

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

### U.O. INFRASTRUTTURE SUD

### PROGETTO DEFINITIVO

## RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI – FIUMEFREDDO

### Lotto 1: Fiumefreddo (i) – Taormina (i) / Letojanni

### GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

SCALA:

-
---

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

RS2S    01    D    78    RH    OC0005    001    C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Ottobre 2017	F.Iaconis	Ottobre 2017	P. Carlesimo	Ottobre 2017
B	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Dic 2017	F.Iaconis	Dic 2017	P. Carlesimo	Dic 2017
C	Recepimento prescrizioni CSLLPP	F.Iaconis <i>[Signature]</i>	Giu 2018	A. Pagano <i>[Signature]</i>	Giu 2018	P. Carlesimo <i>[Signature]</i>	Giu 2018

**ITALFERR**  
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE  
Prodotto e distribuito  
Dott. Ing. **Stano IJERTI**  
Ordine Ingegneri di Napoli  
N° 10876

RS2S01D78RHOC0005001C

n. Elab.:343

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	2 di 109

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	6
3	GEOLOGIA .....	6
4	INDAGINI DISPONIBILI.....	8
4.1	DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE.....	10
5	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
5.1.1	DEPOSITI INCOERENTI.....	12
5.1.2	DEPOSITI COESIVI.....	15
5.1.3	DEPOSITI LAPIDEI.....	16
6	ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI.....	20
6.1	CARATTERISTICHE DELLA FALDA .....	20
6.2	UNITÀ BB – DEPOSITI ALLUVIONALI .....	22
6.2.1	PROVE IN SITO.....	22
6.2.2	PROVE DI LABORATORIO .....	25
6.2.3	PARAMETRI CARATTERISTICI .....	26
6.3	SCORIE LAVICHE – SL .....	27
6.3.1	PROVE IN SITO.....	27
6.3.2	PROVE DI LABORATORIO .....	30
6.3.3	PARAMETRI CARATTERISTICI.....	31
6.4	UNITÀ UTF E UPP – BASALTI .....	32
6.4.1	PROVE IN SITO.....	32
6.4.2	PROVE DI LABORATORIO .....	33
6.4.3	RILIEVI GEOMECCANICI.....	34

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	3 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

6.4.4	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO SECONDO HOEK e BROWN .....	38
6.4.5	PARAMETRI CARATTERISTICI .....	42
6.5	UNITÀ FAG – ARGILLE.....	42
6.5.1	PROVE IN SITO.....	43
6.5.2	PROVE DI LABORATORIO .....	46
6.5.3	PARAMETRI CARATTERISTICI .....	46
7	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO .....	48
7.1	STRATIGRAFIA DEI TERRENI .....	48
8	CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	50
8.1	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	50
8.2	SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE .....	54
9	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA .....	60
9.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	60
9.2	FONDAZIONE PROFONDE.....	64
9.2.1	CRITERI DI VERIFICA ALLO SLU .....	65
9.2.2	METODOLOGIE DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE .....	66
9.2.3	GRUPPO DI PALI.....	73
9.2.4	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	75
9.3	OPERE DI SOSTEGNO.....	79
9.3.1	APPROCCI DI NORMATIVA .....	79
9.3.2	DIMENSIONAMENTO DEI MURI.....	81
9.3.3	DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE.....	89
9.4	OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO .....	95
9.4.1	TRINCEE .....	98
	APPENDICE A: PROFILO SONDAGGI ESEGUITI.....	108



PROGETTO DEFINITIVO  
U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	4 di 109

APPENDICE B: PROFILO GEOTECNICO ..... 109

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  U.O.INFRASTRUTTURE SUD  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  5 di 109</p>

## 1 PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto 1 della Linea Ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta Fiumefreddo-Giampilieri, avente uno sviluppo complessivo di circa 42 km.

Tale caratterizzazione è relativa al tratto all'aperto compreso tra le progressive km 0+000 e km 3+025, compiuta utilizzando i risultati della campagna di indagini eseguita lungo l'intero tratto, sulla base:

- di un'elaborazione ed interpretazione dei risultati di indagini in sito e laboratorio ad oggi disponibili;
- degli studi di carattere geologico ed idrogeologico disponibili.

In particolare nella presente relazione sono affrontati i seguenti aspetti:

- breve inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico;
- descrizione delle indagini geotecniche eseguite in sito ed in laboratorio;
- rilievo del livello della falda idrica;
- descrizione dei criteri in base ai quali sono stati interpretati i risultati delle indagini geotecniche effettuate;
- interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche e definizione dei parametri geotecnici, in termini di proprietà fisiche e meccaniche (resistenza al taglio e deformabilità), per le unità geotecniche individuate;
- risposta sismica e verifica a liquefazione.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  6 di 109</p>

## 2 NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 44G - Istruzione tecnica per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/08 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie.
- D.M. 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A.
- Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - Giugno 1977.
- Relazione tra angolo di attrito  $\phi'$  delle sabbie e valori di  $N_{spt}$  tenendo conto dell'influenza del peso del terreno sovrastante  $\sigma'_{vo}$  (De Mello, 1971).
- Relazione tra  $N_{spt}$  e densità relativa  $D_r$  delle sabbie (Gibbs e Holtz, 1957).
- Campagna di indagini geotecniche - Sondaggi geognostici – Geomerid (2003-2005 e 2013-2014), Imprefond 2006, Sidercem (2005), Vincenzetto (2016-2017).
- Z.T. Bieniawski - The geomechanics classification in rock engineering applications” - Pro. 4th Int. Congr. Rock Mech. - Montreux (1979).

## 3 GEOLOGIA

Il tratto in esame si colloca nella porzione meridionale dell'intero tracciato, a quote comprese tra i 58 ed i 79 m circa s.l.m.

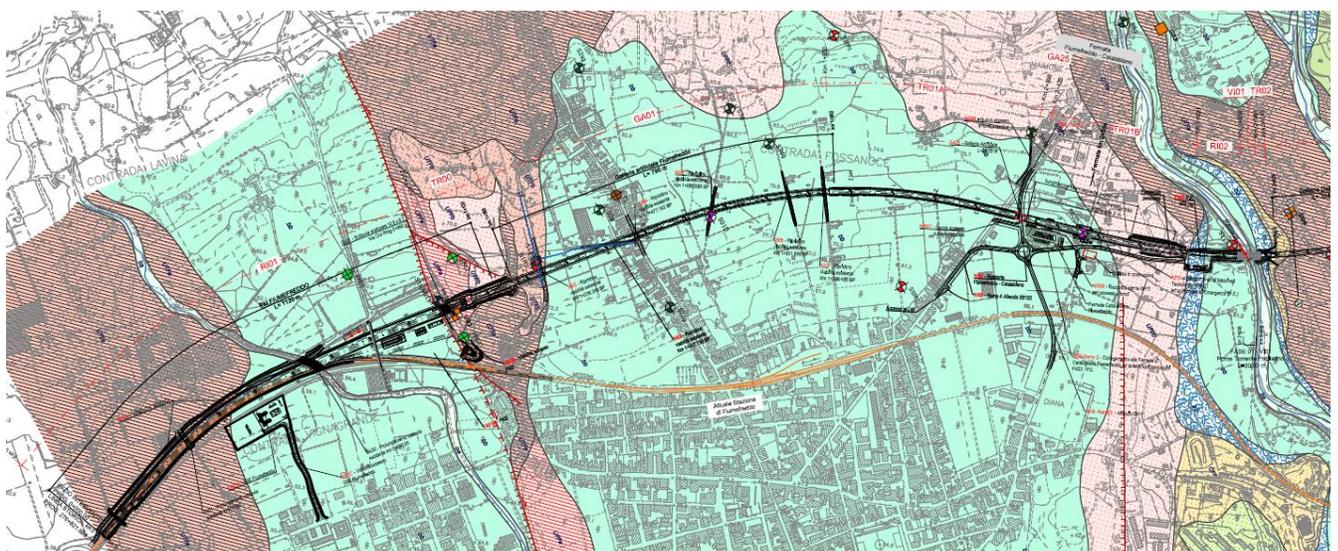
In questo tratto si attraversano, per buona parte del suo sviluppo, i termini litologici dei depositi alluvionali recenti (**b<sub>b</sub>**); questi terreni presentano spessori mediamente variabili tra 1,90 e 5,00 m e risultano ricoperti, in parte, da riporti antropici e depositi eluvio-colluviali (**b<sub>2</sub>**) di esiguo spessore.

Il substrato geologico dell'area è costituito, nella quasi totalità, dai depositi vulcanici del Monte Etna di età Pleistocene superiore-Olocene, messi in posto durante l'attività del Vulcano Ellittico e del Vulcano Mongibello (Branca et al. 2009; Catalano et al. 2009; Monaco et al. 2010).

Il tracciato intercetta inizialmente le lave della Formazione Torre del Filosofo (**UTF**) e, quindi, le rocce vulcaniche ed i depositi piroclastici della Formazione di Piano Provenzana (**UPP**). I suddetti litotipi presentano uno spessore di circa 70 metri e poggiano, in discordanza stratigrafica, sui terreni pelitici della Formazione delle argille grigio-azzurre (**FAG**) di età Pleistocene inferiore - Pleistocene medio.

Dal punto di vista geomorfologico, il tratto indagato risulta privo di elementi di particolare criticità per le opere in progetto, a meno dell'attraversamento del Vallone Fogliarino all'altezza del km 2+960 in quanto qui riaffiora la falda sostenuta dallo strato di argille, e passa il viadotto in progetto.

Sotto il profilo idrogeologico, invece, si sottolinea la presenza di un'estesa ed importante falda freatica contenuta all'interno dei terreni prettamente vulcanici della Formazione di Piano Provenzana (**UPP**). Tale falda risulta sostenuta da termini argilloso-marnosi della Formazione delle argille grigio-azzurre (**FAG**) e presenta una superficie piezometrica posta tra i 25,6 ed i 42,8 m s.l.m, decine di metri al di sotto della quota del tratto in esame. In corrispondenza del Vallone Fogliarino, si evidenzia la presenza di una falda con livello piezometrico a 58.22 m s.l.m, alimentata dal Torrente Fogliarino e sostenuta dai terreni argilloso-marnosi delle FAG.



**Figura 1-** Carta Geologica dal km 0+000 al km 3+025

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  8 di 109</p>

#### 4 INDAGINI DISPONIBILI

La caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area d'interesse è svolta sulla base di diverse campagne di indagine. La posizione dei sondaggi lungo la tratta è mostrata in Figura 2.

Per tutte le campagne i sondaggi meccanici sono stati eseguiti a carotaggio continuo a rotazione, durante la fase di sondaggio sono stati prelevati campioni "indisturbati", "semi disturbati" e "rimaneggiati". Tali operazioni sono state realizzate successivamente alle perforazioni, procedendo a prelievi di porzioni di carote di dimensioni variabili tra i 10-50 cm cadauna. Le carote estratte nel corso della perforazione a carotaggio continuo sono state riposte in apposite cassette catalogatrici, munite di coperchio e scomparti divisori, sulle quali sono stati riportati: la denominazione del sondaggio, il numero della cassetta e le quote progressive di prelievo delle carote.

Nel corso delle perforazioni si è provveduto all'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche, discontinue, del tipo SPT (Standard Penetration Test). Per le prove è stata utilizzata un'attrezzatura standard con massa battente del tipo "Pilcon" da 63.5 Kg a sganciamento automatico, con altezza di caduta costante di 76 cm. E' stata adoperata una batteria di aste con Ø 76 mm ed un campionatore standard a parete grossa tipo RAYMOND [ISSMFE 1998] con diametro esterno 51 mm, diametro interno 35 mm e angolo di scarpa di 60° dotato di valvola a sfera e aperture di scarico a sfiato.

Per conoscere le caratteristiche di permeabilità di alcuni tratti di terreno attraversati nel corso delle perforazioni sono state eseguite delle prove di permeabilità in foro: Lugeon e LeFranc a carico costante o variabile. Per rilevare la distribuzione dei valori della pressione neutra nel sottosuolo, in alcuni fori di sondaggio, sono stati installati dei piezometri di tipo idraulico. Attraverso di essi è stato possibile controllare nel tempo le variazioni del livello della falda.

Infine sono state eseguite prove pressiometriche con pressiometro Menard al fine di determinare le caratteristiche di rigidità dei terreni.

Le diverse campagne di indagine ed i relativi sondaggi eseguiti per la tratta da 0+00km a 3+025km sono riportate di seguito.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	9 di 109

- Geomerid 2003-2005 e 2013-2014:

Sondaggio	quota testa (mslm)	Lunghezza (L) del sondaggio (m)
S1fPz (2013-2014)	77	60
S5fPz (2013-2014)	67,1	40
S2 (2005)	77,9	70
S2d (2005)	70	60
S3 (2005)	93,7	60
S3d (2005)	84	50
T1 (2003)	78,6	25

- Sidercem 2005:

Sondaggio	quota testa (mslm)	L sondaggio (m)
FF01 (2005)	59,3	20
FF02 (2005)	65,5	30

- Vincenzetto 2016-2017

Sondaggio	quota testa (mslm)	L sondaggio (m)
S01D (2016-2017)	80,1	30
S02D (2016-2017)	71,3	29
S03D (2016-2017)	84,7	33

- Imprefond 2006:

Sondaggio	quota testa (mslm)	L sondaggio (m)
S01i(2006)	54,3	60

Il sondaggi S30D ed S2v non ricadono nelle progressive in esame ma ricadono comunque nell'unità delle argille, pertanto è stato utilizzato per caratterizzare tale unità.

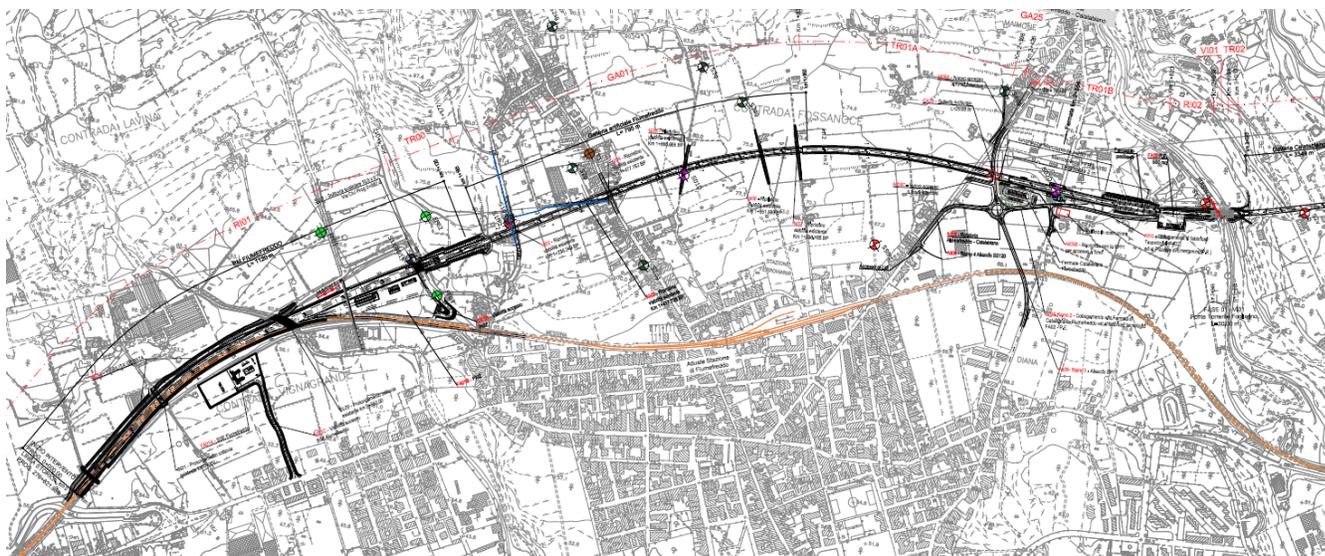


Figura 2 - Ubicazione dei sondaggi geognostici in pianta

Nel profilo delle indagini, allegate in Appendice, si riportano le stratigrafie riscontrate nei vari sondaggi adottati nella presente caratterizzazione geotecnica.

#### 4.1 DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE

Dall'insieme dei dati forniti dalle indagini e sulla base del profilo geologico, sono state individuate 6 unità litologiche. Il sottosuolo dunque risulta costituito da:

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	11 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

Litotipo	Descrizione	Profondità di rinvenimento dalla testa del sondaggio (min/max) in metri	Spessore dell'unità (min/max)	Tratti di interesse	ID carotaggi in cui l'unità è stata rinvenuta
Terreno antropico	Terreno agrario	0	1(FF02)/2(FF01)	-	FF01
Unità bb – Depositi alluvionali recenti	Sabbie limose o Limo sabbiose e/o Ghiaie eterogeneiche in matrice sabbiosa, di colore bruno scuro passante a rossiccio. A tratti presenza di blocchi lavici da centim. a decim.	0/2(FF01)	1(FF01)/10.40(S01D)	Intera tratta tranne da 0.950 a 1+000 km e da 1+150 a 1+250 km	FF01, FF02,S2g,T1, S2dg,S01D,S3g, S3dg, S5fPz,S02D,S1v
UTF e UPP- Depositi lapidei compatti	Basalto da compatto a fratturato, a struttura da compatta a vacuolare, di colore da grigio a grigio scuro.	2.6(S3g)/62(S2g)	0.5(S01i)/13.5(S2dg)	Intera tratta tranne da 2+900 a 3+050 km	FF01,FF02,S1fPz, S2g,T1, S2dg,S1D,S3g, S3dg, S5fPz,S02D
UTF e UPP- Depositi lapidei scoriacei	Scorie laviche costituite da breccie vulcaniche, da centimetriche a decimetriche, in matrice sabbiosa medio-grossolana, di colore da grigio a rossastro.	0.7(S1v)/67.5(S2g)	0.6(S3dg)/17.3(S01i)	Intera tratta tranne da 0.750 a 0.850 km	S01i,FF02,S1fPz, S2g,T1, S2dg,S01D,S3g, S3dg,S5fPz,S02D,S1v
FAG- Argille	Argilla da limosa a debolmente limosa e sabbiosa di colore grigio e/o Argille grigio azzurre.	9.6(S1v)/47(S01i)	13(S01i)/20.4(S1v)	da 0.950 a 2+950 km	S01i,S1v,S03D, S2v

**Tabella 1 - Organizzazione dei terreni**

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  12 di 109</p>

## 5 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

### 5.1.1 DEPOSITI INCOERENTI

Per i depositi prevalentemente incoerenti, i parametri geotecnici di resistenza al taglio e di deformabilità possono essere stimati sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Sono stati considerati i valori minimi di densità relativa ottenuti dalle varie correlazioni che di seguito vengono espone.

#### 5.1.1.1 PROVE SPT:

I parametri geotecnici sono stati ricavati sulla base di correlazioni empiriche che legano gli stessi al numero di colpi  $N_{SPT}$  ( $N_2+N_3$ ), in particolare per i parametri di **resistenza** sono state utilizzate le seguenti relazioni:

- **De Mello :**

$$\varphi = 19 - 0.38\sigma + 8.37 \log N_{SPT}$$

dove  $\sigma'$  è la pressione efficace in  $\text{kg/cm}^2$  e  $N_{spt}$  il numero di colpi medio misurato.

La relazione è valida per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.). E' da considerarsi inattendibile però per valori di  $\phi'$  superiori a  $38^\circ$ .

- **Meyerof :**

$$\varphi = 23.7 + 0.57N_{SPT} - 0.006N_{SPT}^2 \text{ (limo}>5\%)$$

$$\varphi = 29.4 + 0.46N_{SPT} - 0.004N_{SPT}^2 \text{ (limo}<5\%)$$

La relazione è valida per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità inferiori a circa a 3m per terreni sopra falda e inferiori a circa 5m per terreni in falda.

- **Sowers :**

$$\varphi = 0.28N_{SPT} + 28$$

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C	FOGLIO 13 di 109

La relazione è valida per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità inferiori a circa a 4m per terreni sopra falda e inferiori a circa 7m per terreni in falda.

- **Road Bridge Specification :**

$$\varphi = \sqrt{15N_{SPT} + 15}$$

La relazione è valida per le sabbie fini o limose e trova le sue condizioni di applicabilità per profondità di prova inferiori a 8-10m per terreni sopra falda e inferiori a 15m per terreni falda.

- **Japanese National Railway :**

$$\varphi = 0.3N_{SPT} + 27$$

Il metodo è valido per sabbie medie - grosse fino a sabbie ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità superiori a 8 - 10 m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda.

- **Owasaki e Iwasaki** – valido per sabbie medie grosse fino a ghiaiose:

$$\varphi = \sqrt{20N_{SPT} + 15}$$

Il metodo è valido per sabbie medie - grosse fino a sabbie ghiaiose e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità superiori a 8 - 10 m nel caso di terreni sopra falda e di 15 m per terreni immersi in falda.

