati degli

Fig.1



spessori dei terreni considerati. Avremo:

$$t_1/t_2 = h^2_1/h^2_2$$

essendo h_1 ed h_2 le massime distanze percorse dall'acqua interstiziale.

La soluzione di Barron, riassunta nel diagramma di seguito riportato, fornisce i valori del *fattore di tempo* T nel caso di drenaggio radiale in direzione orizzontale per i differenti valori del rapporto $n=d_e/d_w$ dove d_e è il diametro effettivo del cilindro di terra all'interno del quale l'acqua può fluire verso il dreno, e d_w il diametro del dreno stesso. Trascurando la permeabilità verticale, nel caso di presenza di pali dreno, il tempo occorrente per ottenere un dato indice di consolidamento U , è espresso dall'equazione che segue:

$$t = T_r \frac{d_e}{C_v} = \frac{T_r \gamma_a \alpha d_e^2}{k_h (1+e)} = T_r \frac{4R^2}{C_r}$$

dove:

T_r = fattore di tempo per consolidazione radiale;

γ_a = peso specifico dell'acqua;

α = coefficiente di compressibilità;

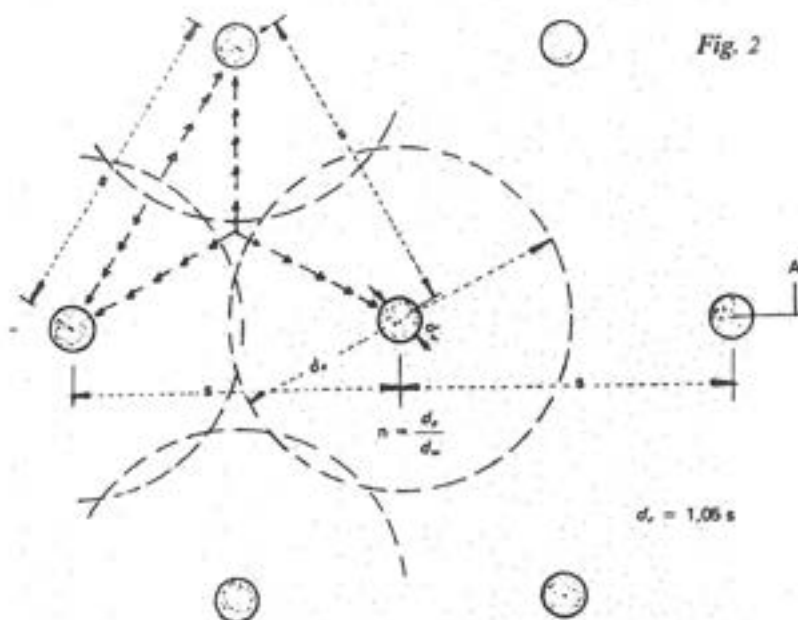
d_e = diametro della zona di influenza del palo-dreno;

R = raggio della zona di influenza del palo-dreno;

k_h = permeabilità orizzontale del terreno;

C_v = coefficiente di consolidamento;

$C_r = 10 C_v$



Il diagramma di Barron della figura 1 fornisce i valori di T_r per alcuni valori di n (5 – 10 – 40 – 100).

Il calcolo procede nel modo seguente:

- 1) si determini, con prove in sito o in laboratorio il valore medio di *permeabilità orizzontale del terreno consolidato*, k_h ;
- 2) si determini, e questo è il punto più importante dell'analisi, il tempo limite occorrente nel quale il terreno debba aver raggiunto l'*indice di consolidamento* U (90%);
- 3) stabiliti i valori t ed U si determina il coefficiente di consolidamento C_v ;
- 4) dal diagramma di Barron si trova il valore T_r corrispondente alla percentuale U richiesta ed al rapporto $n=d_e/d_w$;
- 5) si calcola infine il diametro effettivo del cilindro d_e della zona di influenza con la formula seguente:

$$d_e^2 = t \cdot C_v / T_r$$

Dopo alcuni tentativi è semplice determinare il rapporto n più economico e praticamente utilizzabile.

3 Calcolo del decorso dei cedimenti nel tempo con l'utilizzo di pali-dreno.

Nel nostro caso, dopo alcune verifiche si è già calcolato che l'utilizzo di pali dreno del diametro di 60 cm è sufficiente per ottenere una efficace e veloce opera di consolidamento della viabilità principale della Nuova Stazione Navale, nelle zone di tipo "A" evidenziate nella planimetria allegata.

In particolare utilizzeremo la formula già riportata precedentemente:

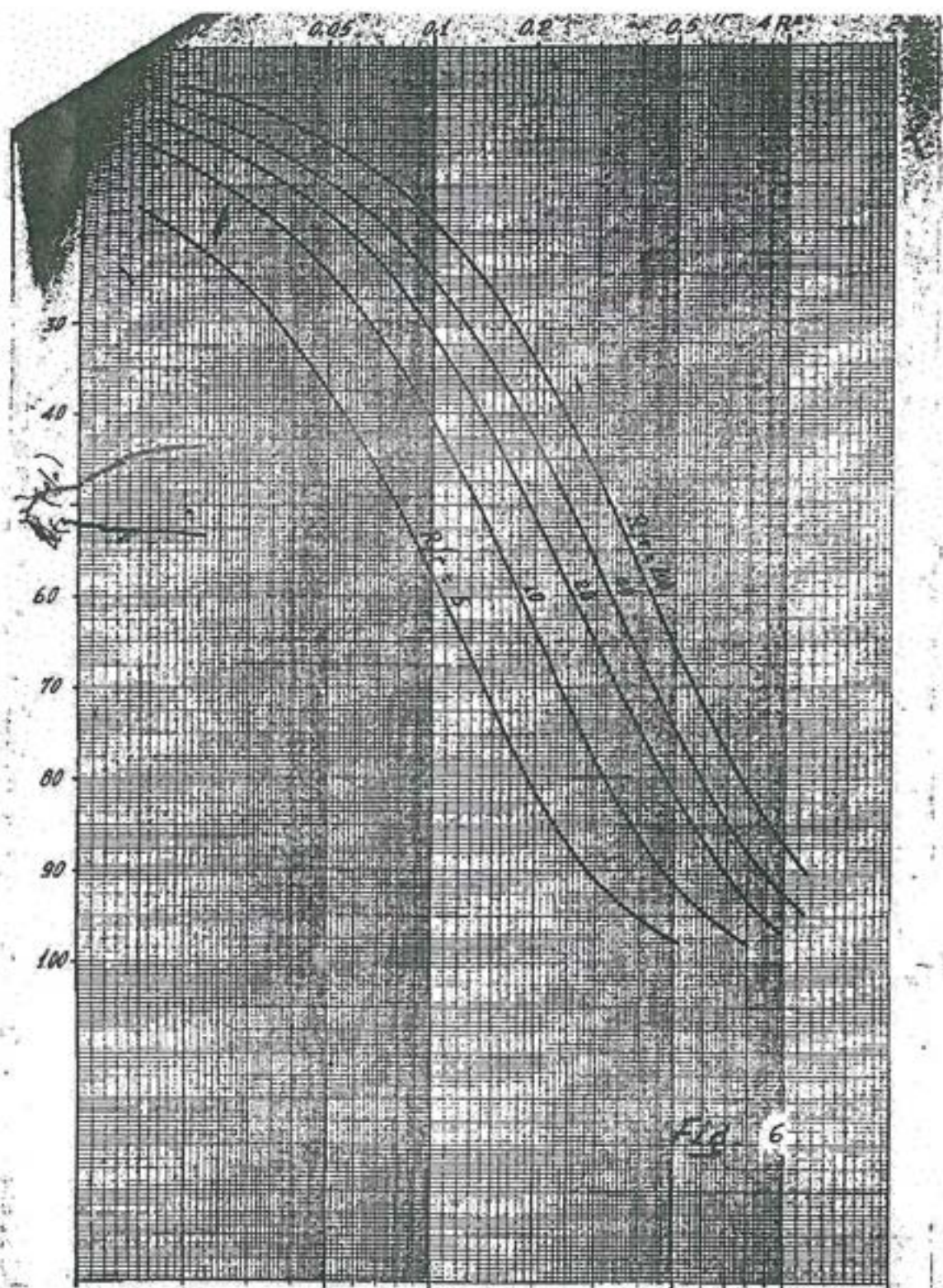
$$t = T_r \frac{4R^2}{c_r}$$

derivante dalla teoria per il calcolo dei pali dreno già illustrata nel paragrafo 2.

Il coefficiente di consolidazione adottato e desumibile dalla relazione geologica in *allegato A*):

$$C_v = 0,96 \text{ cmq/s} = 0,016 \text{ cmq/min}$$

Per la determinazione di T_r utilizziamo il seguente diagramma, funzione di R/r (rapporto tra raggio della zona di influenza del palo-dreno e diametro del palo stesso).



Troviamo che in corrispondenza di $R/r = 180/30 = 6$ e di un grado di consolidamento del 90% otteniamo un valore di $T_r = 0,28$.

Quindi, essendo $R = 180 \text{ cm}$, dall'applicazione della formula:

$$t = T_r \frac{4R^2}{c_r}$$

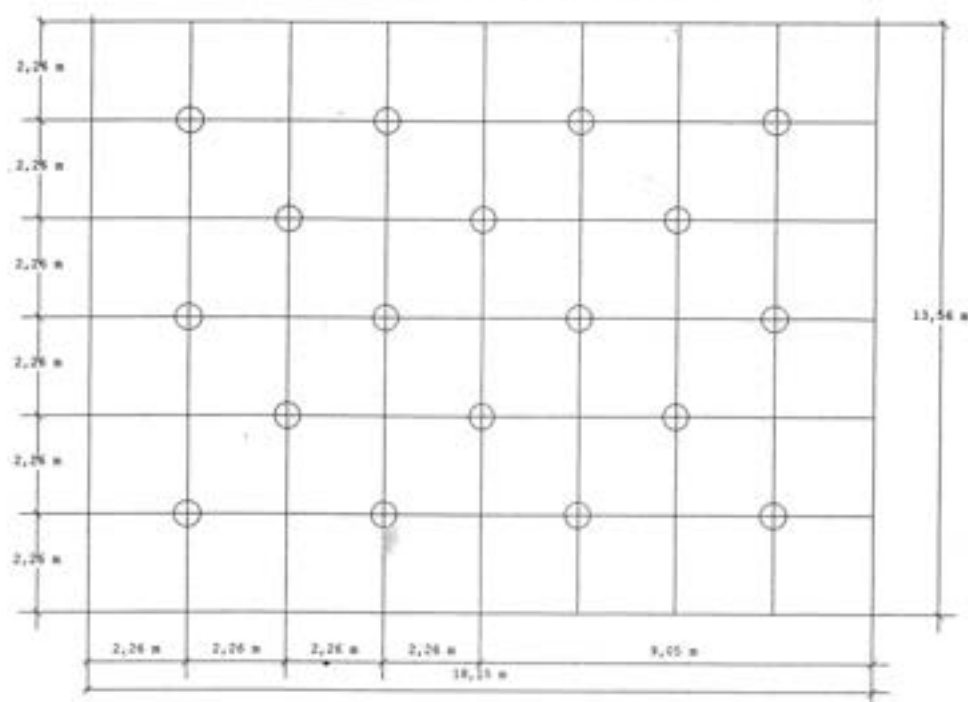
otteniamo:

$$t = 0,28 \frac{4(180)^2}{0,16} = 226.800 \text{ min}$$

pari all'incirca a 200 giorni.