Mentre per i parametri di **deformabilità**:

- **Schmertmann** - valido per sabbie in genere:

$$E(kg/cm^2) = 2B N_{SPT}$$

Dove B è una costante variabile in funzione della litologia. Per sabbie fini si è utilizzato il valore B=4 e per sabbie grossolane si è utilizzato il valore B=10.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	14 di 109

B	Litologia
4	sabbia fine
6	sabbia media
10	sabbia grossolana

- **Webb** – valido per sabbie con fine plastico:

$$1) \rightarrow E(\text{kg/cm}^2) = 3.22N_{spt} + 16 \rightarrow \text{sabbia\_con\_fine\_plastico}$$

$$2) \rightarrow E(\text{kg/cm}^2) = 4.87N_{spt} + 73 \rightarrow \text{sabbia\_satura}$$

Il metodo è valido per sabbia sotto falda (rel.1) o sabbia con fine plastico (rel.2). La relazione non considera l'influenza della pressione efficace. Nel seguito si adotta la relazione 2.

- **Apollonia** :

$$E \left( \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 7.71N_{SPT} + 191$$

Il metodo è valido per le sabbia+ghiaia. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace.

- **Terzaghi** – valido per ghiaia + sabbia:

$$E (\text{MPa}) = 7\sqrt{N_{SPT}}$$

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

$N_{spt}$  è il numero di colpi medio nello strato mentre  $B$  è una costante pari a 7 Mpa. La relazione va considerata inattendibile per  $N_{spt}$  molto bassi o molto alti. Nel primo caso  $E$  risulta eccessivamente elevato, nel secondo caso eccessivamente basso.

- **Jamiolkowski (1988):**

La relazione stima il modulo di Young secante  $E'_{25}$  corrispondente ad un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25%:

$$E'_{25} (\text{kg/cm}^2) = (10.5 - 3.5Dr)N_{spt}$$

 <b>ITOLFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

Si considera la densità relativa dell'unità in esame  $D_r=55\%$ .

- **Denver :**

$$E(kg/cm^2) = S1N_{spt} + S2$$

La relazione non considera l'influenza della pressione efficace. I parametri S1 ed S2 sono determinati in funzione della granulometria dalla tabella che segue:

n. curva	S1 (Kg/cmq)	S2 (Kg/cmq)	Note
1	7.56	187.5	Sabbia e ghiaia (1)
2	10.43	367.9	Sabbia (2)
3	5.17	74.6	
4	4.78	71.7	Sabbia satura (4)
5	3.16	15.8	Sabbia argillosa (5)

### 5.1.2 DEPOSITI COESIVI

I parametri geotecnici sono stati ricavati sulla base di correlazioni empiriche che legano gli stessi al numero di colpi  $N_{SPT}$  ( $N_2+N_3$ ), in particolare per i parametri di **resistenza** sono state utilizzate le seguenti relazioni:

- **Shioi-Fukui** – per ricavare il valore della resistenza non drenata, valido per argille a media-alta plasticità:

$$c_u(kPa) = 5 \cdot N_{SPT}$$

- **Terzaghi e Peck** – valido per argille a media plasticità

$$c_u(kPa) = 6.7 \cdot N_{SPT}$$

- **DM-7** – valido per argille in genere. Per argille ad alta plasticità la relazione è:

$$c_u(kPa) = 12.5 \cdot N_{SPT}$$

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

- **Sanglerat** - valido per argille a media plasticità

$$c_u (kPa) = 12.5 \cdot N_{SPT}$$

### 5.1.3 DEPOSITI LAPIDEI

Per i depositi lapidei la caratterizzazione geotecnica è stata eseguita in base ai risultati delle prove di laboratorio sui campioni di roccia prelevati.

#### 5.1.3.1 Caratteristiche di resistenza e deformabilità

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dei depositi lapidei ci si è basati sui risultati delle prove di laboratorio che sono essenzialmente consistite in: prove di compressione uniassiale e prove di compressione di tipo Point Load.

Con tali prove si sono ricavate le caratteristiche di resistenza a compressione  $\sigma_c$  e di deformabilità E50.

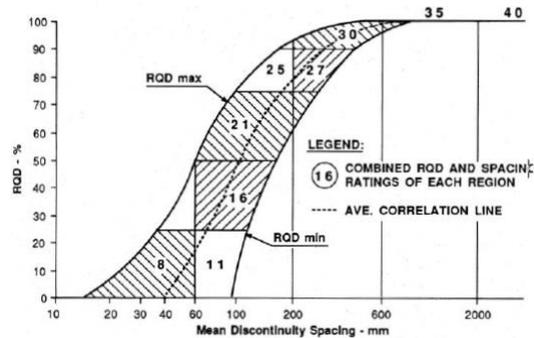
#### 5.1.3.2 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Per prima cosa è necessario definire l'indice **RQD** -*Rock quality designation*- (ISRM 1978) che è un indice di qualità dell'ammasso roccioso ed è definito come il rapporto tra la somma della lunghezza di tutte le carote intatte di lunghezza maggiore o uguale a 0.1m in un sondaggio e la lunghezza totale del sondaggio.

Qualità	RQD [%]
ottima	90÷100
buona	75÷90
discreta	50÷75
scadente	25÷50
molto scadente	0÷25

**Figura 3** - Qualità della roccia in funzione dell'indice RQD (ISRM, 1978)

In funzione dell'RQD mediante l'abaco proposto da Beinwiaski nel 1989 è possibile risalire alla spaziatura delle discontinuità:



**Figura 4** - Correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità

**RMR -Rock Mass Rating-** introdotto nel 1976 da Beiniaswki allo scopo di valutare le condizioni di stabilità nello scavo di gallerie ed il tipo di rivestimento di prima fase da adottare. Successivamente modificato nel 1989. Costituito da 5 indici parziali più un sesto termine relativo all'orientazione più o meno favorevole alla stabilità, delle discontinuità principali rispetto alla direzione di avanzamento della galleria.

$$RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + (R6)$$

GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
RS2S 01 D 78 RH OC 000 5001 C 18 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I – Very good rock RMR: 81-100	Full face, 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II – Good rock RMR: 61-80	Full face, 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh	50 mm in crown where required	None
III – Fair rock RMR: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5-2 m in crown and walls with wire mesh in crown	50-100 mm in crown and 30 mm in sides	None
IV – Poor rock RMR: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh	100-150 mm in crown and 100 mm in sides	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required
V – Very poor rock RMR: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close in- vert

Figura 5 - Qualità della roccia in funzione dell'indice RMR

<b>Resistenza della roccia intatta Rc (MPa)</b>	1,5	5,25	25,50	50,100	100,200
R1=G1	1	2	4	7	12
<b>RQD</b>	<25%	25%,50%	50%,75%	75%,90%	90%,100%
R2=G2	3	8	13	17	20
<b>Spaziatura, d (m)</b>	<0.06	0.06,0.2	0.2,0.6	0.6,2	>2
R3=G3	5	8	10	15	20
<b>Condizioni discontinuità (R4=30/25G4)</b>					
persistenza (m)	<1	1,3	3,10	10,20	>20
V1	6	4	2	1	0
apertura (mm)	chiusa	<0.1	0.1,1	1,5	>5
V2	6	5	4	1	0
<b>RUGOSITA'</b>	Molto Rugosa	Rugosa	Leggermente rugosa	Liscia	Levigata
V3	6	5	3	1	0

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	19 di 109

Riempimento	assente	compatto <5mm	compatto >5mm	soffice <5mm	soffice >5mm
V4	6	4	2	2	0
alterazione	Non alterate	Leggermente alterate	Mediamente alterate	Molto alterate	Decomposte
V5	6	5	3	1	0
Condizione di falda	asciutta	umida	bagnata	deboli venute	forti venute
R5 (G5=cost=15)	15	10	7	4	0
applicazione (R6)	molto favorevole	favorevole	mediocre	sfavorevole	molto sfavorevole
gallerie	0	-2	-5	-10	-12
fondazioni	0	-2	-7	-15	-25

**Tabella 2** – Parametri e corrispettivi valori da attribuire per la determinazione dell'RMR (Bieniawski, 1975)

**GSI** –*Geological Strength Index*- indice di descrizione della qualità dell'ammasso, deriva dall' RMR, nella sua versione del 1989 dal quale però viene esclusa l'influenza dell'orientazione delle discontinuità rispetto all'opera, alle condizioni idrauliche viene dato un valore costante e pari a 10 ed l'indice relativo alla condizione delle discontinuità viene scalato di 25/30 perché la tabella di R4 è stata pensata per l'RMR ed assume un valore massimo di 30 mentre per il GSI il valore massimo è 25.

$$GSI = R1 + R2 + R3 + R4 \frac{25}{30} + 10$$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  20 di 109</p>

## 6 ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

I dati ricavati dalle diverse campagne di indagine sono stati elaborati e confrontati al fine di caratterizzare le unità geotecniche presenti nell'area in esame. I risultati di queste analisi, svolte per ogni singola unità, sono presentati nei paragrafi che seguono. Dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio sono stati ricavati i parametri caratteristici fisici, di resistenza e di rigidità dei vari depositi. Poiché per ogni deposito si è ottenuta una forte dispersione di dati, i valori dei parametri caratteristici sono stati determinati considerando un indice di dispersione statistico rispetto al valor medio (deviazione standard) e ponendosi sul limite inferiore di tale intervallo in un'ottica cautelativa.

### 6.1 CARATTERISTICHE DELLA FALDA

Nella zona di Fiumefreddo, la ricostruzione della superficie piezometrica ha evidenziato la presenza di un'importante falda idrica sotterranea, posta nei litotipi vulcanici del Monte Etna e sostenuta dai termini prevalentemente pelitici del substrato. La falda mostra un carattere chiaramente freatico e un deflusso idrico mediamente orientato in direzione del litorale ionico. Nei settori di intervento, la falda è posta a quote variabili tra i 26,3 ed i 58,2 m circa s.l.m. ed è caratterizzata da un gradiente piezometrico estremamente basso nei settori più orientali. Il deflusso segue solo in parte l'andamento morfologico superficiale dell'area e mostra, in generale, due assi di drenaggio a direzione E-W e WNW-ESE, corrispondenti rispettivamente alla Faglia di Fiumefreddo ed ai settori centrali della piana alluvionale.

Dal monitoraggio piezometrico si è osservato che la falda si trova in corrispondenza dei depositi litoidi basaltici, compatti e scoriacei, ad una quota assoluta variabile:

Sondaggio	Campagna indagini	Livello piezometrico massimo		Livello piezometrico minimo	
		Quota falda (m s.l.m.)	Data lettura (mese/anno)	Quota falda (m s.l.m.)	Data lettura (mese/anno)
FF02	2005 (Sidercem)	-	-	assente	(03/2007)
S1fPz	2013-2014 (Geomerid)	26.27	(12/2013)	assente	(12/2013)
S1i(NG1)	2006 (Imprefond)	27.83	(11/2007)	15.60	(02/2007)
S1v	2013-2014 (Geomerid)	58.22	(03/2014)	57.45	(03/2014)
S2dg	2005 (Geomerid)	33.50	(11/2007)	29.90	(11/2006)
S2g	2005 (Geomerid)	35.50	(11/2007)	31.58	(11/2006)
S3dg	2005 (Geomerid)	40.57	(11/2007)	38.58	(02/2007)
S3g	2005 (Geomerid)	42.85	(11/2007)	37.90	(03/2014)
S5fPz	2013-2014 (Geomerid)	29.35	(01/2014)	assente	(12/2013)
S01D	2016-2017 (Vincenzetto)	-	-	assente	(02/2017)
S02D	2016-2017 (Vincenzetto)	-	-	assente	(12/2016)

**Tabella 3-** Misure di profondità della falda sui sondaggi attrezzati con piezometri

La ricostruzione della falda può essere eseguita utilizzando il livello piezometrico massimo registrato durante le differenti campagne di monitoraggio, al fine di considerare la condizione idrogeologica più cautelativa per le opere in questione. Si intende evidenziare che il livello piezometrico massimo della falda è sempre al di sotto del livello minimo di scavo della galleria artificiale mentre riaffiora in corrispondenza del viadotto, in quanto come manifesta il sondaggio S1v a tale progressiva si incontra lo strato di argille a profondità basse, strato che per le sue caratteristiche sostiene la falda.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  22 di 109</p>

## 6.2 UNITÀ BB – DEPOSITI ALLUVIONALI

Come anticipato nei capitoli precedenti, tale substrato si presenta come strati di sabbie limose o limo sabbiose e ghiaie eterogenee in matrice sabbiosa, di colore bruno scuro passante a rossiccio, talvolta con presenza di blocchi lavici da centimetrici a decimetrici.

I sondaggi in cui l'unità è stata rinvenuta sono FF01, FF02, S2g, T1, S2dg, S01D, S3g, S3dg, S5fPz, S02D, S1v.

L'unità si presenta con spessori mediamente variabili tra 1,90 e 5,00 m, ma raggiunge il massimo spessore in corrispondenza del torrente Minissale, raggiungendo la profondità di 10.00 m nel sondaggio S01D e S1v.

Visto l'ampio spettro granulometrico riscontrato nelle prove di laboratorio, Capitolo 6.2.2, il deposito è stato suddiviso in due unità geotecniche diverse: unità sabbio limosa e limo sabbiosa a comportamento drenato (LS) ed unità ghiaio sabbiosa a comportamento drenato (GS).

### 6.2.1 PROVE IN SITO



PROGETTO DEFINITIVO  
 U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
 RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
 Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	23 di 109

PROVE SPT Unità LS - deposito limo sabbioso e sabbioso limoso						$\phi$ (°)				E(kPa)		
Sondaggio	quota (mslm)	prof.Iniz.(m)	NSPT=N2+N3	addensamento	Tipologia	<i>De Mello</i>	<i>Meyerof</i>	<i>RBS</i>	<i>Sowers</i>	<i>Webb</i>	<i>Schmert.</i>	<i>Denver</i>
FF02	60,55	5	20	moderato	limo sabbioso	30	33	32	34	8040	16000	7900
S01D	78,61	1,5	11	moderato	Sabbie limose	28	29	28	31	5142	8800	5056
S01D	75,61	4,5	25	moderato	Sabbie limose debolmente ghiaiose	31	34	34	35	9650	20000	9480
S02D	66,80	4,5	R	molto adden.	Limo sabbioso deb.argilloso	x	x	x	x	x	x	x
S02D	69,80	1,5	4	sciolto- poco add.	Limo argilloso deb. Sabbioso	24	26	23	29	2888	3200	2844

**Tabella 4** - Unità LS - sabbie limose e limi sabbiosi - valori tabellati per angolo di attrito e modulo di rigidezza ottenuti mediante correlazioni con Nspt



PROGETTO DEFINITIVO  
 U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
 RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
 Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	24 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

PROVE SPT Unità GS- deposito ghiaioso						$\phi$ (°)					E(kPa)				
Sondaggio	quota (mslsm)	prof.Iniz.(m)	NSPT=N2+N3	stato add.	Tipologia	<i>De Mello</i>	<i>Japanese</i>	<i>RBS</i>	<i>Owasaki</i>	<i>Sowers</i>	<i>Denver (Curva 3)</i>	<i>Appolonia</i>	<i>Jamiolkowski</i>	<i>Terzaghi</i>	<i>Denver (curva 5)</i>
S01D	72,61	7,5	49	addensato	Ghiaia con sabbia e breccie	34	42	42	46	42	32793	56879	40303	49000	17064
S01D	69,61	10,5	70	molto adden.	Ghiaia con sabbia e breccie	35	48	47	52	48	43650	73070	57575	58566	23700
S01D	66,51	13,6	87	molto adden.	Ghiaia con sabbia e breccie	36	53	51	57	52	52439	86177	71558	65292	29072
S02D	63,80	7,5	R	molto adden.	Sabbia con ghiaia	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

**Tabella 5-** Unità GS - ghiaie con sabbia - valori tabellati per angolo di attrito e modulo di rigidità ottenuti mediante correlazioni con N<sub>spt</sub>

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

### 6.2.1.1 PROVE DI PERMEABILITA' LEFRANC A CARICO COSTANTE

PROVE DI PERMEABILITA'				
	tipo di prova	z(m) prova	quota (mslm) prova	k (m/s)
FF02	LE	7,62	57,93	9,77E-06
S1D	LE	12,5	67,61	1,60E-06
S2D	LE	65,3	6,00	2,70E-03

**Tabella 6-** Valori di permeabilità ottenuti mediante prove in sito

### 6.2.2 **PROVE DI LABORATORIO**

Le prove granulometriche eseguite sui campioni estratti sono rappresentative dei due diversi litotipi riscontrati (GS e LS). Dalle prove di taglio diretto compiute su due provini è stato possibile ricavare valori dell'angolo di attrito e della coesione efficace. Il valore del peso per unità di volume è stato determinato su un solo provino (indisturbato).

LABORATORIO															
Sond.	Camp.	quota	Prof.	Granulometria				Limiti di Atterberg			Caratt.fisico-meccaniche				Classific. USCS
				G	S	L	A	LL	LP	IP	w	g	c'	φ	
n	n	mslm	m	%	%	%	%	%	%	%	%	kN/mc	kPa	°	Gruppo/ Sottogruppo
FF02	C1R	61,90	3,50-3,80	4,8	31,1	42	22,1	39,7	33,7	6,1	-	-	0	38,9	ML-OL
S02D	C1I	66,55	4,5-5,00	3	54	40	3	34,7	27,9	6,8	31,2	18,6	0	22	ML-OL
S02D	C1R	65,15	6,00-6,30	42	36	20	2	22,1	18	4,1	-	-	-	-	CL-ML
S1V	C1R	60,03	4,20-4,70	49,06	44,11	6	0,83	ND	NP	NP	-	-	-	-	SM-SP
S1V	C2R	56,23	8,00-8,50	47,94	32,15	16,17	3,74	ND	NP	NP	-	-	-	-	SM

**Tabella 7-** Sintesi delle prove di laboratorio condotte su campioni dell'Unità bb

### 6.2.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Per i depositi alluvionali i parametri ricavati sono:

- LS - Limi sabbiosi e Sabbie limose, comportamento drenato:

- Coesione efficace  $c' = 0$
- Resistenza non drenata  $c_u = 0$
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi \cong 29^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E \cong 5.4 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità  $k \cong 10^{-3} \div 10^{-6} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume - in mancanza di dati si fa riferimento a valori di letteratura:  
 $\gamma_{nat} \cong 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$

- GS - Ghiaia con Sabbia e Sabbia con Ghiaia, comportamento drenato:

- Coesione efficace  $c' = 0$
- Resistenza non drenata  $c_u = 0$
- Angolo di resistenza al taglio  $\varphi \cong 39^\circ$
- Modulo di deformabilità  $E \cong 31.5 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità  $k \cong 10^{-5} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume - in mancanza di dati si fa riferimento a valori di letteratura:  
 $\gamma_{nat} \cong 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  27 di 109</p>

### **6.3 SCORIE LAVICHE – SL**

Le scorie laviche sono costituite da breccie vulcaniche, da centimetriche a decimetriche, in matrice sabbiosa medio-grossolana, di colore da grigio a rossastro.

I sondaggi in cui l'unità è stata rinvenuta sono S01i, FF02, S1fPz, S2g, T1, S2dg, S01D, S3g, S3dg, S5fPz, S02D, S1v. L'unità si presenta in strati alternati con il basalto compatto, e raggiunge lo spessore massimo di 17,3 m in corrispondenza del sondaggio S01i.

La sua caratterizzazione si basa sull'interpretazione di prove di sito (prove penetrometriche dinamiche SPT e prove di permeabilità) e di laboratorio.

#### **6.3.1 PROVE IN SITO**

##### **6.3.1.1 PROVE SPT**

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	28 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

Sond.	Quota (mslsm)	prof. Iniz. (m)	PROVE SPT		Tipologia	$\phi$ (°)					E(kPa)							
			NSPT= N2+N3	stato add.		De Mello	Japan.	RBS	Owas.	Sowers	Schermert.	Denver (Curva 3)	Appolonia	Schultze	Jamiolk.	Terzaghi	Denver (curva 5)	
S2g	59,35	18,4	R	molto add	Brecce vulc. in matrice sabb.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
S2g	52,75	25	R	molto add	Brecce vulc. In matrice sabb.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
S3dg	75,75	8	86	molto add..	Brecce vulc. in matrice sabb.	36	53	51	56	52	172000	51922	85406	52922	70735	64915	28756	
S3dg	57,35	26,4	R	molto add.	Brecce vulc. in matrice sabb.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
FF02	41,05	24,5	73	molto add.	Piroclastiti con sabbia vulc.	35	49	48	53	48	146000	45201	75383	46071	60043	59808	24648	
FF02	36,55	29	73	molto add.	Piroclastiti con sabbia vulc.	35	49	48	53	48	146000	45201	75383	46071	60043	59808	24648	
S01i	51,35	3	22	moderat. add.	Piroclastiti con sabbia vulc.	31	34	33	36	34	44000	18834	36062	19194	18095	32833	8532	



PROGETTO DEFINITIVO  
**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**  
**RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO**  
 Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
**RS2S** 01 D 78 RH OC 000 5001 C 29 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

S0li	39,35	15	R	molto add.	Piroclastiti con sabbia vulc.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
S2dg	54,53	15,3	89	molto add.	Sabbia vulc. con breccie	36	54	52	57	53	178000	53473	87719	54503	73203	66038	29704
S2dg	46,23	23,6	R	molto add.	Sabbia vulc. Con breccie	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
S0li	42,35	12	R	molto add.	Sabbia vulc. Con piroclastiti	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
T1	73,63	5	50	molto add.	Sabbia vulc. con piroclastiti	34	42	42	47	42	100000	33310	57650	33950	41125	49497	17380
T1	70,63	8	52	molto add.	Sabbia vulc. con piroclastiti	34	43	43	47	43	104000	34344	59192	35004	42770	50478	18012
FF01	48,22	11,1	42	addensato	Sabbia vulc.	33	40	40	44	40	84000	29174	51482	29734	34545	45365	14852
FF01	42,32	17	44	addensato	Sabbia vulc.	33	40	41	45	40	88000	30208	53024	30788	36190	46433	15484
S3g	82,15	11,3	R	molto add.	Sabbia vulc.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
S3g	65,45	28	R	molto add.	Sabbia vulc.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

**Tabella 8-** Unità UTF e UPP- scorie laviche- valori tabellati per angolo di attrito e modulo di rigidezza ottenuti mediante correlazioni con  $N_{spt}$

 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

### 6.3.1.2 PROVE DI PERMEABILITA' LEFRANC A CARICO COSTANTE

PROVE DI PERMEABILITA'				
	tipo di prova	z(m) prova	Quota (mslm) prova	k (m/s)
S1fPz	LE	55	21,89	8,00E-06
S2g	LE	21,8	55,95	6,40E-06
S2dg	LE	26	43,83	5,90E-06
S3g	LE	29,5	63,95	6,00E-06
S3dg	LE	28	55,75	1,30E-05
S01i	LE	35,9	18,45	4,45E-06
FF02	LE	7,62	57,93	9,77E-06

**Tabella 9-** Scorie laviche - valori di permeabilità ottenuti mediante prove in sito

### 6.3.2 **PROVE DI LABORATORIO**

I depositi litoidi scoriacei hanno a tratti comportamento roccioso ed a tratti granulare.

Dalle prove di taglio diretto è stato possibile ricavare i valori dell'angolo di attrito e della coesione efficace per i depositi a comportamento granulare, mentre dalle prove di laboratorio di compressione uniassiale e di compressione Point Load è stato possibile ricavare i valori della resistenza a compressione della roccia (Rc) e del modulo di deformabilità tangente al 50% della resistenza a compressione stessa.

Sond.	Cam p.	quota	Prof.	Granulometria				Limiti di Atterberg			Caratteristiche fisico-meccaniche			Prove di compressibilità		Classificazione USCS
				G	S	L	A	LL	LP	IP	g	c'	f	E	Rc	
n	n	mslm	m	%	%	%	%	%	%	%	kN/mc	kPa	°	MPa	MPa	Gruppo/ Sottogruppo
FF01	CR2	42,10	17,00-17,45	35,3	48	8,8	7,9	N D	N P	NP	-	0	43,2	-	-	SW
FF02	CR5	41,70	23,70-24,00	53,3	28	9,9	8,8	-	-	-	-	0	47,2	-	-	-
S2g	CR1	68,60	9,00-9,30	45	41	13	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S2dg	CR1	84,98	15,00-15,30	58	30	9	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S01D	CL2	50,73	29,20-29,55	-	-	-	-	-	-	-	24,8	-	-	9350	25,7	lapideo
S3dg	CR1	56,90	26,70-27,00	67	30	3	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S02D	CL2	56,50	14,6-15,00	-	-	-	-	-	-	-	26,5	-	-	27500	55,4	lapideo

**Tabella 10-** Sintesi delle prove di laboratorio condotte su campioni di scorie laviche

### 6.3.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Per i depositi litoidi scoriacei delle unità UTF e UPP a comportamento granulare i parametri ricavati sono:

- Scorie laviche a comportamento granulare drenato - sabbie vulcaniche con ghiaie :
  - Coesione efficace  $c' = 0$
  - Resistenza non drenata  $c_u = 0$
  - Angolo di resistenza al taglio  $\varphi' \cong 38 \div 40^\circ$

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	32 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

- Modulo di deformabilità  $E \cong 25 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità  $k = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume  $\gamma_{nat} \cong 16 \div 17 \text{ kN/m}^3$

## 6.4 UNITÀ UTF E UPP – BASALTI

Basalto da compatto a fratturato, a struttura da compatta a vacuolare, di colore da grigio a grigio scuro. Caratterizzazione idraulica basata sull'interpretazione di prove in sito (prove di permeabilità) e meccanica basata su prove di laboratorio, in particolare prove di compressione uniassiale.

I sondaggi in cui l'unità è stata rinvenuta sono FF01, FF02, S1fPz, S2g, T1, S2dg, S1D, S3g, S3dg, S5fPz, S02D.

L'unità si presenta con uno spessore massimo di 13.5 m in corrispondenza del sondaggio S2dg.

I sondaggi non hanno mostrato la presenza di cavità evidenti all'interno del di tale strato.

### 6.4.1 PROVE IN SITO

Le uniche prove in sito eseguite su questa unità sono le prove di permeabilità.

#### 6.4.1.1 PROVE DI PERMEABILITÀ' LUGEON e LEFRANC A CARICO COSTANTE

PROVE DI PERMEABILITA'				
	tipo di prova	z(m) prova	Quota (mslm) prova	k (m/s)
S1fPz	LE	20	56,89	8,60E-06
S2g	LU	30	47,75	7,83E-06
S2g	LU	38	39,75	3,79E-06
T1	LU	16	62,63	4,89E-07
S2dg	LU	37	32,83	5,15E-06
S3g	LU	21	72,45	6,90E-06

S3dg	LU	18,5	65,25	8,91E-07
S5fpz	LU	24,5	42,23	2,86E-06
S5fpz	LU	39,5	27,23	2,05E-06

**Tabella 11-** Basalti- valori di permeabilità ottenuti mediante prove in sito

### 6.4.2 PROVE DI LABORATORIO

Dalle prove di laboratorio di compressione uniassiale è stato possibile ricavare i valori della resistenza a compressione della roccia (Rc) e del modulo di deformabilità tangente al 50% di Rc.

Sond.	Camp.	quota	Prof.	Granulometria				Caratteristiche fisico-meccaniche			Prove di		Classificazione USCS
											compressibilità		
n	n	mslm	m	G	S	L	A	g	c'	f	E	Rc	Gruppo/ Sottogruppo
				%	%	%	%	kN/mc	kPa	°	MPa	MPa	
FF01	C1R	53,42	5,80-6,00	-	-	-	-	24,2	-	-	-	47,33	Lapideo
FF02	CR2	57,05	8,40-8,60	49,3	36,4	8,6	5,7	-	0	34,5	-	-	-
FF02	CR3	53,70	11,70-12,00	-	-	-	-	26,3	-	-	-	76,79	Lapideo
S2g	CL1	62,66	15,00-15-17	-	-	-	-	26,23	-	-	36010	152,7	Lapideo
S2g	CL2	48,15	29,53-29,70	-	-	-	-	26,19	-	-	44290	176,4	Lapideo
T1	CL1	65,13	13,00-14,00	-	-	-	-	27,6	-	-	36450	170,2	Lapideo
T1	CL2	59,93	18,60-18,80	-	-	-	-	27,5	-	-	38557	97,7	Lapideo
S2dg	CL1	58,65	19,03-19,20	-	-	-	-	24,47	-	-	54570	128,9	Lapideo
S01D	CL1	61,96	17,90-18,39	-	-	-	-	27,0	-	-	11400	110,9	Lapideo
S3dg	CL1	70,15	13,52-13,69	-	-	-	-	22,96	-	-	21320	42,6	Lapideo
S3dg	CL2	60,67	23,00-23,15	-	-	-	-	25,5	-	-	28150	52,1	Lapideo
S02D	CL1	58,98	12,20-12,45	-	-	-	-	21,9	-	-	3500	10,7	Lapideo
S02D	CL4	45,80	28,4-28,6	-	-	-	-	24,9	-	-	36800	29,8	Lapideo
S3g	CL4	57,64	35,73-35,90	-	-	-	-	26,05	-	-	41860	181,5	lapideo

**Tabella 12 -** Sintesi delle prove di laboratorio condotte su campioni di basalto

### 6.4.3 RILIEVI GEOMECCANICI

Riepilogo sondaggi per cui si hanno informazioni rilevanti per la caratterizzazione dell'ammasso roccioso:

**RILIEVO GEOMECCANICO DA SONDAGGIO** 1 di 27

TABELLE DELLE MISURE  
LEGGENDA DELLE CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'

**Natura del giunto**

F	Frattura della roccia (naturale)
S	Giunto di stratificazione
C	Piani di scistosità
M	Rottura dovuta al carotaggio (meccanica)

**Scabrezza del giunto**

JCR 1-4	Giunto levigato
JCR 5-8	Giunto liscio
JCR 9-12	Giunto leggermente scabro
JCR 13-16	Giunto scabro
JCR 17-20	Giunto molto scabro

**Forma della superficie**

Pi	Piano
On	Ondulato
Ir	Irregolare

**Apertura del giunto**

Classe 1	0.1-0.5 mm	Chiuso
Classe 2	0.5-10 mm	Beante
Classe 3	> 10 mm	Aperto

**Riempimento del giunto**

**Natura**

Lj	Limo
Ag	Argilla
Ca	Calcite
Si	Silice

**Consistenza**

Du	Materiale duro
Te	Materiale tenero

**Alterazione del giunto**

**Grado alterazione**

Classe 1	Assente
Classe 2	Debole
Classe 3	Moderata
Classe 4	Media
Classe 5	Elevata
Classe 6	Intensa

**Patine sulle pareti del giunto**

Wa	Circolazione di acqua
Ox	Patine di ossidazione
Cr	Patine di carbonati

**Sondaggio S2 Foglio 1 di 1 Profondità da m 15,0 a m 30,0**

Cassetta N.	Giunto N. e Natura	Profondità m p.c.	Inclinazione °	Scabrezza JRC	Apertura Forma	Riempimento	Alterazione	Resistenza kg/cm <sup>2</sup>
Classe 2	1 F	15,25	45	12	Piana	Beante	Assente	
	2 F	16,28	90	10	Piana	Beante	Assente	260
	3 F	16,46	85	10	Piana		Assente	
	4 F	16,68	90	9	Piana	Beante	Assente	
	5 F	19,59	75	11	Piana	Beante	Assente	
Classe 5	1 F	27,36	85	13	Piana	Beante	Assente	Debole (Ox)
	2 F	27,62	80	10	Piana	Beante	Assente	
	3 F	23,20	80	12	Piana	Beante	Assente	
Classe 7	1 F	30,00	45	11	Piana		Assente	Debole (Ox)
	2 F	31,00	55	11	Piana		Assente	Debole (Ox)
	3 F	32,93	50	13	Piana	Beante	Assente	400
	4 F	33,00	75	11	Piana	Beante	Assente	Moderata (Ox)
	5 F	33,31	75	12	Piana		Assente	Debole (Ox)
	6 F	34,00	60	13	Piana	Beante	Assente	Assente
	7 F	34,58	55	12	Piana	Beante	Assente	Assente
	8 F	35,00	30	10	Piana	Aperta	Assente	Moderata (Ox)
	9 F	35,15	35	15	Irregolare	Aperta	Assente	Debole (Ox)
Classe 8	1 F	35,83	40	15	Irregolare	Aperta	Assente	Debole (Ox)
	2 F	36,49	40	14	Irregolare	Aperta	Assente	Assente
	3 F	36,65	55	14	Irregolare	Aperta	Assente	Assente
	4 F	37,35	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente
	5 F	37,35	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente
	6 F	38,30	85	10	Piana		Assente	Assente
	7 F	38,60	85	13	Piana	Aperta	Assente	Assente
	8 F	39,45	45	10	Piana	Beante	Assente	Debole (ox)
	9 F	39,62	85	13	Piana	Aperta	Assente	Assente
Classe 11	1 F	52,23	70	13	Piana	Beante	Assente	Assente
	2 F	52,47	90	10	Piana	Beante	Assente	Assente
	3 F	52,68	80	10	Piana	Beante	Assente	Assente
	4 F	53,13	80	13	Piana	Beante	Assente	Assente
	5 F	54,91	85	12	Piana	Beante	Assente	Debole (ox)
Classe 12	1 F	55,53	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente
	2 F	56,20	80	10	Piana		Assente	Assente
	3 F	56,57	85	10	Piana	Aperta	Assente	Assente
	4 F	57,49	85	9	Piana		Assente	Assente
Classe 14	1 F	65,52	90	10	Piana		Assente	Assente
	2 F	65,82	85	10	Piana		Assente	Assente
	3 F	65,67	85	13	Piana	Beante	Assente	Assente
	4 F	67,20	50	12	Piana	Beante	Assente	Assente



PROGETTO DEFINITIVO  
 U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
 RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
 Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
 RS2S 01 D 78 RH OC 000 5001 C 35 di 109

Sondaggio S2d Foglio 1 di 1 Profondità da m 10,0 a m 60,0

Cassetta N. e Natura	Giunto N. e Natura	Profondità m p.c.	Inclinazione °	Scabrezza JRC	Scabrezza Forma	Apertura	Riempimento	Alterazione	Resistenza kg/cm <sup>2</sup>
Cassa 3	1 F	11,40	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	11,74	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	3 F	11,82	85	12	Piana	Beante	Assente	Assente	
	4 F	12,20	80	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	5 F	12,68	40	12	Piana	Beante	Assente	Assente	
	6 F	13,52	90	13	Piana	Beante	Assente	Assente	320
Cassa 4	1 F	19,47	70	13	Piana	Beante	Assente	Debole (Ox)	
	2 F	19,79	75	11	Piana	Beante	Assente	Assente	
Cassa 7	1 F	31,25	75	13	Irregolare	Beante	Assente	Assente	
	2 F	31,53	80	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	32,54	85	12	Piana	Beante	Assente	Assente	410
	4 F	32,83	75	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	5 F	33,14	80	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	6 F	33,26	60	15	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
Cassa 8	1 F	35,56	75	12	Piana	Beante	Assente	Debole (Ox)	
	2 F	36,13	80	9	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	3 F	36,37	85	9	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	36,75	85	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	5 F	37,61	85	13	Irregolare	Beante	Assente	Assente	
	6 F	38,49	40	15	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
Cassa 9	1 F	40,38	90	9	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	40,70	85	11	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	40,77	80	9	Piana	Beante	Assente	Assente	400
	4 F	41,67	85	10	Piana		Assente	Assente	
	5 F	41,77	35	10	Piana	Beante	Assente	Debole (Ox)	
Cassa 12	1 F	56,60	85	11	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	57,22	90	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	3 F	57,60	45	9	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	57,97	85	9	Piana	Beante	Assente	Assente	
	5 F	58,18	90	10	Piana	Beante	Assente	Assente	380
	6 F	58,43	90	10	Piana		Assente	Assente	
	7 F	59,42	85	12	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	8 F	59,60	85	13	Piana		Assente	Assente	

Sondaggio S3 Foglio 2 di 2 Profondità da m 50 a m 60,0

Cassetta N. e Natura	Giunto N. e Natura	Profondità m p.c.	Inclinazione °	Scabrezza JRC	Scabrezza Forma	Apertura	Riempimento	Alterazione	Resistenza kg/cm <sup>2</sup>
Cassa 10	1 F	45,15	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	48,72	50	14	Irregolare	Beante	Assente	Assente	
	3 F	49,75	55	10	Piana	Beante	Assente	Moderata (Ox)	
Cassa 11	1 F	50,20	35	10	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	2 F	50,25	35	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	420
	3 F	50,29	40	13	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	50,40	40	13	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	5 F	51,21	75	13	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	6 F	51,22	25	13	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	7 F	52,45	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	8 F	52,68	85	10	Piana		Assente	Assente	
	9 F	53,10	80	9	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	10 F	53,38	45	9	Piana		Assente	Assente	
	11 F	54,36	15	10	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
Cassa 12	1 F	55,00	10	9	Piana		Assente	Assente	
	2 F	55,65	15	9	Piana		Assente	Debole (Ox)	
	3 F	56,00	30	10	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	300
	4 F	56,61	40	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	5 F	57,25	70	10	Piana	Aperta	Assente	Media (Ox)	
	6 F	58,70	75	15	Irregolare	Aperta	Assente	Media (Ox)	
	7 F	58,71	55	14	Irregolare	Aperta	Assente	Media (Ox)	
	8 F	58,86	10	12	Piana		Assente	Media (Ox)	
	9 F	59,65	80	13	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	

Sondaggio S3 Foglio 1 di 2 Profondità da m 0 a m 50,0

Cassetta N. e Natura	Giunto N. e Natura	Profondità m p.c.	Inclinazione °	Scabrezza JRC	Scabrezza Forma	Apertura	Riempimento	Alterazione	Resistenza kg/cm <sup>2</sup>
Cassa 1	1 F	3,25	75	13	Piana		Assente	Assente	
	2 F	3,80	60	14	Irregolare		Assente	Moderata (Ox)	
	3 F	4,34	75	12	Irregolare	Beante	Assente	Assente	
Cassa 3	4 F	4,62	85	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	1 F	14,11	75	13	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
Cassa 4	2 F	14,49	90	14	Irregolare	Beante	Assente	Debole (Ox)	
	1 F	16,23	85	13	Irregolare		Assente	Assente	
	2 F	16,38	85	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	16,40	45	12	Piana		Assente	Debole (Ox)	
	4 F	17,10	60	14	Irregolare	Beante	Assente	Debole (Ox)	
	5 F	17,87	85	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	6 F	17,88	15	13	Piana		Assente	Assente	260
	7 F	18,10	30	10	Piana	Aperta	Assente	Debole (Ox)	
	8 F	18,00	40	11	Piana		Assente	Assente	
	9 F	19,10	20	14	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
Cassa 5	10 F	19,85	85	10	Piana		Assente	Assente	
	1 F	20,15	85	13	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	20,27	90	12	Piana		Assente	Assente	
	3 F	20,80	90	9	Piana		Assente	Assente	
	4 F	21,12	80	11	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	5 F	21,70	85	12	Piana		Assente	Assente	420
	6 F	21,83	85	11	Piana	Beante	Assente	Assente	
	7 F	22,60	90	12	Piana		Assente	Assente	
	8 F	23,19	40	10	Piana		Assente	Assente	
	9 F	23,37	90	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	10 F	23,62	85	11	Piana		Assente	Assente	
Cassa 6	11 F	23,84	85	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	1 F	25,39	45	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	2 F	26,44	90	9	Piana		Assente	Assente	400
Cassa 7	3 F	26,52	60	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	1 F	33,44	55	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
Cassa 8	2 F	34,71	75	10	Piana	Beante	Assente	Assente	310
	1 F	35,14	45	9	Piana		Assente	Assente	400
Cassa 9	2 F	35,42	90	9	Piana		Assente	Assente	
	3 F	35,67	90	+0	Piana	Beante	Assente	Assente	
	4 F	35,92	85	10	Piana		Assente	Assente	
	5 F	38,00	30	12	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	6 F	38,57	20	13	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	1 F	41,00	10	13	Piana		Assente	Assente	
Cassa 10	2 F	41,38	40	12	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	42,00	20	15	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	44,44	45	12	Irregolare	Beante	Assente	Assente	300
	5 F	44,60	25	13	Piana	Beante	Assente	Assente	
	6 F	44,64	85	11	Irregolare		Assente	Assente	
	7 F	44,90	75	11	Piana	Beante	Assente	Assente	

Sondaggio S3d Foglio 1 di 1 Profondità da m 15 a m 40,0

Cassetta N. e Natura	Giunto N. e Natura	Profondità m p.c.	Inclinazione °	Scabrezza JRC	Scabrezza Forma	Apertura	Riempimento	Alterazione	Resistenza kg/cm <sup>2</sup>
Cassa 4	1 F	14,42	40	15	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	2 F	18,36	80	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	19,13	50	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	370
	4 F	19,60	45	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
	5 F	19,86	90	10	Piana	Beante	Assente	Assente	
Cassa 5	1 F	20,80	55	12	Piana		Assente	Assente	
	2 F	21,20	90	12	Piana		Assente	Assente	
	3 F	21,50	90	11	Piana	Aperta	Assente	Assente	360
	4 F	21,78	85	11	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	5 F	23,69	80	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
Cassa 7	1 F	30,12	10	16	Irregolare	Aperta	Assente	Assente	
	2 F	30,86	80	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	3 F	31,68	85	11	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	32,12	80	13	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	5 F	32,91	85	12	Piana	Aperta	Assente	Assente	
Cassa 8	1 F	35,85	15	10	Piana	Aperta	Assente	Assente	280
	2 F	36,17	45	11	Piana		Assente	Assente	
	3 F	36,43	90	12	Piana	Aperta	Assente	Assente	
	4 F	36,54	85	13	Piana		Assente	Assente	

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
**RS2S** 01 D 78 RH OC 000 5001 C 36 di 109

Sondaggio S2				
1	Rc (MPa)	<b>50,100</b>	R1	7
2	RQD <sub>medio</sub> (%)	<b>68%</b>	R2	13
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	<b>0.2-0.06</b>	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	16
	persistenza	<b>3-10</b>	V1	2
	apertura	<b>&gt;5</b>	V2	0
	scabrezza	<b>liscia-poco scabra</b>	V3	2
	riempimento	<b>assente</b>	V4	6
	alterazione	<b>non alterate</b>	V5	6
5	Condizionidi falda	<b>umida</b>	R5	10
6	orientamento delle discontinuità	-	R6	-

Sondaggio S2d				
1	Rc (MPa)	<b>50,100</b>	R1	7
2	RQD <sub>medio</sub> (%)	<b>68%</b>	R2	13
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	<b>0.2-0.06</b>	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	16
	persistenza	<b>3-10</b>	V1	2
	apertura	<b>&gt;5</b>	V2	0
	scabrezza	<b>liscia-poco scabra</b>	V3	2
	riempimento	<b>assente</b>	V4	6
	alterazione	<b>non alterate</b>	V5	6
5	Condizionidi falda	<b>umida</b>	R5	10
6	orientamento delle discontinuità	-	R6	-

Sondaggio S3				
1	Rc (MPa)	<b>50,100</b>	R1	7
2	RQD <sub>medio</sub> (%)	<b>78%</b>	R2	13
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	<b>0.2-0.06</b>	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	16
	persistenza	<b>3-10</b>	V1	2
	apertura	<b>&gt;5</b>	V2	0
	scabrezza	<b>liscia-poco scabra</b>	V3	2
	riempimento	<b>assente</b>	V4	6
	alterazione	<b>non alterate</b>	V5	6
5	Condizionidi falda	<b>umida</b>	R5	10
6	orientamento delle discontinuità	-	R6	-

Sondaggio S3d				
1	Rc (MPa)	<b>50,100</b>	R1	7
2	RQD (%)	<b>72%</b>	R2	13
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	<b>0.2-0.06</b>	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	16
	persistenza	<b>3-10</b>	V1	2
	apertura	<b>&gt;5</b>	V2	0
	scabrezza	<b>liscia-poco scabra</b>	V3	2
	riempimento	<b>assente</b>	V4	6
	alterazione	<b>non alterate</b>	V5	6
5	Condizionidi falda	<b>umida</b>	R5	10
6	orientamento delle discontinuità	-	R6	-



PROGETTO DEFINITIVO  
U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	37 di 109

	S2	S2d	S3	S3d
RMR di base	54	54	54	54
GSI	51	51	51	51

**Tabella 13**– Sondaggi S2, S2d, S3, S3d – Basalto - classificazione RMR e GSI (in funzione di RMR)

Secondo la classificazione sulla base dell'RMR e del GSI la classe di qualità dell'ammasso roccioso è discreta tendente a buona (Classe II-III).