Va comunque considerato che parte dei cedimenti, sia come entità, sia come decorso nel tempo, sono già stati scontati dal terreno su cui si fonda la viabilità e che quindi potrebbero essere decurtati dal calcolo sopra effettuato considerando un tempo di consolidamento inferiore.

Schema di disposizione dei pali dreno



b. CALCOLO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELLA VIABILITÀ PRINCIPALE.

Il sovraccarico da considerare sul terreno fondale è quello di $q = 2000 \text{ Kg/mq} = 0.2 \text{ Kg/cm}^2$, dovuto al traffico degli automezzi.

Per tale sovraccarico si ipotizza un incremento alle tensioni nel terreno variabili linearmente (con sufficiente approssimazione) dal valore 0.2 Kg/cm^2 alla quota 0.00 fino al valore 0.02 Kg/cm^2 alla quota -7.00 metri. Tale variazione è stata calcolata dagli abachi di STEINBRENNER per un valore $L/B = 2$ e $z/B = 2$.

La tensione nel terreno alla quota z , dovuta al sovraccarico accidentale, può essere rappresentata quindi analiticamente con la funzione :

$$\sigma_{acc} = 0.025 z + 0.2$$

mentre quella dovuta al peso del terreno :

$$\sigma_{terr} = - 0.19 z$$

La tensione totale :

$$\sigma_t = \sigma_{acc} + \sigma_{terr} = - 0.165 z + 0.2$$

Con la suddetta funzione è possibile correlare i valori di pressione utilizzati nelle prove edometriche di laboratorio con la quota di terreno corrispondente a tali valori e schematizzando quindi il comportamento del terreno.

Il calcolo dei cedimenti viene effettuato utilizzando il metodo edometrico:

$$W_{ed} = \int_0^z \frac{\sigma_z}{E_{ed}} dz$$

Sostituendo all'integrale una sommatoria data da :

$$\Delta w_{edi} = \Delta \sigma_{zi} / E_{ed} \times \Delta z_i = (e_{0i} - e_{1i}) / (1 + e_{0i}) \Delta z_i$$

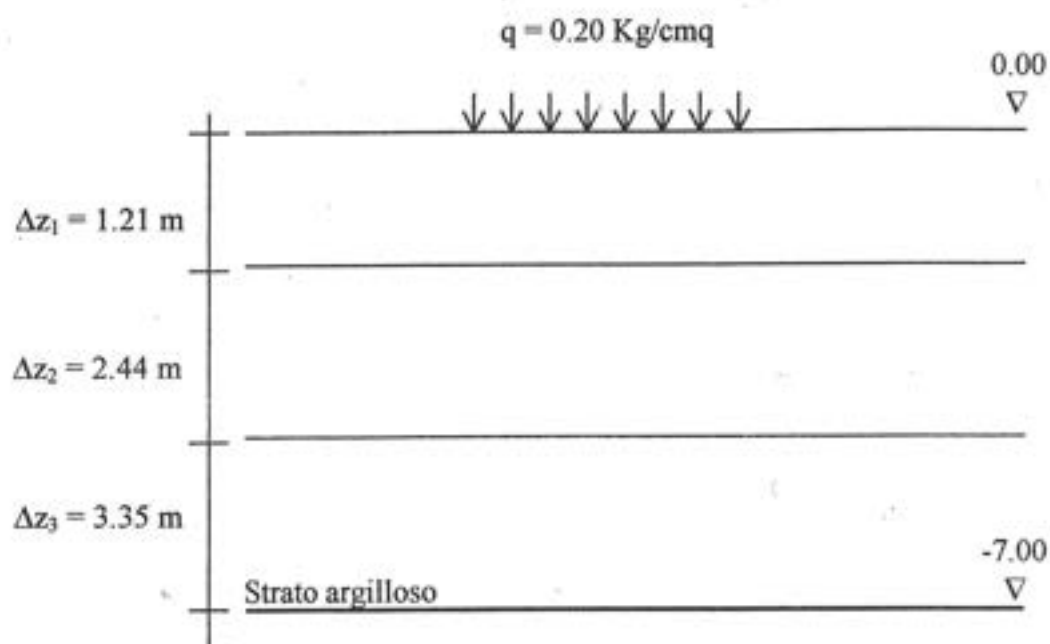
sommando i singoli cedimenti si avrà il cedimento totale fino alla quota di -7.00 metri :

$$w_{ed} = \sum \Delta w_{edi}$$

Con riferimento alle prove di compressione edometrica di laboratorio eseguite su 4 campioni, si calcolano di seguito i cedimenti.

11/11

CEDIMENTI RELATIVI AL CAMPIONE 1 – SONDAGGIO 1



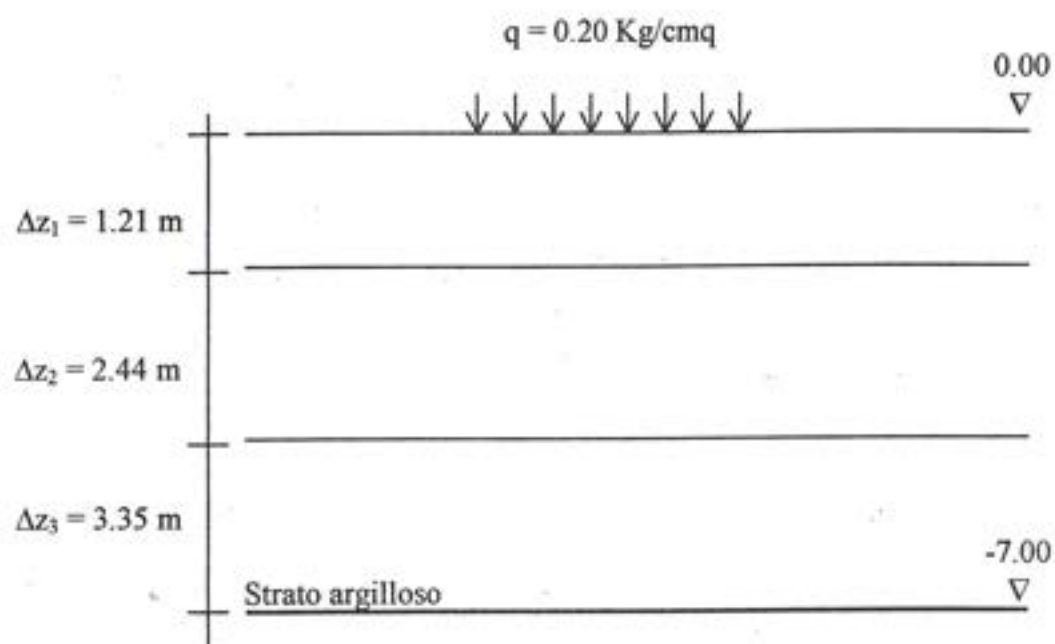
$$\Delta w_{ed1} = (0.87 - 0.86) / (1 + 0.87) \times 121 = 0.64 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed2} = (0.86 - 0.83) / (1 + 0.86) \times 244 = 3.93 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed3} = (0.83 - 0.78) / (1 + 0.83) \times 335 = 9.15 \text{ cm}$$

$$w_{ed} = 13.72 \text{ cm}$$

CEDIMENTI RELATIVI AL CAMPIONE 2 – SONDAGGIO 1



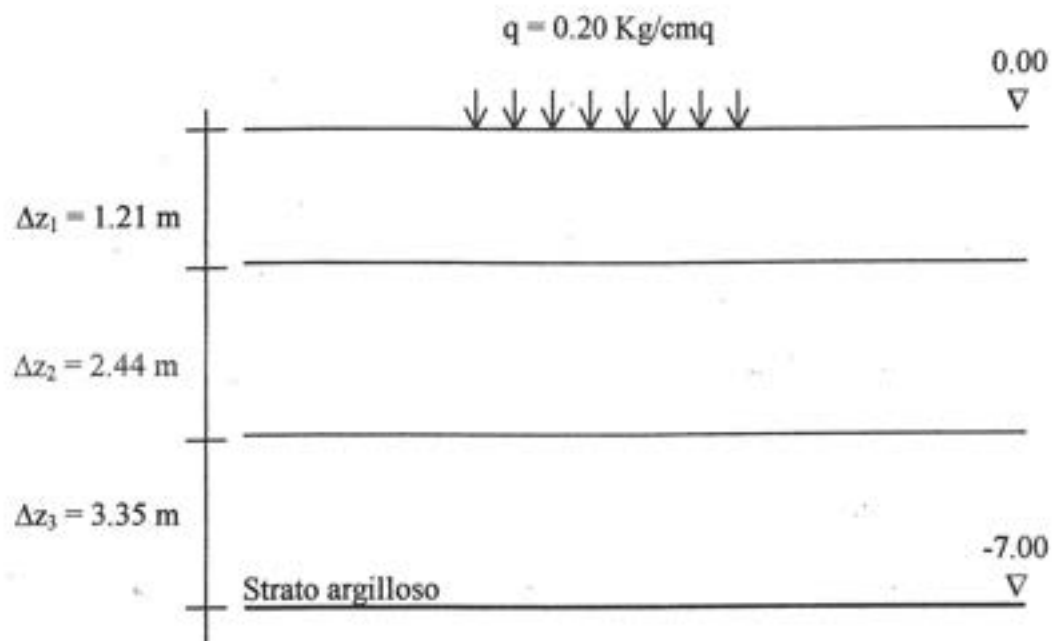
$$\Delta w_{ed1} = (0.699 - 0.692) / (1 + 0.699) \times 121 = 0.49 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed2} = (0.692 - 0.663) / (1 + 0.692) \times 244 = 4.18 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed3} = (0.663 - 0.620) / (1 + 0.663) \times 335 = 8.66 \text{ cm}$$