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C	FOGLIO 38 di 109

#### 6.4.4 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO SECONDO HOEK e BROWN

Il criterio di H-B (1980) è un criterio empirico attraverso cui è possibile determinare le caratteristiche meccaniche dell' ammasso roccioso. Molto spesso le curve di resistenza, anche nel campo degli sforzi di compressione, non sono lineari. Tipicamente presentano una concavità verso il basso, più accentuata per valori bassi di  $\sigma_3$ , tensione di confinamento. La legge proposta da H-B rappresenta in modo soddisfacente tale comportamento ed è descritta dalla seguente relazione:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[ m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^\alpha$$

Dove:

- $\sigma_{ci}$  è la resistenza uniassiale del materiale roccioso alla scala del provino;
- $m_i$  è un parametro che sostanzialmente svolge funzioni analoghe a quelle dell'angolo di attrito nel criterio di M-C, in quanto esprime l'influenza della pressione di confinamento  $\sigma_3$ . Per basalti assume valori dell'ordine  $25 \pm 5$  (letteratura);
- $s$  è un parametro adimensionale che rappresenta lo stato di fatturazione della roccia e che alla scala del provino assume valore unitario, mentre alla scala dell'ammasso è funzione del grado di disturbo D (funzione dell'opera che andrà realizzata e dalla tecnica di scavo) e del GSI:

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right);$$

- $m_b$  è funzione di  $m_i$  del GSI e di D:

$$m_b = m_i \cdot \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right);$$

- $\alpha$  è un parametro funzione solo del GSI:

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left( \exp\left(-\frac{GSI}{15}\right) - \exp\left(-\frac{20}{3}\right) \right).$$

Il valore della resistenza uni assiale dell'ammasso si ottiene imponendo  $\sigma_3=0$  mentre per determinare la resistenza a trazione dell'ammasso si pone  $\sigma_1=\sigma_3=-\sigma_t$ :

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  39 di 109</p>

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ci} \cdot s^a$$

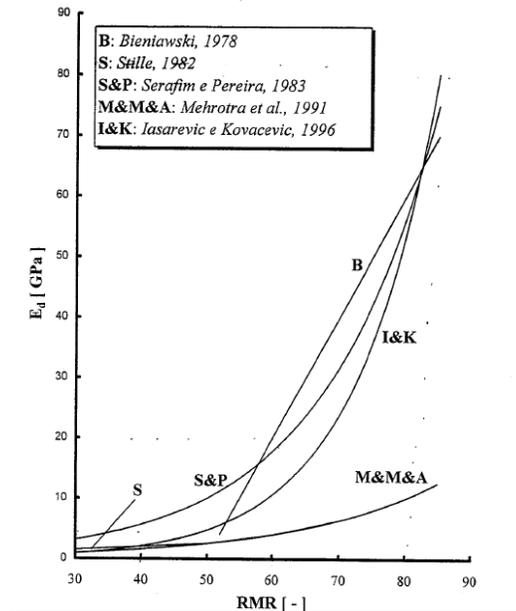
$$\sigma_{ta} = \frac{s}{m_b} \cdot \sigma_{ci}$$

Il campo di variazione della tensione  $\sigma_3$  varia tra  $\sigma_t$  e  $\sigma_{3max}$ , dove la massima tensione è assunta pari a :

$$\sigma_{3,max} = \frac{\sigma_{ci}}{4}$$

A partire poi dalla formulazione del criterio di resistenza per l'ammasso di H-B è possibile operare una linearizzazione all'interno del un campo di tensioni di interesse ( $\sigma_t$  e  $\sigma_{3max}$ ) ed in questo modo passare ad un criterio di tipo M-C per l'ammasso, rappresentazione attraverso la quale è possibile ricavare i valori della coesione e dell'angolo di attrito.

L'opera di interesse in questo tratto da 0+00 km a 3+025 km è una galleria artificiale compresa tra 1+165 km e 1+960 km. Il fattore di disturbo scelto è  $D=0.8$  a favore di sicurezza. La scelta del modulo di Young dell'ammasso è effettuata nel seguito attraverso un confronto tra alcune espressioni empiriche riportate in letteratura. In Figura 6 si riporta la distribuzione del modulo elastico in funzione dell'indice RMR secondo differenti correlazioni empiriche riportate in letteratura.



**Figura 6** - Distribuzione del Modulo elastico in funzione dell'indice RMR secondo differenti correlazioni empiriche

Il cosiddetto “modulo di deformazione” può essere valutato sulla base dell'indice *GSI* con la relazione empirica di Hoek et al. (2002):

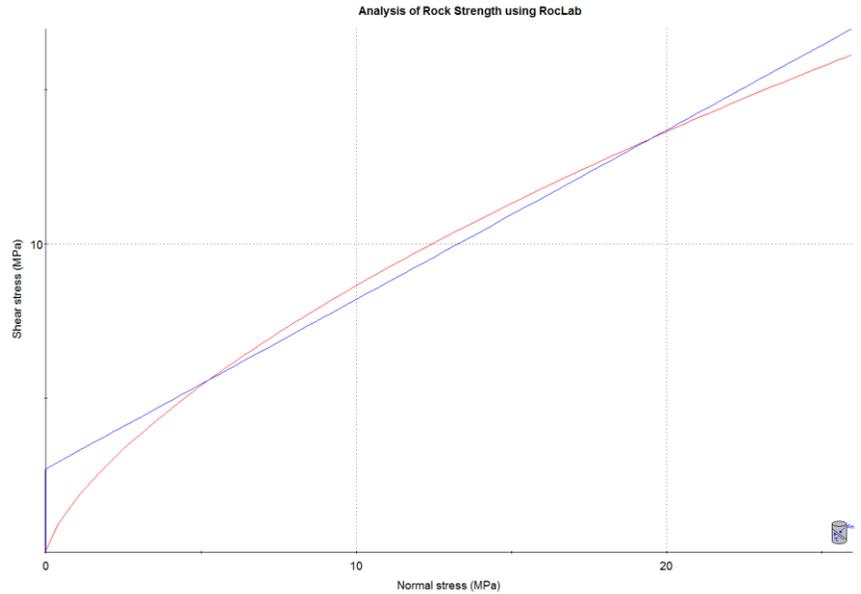
$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad [\text{GPa}] \quad \text{con } \sigma_c \text{ in MPa e valida per } \sigma_c < 100 \text{ MPa}$$

La formulazione empirica proposta da Hoek e Diederichs (2006), sviluppata sull'elaborazione di un più ampio database di osservazioni sperimentali, valuta il modulo di deformazione con la seguente espressione:

$$E_m = E_i \cdot \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}}\right)$$

dove  $E_i$  è il modulo di Young del materiale roccioso e  $D$  è il coefficiente, introdotto per tenere conto del disturbo indotto dallo scavo. Tale espressione è implementata anche nel programma “Roclab”.

<b>BASALTI (RocLab)</b>		
<i>Hoek Brown Classification</i>		
sigci	60	MPa
GSI	51	
mi	25	
D	0.8	
Ei	21300	MPa
<i>Hoek Brown Criterion</i>		
mb	1	
s	0,0006	
a	1	
<i>Failure Envelope Range</i>		
Application	General	
sig3max	15	MPa
<i>Mohr-Coulomb Fit</i>		
c	3	MPa
phi	29	°



**Figura 7 - Basalti - Curva di rottura di Hoek e Brown nel piano del Mohr**

<i>Rock Mass Parameters</i>		
sigt	-0,03	MPa
sigc	1	MPa
sigcm	9	MPa
Erm	2076	MPa

**Tabella 14 –Basalti – Valori dei parametri caratteristici dell’ammasso ottenuti mediante RocLab**

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  U.O. INFRASTRUTTURE SUD  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  42 di 109</p>

#### 6.4.5 PARAMETRI CARATTERISTICI

Per i depositi litoidi compatti delle unità UTF e UPP i parametri ricavati sono:

- Basalti - BA:
  - Resistenza a compressione alla scala del provino  $R_c \cong 60 \text{ MPa}$  - classe di resistenza è C (Resistenza media) (AGI 1977).
  - Modulo di deformabilità tangente al 50% di  $R_c$  alla scala del provino  $E \cong 21300 \text{ MPa}$
  - Coefficiente di Permeabilità  $k \cong 10^{-7} \text{ m/s}$
  - Peso per unità di volume  $\gamma_{nat} \cong 25 \div 27 \text{ kN/m}^3$
  - Rock Quality Designation  $RQD = 70 \div 80\%$  - la qualità della roccia è buona (ISRM 1978).

I risultati delle prove eseguite sul campione S02D CL1 e CL4 non sono stati considerati perché forniscono valori molto diversi da quelli ottenuti per tutti gli altri campioni di roccia.

#### 6.5 UNITÀ FAG – ARGILLE

Argilla nocciola con elementi carbonatici e argille grigio azzurre.

Caratterizzazione basata sull'interpretazione di prove di sito (prove penetrometriche dinamiche SPT) e di laboratorio.

I sondaggi in cui l'unità è stata rinvenuta sono S01i, S1v, S2v, S03D. I sondaggi S03D ed S2v non appartengono alla tratta di interesse, ma sono utili per caratterizzare le argille in quanto in corrispondenza di essi sono state eseguite prove pressiometriche (S3D), utili per ricavare il modulo di

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>												
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS2S</td> <td>01</td> <td>D 78 RH</td> <td>OC 000 5001</td> <td>C</td> <td>43 di 109</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	43 di 109
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	43 di 109								

rigidezza, essendo le correlazioni con le SPT poco affidabili nel caso di depositi coesivi, prove di permeabilità, prove di laboratorio e prove SPT.

Lo spessore massimo dello strato è di 20.4m rilevato in corrispondenza del sondaggio S1v.

### **6.5.1 PROVE IN SITO**

#### **6.5.1.1 PROVE SPT**

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	44 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

Sondaggio	quota (mslsm)	prof.Iniz.(m)	PROVE SPT			Tensioni (kPa)			cu (kPa)			
			NSPT=N2+N3	consistenza	Tipologia	sigma	u	sigma'	Terzaghi&Peck	DM-7	Sanglerat	Shoii-Fukui
S1v	53,48	11	31	duro	argille nocciola con elementi carbonatici	214,5	42,2	172,3	207,7	387,5	387,5	155
S1v	50,48	14	42	duro	argille grigio-azzurre	273	72,2	200,8	281,4	525	525	210
S1v	46,48	18	41	duro	argille grigio-azzurre	351	112,2	238,8	274,7	512,5	512,5	205
S1v	42,48	22	49	duro	argille grigio-azzurre	429	152,2	276,8	328,3	612,5	612,5	245
S2v	78,2	12	54	duro	argille grigio-azzurre	234	52,2	181,8	361,8	675,0	675,0	270,0
S2v	74,2	16	64	duro	argille grigio-azzurre	312	92,2	219,8	428,8	800,0	800,0	320,0
S3D	79,6	3	14	consistente	argille nocciola	58,5	-37,8	96,3	93,8	175,0	175,0	70,0
S3D	76,6	6	28	duro	argille nocciola	117	-7,8	124,8	187,6	350,0	350,0	140,0
S3D	73,6	9	54	duro	argille grigio-azzurre	175,5	22,2	153,3	361,8	675,0	675,0	270,0
S3D	67,6	15	64	duro	argille grigio-azzurre	292,5	82,2	210,3	428,8	800,0	800,0	320,0
S3D	61,6	21	81	duro	argille grigio-azzurre	409,5	142,2	267,3	542,7	1012,5	1012,5	405,0

**Tabella 15-** Unità FAG- argille- valori tabellati per angolo di attrito e modulo di rigidezza ottenuti mediante correlazioni con Nspt

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b>					
	<b>GEOTECNICA</b>  Relazione geotecnica generale 1/3	<b>COMMESSA</b> <b>RS2S</b>	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA</b> D 78 RH	<b>DOCUMENTO</b> OC 000 5001	<b>REV.</b> C

### 6.5.1.2 PROVE DI PERMEABILITA' LEFRANC A CARICO VARIABILE

<b>PROVE DI PERMEABILITA'</b>			
	<b>tipo di prova</b>	<b>z(m) prova</b>	<b>k (m/s)</b>
S03D	LE	7,5	2,00E-08
S03D	LE	15,5	3,00E-08

**Tabella 16-** Argille- valori di permeabilità ottenuti mediante prove in sito

### 6.5.1.3 PROVE PRESSIOMETRICHE

In corrispondenza del sondaggio S3D sono state eseguite due prove pressiometriche con pressimetro Menard :

<b>S3D</b>	<b>z (m)</b>	<b>Epm c (MPa)</b>	<b>Epm s-c (MPa)</b>	<b>P<sub>L</sub> (MPa)</b>	<b>Epm/P<sub>L</sub></b>	<b>alfa</b>	<b>Et (MPa)</b>
P1	10,5	38,1	71	1,95	36,4	0,67	106,5
P2	16,5	49	91	3,97	22,9	0,67	136,5

**Tabella 17** - Argille- valori di rigidezza del terreno

### 6.5.2 PROVE DI LABORATORIO

Dalle prove compressione triassiale CIU è stato possibile ricavare i valori della resistenza non drenata, mentre dalle prove Edometriche si è ricavato il valore del modulo di deformabilità.

Sond.	Camp.	Prof.	Granulometria				Limiti di Atterberg			Caratteristiche fisico-meccaniche					Prove di compressibilità		
			G	S	L	A	LL	LP	IP	w	g	c <sub>u</sub>	c'	f <sub>p</sub>	E <sub>ed</sub>	C <sub>v</sub>	k
n	n	m	%	%	%	%	%	%	%	%	kN/mc	kPa	kPa	°	MPa	MPa	m/s
S1v	CI1	11.70-12.00	0	3.43	47.14	49.43	59	-	33	22,32	20	97	18	21.5	9.9	1,19E-04	1,18E-11
S1v	CI2	15.00-15.40	0	2.42	50.93	46.65	62	-	35	22,62	20,5	82	12	20	12.7	2,82E-04	2,18E-11
S2v	CI1	10.00-10.40	0	5,96	53,25	40,63	45	23	22	18,93	20,4	78	35	20,6	8,8	4,35E-04	4,84E-09
S2v	CI2	20.00-20.40	0	6	57,45	36,49	47	25	22	17,48	21	6	9	20,2	12,57	1,30E-04	1,01E-09

**Tabella 18-** Sintesi delle prove di laboratorio condotte su campioni di argille

### 6.5.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Per i depositi Argillosi (FAG) i parametri caratteristici ricavati sono:

- Argille, comportamento non drenato:
  - Resistenza non drenata  $c_u = 200 \text{ kPa}$
  - Modulo di deformabilità  $E' = 100 \text{ MPa}$
  - Modulo non drenato  $E_{\text{u}} = \frac{3E'}{(1+2\nu_{\text{u}})} = 150 \text{ MPa}$
  - Angolo di resistenza a taglio  $\varphi' = 25^\circ$

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	47 di 109

- Coesione  $c' = 30 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Permeabilità  $k \cong 10^{-9} \div 10^{-11} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume  $\gamma_{nat} \cong 25 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente di consolidazione  $Cv = 1.19 \cdot 10^{-4} \div 2.82 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>												
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RS2S</td> <td>01</td> <td>D 78 RH</td> <td>OC 000 5001</td> <td>C</td> <td>48 di 109</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	48 di 109
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	48 di 109								

## 7 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In base alle analisi geologiche e geotecniche sulle Unità costituenti i terreni di fondazione, si procede di seguito con la definizione del modello geotecnico di riferimento che verrà adottato per la progettazione e verifica delle strutture previste. Il riepilogo dei sondaggi è riportato in Appendice.

Per le assunzioni sui parametri relativi ai vari strati si rimanda all'analisi svolta nei paragrafi precedenti.

### 7.1 STRATIGRAFIA DEI TERRENI

- Dalla progressiva km 0+000 alla progressiva km 0+950

unita' geotecnica	quote inizio (minimo)-fine strato (massimo) (m)
Ghiaia con sabbia GS	0.00-4.50
Basalti BA	0-11.00
Argilla FAG	>8.50

La falda è posizionata ad una profondità variabile tra i 10 m e i 30 m (sondaggio S1i(NG1)) e non interessa le opere civili di progetto in questa tratta.

- Dalla progressiva km 0+950 alla progressiva km 2+880

Stante la complicata stratigrafia si è deciso a livello generale di non voler definire una netta distinzione stratigrafica tra basalti compatti e scorie laviche che si alternano lungo tutto il tratto in progetto. Per il progetto delle opere civili in questo tratto si faccia riferimento al sondaggio caratterizzante più vicino all'opera stessa.

La falda è posizionata in profondità, oscilla tra 29.35 mslm (S5fPz - 220m dx) e 58.22 mslm (S1v - 22m sx) e non interessa la galleria.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	49 di 109

unita' geotecnica	quote inizio (minimo)-fine strato (massimo) (m)
Limi sabbiosi e Sabbie Limose LS	0.00-2.00
Ghiaia con sabbia GS	0.00-8.80
Basalti BA alternati con Scorie Laviche SL	0.00 – 59.00
Argilla FAG	>59.00

- Dalla progressiva km 2+880 alla progressiva km 3+052

unita' geotecnica	quote inizio (minimo)-fine strato (massimo) (m)
Ghiaia con sabbia GS	0.00-10.00
Argilla FAG	>4.50

La falda è posizionata a fondo alveo.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  U.O. INFRASTRUTTURE SUD  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  50 di 109</p>

## 8 CLASSIFICAZIONE SISMICA

### 8.1 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I risultati dello studio di pericolosità sono forniti, in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km) e nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$ , del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$ , del periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_c^*$ ;
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Pertanto, per individuare, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{V_R}$  associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Infatti, fissata la vita di riferimento  $V_R$ ,  $T_R$  è esprimibile in funzione di  $P_{V_R}$  mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

La vita di riferimento è calcolata come:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove  $V_N$  è la vita nominale dell'opera e  $C_U$  la classe d'uso.