$$w_{ed} = 13.33 \text{ cm}$$

CEDIMENTI RELATIVI AL CAMPIONE 1 – SONDAGGIO 2



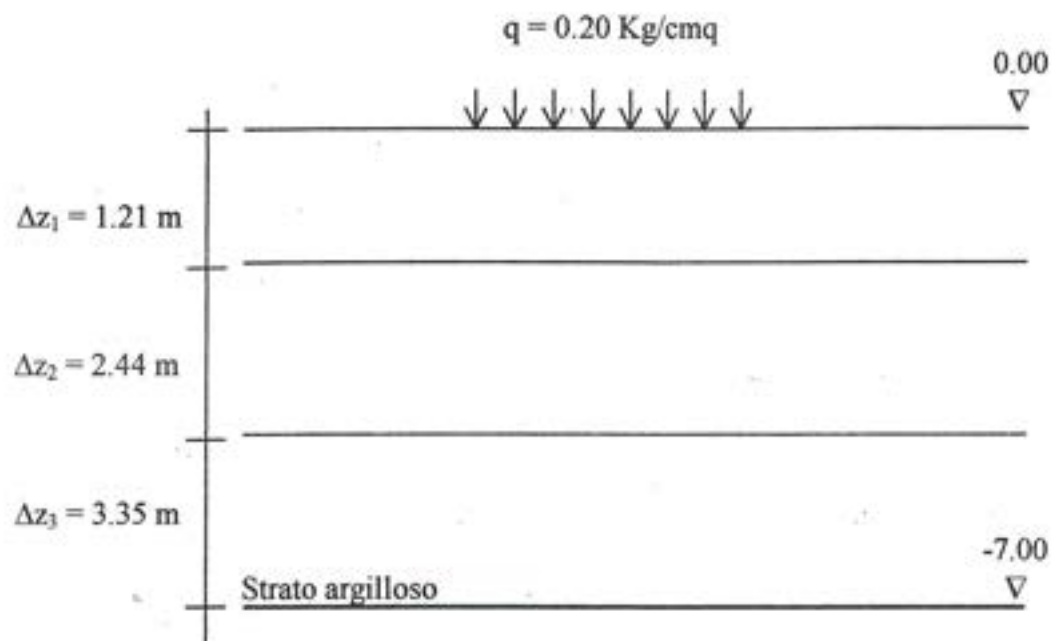
$$\Delta w_{ed1} = (0.69 - 0.67) / (1 + 0.69) \times 121 = 1.43 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed2} = (0.67 - 0.63) / (1 + 0.67) \times 244 = 5.84 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed3} = (0.63 - 0.59) / (1 + 0.63) \times 335 = 8.22 \text{ cm}$$

$$w_{ed} = 15.49 \text{ cm}$$

CEDIMENTI RELATIVI AL CAMPIONE 2 – SONDAGGIO 2



$$\Delta w_{ed1} = (0.79 - 0.77) / (1 + 0.79) \times 121 = 1.35 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed2} = (0.77 - 0.72) / (1 + 0.77) \times 244 = 6.90 \text{ cm}$$

$$\Delta w_{ed3} = (0.72 - 0.68) / (1 + 0.72) \times 335 = 18.61 \text{ cm}$$

$$w_{ed} = 26.86 \text{ cm}$$

E' evidente che i cedimenti che si avrebbero sui terreni in questione non sono ammissibili e pertanto occorre effettuare i lavori di bonifica previsti.



STUDIO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Pasquale Lopresto

Via R. Scotellaro, 23

74018 Palagianello (TA)

Tel. 099/8494798

DIREZIONE DEL GENIO MILITARE PER LA MARINA - TARANTO

Nuova Base Navale - Mar Grande di Taranto
Rilevato stradale

**RELAZIONE
GEOLOGICO-TECNICA**

Committente:

Direzione del Genio Militare per la Marina - Taranto




Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO

Scala:

Data:

11 gennaio 1999

1) PREMESSA

Il presente lavoro fa seguito all'incarico conferito allo scrivente dalla TARAS PALI Soc. Coop. a r.l., con sede in Taranto alla Via F.lli Rosselli n° 3, che ha eseguito una indagine geognostica, per conto della Direzione Genio Militare per la Marina di Taranto. Lo scopo da perseguire era la conoscenza della stratimetria e delle caratteristiche geotecniche dei terreni utilizzati per la costituzione di un rilevato stradale, nel cantiere Mar Grande della Nuova Base Navale di Taranto.

Considerate le finalità della ricerca, il giorno 18 dicembre 1998 sono stati realizzati due sondaggi, (con diametro di scavo di circa 100 millimetri), utilizzando una idonea attrezzatura di marca CMV, modello 420 cingolato, dotata di carotieri al Widia a debolissima circolazione di acqua. Le indagini dirette sono state spinte sino alla profondità massima di 10 metri, consentendo di riconoscere la successione, gli spessori e la natura dei litotipi costituenti il sottosuolo.

Durante le fasi di perforazione venivano prelevati, a quote significative, alcuni campioni da sottoporre ad analisi di laboratorio, per la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche e delle proprietà indici. Le ora citate prove sono state eseguite presso il laboratorio dello studio geologico del dott. Bruno Margiotta, con sede in Lecce alla Via C. Battisti, n° 10; i certificati relativi sono allegati al presente lavoro e ne costituiscono parte integrante. Più precisamente le prove in oggetto riguardano i seguenti provini:

- sondaggio 1: campioni indisturbati C_1 (metri 1,50-2,00) e C_2 (m 7,00-7,50);
- sondaggio 2: campioni indisturbati C_1 (metri 1,50-2,00) e C_2 (m 7,00-7,50).

Si è inoltre proceduto all'esecuzione, in avanzamento nel corso di ciascun sondaggio, di prove penetrometriche del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test); le quote di realizzazione ed il numero di colpi vengono riportati di seguito e nei prospetti stratigrafici.

17/17

2) INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'abitato di Taranto ricade lungo il margine meridionale delle Murge e quello settentrionale del Salento. In questo territorio, affiorano estesamente depositi plio-pleistocenici, essenzialmente calcarenitico-sabbiosi ed argillosi, a struttura tabulare, sovrapposti a una spessa successione di strati rocciosi di natura carbonatica di età cretacea.

Dalle più antiche alle più recenti, si riconoscono le seguenti formazioni:

- *Calcare di Altamura*;
- *Calcarenite di Gravina*;
- *Argille subappennine*;
- *Depositi marini terrazzati (D.M.T.)*;
- *riporti*.

Le rocce più antiche appartengono alla formazione del *Calcare di Altamura* che risulta costituita da strati o banchi, di calcari a grana fine e tenaci, a luoghi dolomitici, in vario modo fratturati, di spessore variabile da 10 - 15 centimetri a 2 metri. Il colore è mutevole dal bianco al grigio nocciola; localmente, in presenza di residui ferrosi, è presente una colorazione rossastra collegata agli effetti dei fenomeni di dissoluzione carsica, che può essere più o meno spinta. Localmente, al tetto, al passaggio con i litotipi più recenti, questi sedimenti formano uno spesso banco costituito da "terra rossa" consolidata. Gli strati di questa formazione appaiono blandamente piegati e fagliati; nella parte alta sono troncati da superfici subpianeggianti, probabilmente di abrasione marina, in parte rielaborate dall'erosione.

La formazione della *Calcarenite di Gravina* risulta costituita da calcareniti organogene massive ("*tufo calcareo*"), generalmente con un buon grado di diagenesi, di colore bianco giallastro o grigio, con abbondanti resti di micro e macrofossili. Questa unità è in trasgressione sui calcari cretatici ed il contatto è marcato da una

netta discordanza angolare; al tetto poggiano termini argillosi appartenenti alla formazione delle *Argille subappennine*.

Si tratta di argille più o meno limose e sabbiose, di colore variabile dal grigio-azzurro al verdastro (giallo-grigiastro in superficie, per l'alterazione) molto plastiche e di aspetto massiccio; come riscontrato nei sondaggi 1 e 2 rispettivamente alla profondità di 6 e 8 metri dalla sommità del rilevato stradale.

Al di sopra di questi sedimenti, verso oriente dal sito in parola, si rinvengono dei depositi calcarenitico-sabbiosi vacuolari, a grana grossolana, localmente terrazzati, formati da calcareniti giallastre, organogene, variamente diagenizzate (da sciolte, a consistenza di sabbia, a ben cementate); lo spessore è dell'ordine di pochi metri.

Nell'area in corrispondenza delle due terebrazioni sono stati rilevati dei riporti costituiti da rocce di natura prevalentemente pelitica. Si tratta, in definitiva, della deposizione caotica di materiali provenienti dai lavori di scavo nell'area della Nuova Base Navale, poco costipati ed ammassati al fine di costituire il rilevato stradale previsto dagli elaborati progettuali.

Sulla base delle stratigrafie dei pozzi per acqua, perforati nella zona del Mar Piccolo, il tetto dei calcari cretacici risulta strutturato a gradinata da un sistema di faglie distensive secondo le direzioni E-O e NO-SE. Tali faglie, attive fin dall'inizio del *Pliocene*, hanno dato origine a depressioni tettoniche successivamente invase e colmate di sedimenti successivamente emersi a seguito del generale sollevamento, tuttora in atto, dell'arco ionico-tarantino. Tali depositi di natura argilloso-sabbiosa hanno pertanto conservato inalterato il loro assetto originario, come dimostrato dall'andamento pressoché orizzontale degli strati.

Dal punto di vista morfologico, il paesaggio mostra le tipiche forme delle coste in sollevamento, con ampie superfici subpianeggianti, situate a varie altezze sul livello del mare, separate da cigli di terrazzi, digradanti verso il mar Ionio. Il settore in questione appartiene ad un'area degradante verso il mar Ionio, osservabile verso occidente, modificata artificialmente nel tempo, mediante l'accumulo di materiali di

riporto, necessari per la costituzione delle opere a terra della Nuova Base Navale, nel Mar Grande di Taranto.