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	51 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

Nota l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido  $a_g$ , l'accelerazione di picco

$a_{\max}$  è valutata sulla base della risposta sismica locale:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove  $S_S$  è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica,  $S_T$  è il coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione topografica.

La classificazione della categoria di sottosuolo viene eseguita sulla base di misure dirette dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità  $V_{s,30}$ .

Si può ricavare il parametro  $V_{s,30}$  mediante la relazione:

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

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ 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 $V_{s,30}$ 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>Depositati 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 $V_{s,30}$ 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>Depositati 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 $V_{s,30}$ 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).

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

**Tabella 19**– Categorie di sottosuolo (NTC 2008)

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b>					
	<b>GEOTECNICA</b>  Relazione geotecnica generale 1/3	<b>COMMESSA</b> <b>RS2S</b>	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA</b> D 78 RH	<b>DOCUMENTO</b> OC 000 5001	<b>REV.</b> C

Nell'area in esame sono state eseguite prove DH in corrispondenza dei sondaggi FF02 ed FF03 e la prova MASW1:

Sigla	Tipologia	Lunghezza (m)	Vs30 (m/s)	Categoria di sottosuolo	Unità geologiche
MASW1	Stendimento sismico a rifrazione	57.5	436	CLASSE B	bb/UTF/UPP
FF03	Sondaggio attrezzato per sismica in foro	20	615	CLASSE B	UTF/UPP

Pertanto si ricade della categoria di terreno B.

Le condizioni topografiche superficiali dell'area nella quale ricade le opere in progetto sono ascrivibili nella categoria topografica T1. In funzione della categoria topografica si attribuisce al coefficiente di amplificazione topografica  $S_T = 1.00$

**Tabella 3.2.V1 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Tabella 20– Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

<b>SITO: Fiumefreddo (Sicilia-Catania)</b>		<b>OPERA: Viadotto Alcantara</b>		<b>Stato Limite</b>	<b>TR (anni)</b>	<b>ag (g)</b>	<b>Fo</b>	<b>TC* (s)</b>
Latitudine	15,19916	VN (anni)	75	SLD	113	0,141	2,534	0,277
Longitudine	37,78991	Cu	1,5	SLV	1068	0,274	2,644	0,338
		VR (anni)	112,5					

**Tabella 21 – Parametri di Input ed output per il programma SpettriNTC**

Il coefficiente stratigrafico  $S_s$  è determinato con le relazioni differenziate in base alla categoria di sottosuolo, in funzione di  $F_0$  e  $T_c^*$ .

Nel caso in esame, con riferimento ai parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi allo SLV, si ottengono i seguenti coefficienti :

**Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\tau_g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\tau_g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\tau_g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\tau_g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

**Tabella 22– Coefficienti  $S_s$  ed  $S_T$**

categoria sottosuolo		B	
categoria topografica		T1	
Coefficiente		$C_c =$	1.367
Coeff. Amplificazione stratigrafica		$S_s =$	1.11
Coeff. Amplificazione topografica		$S_t =$	1.00
Coefficiente S	$S_s \times S_t$	$S =$	1.11

**Tabella 23– Coefficienti  $S_s$  ed  $S_T$  per il caso in esame allo SLV**

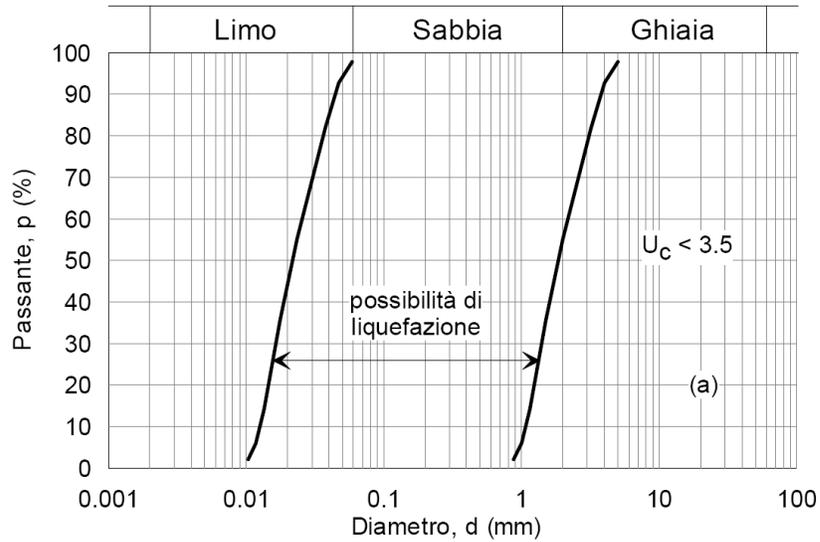
	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  54 di 109</p>

## 8.2 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE

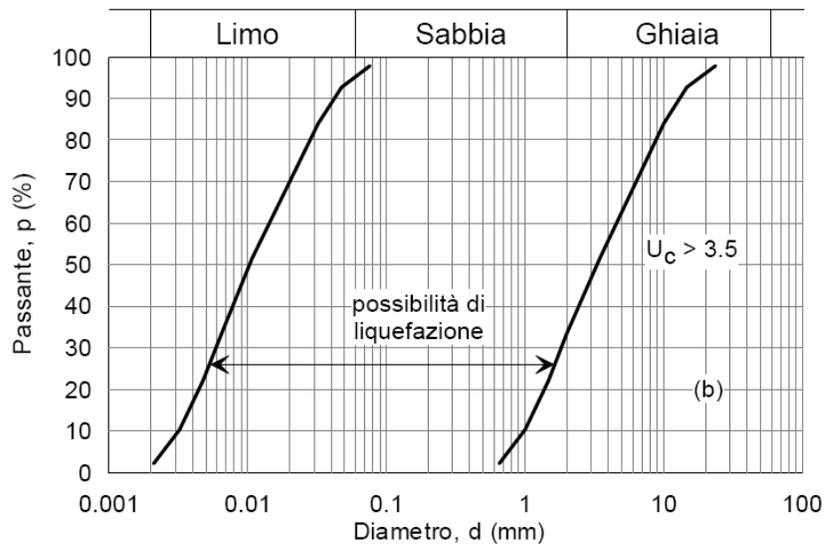
Sono state eseguite delle valutazioni circa la suscettibilità alla liquefazione dei terreni.

Le NTC08, al paragrafo 7.11.3.4.2, affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di free-field minori di 0.1 g;
3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Figura 8 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  ed in Figura 9 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



**Figura 8** - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c < 3.5$



**Figura 9** - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per  $U_c > 3.5$

Lungo il tratto in esame si presentano due contesti geotecnici diversi: il primo, fino alla pk 2+890, è caratterizzato da depositi alluvionali di esigui spessori (da 0 a max 10 m) su substrato costituito da scorie

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	56 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

laviche alternate da lenti di rocce vulcaniche (basalti); il secondo, in corrispondenza del Valonne Minissale, è caratterizzato da depositi alluvionali (altezza media di 10 m) su formazione argillosa di base.

In questo primo tratto la falda si trova a profondità elevate (maggiori di 15 m) e pertanto si omette la verifica a liquefazione in base al punto 3 della Normativa di seguito riportata:

3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

La falda affiora a piano campagna in prossimità del Viadotto VI01. In questo contesto si vengono a trovare i depositi alluvionali costituenti l'alveo del Torrente Minissale che hanno uno sviluppo complessivo di 180 m e una altezza media di 10 m e risultano sottofalda circa 4 metri, pertanto in questo contesto geomorfologico, le considerazioni sopra riportate non sono valide.

Per quanto riguarda il viadotto, l'opera è fondata direttamente sulla formazione argillosa di base (FAG) che non è interessata dal fenomeno della liquefazione, come dimostrato dalle curve granulometriche di seguito riportate (punto 5 – NTC2008). Nella figura sono stati evidenziati in rosso e nero le curve granulometriche dedotte dai campioni estratti nella verticale S1v in corrispondenza del viadotto VI01.

POSSIBILITA' DI LIQUEFAZIONE DA NTC 2008 - FAG

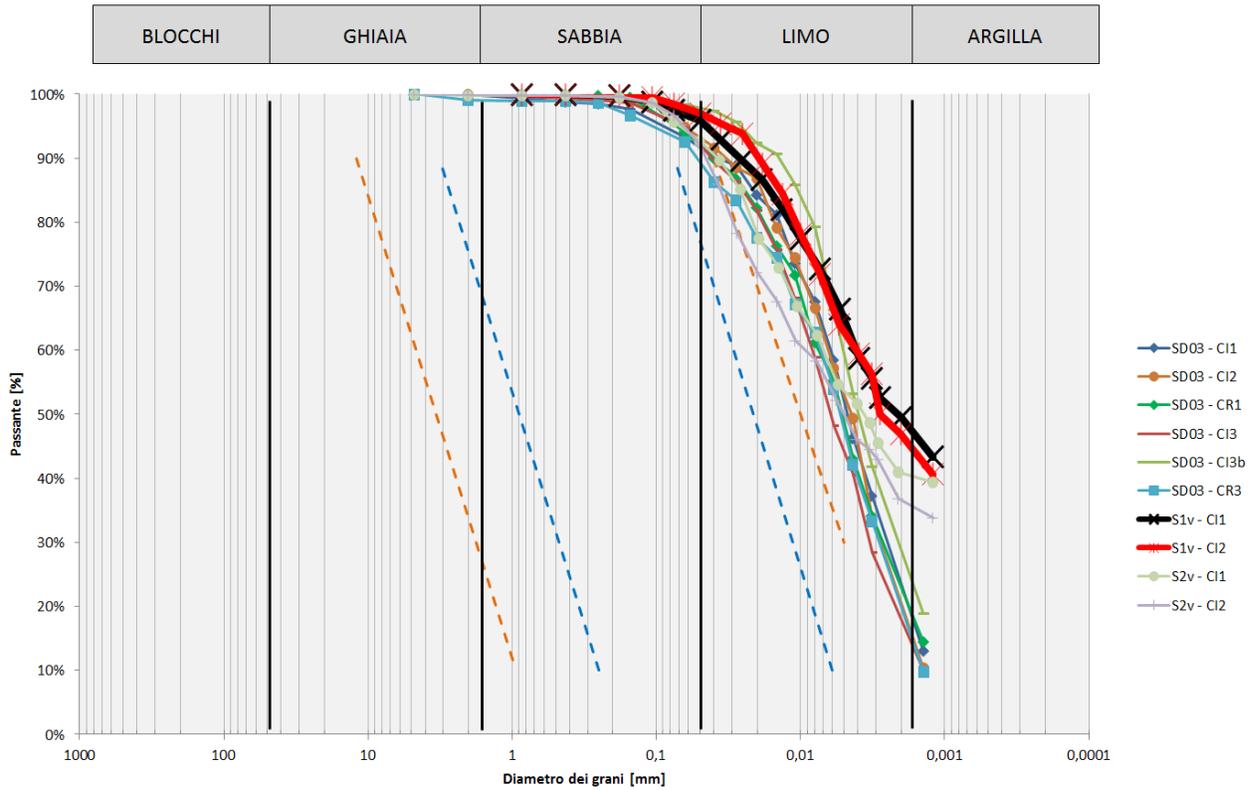
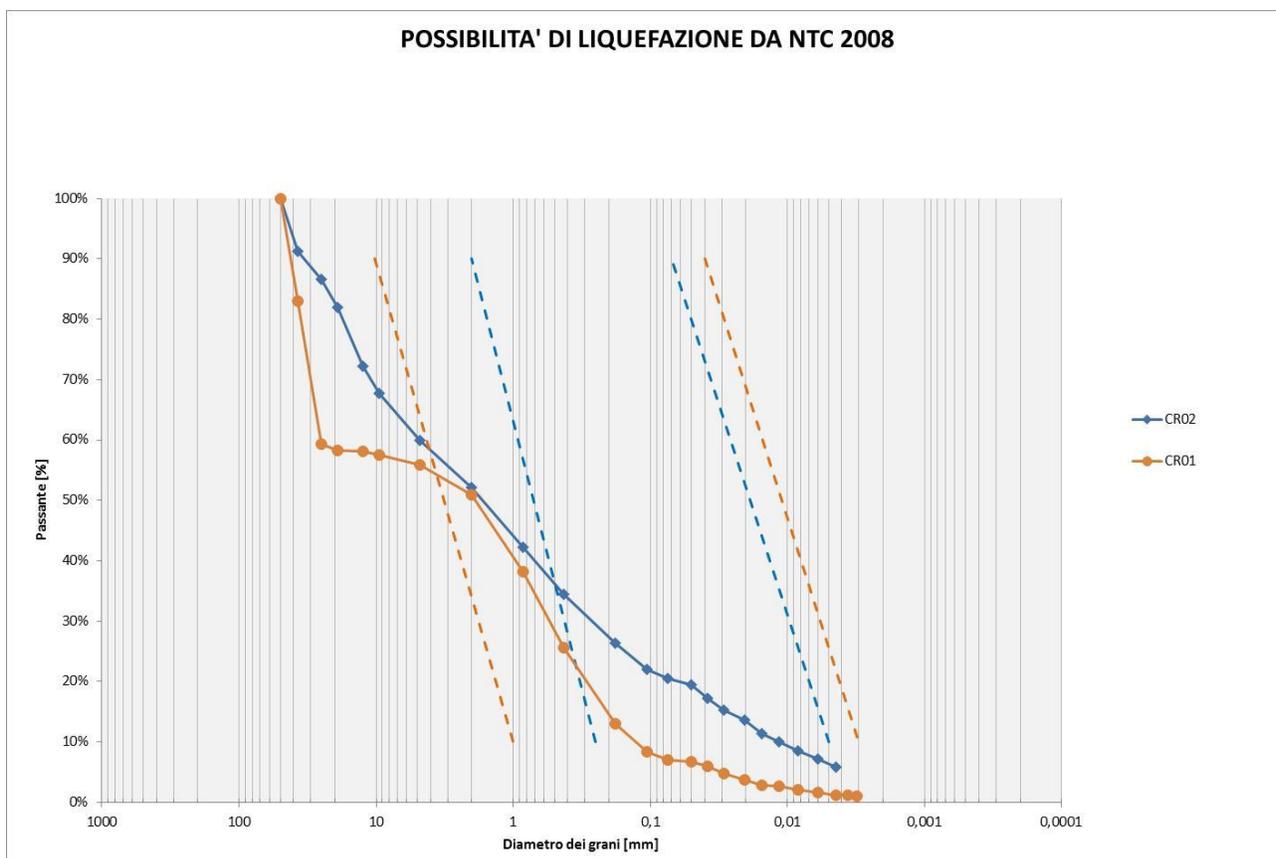


Figura 10 - Curve granulometriche FAG (Sondaggi S1v – S2v – SD03)

Per quanto riguarda il rilevato di approccio al viadotto, che si fonda sul deposito alluvionale, le indagini effettuate mostrano una curva granulometrica delle alluvioni (come da figura sottoriportata - ghiaia prevalente) ed un livello di falda non compatibili con il verificarsi del fenomeno.



**Figura 11** - Curve granulometriche dei campioni prelevati nella verticale S1v confrontati con i fusi previsti in Normativa

Come mostrato in Figura 11, le curve granulometriche risultano per lo più esterne ai fusi imposti al punto 5 del DM 2008 (Capitolo 7.11.3.4.2.). Non avendo a disposizione prove SPT condotte sul sondaggio S1v, per l'analisi a liquefazione si è assunto come valore di  $N_{spt}$  il valore ottenuto dal sondaggio S01D, prossimo al tratto in esame, effettuato sullo stesso litotipo di materiale e curva granulometrica paragonabile con quella del campione CR02 sopra rappresentata. La teoria proposta da Seed (1985)

sull'interpretazione di valori di  $N_{spt}$  dimostra che il terreno non è suscettibile a liquefazione. Le considerazioni svolte da Iwasaki dimostrano che il rischio di Liquefazione è molto basso.



(DA PROVE DINAMICHE SPT)  
METODO DI SEED ET AL. (1985)

**RISULTATI:**

	<b>STRATO</b>
Spessore	10

**FORMULE:**

$$CRR = \frac{a + c \cdot N + e \cdot N^2 + g \cdot N^3}{1 + b \cdot N + d \cdot N^2 + f \cdot N^3 + h \cdot N^4}$$

	<b>CRR</b>	0,234
--	------------	-------

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{10}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{10}}{\sigma'_{10}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

$M_w =$	7,29		<b>CSR</b>	0,208
---------	------	--	------------	-------

	$r_d$
--	-------

	0,91
--	------

<b>1</b>	<b>&lt; Fs = CRR/CSR</b>
----------	--------------------------

$M_w =$	7,29		<b>Fs</b>	1,124
				Verificato

RISCHIO di Liquefazione (Iwasaki et al., 1978)	Molto Basso
PROBABILITA' di Liquefazione (Juang et al., 2001) [P <sub>L</sub> (%)]	0,19
SUSCETTIBILITA' di Liquefazione (Juang et al., 2001)	Non probabile

Alla luce delle analisi sopra condotte si può affermare che, nel il rischio di liquefazione è nullo.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  60 di 109</p>

## 9 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA

In accordo alle NTC 2008 le strutture di fondazione, i muri ed i rilevati sono state verificati sia nei confronti degli stati limite ultimi, sia nei confronti degli stati limite di esercizio, tenendo conto delle condizioni di carico più gravose e valutando gli effetti delle combinazioni.

Per ogni stato limite ultimo considerato è stato verificato che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo, ovvero che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema.

Per ciascun stato limite di esercizio considerato è stato verificato che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto degli effetti delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite di tale effetto.

Nel seguito vengono descritti i criteri di verifica delle fondazioni, dei muri e delle paratie; le analisi di dimensionamento e verifica di tali opere sono descritte in dettaglio in specifiche relazioni di calcolo alle quali si rimanda per maggiori dettagli.

### 9.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le fondazioni superficiali vengono effettuate le seguenti verifiche:

1. Verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - Collasso per carico limite della fondazione

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  61 di 109</p>

- Scorrimento sul piano di posa
- 2. Verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR):
  - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali
- 3. Verifiche SLE di tipo strutturale
  - Verifiche delle tensioni in esercizio e verifiche di fessurazione
- 4. Verifiche SLE di tipo geotecnico
  - Verifiche della compatibilità degli spostamenti e distorsioni

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, possono essere utilizzati due approcci distinti (Approccio 1 o Approccio 2). Nell'ambito dei due approcci le verifiche devono essere effettuate impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

- Approccio 1:
  - combinazione 1: A1+M1+R1
  - combinazione 2: A2+M2+R2
- Approccio 2:
  - combinazione 1: A1+M1+R3

Per l'Approccio 1 di norma la combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale, STR, mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, GEO. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle tabelle che seguono sono riportati i coefficienti di sicurezza parziali rispettivamente per le azioni, per i parametri geotecnici e sulle resistenze globali per le diverse combinazioni.

**Tabella 24 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

**Tabella 25 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 26 – Coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema**

VERIFICA	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
<i>Capacità portante della fondazione</i>	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,8$	$\gamma_r = 2,3$
<i>Scorrimento</i>	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,1$	$\gamma_r = 1,1$

Il carico limite della fondazione ( $q_{lim}$ ) viene calcolato con la formula trinomia di Brinch-Hansen (1970) facendo riferimento alla larghezza ridotta della fondazione, per la quale il carico risulta centrato  $B^*$ :

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma' \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

$N_\gamma, N_c, N_q =$  fattori di capacità, dipendenti dall'angolo di attrito  $\varphi'$ ;

$s_\gamma, s_c, s_q =$  fattori di forma della fondazione;

$i_\gamma, i_c, i_q =$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_\gamma, b_c, b_q =$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;

$g_\gamma, g_c, g_q =$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

$d_c, d_q =$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>												
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>RS2S</td> <td>01</td> <td>D 78 RH</td> <td>OC 000 5001</td> <td>C</td> <td>64 di 109</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	64 di 109
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	64 di 109								

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$k_w = \frac{E}{(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno (assunto pari a  $E_0/5$ , dove  $E_0$  è il modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni);

$\nu$  = coefficiente di Poisson = 0.3;

B = larghezza della fondazione.

$c_t$  = fattore di forma, coefficiente adimensionale ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (vedasi tabella seguente).

**Fattore di forma per la stima del coefficiente di Winkler**

Fondazione Rigida	$c_t$
rettangolare con $L/B \leq 10$	$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
rettangolare con $L/B > 10$	$c_t = 2 + 0.0089 (L/B)$
dove L é il lato maggiore della fondazione.	

**9.2 FONDAZIONE PROFONDE**

Nelle principali opere d'arte previste in progetto si adottano fondazioni profonde su pali di grande diametro del tipo trivellato o, dove necessario, su pozzi realizzati con diaframmi. La lunghezza delle opere di fondazione varia in funzione delle caratteristiche litostratigrafiche e della tipologia delle

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

campate dei viadotti. Nel viadotto in esame le fondazioni su pali sono interamente immerse ed intestate nello strato di argille (Unità FAG).

### 9.2.1 CRITERI DI VERIFICA ALLO SLU

L'approccio utilizzato per le verifiche delle fondazioni profonde è l'Approccio 2, combinazione dei parametri A1+M1+R3 (NTC08 §6.4.3.1).

Per pali soggetti a carichi verticali la resistenza di progetto va determinata come segue:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} = \frac{\min \left( \frac{R_{calc,media}}{\xi_3}; \frac{R_{calc,min}}{\xi_4} \right)}{\gamma_R}$$

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tabella 27** – Coefficienti parziali sulle resistenza (NTC08 tab.6.4.II)

E' da considerare che nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

**Tabella 28**– Valori dei coefficienti parziali sulle resistenze in funzione delle verticali indagate (NTC08 tab.6.4.IV)

Per pali soggetti a carichi trasversali la resistenza di progetto va determinata come:

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_T} = \frac{\min \left( \frac{R_{calc,media}}{\xi_3}; \frac{R_{calc,min}}{\xi_4} \right)}{\gamma_T}$$

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

**Tabella 29**– Valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali soggetti a carichi trasversali (NTC08 tab.6.4.VI)

## 9.2.2 METODOLOGIE DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti per le opere d'arte maggiori del presente progetto.

La portata di progetto  $Q_d$  di un palo trivellato o di un setto può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_L / F_{SL} + Q_B / F_{SB} - W'_p$$

Dove:

$Q_L$  = portata laterale limite,

$Q_B$  = portata di base limite,

$W'_p$  = peso efficace del palo o del setto (al netto del peso del terreno asportato),

$F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale (=  $\xi_3 \cdot \gamma_s$ ),

$F_{SB}$  = fattore di sicurezza per la portata di base (=  $\xi_3 \cdot \gamma_b$ )

### 9.2.2.1 PORTATA LATERALE

La portata laterale limite è valutata con la seguente espressione

$$Q_L = \pi D \sum_1^n \overline{q_{si}} \cdot \Delta z_i$$

in cui

D = diametro palo,

$q_{si}$  = tensione di adesione laterale nello strato i-esimo,

$\Delta z_i$  = altezza dello strato i-esimo.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  67 di 109</p>

***a- Terreni Coesivi***

Nel caso di terreni coesivi la resistenza laterale viene calcolata con la seguente espressione:

$$q_{si} = \alpha_i c_{ui}, \text{ con } \alpha < 1$$

- $\alpha_i$  è un coefficiente empirico nello strato i-esimo, funzione della  $c_{ui}$  (AGI, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984):

$$\alpha = 0.9 \text{ per } c_{ui} \leq 25 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.8 \text{ per } c_{ui} = 25 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.6 \text{ per } c_{ui} = 50 \div 75 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0.4 \text{ per } c_{ui} \geq 75 \text{ kPa}$$

- $c_{ui}$  è la resistenza non drenata caratteristica nell' i-esimo strato;

Secondo le raccomandazioni AGI per pali trivellati in terreni coesivi, il valore limite per  $q_{si}$  è

$q_{si, \text{lim}} = 100 \text{ kPa}$ . Inoltre si considera

$$0.23\sigma'_v < q_{si} < 0.55\sigma'_{vi} < 100 \text{ kPa}$$

in cui  $\sigma'_v$  = tensione verticale efficace litostatica.

***b- Terreni Incoerenti***

Nel caso di terreni incoerenti la resistenza laterale viene calcolata con la seguente espressione:

$$q_{si} = k_{si} \sigma'_{vi} \tan \varphi_{si}$$

- $k_{si}$ , il coefficiente di pressione laterale, è un coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle proprietà del terreno.
- $\tan \varphi_{si}$  è il coefficiente di attrito e dipende dall'interfaccia palo terreno (se è liscia o scabra). Nel primo caso  $\varphi_{si}$  sarà minore di  $\varphi_{oi}$  del terreno, nel secondo caso coinciderà con l'angolo di attrito del terreno (AGI, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984). Nel caso in esame è stato considerato l'angolo di attrito del terreno.

Tipo di palo		Valori di k	Valori di $\mu$
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 $\varphi'$ )
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg $\varphi'$
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg $\varphi'$

Il valore limite per  $q_{si}$  per pali trivellati in terreni incoerenti è  $q_{si, \lim} = 170$  kPa (Viggiani, 1999).

**c- Rocce**

Nel caso di pali in roccia la resistenza laterale può essere assunta pari a (AASHTO) :

$$q_s = 0.65 \alpha_E p_a (q_u / p_a)^{0.5} < 7.8 p_a (f'_c / p_a)^{0.5} \text{ [ksf]}$$

in cui

- $q_u$  è la resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- $p_a$  è la pressione atmosferica;
- $f'_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo;
- $\alpha_E$  è un fattore di riduzione (introdotto per tener conto della fratturazione dell'ammasso), funzione del rapporto  $E_m/E_i$  tra il modulo dell'ammasso e quello del provino intatto (cfr. tabelle seguenti).

RQD (percent)	$E_m/E_i$	
	Closed Joints	Open Joints
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

Estimation of  $E_m$  Based on RQD (after O'Neill and Reese, 1999)

$E_m/E_i$	$\alpha_E$
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Estimation of  $\alpha_E$  (O'Neill and Reese, 1999)

Cautelativamente, il valore limite per la resistenza laterale in roccia è stato posto pari a 170 kPa.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	69 di 109

### 9.2.2.2 PORTATA ALLA BASE

La resistenza alla base è data da  $Q_B = \frac{\pi D^2}{4} \cdot q_B$

in cui  $q_B$  è la portata limite specifica di base calcolata come segue

**a- Terreni Coesivi**

$$q_{bi} = \sigma_{vbi} + 9c_{ubi}$$

**b- Terreni Incoerenti**

$$q_{bi} = N_q \sigma'_{vbi}$$

in cui  $N_q (=N_q^*)$  è il fattore di capacità portante determinato mediante l'abaco proposto da Berezantzev (figura seguente) per il calcolo dello sforzo alla punta in corrispondenza del quale insorgono le prime deformazioni plastiche nel terreno .

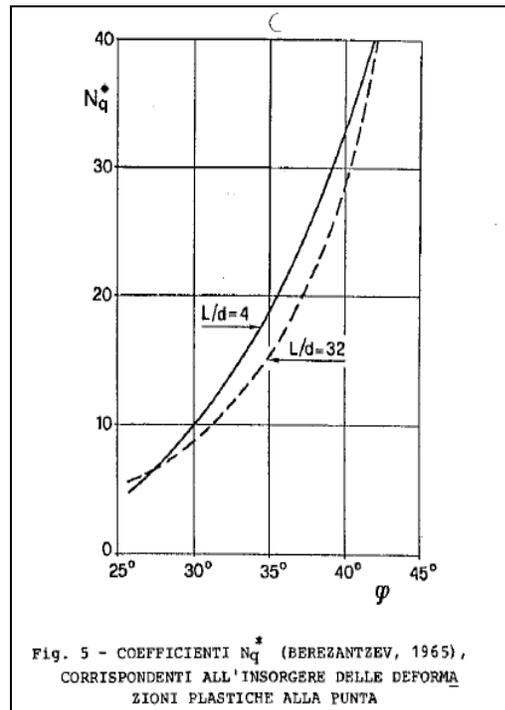
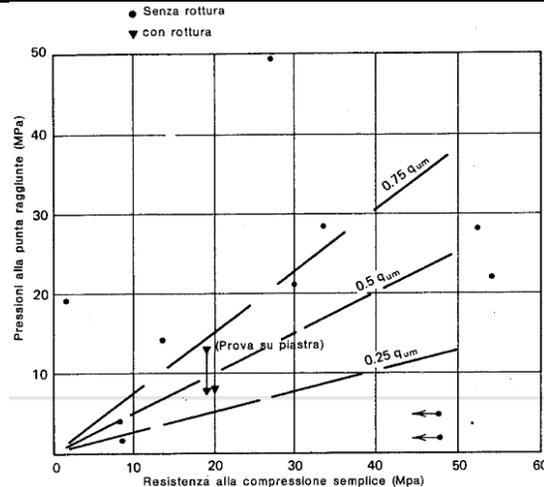


Figura 1- Abaco di Berezantzev (1965)

Il valore limite di  $q_{bi}$  considerato per tutti i terreni incoerenti è  $q_{bi,lim}=4000$  kPa (Wright e Reese, 1977).

### c- Rocce

Thorne (1977) ha riunito dati relativi a valori misurati della capacità portante in funzione della resistenza a compressione della roccia stessa:

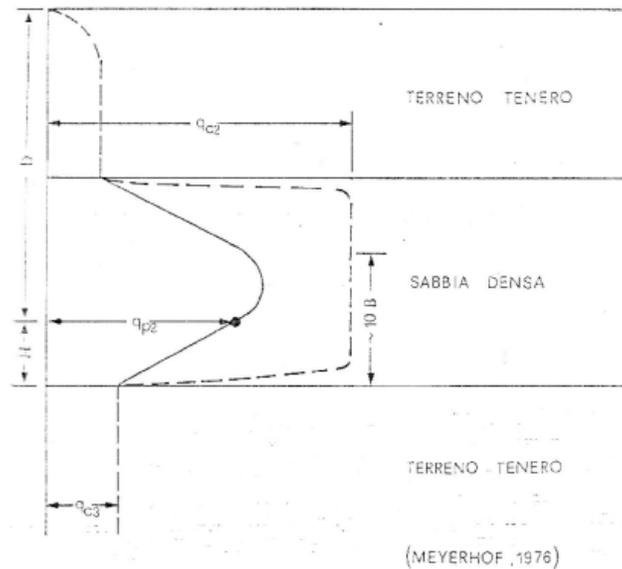


Secondo considerazioni teoriche (Pells et al.) è improbabile che la portanza ultima scenda molto al di sotto del valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta, anche in presenza di fratture verticali aperte. Comunque i valori massimi ammissibili per la pressione alla base sono compresi tra 0.2 e 0.5  $q_u$ , con  $q_u$  corrispondente alla resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta. Ai fini dei calcoli si utilizza un coefficiente intermedio e pari a 0.35:

$$q_{bi} = 0.35 \sigma_c$$

#### **d- Depositi stratificati**

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille e di sabbie e ghiaie, in accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976) la portata di base negli strati sabbioso-ghiaiosi andrà abbattuta rispetto a quella caratteristica dello strato supposto omogeneo, in accordo a quanto rappresentato nella figura seguente:



**Figura 2-** Portanza alla base per terreni stratificati

In pratica, nel caso di terreno stratificato, la mobilitazione dell'intera resistenza di base disponibile è subordinata alla condizione che il palo penetri nello strato portante per almeno 3 diametri; viceversa, man mano che la base del palo si avvicina ad uno strato inferiore di minore resistenza, la resistenza comincia a diminuire fino ad uguagliare al confine il valore che compete alla rottura dello strato più debole.

### 9.2.2.3 PORTANZA A TRAZIONE

La portata a trazione di progetto  $Q_d$  di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_L / F_{SL} + W'_p$$

dove:

$Q_L$  = portata laterale limite (da determinarsi in conformità a quanto già descritto),

$W'_p$  = peso efficace del palo,

$F_{SL}$  = fattore di sicurezza per la portata laterale ( $= \gamma_{st} \cdot \xi_3$ ).

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	73 di 109

### NOTE

La lunghezza del palo dovrà essere almeno pari a 10 volte il diametro del palo (D).

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

Si controllerà inoltre che la risposta del palo in esercizio sia di tipo “elastico”, verificando un adeguato coefficiente di sicurezza sulla portata ultima per attrito laterale:

$$N_{\max,SLE} < Q_L / 1.25$$

ossia la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo con un fattore di sicurezza di 1.25.

### 9.2.3 GRUPPO DI PALI

Il carico limite verticale di un gruppo di pali è definito come segue:

$$Q_{lim} = \eta \sum_1^N Q_{lim,i}$$

Dove  $\eta$  è l'efficienza della palificata ed è funzione della natura del terreno e della tecnologia esecutiva.

Nel caso di pali in terreni incoerenti valori tipici di efficienza sono:

<i>Tipo di palo</i>	<i>i/D</i>	<i>E<sub>G</sub></i>
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

Per il caso in esame si può assumere un valore di efficienza pari ad 1.

Nel caso di pali in terreni coesivi, se l'interasse tra i pali è minore di tre volte il diametro del palo stesso, ci sarà un' interazione significativa tra i pali, altrimenti l'interazione è trascurabile.

Pertanto il carico limite sarà il minore tra:

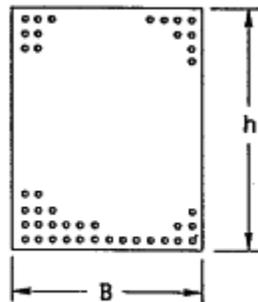
$$Q_{lim} = \eta \sum_1^N Q_{lim,i}$$

$Q_{blocco}$

Con  $Q_{blocco}$ :

$$Q_{blocco} = B_b \cdot L_b c_{ub} \cdot N_c + 2 \cdot (h + B) \cdot L \cdot c_{um}$$

Il valore di  $N_c$  è funzione del rapporto  $h/B$  ed  $L/B$  (AGI):



L/B	$N_c$		
	$h/B = 1$	$h/B > 20$	$1 < h/B < 20$
0.25	6.7	5.6	$5.6 \cdot (1 + 0.2 L/B)$
0.50	7.1	5.9	$5.9 \cdot ( \quad )$
0.75	7.4	6.2	$6.2 \cdot ( \quad )$
1.00	7.7	6.4	$6.4 \cdot ( \quad )$
1.50	8.1	6.8	$6.8 \cdot ( \quad )$
2.00	8.4	7.0	$7.0 \cdot ( \quad )$
2.50	8.6	7.2	$7.2 \cdot ( \quad )$
3.00	8.8	7.4	$7.4 \cdot ( \quad )$
> 4.00	9.0	7.5	$7.5 \cdot ( \quad )$

dove  $h$  e  $B$  sono le dimensioni in pianta del blocco,  $L$  è la lunghezza dei pali,  $c_{ub}$  e  $c_{um}$  sono, rispettivamente, la resistenza non drenata del terreno alla base del palo ed il valore medio della resistenza non drenata nel tratto di lunghezza  $L$ .

Il valore dell'efficienza può essere calcolato mediante la formula di Converse-Labarre ed è sempre minore dell'unità (0.6-0.7):

$$\eta_g = 1 - \frac{\theta(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

con  $m$  ed  $n$  numero di pali rispettivamente per colonna e per fila e  $\theta = \tan^{-1}(D/s)$  con  $D$  diametro del palo ed  $s$  l'interasse tra i pali.

#### 9.2.4 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI

Per determinare la capacità portante dei pali sotto azioni orizzontali ( $H_{lim}$ ) si segue la teoria di Broms (1964), secondo cui il terreno è assimilato ad un mezzo rigido plastico perfetto ed i pali hanno altrettanto comportamento rigido plastico perfetto. Il palo, se sottoposto ad una forza orizzontale  $F$ , subisce uno spostamento nella direzione di applicazione della stessa che porta ad una modifica del diagramma polare delle tensioni normali sul palo, con la nascita di una risultante  $P$  [ $F/L^{-1}$ ], avente la stessa direzione dello spostamento ma verso opposto.

L'andamento della risultante  $P$  lungo il palo è differente a seconda se ci si trova nel caso di terreni coesivi oppure terreni granulari e dal tipo di meccanismo ipotizzato. I meccanismi possibili sono:

- palo corto: traslazione rigida del palo
- palo intermedio: formazione di una cerniera plastica in testa al palo (valido solo nel caso di pali vincolati in testa e non per pali liberi di ruotare)
- palo lungo: formazione di una cerniera plastica ad una certa profondità, al di sotto della quale non avviene nessuna rotazione.

La formazione delle cerniere plastiche avviene non appena nella sezione più sollecitata il momento ( $M_{max}$ ) supera il momento di plasticizzazione ( $M_y$ ).

Nel caso in esame, per la verifica del carico limite orizzontale con la teoria di Broms si considerano pali con rotazione in testa impedita.

Le equazioni con cui si determina il carico limite a forze orizzontali dei pali sono definite di seguito al variare del tipo di meccanismo considerato.

In terreni coesivi si ha:

Palo corto: 
$$H = 9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio: 
$$H = -9c_u d^2 \left( \frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo: 
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

in cui :

H = carico limite orizzontale del palo;

cu = resistenza non drenata del terreno;

My = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

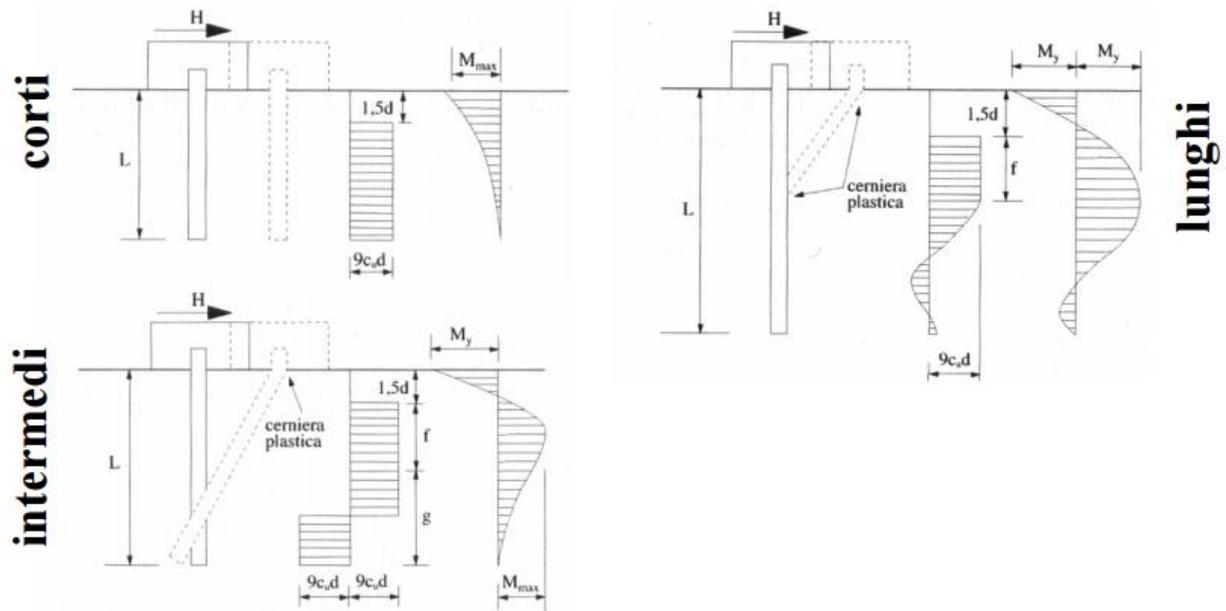


Figura 3– Andamento di P per terreni coesivi nel caso di pali vincolati in testa

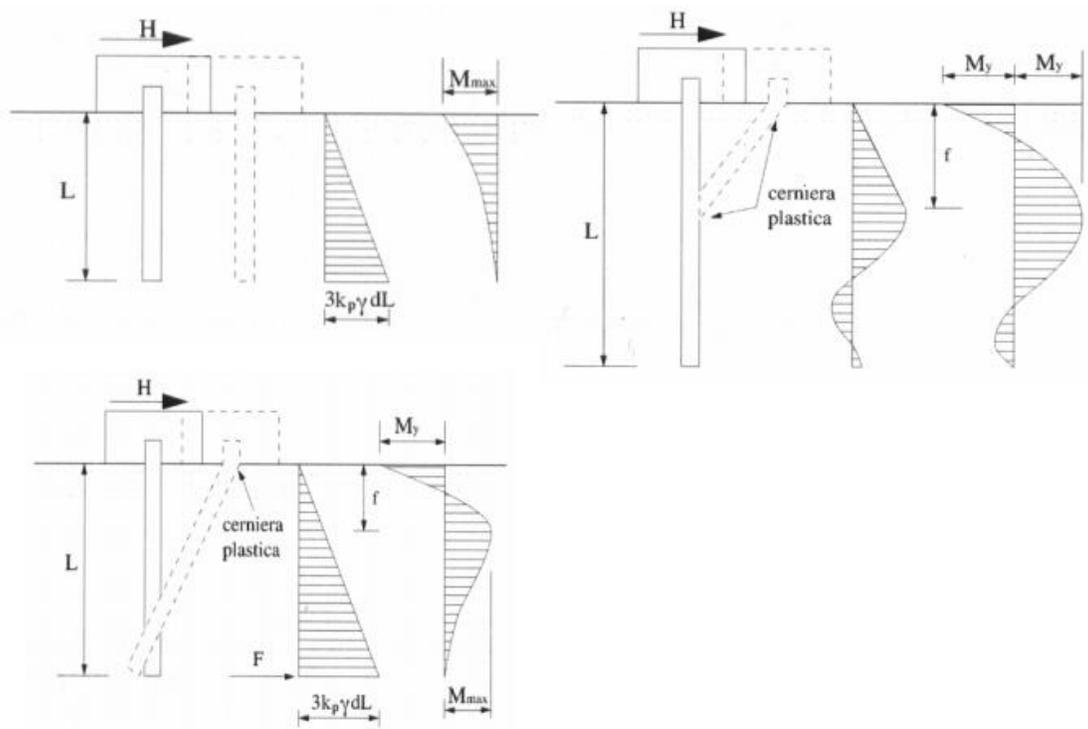
In terreni incoerenti si ha:

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{ \left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2 }$$

in cui, oltre ai termini già definiti,  $k_p$  è il coefficiente di spinta passiva.