La circolazione idrica sotterranea è presente su due livelli: uno molto limitato, localizzato in corrispondenza dei *Depositi marini terrazzati*, affioranti ad oriente dell'area dell'intervento, ed uno, molto potente ed esteso, localizzato nei calcari cretatici, permeabili per fratturazione e/o carsismo. I sedimenti appartenenti alla prima unità ora citata (*D.M.T.*), la cui permeabilità è compresa tra 10^{-3} e 10^{-5} cm/s, danno luogo ad una falda freatica, sostenuta dalle *Argille subappennine*, praticamente impermeabili ($k < 10^{-6}$ cm/s).

3) COSTITUZIONE DEL SOTTOSUOLO

I sondaggi, eseguiti sino alla profondità massima di 10 metri, hanno consentito di acquisire i parametri di dettaglio sulla ripartizione degli strati e sulla loro consistenza. Più precisamente i risultati delle perforazioni geognostiche sono di seguito così riassunte:

SONDAGGIO 1

- 0,00- 6,00 m *alternanza di strati decimetrici di argille con limo di colore grigiastro, a vario grado di addensamento (riporti);*
- 6,00-10,00 m *argille sabbiose giallastre con inclusioni di livelletti sabbiosi grigiastri.*

Sono stati prelevati due campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, rispettivamente alla profondità di 1,50-2,00 e 7,00-7,50 metri dal piano campagna. L'esecuzione della prova penetrometrica, del tipo S.P.T., a 4,50-4,95 m ha fatto registrare il seguente numero di colpi, 4/5/5/, per ottenere i successivi abbassamenti di un piede.

SONDAGGIO 2

- 0,00- 8,00 m *alternanza di strati decimetrici di argille con limi, di colore grigiastro, a vario grado di addensamento (a 5,70-5,80 m dal p.c. è stata rinvenuta della calcarenite giallastra diagenizzata) (riporti);*
- 8,00- 8,50 m *argille grigiastre con sabbia;*
- 8,50-10,00 m *sabbie grigiastre.*

Sono stati prelevati due campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, rispettivamente alla profondità di 1,50-2,00 e 7,00-7,50 metri dal piano campagna. I colpi per ottenere l'abbassamento di un piede, alla profondità di 4,50-4,95 m dal p.c., sono stati 5/6/6.

Dall'esame delle colonne stratigrafiche e dalla loro correlazione è possibile suddividere il sottosuolo in due strati, con difforme caratterizzazione geotecnica:

- a) un banco di riporti, dello spessore variabile dai 6 agli 8 metri, rispettivamente per i sondaggi 1 e 2, prodotto dalla deposizione caotica di materiali, prevalentemente pelitici, provenienti da scavi eseguiti nell'area della Nuova Base Navale. Si tratta di terreni provenienti dallo stesso contesto geologico dei termini in posto, costituiti della formazione che si va a descrivere;
- b) una sequenza di fondo rappresentata dal complesso prevalentemente pelitico integro di colore grigio-azzurro, giallastro nella porzione alterata. Questi sedimenti sono stati rinvenuti nelle due terebrazioni sino alla profondità dei 10 metri indagati.

Dati di dettaglio circa la composizione litologica e la distribuzione nel sottosuolo sono riportati nei prospetti stratigrafici allegati (figg. 2 e 3).

4) CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nel corso dei due sondaggi geognostici a carotaggio continuo terebrati all'interno del corpo del rilevato e spinti ciascuno sino alla profondità di 10 m, sono stati prelevati quattro campioni indisturbati, sui quali sono state eseguite prove geotecniche di laboratorio. Queste ultime, realizzate presso il laboratorio dello studio geologico del dott. Bruno Margiotta, con sede in Lecce alla Via C. Battisti n° 10 (le certificazioni sono allegate alla presente e ne costituiscono parte integrante), hanno avuto lo scopo di caratterizzare i terreni dal punto di vista sia fisico che meccanico.

I campioni indisturbati sono stati prelevati in numero di due per sondaggio e verosimilmente tutti all'interno del corpo del rilevato, alle profondità di 1,50 e 7 metri.

Da un punto di vista granulometrico trattasi di terreni a prevalente grana fina, con percentuali della frazione argillosa comprese tra il 37 ed il 61% e della frazione sabbiosa comprese tra il 16 ed il 28%.

Il peso dell'unità di volume è risultato compreso tra 1,89 e 1,92 t/mc ed il contenuto naturale d'acqua è risultato compreso tra il 36 e 43%. I valori dei limiti di Atterberg portano a valori dell'indice di plasticità variabili tra 20 e 24 e l'indice di consistenza risulta compreso tra 0,16 e 0,35. La consistenza di detti terreni risulta compresa tra quella molle-plastica e quella fluido-plastica.

I valori dei parametri di resistenza al taglio dedotti da prove di taglio diretto indicano angoli di attrito interno intorno ai 20° e coesione intorno ai 0,2 kg/cmq; detti valori sono riferibili a terreni caratterizzati da modesta resistenza meccanica.

Anche i risultati di due prove penetrometriche dinamiche del tipo S.P.T. (Standard Penetration Test) eseguite alla profondità di 4,50 m, nel corso della terebrazione di entrambi i sondaggi, indicano modesti valori di resistenza.

Le prove di compressione edometrica indicano valori dell'indice di compressione abbastanza elevati, fino ad un massimo di 0,31, tipici di terreni normal consolidati piuttosto compressibili.

5) CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il giudizio che nel complesso può darsi ai terreni esaminati è quello di materiali caratterizzati da elevata plasticità, ridotta resistenza ed elevata compressibilità, certamente non idonei alla costituzione di rilevati di altezza considerevole, quale quello realizzato nel caso in esame.

Riguardo l'andamento dei cedimenti nel tempo, pur non disponendo delle curve cedimento-tempo nel corso di prove edometriche, si può affermare che questi avranno decorsi lunghi, in ragione delle difficoltà di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali in terreni a grana fina indotti sia dal peso degli strati successivamente riportati che dai carichi di esercizio.

Si invita a verificare le condizioni di stabilità del corpo del rilevato nel suo complesso, in relazione sia alla notevole pendenza adottata, per la realizzazione della scarpata, che alla natura ed alle caratteristiche geotecniche dei terreni impiegati.

Al fine di consentire la fruibilità del rilevato stradale, vengono di seguito prospettate alcune soluzioni, la cui fattibilità, dopo i necessari approfondimenti tecnici, non può che passare attraverso condizioni di carattere economico (valutazione costi-benefici).

Una prima soluzione, di carattere radicale, consiste nell'asportazione del materiale messo in opera e nella sua sostituzione con materiale granulare opportunamente costipato, rispondente ai requisiti comunemente riconosciuti ai materiali destinati a questo impiego.

Altre soluzioni sono riferibili alla possibilità di accelerare i processi di consolidazione dei terreni impiegati per la realizzazione del rilevato. Detto risultato può ad esempio conseguirsi con l'inserimento nel terreno di dreni verticali, costituiti da colonne o pali di sabbia o ghiaia, ottenuti previa esecuzione di perforazioni con l'impiego di elica continua e sostituzione del materiale estratto con altro a consistenza granulare. La funzione di detti dreni è quella accelerare la dissipazione delle

sovrapressioni interstiziali, presenti all'interno della massa del terreno. Il diametro delle colonne ed il loro interasse dovrà scaturire da apposito dimensionamento, dal quale dovrà conseguire l'andamento nel tempo del processo di consolidazione. Nel caso in esame alle colonne in parola non è opportuno associare l'installazione di rilevati di precarica che, se da un lato produrrebbero ulteriore accelerazione del processo di consolidazione, dall'altro potrebbero pesantemente influire sulle condizioni complessive di equilibrio del rilevato stesso.

Altro modo per accelerare i processi di consolidazione in parola è quello di ricorrere al trattamento elettro-osmotico dell'ammasso di terreno. L'innanzi citato processo si consegue applicando una differenza di potenziale, tra due elettrodi infissi nel materiale da consolidare, che comporta un trascinamento dell'acqua interstiziale verso il catodo. Detto tipo di intervento in ogni caso necessita di un opportuno dimensionamento.

In passato sono stati infine sperimentati, anche con qualche successo, interventi di miglioramento delle caratteristiche tecniche dei terreni a grana fina, in posto, attraverso trattamenti con alte temperature. Quest'ultimo intervento appare tuttavia di incerta applicazione nel caso in esame.

Si consiglia infine l'installazione di strumentazione di controllo, quale piezometri ed assestimetri, al fine di verificare l'evoluzione nel tempo degli effetti della consolidazione dei terreni costituenti il rilevato.