**Figura 4**– Andamento di P per terreni incoerenti nel caso di pali vincolati in testa

Il valore di H così ottenuto dovrà essere confrontato con il massimo valore del taglio agente sul palo al variare delle combinazioni (Vpd); il valore determinato con la teoria di Broms dovrà essere ridotto secondo quanto prevede la normativa vigente.

$$H_{lim} = \frac{H}{\xi \cdot \gamma_T} \geq Vpd$$

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

$\xi$  = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

$\gamma_T$  = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.



PROGETTO DEFINITIVO  
U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	78 di 109

**Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

Resistenze Caratteristiche (R)	R1	R2	R3
Resistenza laterale:	1.00	1.60	1.30

Infine, occorre tenere conto che l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre minore dell'unità. A tal fine, il carico limite orizzontale sarà ridotto moltiplicandolo per un valore di efficienza pari a 0.8.

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

## 9.3 OPERE DI SOSTEGNO

### 9.3.1 APPROCCI DI NORMATIVA

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'*Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell'*Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. Nell'*Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti in tabella 35 e 36.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{G3}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 30**– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 31**– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

**Tabella 32**– Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali

Nel caso di paratie i coefficienti  $\gamma_R$  sono unitari.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- – *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
  - collasso per scorrimento sul piano di posa
  - stabilità globale
- – *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

La rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  81 di 109</p>

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

### 9.3.2 **DIMENSIONAMENTO DEI MURI**

Le azioni considerate agenti sull'opera sono state calcolate con riferimento alle indicazioni riportate sulle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e sono di seguito descritte.

#### 9.3.2.1 Spinte delle terre

##### **Metodo di Culmann**

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

1. si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
2. si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
3. dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  U.O. INFRASTRUTTURE SUD  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  82 di 109</p>

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ .

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

### ***Spinta in presenza di falda***

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### ***Spinta in presenza di sisma***

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(kh/(1 \pm kv))$  essendo  $kh$  il coefficiente sismico orizzontale e  $kv$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $kh$ .

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  83 di 109</p>

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi. Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA  <b>RS2S</b>	LOTTO  01	CODIFICA  D 78 RH	DOCUMENTO  OC 000 5001	REV.  C	FOGLIO  84 di 109

### 9.3.2.2 CRITERI DI ANALISI

#### Verifiche di stabilita'

Il calcolo del muro di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

1. Verifica a ribaltamento
2. Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
3. Verifica della stabilit  complesso fondazione terreno (carico limite)
4. Verifica della stabilit  globale

#### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$    dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sar  stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro   positivo, ribaltante se   negativo. E' positivo quando   il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando   il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo pu  essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

#### Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di

sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f.$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento del totale (dal manuale RFI  $S_p=0$ ).

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

#### Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+sc+dc-ic-gc-bc) + q$$

in cui  $dc, dq, d\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $sc, sq, s\gamma$ , sono i fattori di forma;  $ic, iq, i\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $bc, bq, b\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $gc, gq, g\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

#### Fattori di forma

per  $\phi=0$  
$$s_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

per  $\phi>0$  
$$s_q = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

#### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come:

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come:

per  $\phi = 0$   $d_c = 0.4k$

per  $\phi > 0$   $d_c = 1 + 0.4k$

$$d_q = 1 + 2tg\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

#### Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con Af l'area efficace della fondazione ottenuta come  $Af = B' \times L'$  (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico eB, eL dalle relazioni  $B' = B - 2eB$   $L' = L - 2eL$ ) e con l'angolo  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per  $\phi = 0$   $i_c = 1/2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$

per  $\phi > 0$   $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a ctg\phi} \right)^5$$

per  $\eta = 0$   $i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a ctg\phi} \right)^5$

per  $\eta > 0$   $i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a ctg\phi} \right)^5$

#### Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per  $\phi = 0$   $b_c = \frac{\eta}{147}$

per  $\phi > 0$   $b_c = 1 - \frac{\eta}{147}$

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	88 di 109

$$b_q = e^{-2\eta tg\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta tg\phi}$$

### Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle seguenti espressioni:

$$\text{per } \phi = 0 \quad g_c = \frac{\beta}{147}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05tg\beta)^5$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare e verificare le seguenti condizioni:

$$H < V tg\delta + Af ca$$

$$\beta \leq \phi$$

$$iq, i\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

### **Verifiche alla stabilità globale – Metodo di Bishop**

La verifica alla stabilità globale del complesso muro + terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$ .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i c_i b_i + (W_i - u_i b_i) g \phi_i}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  89 di 109</p>

dove il termine  $m$  è espresso da:

$$m = \left( 1 + \frac{tg\phi_i tg\alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### 9.3.3 DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE

Le azioni considerate agenti sull'opera sono state calcolate con riferimento alle indicazioni riportate sulle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" e sono di seguito descritte.

#### 9.3.3.1 CRITERI DI CALCOLO

Le analisi di verifica della paratia sono state effettuate secondo le NTC 08 tenendo conto di possibili SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale. Nello specifico sono state effettuate le verifiche dei seguenti stati limite:

##### SLU di tipo geotecnico (GEO)

collasso per raggiungimento della resistenza del terreno con rotazione attorno ad un punto della paratia stessa;

instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

##### SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Le verifiche per il dimensionamento strutturale sono state effettuate con la Combinazione 1 (A1+M1+R1) che prevede coefficienti unitari sui parametri del terreno e sulle resistenze globali del sistema, mentre vengono amplificate le azioni permanenti e variabili con i coefficienti del gruppo A1.

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  90 di 109</p>

Nel caso in esame i suddetti coefficienti del gruppo A1 sono stati applicati direttamente alle sollecitazioni, ossia agli effetti delle azioni.

Le verifiche relative al dimensionamento geotecnico, nei confronti del meccanismo di collasso determinato dal raggiungimento della resistenza del terreno sono state effettuate con la combinazione 2 dell'approccio 1 (A2+M2+R1) che prevede l'amplificazione delle azioni variabili ( $\gamma_q=1.3$ ) e la riduzione dei parametri di resistenza a taglio  $\gamma_\phi=1.25$ ), mentre risultano unitari i coefficienti  $\gamma_r$  sulla resistenza globale del terreno.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2008.

In condizioni di esercizio sono stati valutati gli spostamenti dell'opera per valutare la compatibilità con la funzionalità della stessa e con la sicurezza e funzionalità di eventuali preesistenze.

### 9.3.3.2 ANALISI STRUTTURALE

#### Verifiche agli stati limite ultimi

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 6.2.3.1.1 del D.M.14/01/08.

#### ***Verifica a presso flessione.***

La verifica sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa.

Con riferimento alla sezione presso inflessa, sotto rappresentata assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma - \epsilon$  di definiti ai paragrafi 4.1.2.1.2.2 e 4.1.2.1.2.3 del D.M.14/01/08, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

dove:

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

### **Verifica a taglio**

La verifica a taglio viene condotta per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio mediante l'espressione fornita dalla normativa:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k_3 / 2 f_{ck}^{1/2}$$

$d$  altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (bwd)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in cui tale verifica non sia soddisfatta, occorre procedere alla seconda verifica, quella prevista per gli elementi con armature trasversali resistenti a taglio.

In tal caso la resistenza a taglio ultima è fornita dal valore minore delle due resistenze secondo il meccanismo taglio-trazione o taglio-compressione forniti da normativa. Più precisamente:

per la resistenza a "taglio trazione":

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin(\alpha)$$

per la resistenza a "taglio compressione":

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) / (1 + ctg^2(\theta))$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	92 di 109

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:  $1 \leq c_{tg} \theta \leq 2,5$ .

Verifiche agli stati limite di esercizio

La verifica in esercizio delle sezioni nei vari elementi strutturali, come già evidenziato, si articola in tre principali categorie di seguito elencate. Anche in questo caso le verifiche vengono condotte tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico relative allo stato limite di esercizio considerato nelle verifiche stesse.

### **Verifiche di fessurazione**

Si valuterà lo stato limite di apertura delle fessure; per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Per la tipologia di opera la condizione ambientale scelta è quella aggressiva. Di seguito si riporta la tabella del paragrafo 4.1.2.2.4.3 del DM 14/01/2008, con i limiti di fessure per lo stato limite di esercizio considerato,

	PROGETTO DEFINITIVO U.O. INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Si è scelto il gruppo a.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$1,7 w_m$$

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media delle fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} * \Delta_{sm}$$

$\epsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  sono calcolati secondo le disposizioni della letteratura tecnica. In alternativa il valore di  $w_d$  può essere calcolato con la seguente espressione:

$$w_d = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax}$$

dove:

$\Delta_{smax}$  è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle  $\epsilon_{sm}$  può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \leq \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;

$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il minore tra  $2,5 (h - d)$ ,  $(h - x) / 3$  o  $h / 2$  (vedere figura C4.1.9);

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$$k_t = 0,6 \text{ per carichi di breve durata,}$$

$k_t = 0,4$  per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure,  $\Delta_{smax}$ , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

Dove  $\phi$  è il diametro delle barre.

Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente,  $\phi_{eq}$ . Se  $n_1$  è il numero di barre di diametro  $\phi_1$  ed  $n_2$  è il numero di barre di diametro  $\phi_2$ , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

$c$  è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1 = 0,8$  per barre ad aderenza migliorata,

$= 1,6$  per barre lisce;

$k_2 = 0,5$  nel caso di flessione semplice,

$= 1,0$  nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di  $k_2$ , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$$

in cui  $\varepsilon_1$  ed  $\varepsilon_2$  sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

$k_3 = 3,4$ ;

$k_4 = 0,425$ .

### **Verifiche delle tensioni di esercizio**

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

Per calcestruzzo classe (25/30)



PROGETTO DEFINITIVO  
U.O. INFRASTRUTTURE SUD  
RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO  
Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	95 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

combinazione rara  $\sigma_{c,ad} = 0.60f_{ck} = 14,94 \text{ MPa}$

combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,ad} = 0.45f_{ck} = 11,21 \text{ MPa}$

combinazione quasi permanente  $\sigma_{c,ad} = 0.45f_{ck} = 16,81 \text{ MPa}$

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

la tensione massima  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80f_{yk} = 0,80 \cdot 450 = 360 \text{ MPa}$$

#### 9.4 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Per le verifiche di stabilità delle scarpate si è fatto riferimento alle "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008", constatando che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche vengono condotte secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) in cui:

- A2: i coefficienti parziali per i carichi permanenti sono da considerarsi pari a  $\gamma_{G1}=1$  mentre quelli per i carichi variabili sono da considerarsi pari a  $\gamma_{Q1}=1.3$  in condizioni statiche e  $\gamma_{Q1}=1.0$  in condizioni sismiche;
- M2: i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono pari rispettivamente a:

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

**Tabella 33: Coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno**

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	M2
$\tan \varphi'k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
$c'k$	$\gamma_c'$	1,25
$\gamma$	$\gamma_{\gamma}$	1

- R2: il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo è da considerarsi pari a  $\gamma_R = 1.1$ .

Le verifiche di stabilità sono condotte utilizzando il metodo dell'equilibrio limite di Bishop semplificato (1955). Tale metodo consente di calcolare il coefficiente di sicurezza associato ad una qualsiasi superficie di scivolamento circolare nell'ipotesi "semplificativa" che, suddivisa la massa del terreno interessata dal cinematisma in strisce, le forze di interstriscia abbiano direzione orizzontale. Il comportamento meccanico del terreno è ipotizzato, analogamente a tutti i metodi dell'equilibrio limite, di tipo rigido perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La valutazione dei fattori di sicurezza per la stabilità è condotta mediante il modulo "Slope W" del programma GeoStudio 2007 GEO-SLOPE International.

Tale programma consente un'analisi di stabilità all'equilibrio limite tenendo conto di terreni variamente stratificati, dell'eventuale falda idrica, della presenza di pressioni neutre diverse dalle pressioni idrostatiche, di sollecitazioni sismiche mediante un'analisi di tipo pseudostatica, di tiranti di ancoraggio e di eventuali altri elementi di rinforzo (ad esempio geogriglie). Il programma è in grado di fornire una soluzione generale al problema bidimensionale di stabilità ricavandone il coefficiente di sicurezza (FS) come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di possibile scorrimento e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento.

La valutazione del coefficiente di sicurezza è effettuata per tentativi, generando un elevato numero di superfici mediante un algoritmo pseudo - casuale. Il programma è in grado di compiere le verifiche di stabilità fornendo il coefficiente di sicurezza secondo differenti criteri; nel caso in esame l'analisi è stata sviluppata con superfici circolari adottando il metodo di Bishop.

Per le scarpate definitive le verifiche di stabilità globale sono state effettuate sia in condizione statiche sia in condizione sismiche, considerando la componente verticale dell'azione sismica una volta diretta verso il basso (+) ed una volta verso l'alto (-), mentre per le scarpate provvisorie solo in condizioni statiche. Nell'analisi sismica pseudo-statica, i coefficienti sismici orizzontale e verticale calcolati con tempo di ritorno corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le verifiche in condizioni sismiche sono state condotte applicando al volume di terreno delimitato dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento le forze d'inerzia dovute all'azione sismica:

$$FH = kh \times W$$

$$FV = kv \times W$$

dove:

FH = risultante orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

FV = risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile

W = peso della massa potenzialmente instabile

kh = coefficiente di accelerazione sismica orizzontale =  $\beta_s a_{max}/g$

kv = coefficiente di accelerazione sismica verticale = kh/2

dove il coefficiente  $\beta_s$  è stato calcolato secondo la seguente tabella:

**Tabella 7.11.I** – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

	<p>PROGETTO DEFINITIVO  <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b>  <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b>  <b>Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</b></p>					
<p>GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3</p>	<p>COMMESSA  <b>RS2S</b></p>	<p>LOTTO  01</p>	<p>CODIFICA  D 78 RH</p>	<p>DOCUMENTO  OC 000 5001</p>	<p>REV.  C</p>	<p>FOGLIO  98 di 109</p>

#### 9.4.1 TRINCEE

Nel presente capitolo si riportano i dimensionamenti e le verifiche geotecniche relative alle trincee provvisorie e definitive necessarie alla realizzazione del tratto all'aperto compreso tra la pk 1+025 (sottopasso SL01) e la pk 3+025 (stazione Catalabiano), che include anche la galleria artificiale GA01 (pk 1+177-1+960), con altezze che variano tra i 4 m ed i 18.6 m.

Le verifiche sono state svolte nelle sole condizioni statiche SLU per le trincee a carattere provvisoriale, anche in condizioni sismiche per le trincee a carattere definitivo.

L'analisi di stabilità per le scarpate delle trincee è stata condotta cautelativamente per le sezioni caratterizzate da altezza di scavo maggiore, riportate di seguito, a cui è associata la stratigrafia di riferimento:

- **SEZIONE 1** pk 1+165: trincea definitiva di imbocco alla galleria artificiale GA01. Ai fini delle verifiche sismiche è stato considerato il valore del coefficiente sismico in direzione verticale tale da ricadere nella condizione peggiore e quindi pari a +0.043.

<b><math>H_{scavo,max} = 10.3 \text{ m}</math></b>		
<b>Scarpate 1:1</b>		
<b>Unità geotecniche</b>		<b>Spessore (m)</b>
Scorie Laviche	SI	7.30
Basalti	Ba	7.00
Scorie Laviche	SI	5.00

- **SEZIONE 2** da pk 1+177 (inizio GA01) a pk 1+300: trincea provvisoria

<b>H<sub>scavo,max</sub> = 18.6 m</b>		
<b>Scarpate 1 : 1</b>		
Unità geotecniche		Spessore (m)
Scorie Laviche	Sl	10.50
Basalti	Ba	5.50
Scorie Laviche	Sl	11.00

- **SEZIONE 3** da pk 1+300 a pk 1+600 e da pk 1+800 a pk 1+960 (fine GA01): trincea provvisoria per cui all'interno dello strato di scorie laviche viene realizzata una paratia di micropali, le scarpate al di sopra saranno inclinate di 30°.

<b>H<sub>scavo,max</sub> = 16.6 m</b>		
(rimozione di 2m di limo superficiali)		
<b>Scarpate 30°</b>		
Unità geotecniche		Spessore (m)
Ghiaie e Sabbie	GS	10.50
Scorie Laviche	Sl	5.50
Basalti	Ba	11.00

- **SEZIONE 4** da pk 1+600 a pk 1+800: trincea provvisoria per cui all'interno dello strato di scorie laviche viene realizzata una paratia di micropali, le scarpate al di sopra saranno inclinate di 30°.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	100 di 109

H <sub>scavo,max</sub> = 18.2 m		
Scarpate 30°		
Unità geotecniche		Spessore (m)
Limi Sabbiosi	LS	2.00
Ghiaie e Sabbie	GS	5.00
Scorie Laviche	Sl	14.00
Basalti	Ba	12.00

- SEZIONE 5** tra la progressiva 1+420 km e la progressiva 1+510 km si prevede una paratia di micropali multitirantati al fine di limitare gli spostamenti (ref. Relazione delle opere provvisorie).
- SEZIONE 6** tra la progressiva 1+960 e la GA01bis (pk 2+400): trincea provvisoria realizzata tra muri ad U.

H <sub>scavo,max</sub> = 9.8 m		
Scarpate 2:3		
Unità geotecniche		Spessore (m)
Ghiaie e Sabbie	GS	6.00
Scorie Laviche	Sl	9.00
Basalti	Ba	5.00

- SEZIONE 7** tra la GA01bis (pk 2+400) e la progressiva 3+000: trincea definitiva realizzata tra muri ad U fino a che la trincea non raggiunge la profondità di 4m, il rimanente tratto viene realizzato con scarpate inclinate 2:3. Ai fini delle verifiche sismiche è stato

GEOTECNICA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
RS2S 01 D 78 RH OC 000 5001 C 101 di 109

Relazione geotecnica generale 1/3

considerato il valore del coefficiente sismico in direzione verticale tale da ricadere nella condizione peggiore e quindi pari a +0.043.

<b>H<sub>scavo,max</sub> = 4 m</b>		
<b>Scarpate 2:3</b>		
<b>Unità geotecniche</b>		<b>Spessore (m)</b>
Ghiaie e Sabbie	GS	7.40
Argille	Ag	8.60

Nel seguito si sintetizzano i valori dei parametri geotecnici di progetto per le unità geotecniche intercettate:

Tipologia	$\gamma_{nat}$	w	c'	$\phi'$	$c_u$	E	$E_u$	$R_c$	$C_v$	k	RQD
	kN/m <sup>3</sup>	%	kPa	°	kPa	MPa	MPa	MPa	cm <sup>2</sup> /s	m/s	%
Limi e sabbie limose (LS)	20-21.5	-	0	29	0	5.4	-	-	-	10 <sup>-6</sup>	-
Sabbie ghiaiose e ghiaie (GS)	18-19	-	0	39	0	31.5	-	-	-	10 <sup>-5</sup> -10 <sup>-6</sup>	-
Basalti (involuppo MC tipo Slope) (Ba)	25-27	-	-	-	-	21300	-	60	-	10 <sup>-6</sup> -10 <sup>-7</sup>	70-80
Scorie laviche (SI)	16-17	-	0	38÷40	0	25.6	-	-	-	10 <sup>-5</sup> -10 <sup>-6</sup>	-
Argille (Ag)	20-20,5	-	30	25	200	100	150	-	1,19e <sup>-4</sup> -2,82e <sup>-4</sup>	10 <sup>-9</sup> -10 <sup>-11</sup>	-

**Tabella 34-** Parametri geotecnici caratteristici di riferimento

La ricostruzione è stata eseguita utilizzando il livello piezometrico massimo registrato durante le differenti campagne di monitoraggio, al fine di considerare la condizione idrogeologica più cautelativa

	PROGETTO DEFINITIVO <b>U.O. INFRASTRUTTURE SUD</b> <b>RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO</b> Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA  Relazione geotecnica generale 1/3	COMMESSA <b>RS2S</b>	LOTTO 01	CODIFICA D 78 RH	DOCUMENTO OC 000 5001	REV. C

per le opere in questione. Si intende evidenziare che il livello piezometrico massimo della falda è sempre al di sotto del livello minimo di scavo della galleria artificiale mentre riaffiora in corrispondenza del viadotto, in quanto a tale progressiva si incontra lo strato di argille a profondità basse, strato che per le sue caratteristiche sostiene la falda.

#### 9.4.1.1 Azioni statiche

Le analisi di stabilità per le sezioni di scavo con trincea provvisoria e definitiva sono state eseguite non considerando azioni statiche agenti.

Per le sezioni definitive è stata considerata l'azione sismica.

#### 9.4.1.2 Azioni sismiche

In generale, il metodo pseudo-statico modella l'azione sismica considerando al posto delle azioni dinamiche azioni statiche equivalenti ovvero forze statiche orizzontali  $F_h$  e verticali  $F_v$ , d'intensità pari al prodotto fra la forza peso del corpo  $W$  sottoposto all'azione dinamica ed un coefficiente sismico:

$$F_h = W \cdot k_h \quad \text{forza orizzontale}$$

$$F_v = W \cdot k_v \quad \text{forza verticale}$$

Dove  $k_h$  e  $k_v$  sono i coefficienti sismici rispettivamente in direzione orizzontale e verticale e sono, in accordo con la normativa vigente, pari a:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

Dove:

$\beta_s$  è il coefficiente di riduzione che dipende dall'accelerazione massima e dalla categoria di suolo, assunta di tipo B (NTC08 §7.11.3.5.2)

$a_{\max}$  è l'accelerazione massima attesa, funzione della PGA, della stratigrafia e della topografia.

Di seguito, con riferimento alla relazione sismica inclusa nella relazione geotecnica generale [D1], si riportano i valori dei coefficienti ottenuti per la tratta in esame:

$a_g$ (g)	0.274	
-----------	-------	--

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 1/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	103 di 109

$S_s$	1.11	Cat.B
$S_T$	1	Cat.T1
$\alpha$	1	
$\beta$	0.28	
$a_{max}(g)$	0.304	
$K_h$	0.085	
$K_v$	0.043	

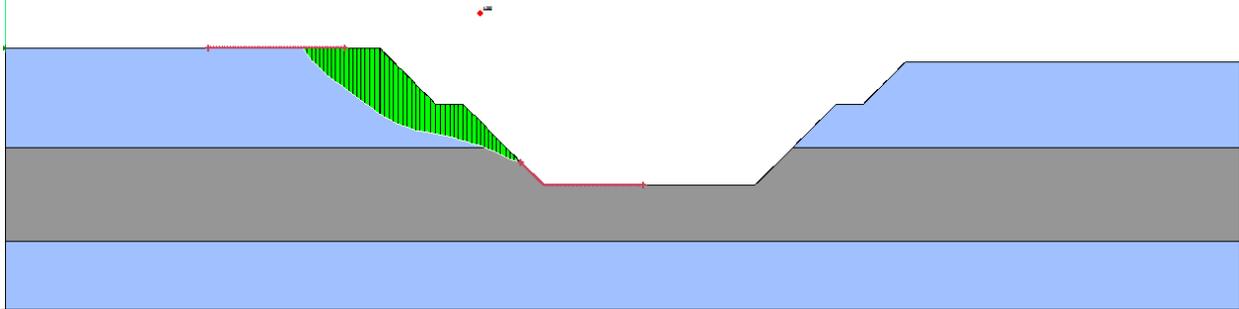
**Tabella 35** – Calcolo dei coefficienti sismici

#### 9.4.1.3 Risultati

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle scarpate di trincee in condizioni SLU statiche per le trincee provvisoriale ed anche in condizioni SLU sismiche per le trincee definitive.

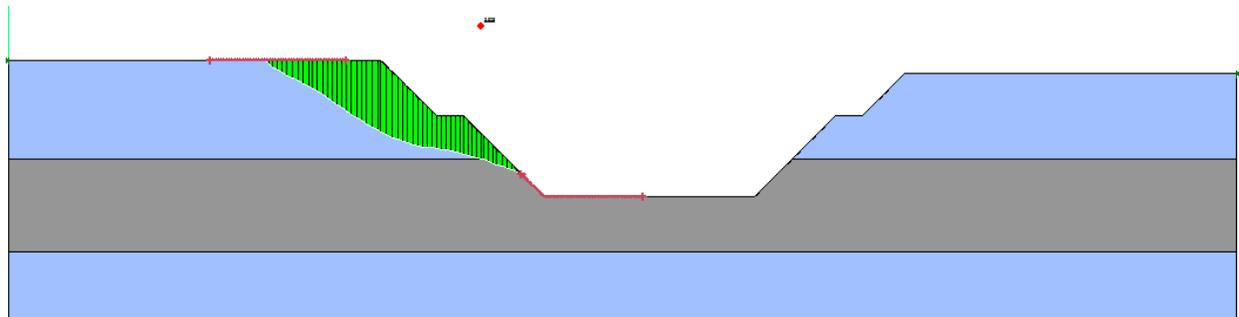
Le superfici di scorrimento rappresentate ed i relativi coefficienti di sicurezza fanno riferimento al caso peggiore. I tabulati di calcolo completi sono riportati in allegato.

I fattori di sicurezza minimi ottenuti dalle verifiche sono sempre maggiori di quanto previsto da normativa; quindi le verifiche di stabilità sono sempre soddisfatte.



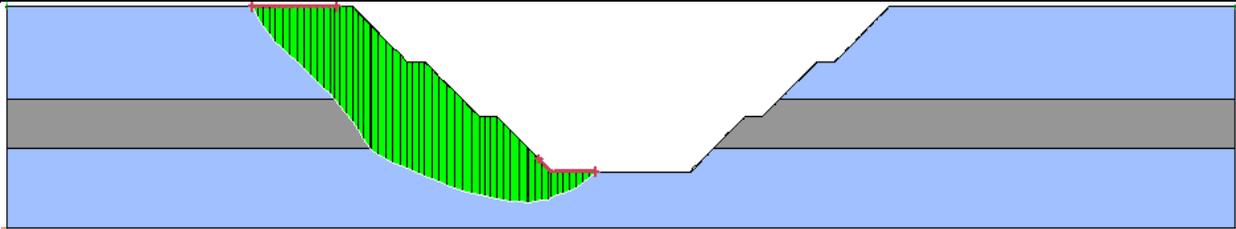
**Figura 5-** Analisi statica SLU – SEZIONE 1

$$F_{\min,statico} = 4.26/1.1=3.87$$



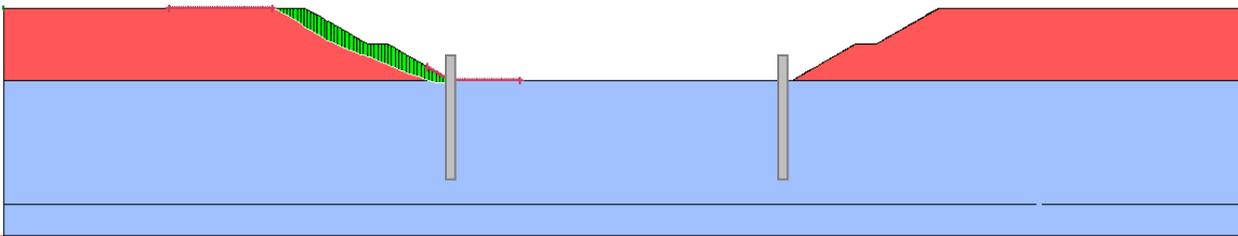
**Figura 6 –** Analisi sismica SLU – SEZIONE 1

$$F_{\min,sismico} = 3.828/1.1=3.48$$



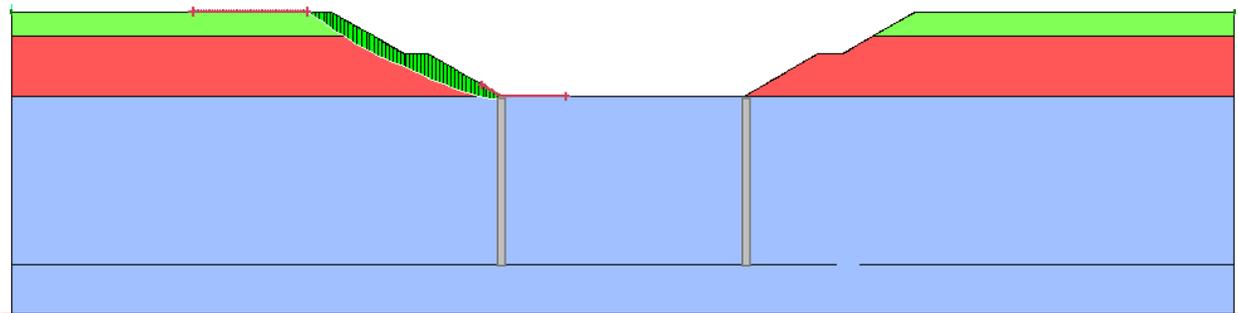
**Figura 7-** Analisi statica SLU – SEZIONE 2

$$F_{\min,statico} = 2.271/1.1=2.065$$



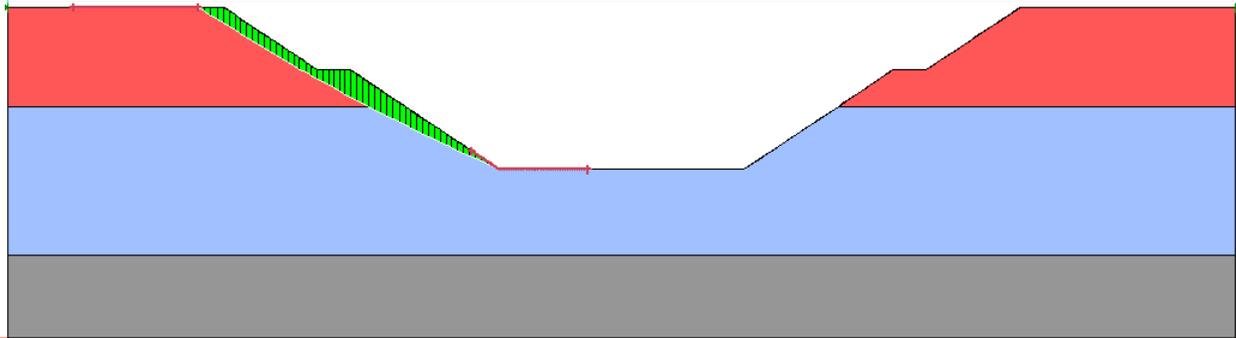
**Figura 8-** Analisi statica SLU – SEZIONE 3

$$F_{\min,statico} = 1.215/1.1=1.105$$



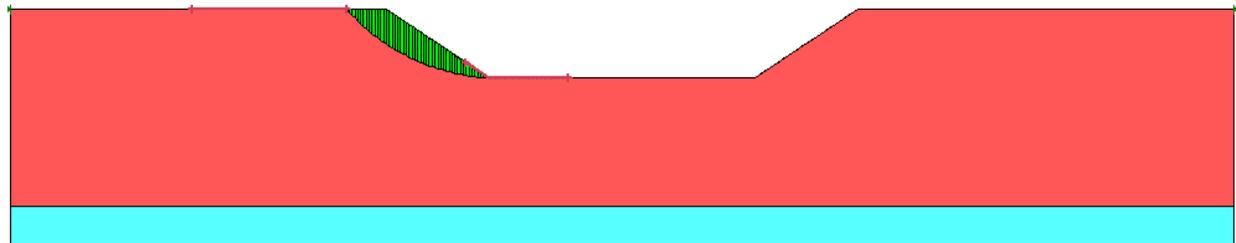
**Figura 9-** Analisi statica SLU – SEZIONE 4

$$F_{\min,statico} = 1.125/1.1=1.023$$



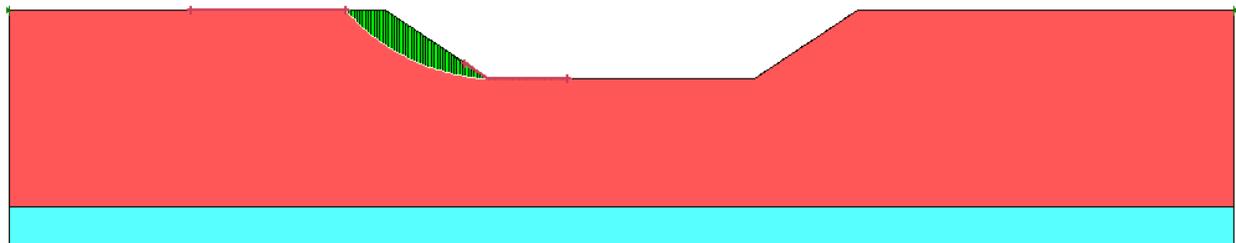
**Figura 10 -** Analisi statica SLU – SEZIONE 6

$$F_{\min,statico} = 1.199/1.1=1.09$$



**Figura 11-** Analisi statica SLU – SEZIONE 7

$$F_{\min,statico} = 1.389/1.1=1.263$$



**Figura 12-** Analisi sismica SLU – SEZIONE 7

$$F_{\min,sismico} = 1.110/1.1=1.01$$

Si riepilogano di seguito i risultati ottenuti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	Progressiva	prov./def.	H <sub>max</sub>	F <sub>statico</sub>	F <sub>sismico</sub>
n.	km	-	m	-	-
1	1+165	def.	10.30	3.873	3.480
2	1+177-1+300	prov.	18.60	2.065	-
3	1+300-1+600 1+800-1+960	prov.	16.60	1.105	-
4	1+600-1+800	prov.	18.20	1.023	-
6	1+960- GA01bis	prov.	9.80	1.109	-
7	GA01bis- 2+725	def.	4.00	1.263	1.01

**Tabella 36-** Riepilogo dei risultati ottenuti per le verifiche di stabilità delle scarpate

### APPENDICE A: PROFILO SONDAGGI ESEGUITI

Vengono riportati nel seguito i profili geotecnici tracciati in base all'elaborazione dei dati geologici reperiti in sede di indagini.

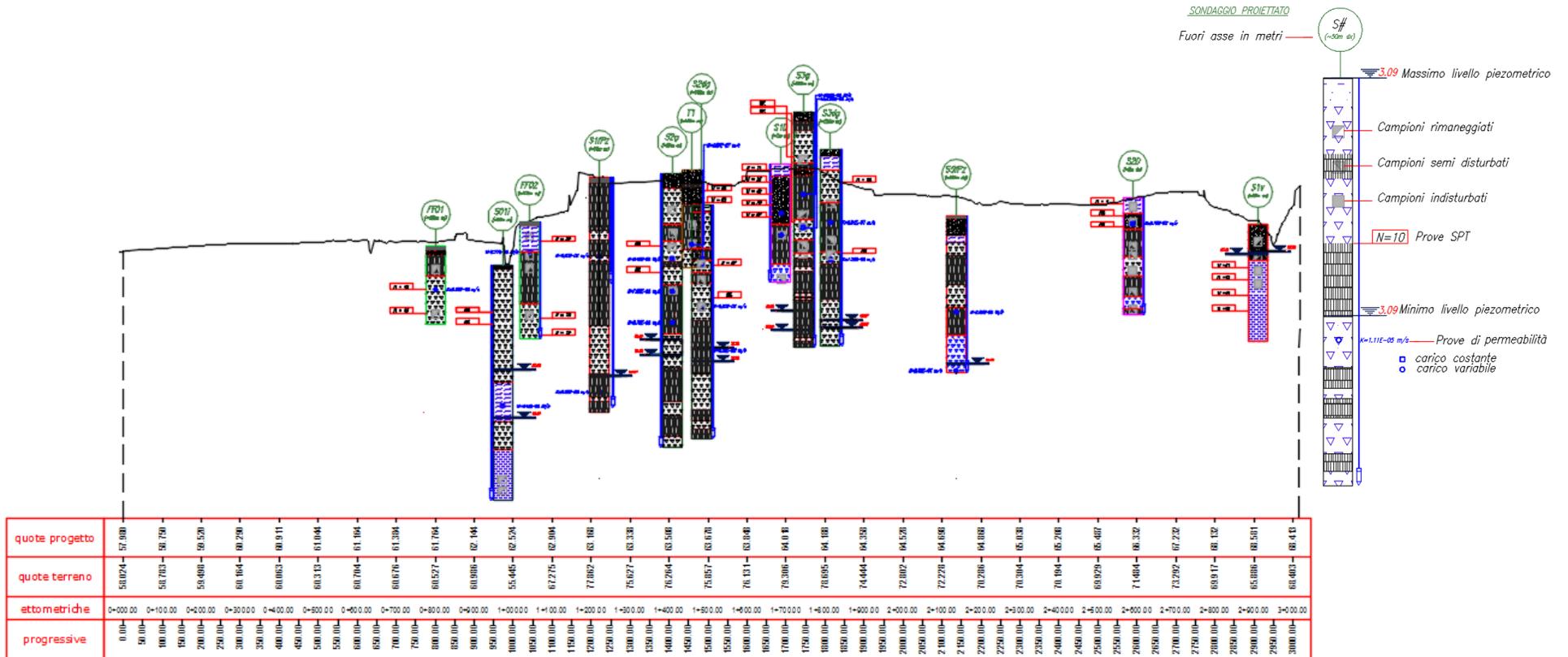


Figura 13– Riepilogo sondaggi eseguiti nella tratta 0+00 km – 3+025 km

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D 78 RH	OC 000 5001	C	109 di 109

## APPENDICE B: PROFILO GEOTECNICO

Profilo geotecnico con individuazione dei sondaggi 1:2000/200

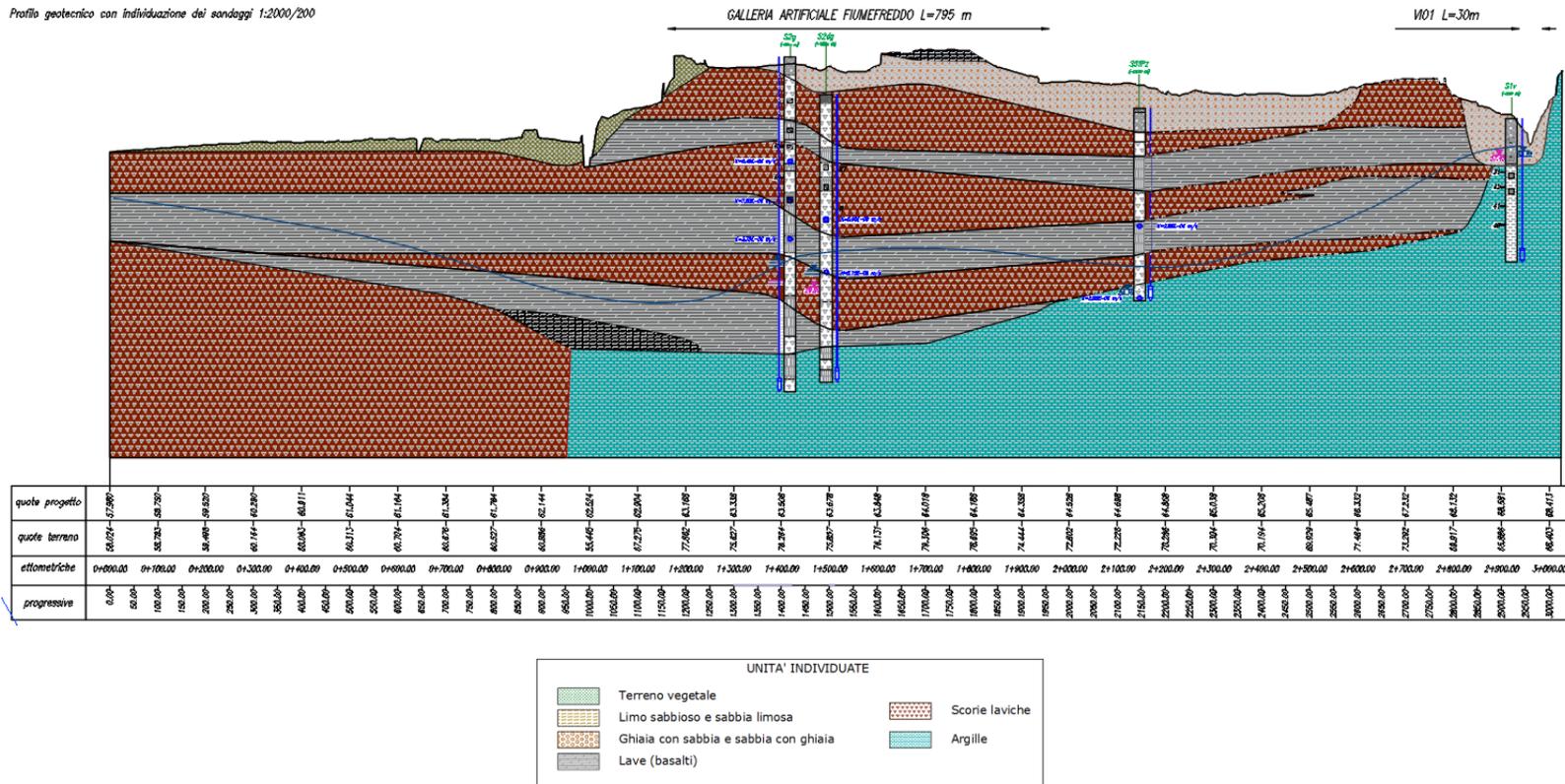


Figura 31 – Stratigrafia 1 della tratta 0+00 km – 3+025 km