Palagianello, 11 gennaio 1999



Pasquale LOPRESTO
Dott. Geol. Pasquale LOPRESTO

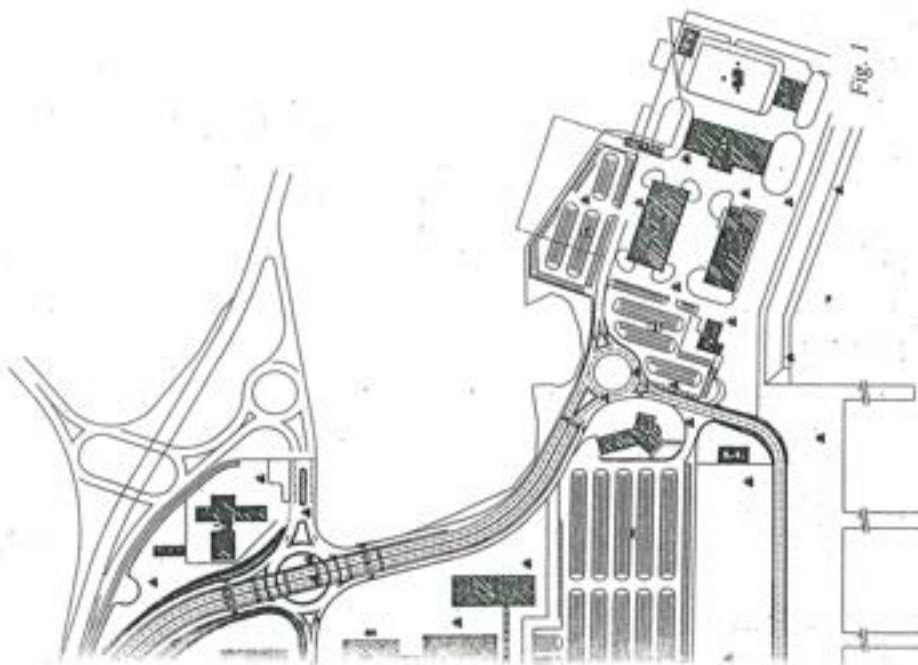
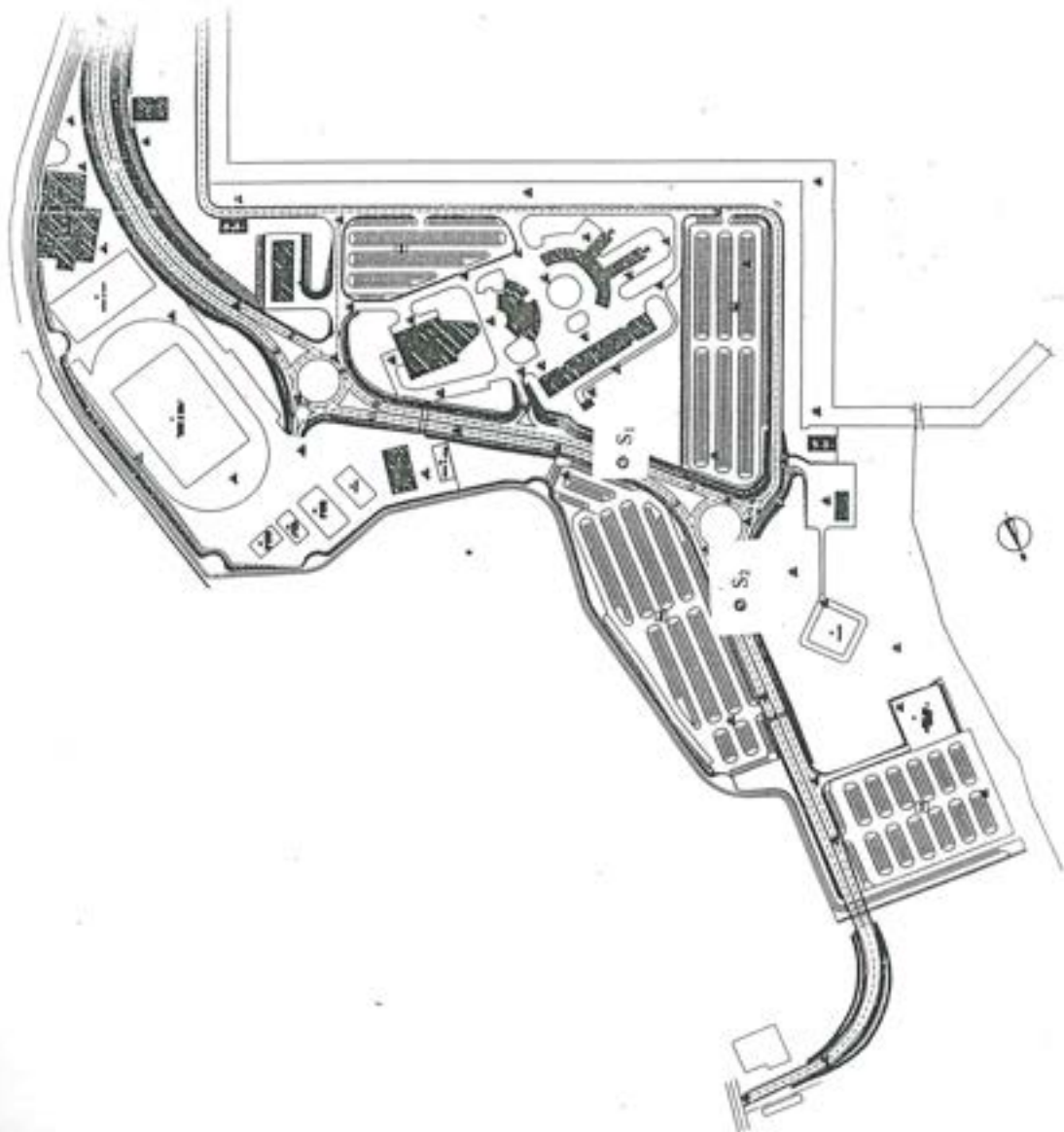


Fig. 1

Base Navale - Mar Grande di Taranto
Rilevato stradale

Ubicazione sondaggi

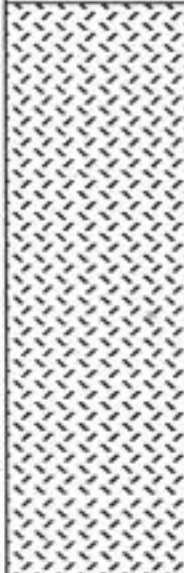
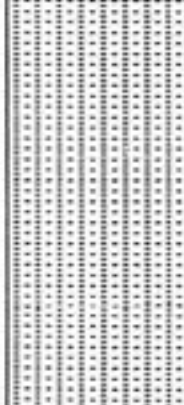
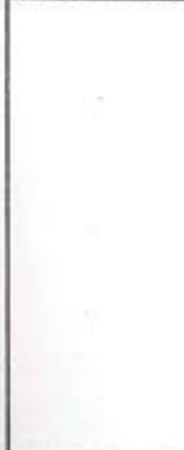
● S, sondaggio

Coop. TARAS PALI S.r.l.
Via F.lli Rosselli, 3
74100 TARANTO
tel. 099/7326997

DIREZIONE DEL GENIO MILITARE
PER LA MARINA - TARANTO

Nuova Base Navale - Mar Grande Taranto
Rilevato stradale

STRATIGRAFIA SONDAGGIO 1

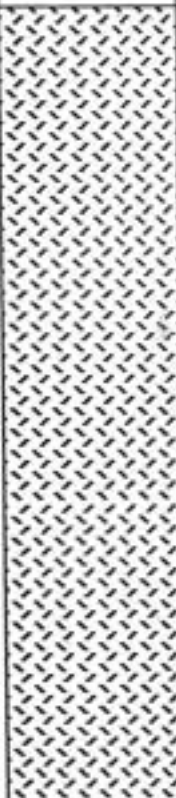
grafico	profondità (metri)	potenza (metri)	litologia	osservazioni	falda
	6,00	6,00	alternanza di strati decimetrici di argille con limi di colore grigiastro a vario grado di addensamento (riporti)	 Campione indisturbato 1,50-2,00 m S.P.T:  4,50-4,95 m; colpi 4/5/5 per piede	
			argille sabbiose giallastre con inclusioni di livelletti sabbiosi grigiastri	 Campione indisturbato 7,00-7,50 m	
	10,00				

Coop. TARAS PALI S.r.l.
Via F.lli Rosselli, 3
74100 TARANTO
tel. 099/7326997

DIREZIONE DEL GENIO MILITARE
PER LA MARINA - TARANTO

Nuova Base Navale - Mar Grande Taranto
Rilevato stradale

STRATIGRAFIA SONDAGGIO 2

grafico	profondità (metri)	potenza (metri)	litologia	osservazioni	falda
				 Campione indisturbato 1,50-2,00 m	
		8,00	alternanza di strati decimetrici di argille con limi di colore grigiastro a vario grado di addensamento (a 5,70-5,80 m dal p.c. è stata rilevata della calcarenite giallastra diagenizzata) (riporti)	S.P.T: 4,50-4,95 m; colpi 5/6/6 per piede	
	8,00	0,50	argille grigiastre con sabbia	 Campione indisturbato 7,00-7,50 m	
	8,50				
		1,50	sabbie grigiastre		
	10,00				

STUDIO GEOLOGICO DR BRUNO MARGIOTTA

Via C. Battisti, 10 - 73100 Lecce Tel 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

Sezione Analisi Laboratorio

Committente TARAS PALI TARANTO

Progetto: Genio Marina Nuova Base Navale - Mar Grande - TA

Lecce, gennaio 1999

Sommario delle caratteristiche fisiche e meccaniche

Sondaggio		S1-C1	S2-C1	S1-C2	S2-C2
Quota prel.	m	1.50-2.0	1.50-2.0	7.0-7.50	7.0-7.50
Umidità nat.	%	39.5	43.2	35.7	36.9
Peso di volume γ	gr/cm ³	1.89	1.87	1.92	1.95
Peso spec. γ_s	gr/cm ³	2.73	2.74	2.80	2.82
Limite di liquidità	%	47	51	39	41
Limite di plasticità	%	23	29	19	21
Limite di ritiro	%	17	15	19	18
Indice di plasticità	%	24	22	20	20
Indice di consistenza	%	0.31	0.35	0.16	0.2
Attività		0;65	0.43	0.33	0.4
Granulometria					
Ghiaia	%				
Sabbia	%	28	21	16	17
Limo	%	35	28	23	33
Argilla	%	37	51	61	50
Taglio diretto					
ϕ		22°31'	19°32'	18°46'	17°29'
c	kg/cm ²	0.115	0.225	0.2	0.195
Triassiale UU					
c	kg/cm ²				
Compressione edometrica Cc		0.219	0.18	0.312	0.245



28/28

STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

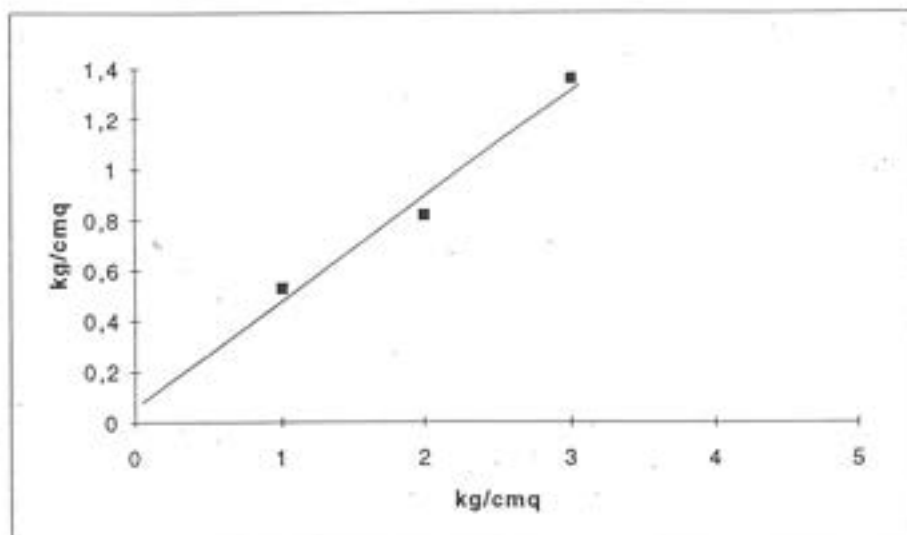
P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Committente : TARAS PALI
Località : Genio Marina
Quota prel. 1.5-2.0
Campione n. 1
Sondaggio 1

Data : gennaio 1999



Peso di volume	gr/cm³	1,89	1,89	1,89
Peso specifico	gr/cm³	2,73	2,73	2,73
Contenuto acqua inz.	%	39,5	39,5	39,5
Pressione verticale	kg/cm²	1	2	3
Tempo di consolid.	h	24	24	24
Sollecit. taglio a rott.	kg/cm²	0,53	0,82	1,36
Deform. trasv. a rott.	mm	0,9	1,3	1,43
Deform. vert. a rott.	mm	0,67	0,7	0,78
Cont. acqua finale	%	41	40,7	41,8

Angolo attrito interno 22 32
Coesione (kg/cm²) 0,115



STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA

Via C. Battisti, 10 73100 Lecce

Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO**PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA**

Committente : TARAS PALI

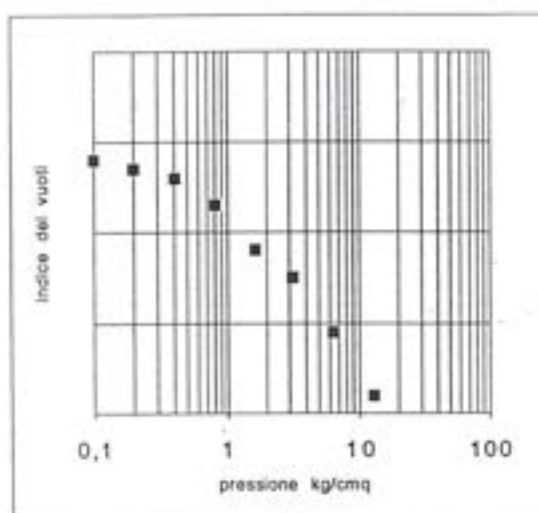
Data : gennaio 1999

Località : Genio Marina

Quota prel. 1,5-2,0

Campione n. 1

Sondaggio 1



Pressione	Cedimento	e	Eed	K
0,1	0,02	0,88		
0,2	0,027	0,87	27,97	$3,57 \cdot 10^{-5}$
0,4	0,043	0,86	24,36	$4,34 \cdot 10^{-5}$
0,8	0,069	0,83	30,94	$3,35 \cdot 10^{-5}$
1,6	0,118	0,78	31,27	$3,19 \cdot 10^{-5}$
3,2	0,159	0,75	73,44	$1,30 \cdot 10^{-5}$
6,4	0,224	0,69	91,24	$9,74 \cdot 10^{-6}$
10				
12,8	0,293	0,62	163,59	$5,03 \cdot 10^{-6}$

 $C_c = 0,219$ 

STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

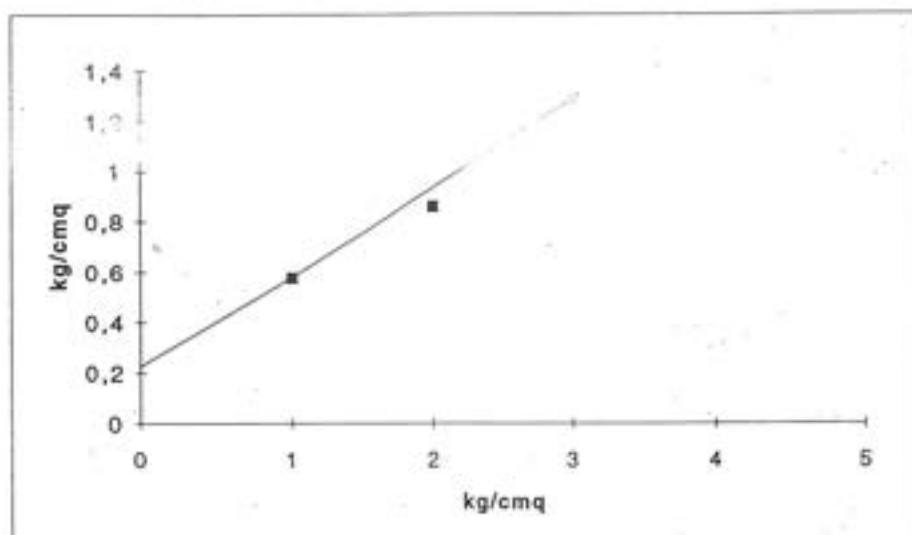
P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Committente : TARAS PALI
Località : Genio Marina
Quota prel. 1,5-2,0
Campione n. 1
Sondaggio 2

Data : gennaio 1999



Peso di volume	gr/cm³	1,87	1,87	1,87
Peso specifico	gr/cm³	2,74	2,74	2,74
Contenuto acqua inz.	%	43,2	43,2	43,2
Pressione verticale	kg/cm²	1	2	3
Tempo di consolid.	h	24	24	24
Sollecit. taglio a rott.	kg/cm²	0,58	0,86	1,29
Deform. trasv. a rott.	mm	0,78	0,97	1,38
Deform. vert. a rott.	mm	0,81	0,94	1,53
Cont. acqua finale	%	45,1	45,8	46,3

Angolo attrito interno
Coesione (kg/cm²)

19 32
0,225



21/81

STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

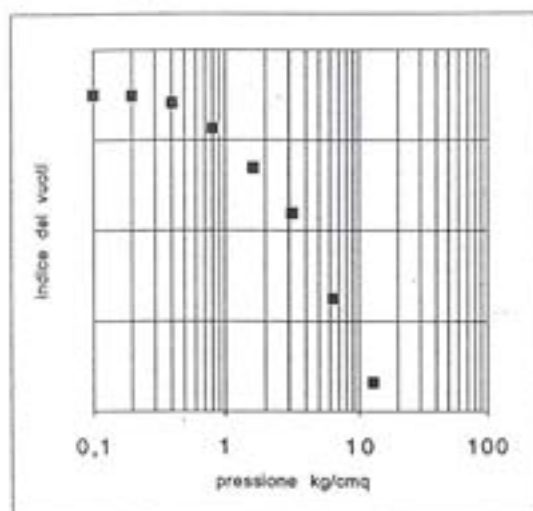
P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : TARAS PALI
Località : Genio Marina
Cassa pol. : 7,0-7,5
Campione n. : 2
Sondaggio : 1

Data : gennaio 1999



Pressione	Cedimento	e	E _{ed}	K
0,1	0,002	0,7		
0,2	0,0074	0,699	37	$2,94 \cdot 10^{-5}$
0,4	0,016	0,692	43,79	$2,47 \cdot 10^{-5}$
0,8	0,05	0,663	23,68	$4,51 \cdot 10^{-5}$
1,6	0,1	0,62	31,2	$2,99 \cdot 10^{-5}$
3,2	0,16	0,569	50,66	$1,9 \cdot 10^{-5}$
6,4	0,27	0,475	53,53	$1,52 \cdot 10^{-5}$
10				
12,8	0,38	0,382	100,65	$7,64 \cdot 10^{-6}$

$C_c = 0,312$



STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

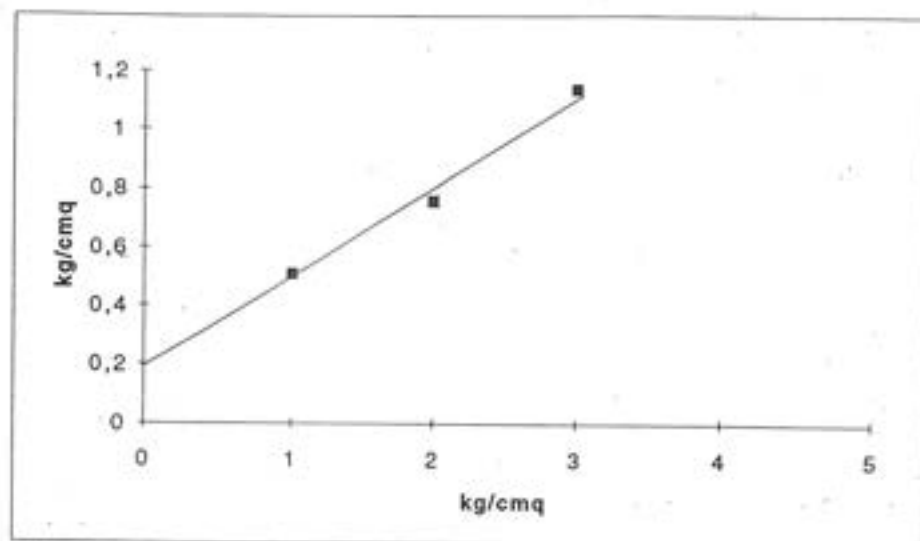
P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Committente : TARAS PALI
Località : Genio Marina
Quota pref. 7,0-7,50
Campione n: 2
Sondaggio 2

Data : gennaio 1999



Peso di volume	gr/cm³	1,95	1,95	1,95
Peso specifico	gr/cm³	2,82	2,82	2,82
Contenuto acqua inz.	%	36,9	36,9	36,9
Pressione verticale	kg/cmq	1	2	3
Tempo di consolid.	h	24	24	24
Sollecit. taglio a rott.	kg/cmq	0,51	0,76	1,14
Deform. trasv. a rott.	mm	0,88	0,93	0,91
Deform. vert. a rott.	mm	0,56	0,75	0,97
Cont. acqua finale	%	38,4	39,2	38,8

Angolo attrito interno 17 29
Coesione (kg/cmq) 0,195



STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

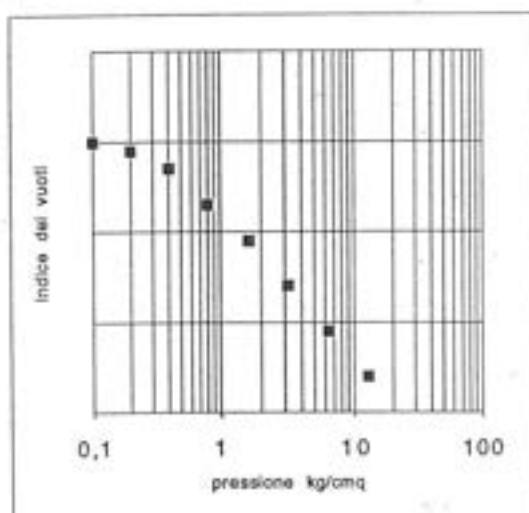
P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

Committente : TARAS PALI
Località : Genio Marina
Quota prel. : 1,5-2,0
Campione n. : 1
Sondaggio : 2

Data : gennaio 1999



Pressione	Cedimento	e	Eed	K
0,1	0,04	0,7		
0,2	0,05	0,69	20,2	$2,21 \cdot 10^{-5}$
0,4	0,07	0,67	16,59	$2,64 \cdot 10^{-5}$
0,8	0,11	0,63	18,79	$2,24 \cdot 10^{-5}$
1,6	0,16	0,59	29,86	$1,34 \cdot 10^{-5}$
3,2	0,22	0,54	52,88	$7,14 \cdot 10^{-6}$
6,4	0,27	0,49	98,15	$3,61 \cdot 10^{-6}$
10				
12,8	0,34	0,44	176,23	$1,87 \cdot 10^{-6}$

$C_c = 0,180$



36/34

STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA

Via C. Battisti, 10 73100 Lecce

Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Committente : TARAS PALI

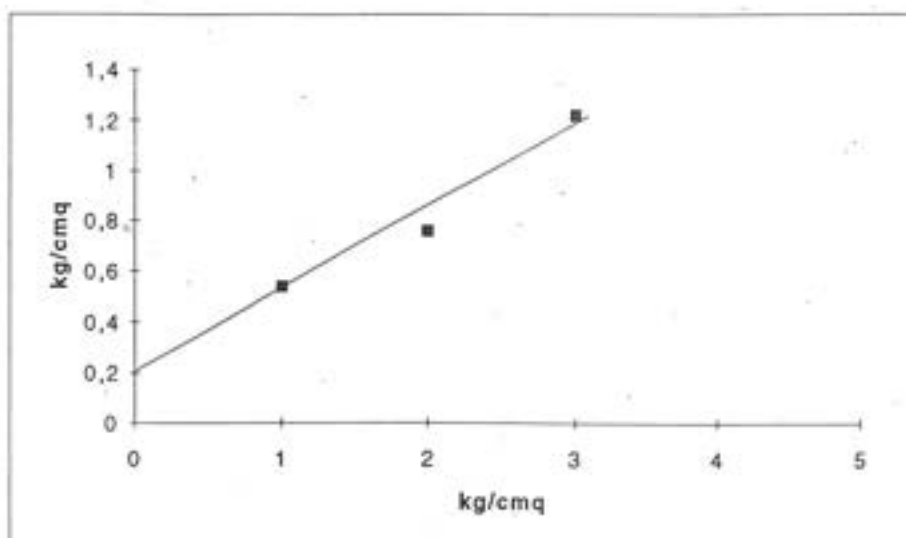
Data : gennaio 1999

Località : Genio Marina

Quota prel. 7,0-7,50

Campione n. 2

Sondaggio 1



Peso di volume	gr/cm³	1,92	1,92	1,92
Peso specifico	gr/cm³	2,8	2,8	2,8
Contenuto acqua inz.	%	35,7	35,7	35,7
Pressione verticale	kg/cmq	1	2	3
Tempo di consolid.	h	24	24	24
Sollecit. taglio a rott.	kg/cmq	0,54	0,76	1,22
Deform. trasv. a rott.	mm	0,67	0,81	1,1
Deform. vert. a rott.	mm	0,77	0,89	1,23
Cont. acqua finale	%	39,3	38,54	37,3

Angolo attrito interno

18

46

Coesione (kg/cmq)

0,2



STUDIO GEOLOGICO MARGIOTTA
Via C. Battisti, 10 73100 Lecce
Tel. 0832 / 307480 - 0338 / 4356094

P.IVA 00571910751

SEZIONE LABORATORIO

PROVA DI COMPRESSIONE EDOMETRICA

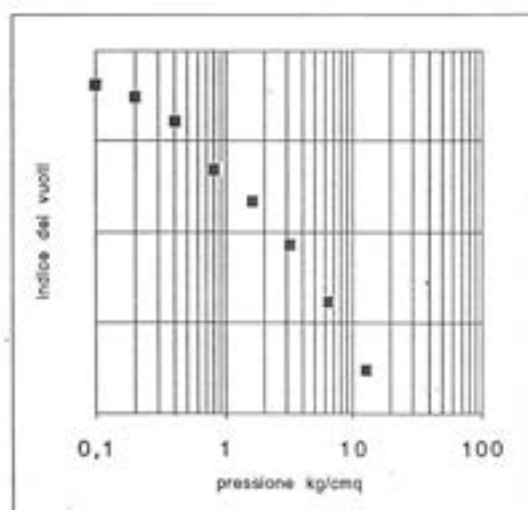
Committente: TARAS PALI

Data: gennaio 1999

Quota prel. 7,0-7,5

Campione n. 2

Sondaggio 2



Pressione	Cedimento	e	Esd	K
0,1	0,016	0,8122		
0,2	0,031	0,7983	13	$4,3 \cdot 10^{-8}$
0,4	0,06	0,7712	13,16	$7,7 \cdot 10^{-8}$
0,8	0,11	0,719	13,38	$1,2 \cdot 10^{-8}$
1,6	0,15	0,6841	39	$1,8 \cdot 10^{-8}$
3,2	0,2	0,6359	55	$5,6 \cdot 10^{-8}$
6,4	0,28	0,5729	81	$5,9 \cdot 10^{-9}$
10			81	
12,8	0,36	0,4989	132	$6,1 \cdot 10^{-9}$

$C_c = 0,245$



Il coefficiente di consolidazione di un terreno coesivo si deduce graficamente dalle curve cedimento-tempo ricavate nel corso di prove di compressione edometrica. Detto coefficiente, comunemente indicato C_v , è espresso in cm^2/s e consente di ricavare la relazione tempo-cedimenti per carichi gravanti su depositi argillosi.

Nel caso in esame si dispone dei risultati di prove edometriche parzialmente già elaborate ai fini di quanto di interesse. In particolare si ha che:

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_v}$$

dove: k = coefficiente di permeabilità (cm/s)

γ_w = peso specifico dell'acqua ($10^3 \text{ kg}/\text{cm}^3$)

m_v = coefficiente di compressibilità di volume (cm^2/kg)

(= $1/E$, dove E è il modulo edometrico).

Si dispone dei valori, tabellati per i diversi valori della pressione, del coefficiente k . Da questi vengono qui ricavati i valori di C_v . I calcoli sono relativi a valori di pressione $\sigma = 1,6 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Si osserva che i valori di k sono sempre ricavati a partire dai valori di C_v che però, nel caso in esame, non sono né disponibili (tabellati), né ricavabili (non sono allegate le curve cedimento-tempo).

Sondaggi	campione	k (cm/s)	E (kg/cm^2)	m_v (cm^2/kg)	C_v (cm^2/s)	S (%)	L (%)	A (%)
S1	C1	$3,19 \times 10^{-5}$	31,27	0,032	0,997	28	35	37
S2	C1	$1,34 \times 10^{-5}$	29,86	0,0335	0,4	21	28	51
S1	C2	$2,99 \times 10^{-5}$	31,2	0,0321	0,931	16	23	61
S2	C2	$1,80 \times 10^{-6}$	39	0,0256	$7,031 \times 10^{-4}$	17	33	50

Dalla tabella appare una sostanziale differenza tra il campione S2-C2 ed i tre rimanenti. Ciò è giustificato dal fatto che questo è l'unico campione di argilla in sito, mentre i rimanenti sono stati prelevati dal riporto (rilevato stradale).

Il valore di C_v relativo ad S2-C2 è l'unico in linea con quelli attesi per terreni aventi la composizione granulometrica dei materiali esaminati. E' peraltro sintomatico rilevare che il

campione S1-C2 è quello, tra i quattro, che ha la maggiore componente argillosa ($A=61\%$) e che pertanto avrebbe dovuto fornire il più basso valore di C_v .

A conferire elevati valori di C_v ai primi tre campioni è l'elevata permeabilità ($1,34-3,19 \times 10^{-5}$ cm/s), da ricondurre ai caratteri strutturali del materiale, quali ad esempio fessurazione elevata dovuta alle operazioni di rimaneggiamento del terreno (scavo, stoccaggio, stesa, compattamento).



Pasquale Lopresto
Dott. Geol. Pasquale Lopresto

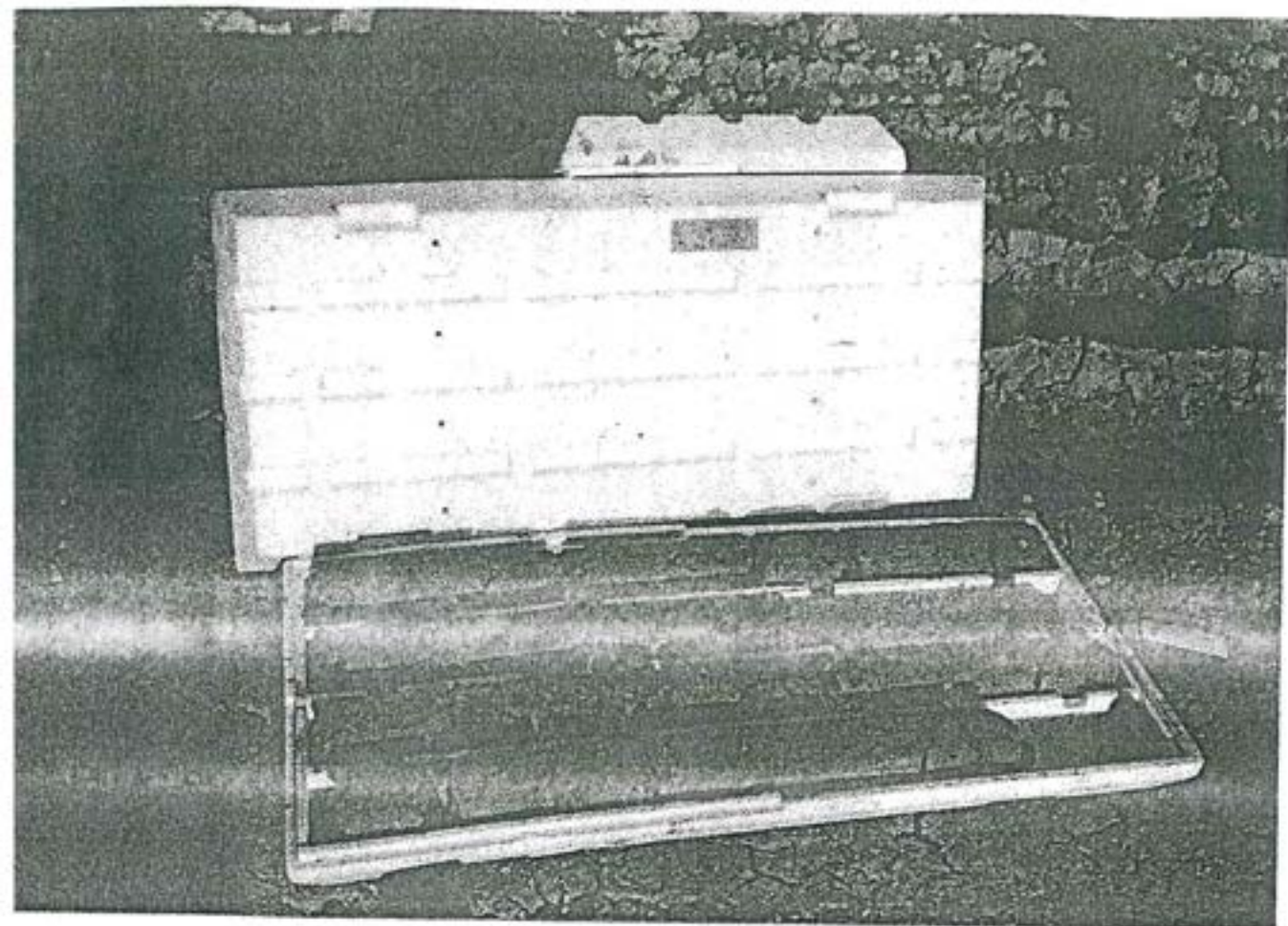
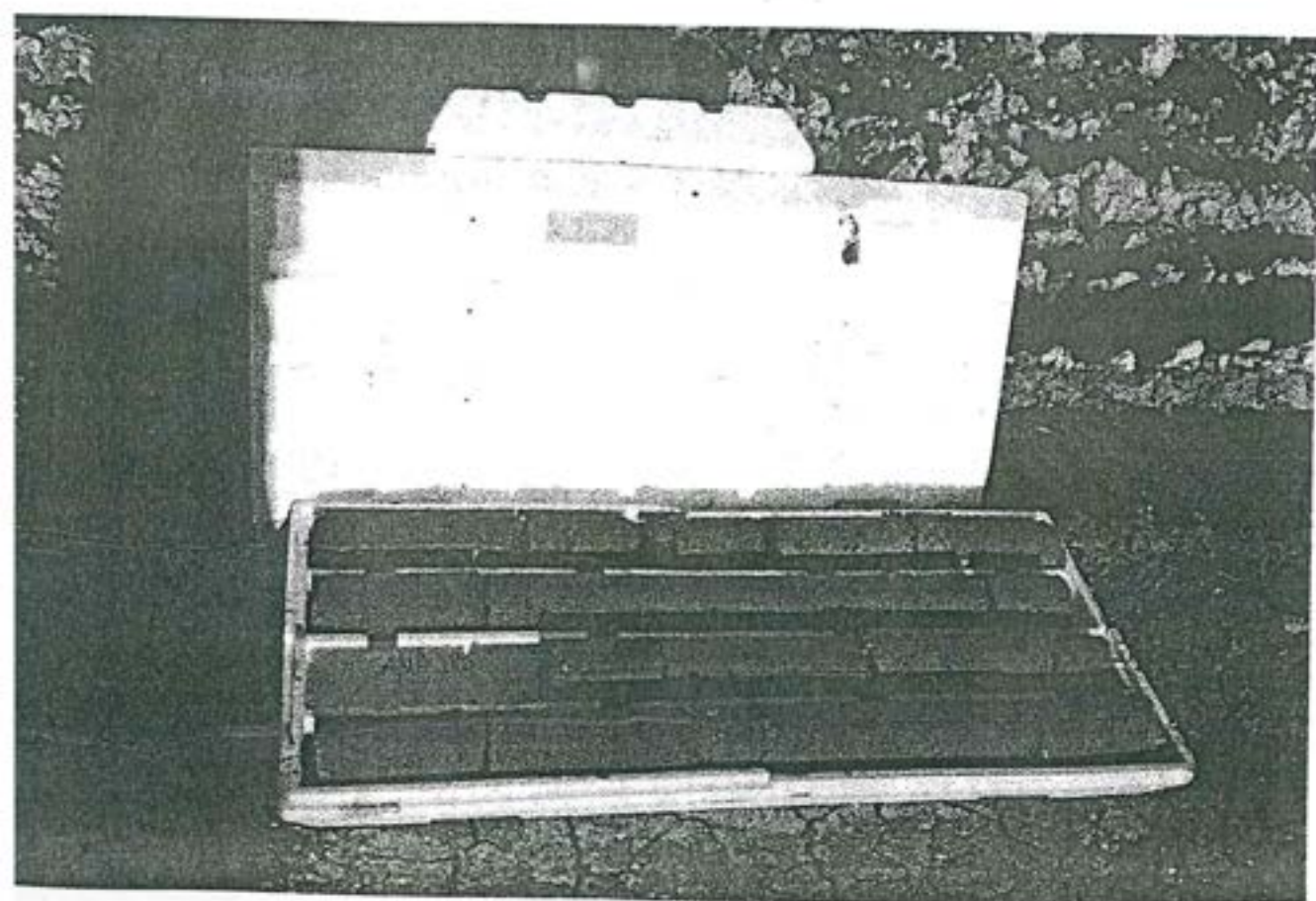


Foto 1) Cassetta 1 del sondaggio 1: da 0 a -5 metri
Direzione del Genio Militare per la Marina - Taranto
 Nuova Base Navale - Mar Grande di Taranto - Rilevato stradale

Foto 2) Cassetta 2 del sondaggio 1: da -5 a -10 metri



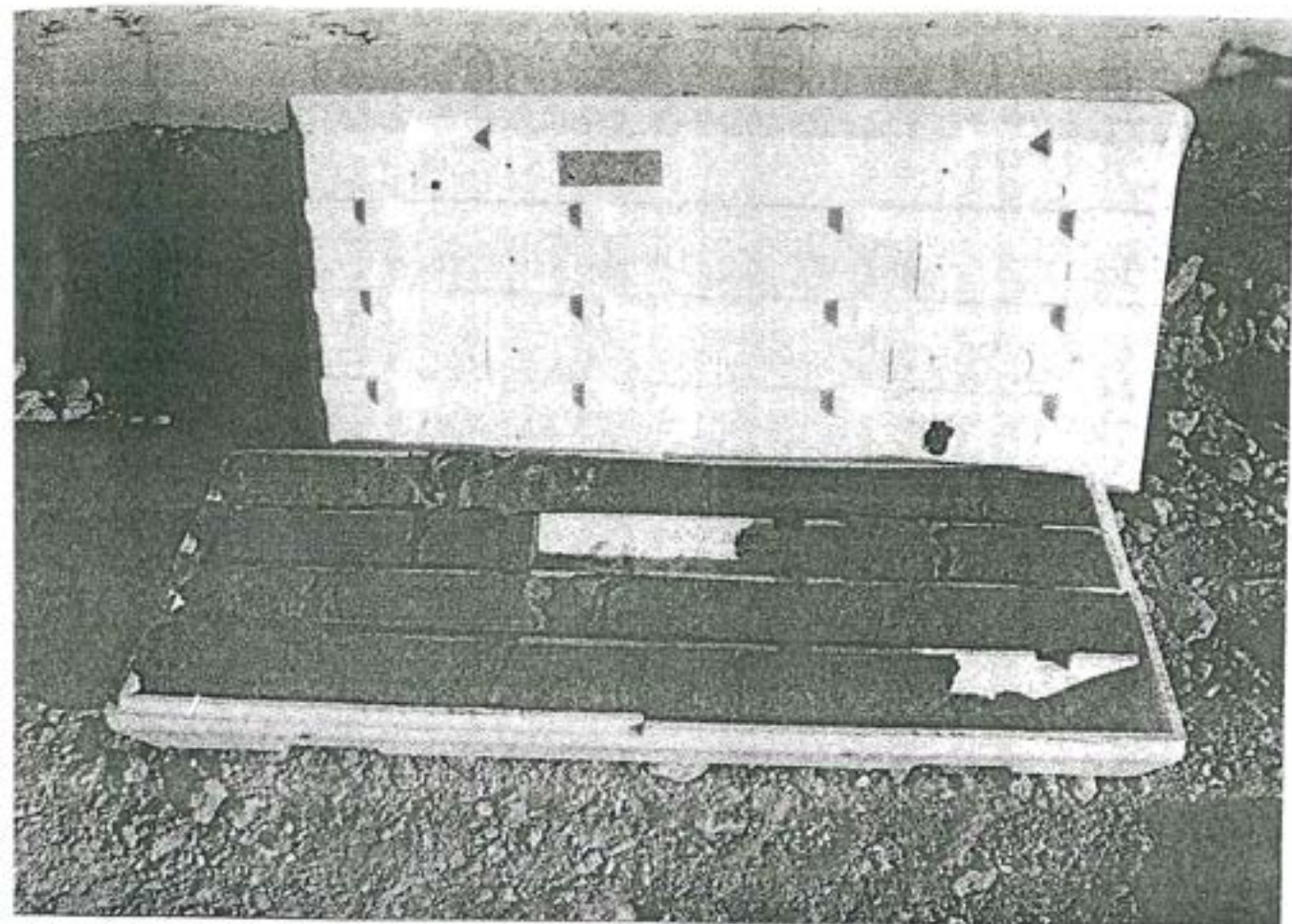


Foto 3) Cassetta 1 del sondaggio 2: da 0 a -5 metri
Direzione del Genio Militare per la Marina - Taranto
 Nuova Base Navale - Mar Grande di Taranto - Rilevato stradale

Foto 4) Cassetta 2 del sondaggio 2: da -5 a -10 metri

