

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 2/3

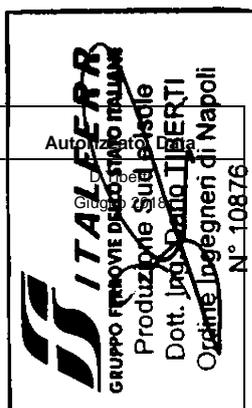
SCALA:



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

RS2S 01 D 78 RH OC0005 002 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Ing. Geotecnico
A	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Ottobre 2017	F.Jaconis	Ottobre 2017	P. Carlesimo	Ottobre 2017	
B	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Dic. 2017	F.Jaconis	Dic. 2017	P. Carlesimo	Dic. 2017	
C	Recepimento prescrizioni CSLLPP	F.Jaconis <i>JI</i>	Giu 2018	A.Pagano <i>AP</i>	Giu 2018	P. Carlesimo <i>PC</i>	Giu 2018	



RS2S01D78RHOC0005002C

n. Elab.: 344

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	6
3	GEOLOGIA.....	6
4	INDAGINI DISPONIBILI.....	9
4.1	DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE	11
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	LIMI SABBIOSI - LS.....	21
6.2.1	PROVE IN SITO	21
6.2.2	PROVE DI LABORATORIO.....	24
6.2.3	PARAMETRI CARATTERISTICI.....	27
6.3	GHIAIE ETEROGENICHE IN MATRICE SABBIOSA - GS.....	28
6.3.1	PROVE IN SITO	28
6.3.2	PROVE DI LABORATORIO.....	32
6.3.3	PARAMETRI CARATTERISTICI.....	33
6.4	BASALTI - BA.....	34
6.4.1	PROVE IN SITO	34
6.4.2	PROVE DI LABORATORIO.....	34
6.4.3	PARAMETRI CARATTERISTICI.....	37
6.5	ARGILLE - AG.....	39
6.5.1	PROVE IN SITO	39

6.5.2	PROVE DI LABORATORIO	41
6.5.3	PARAMETRI CARATTERISTICI	44
6.6	CONGLOMERATI - Co	45
6.6.1	PROVE DI LABORATORIO	45
6.6.2	PARAMETRI CARATTERISTICI	45
6.7	ARENARIE - Ar	46
6.7.1	PROVE IN SITO	48
6.7.2	PROVE DI LABORATORIO	51
6.7.3	PARAMETRI CARATTERISTICI	52
7	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO	53
7.1	CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO SECONDO HOEK E BROWN	56
8	RIEPILOGO DEI PARAMETRI	63
9	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	64
10	CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITA' DEL SITO	65
10.1	RISPOSTA SISMICA	65
10.2	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	67
10.3	LIQUEFAZIONE	69
11	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA	84
11.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI	84
11.2	FONDAZIONI PROFONDE	88
11.2.1	CRITERI DI VERIFICA ALLO SLU	88
11.2.2	METODOLOGIE DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE	89
11.2.3	GRUPPO DI PALI	96
11.2.4	VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI	98
11.3	OPERE DI SOSTEGNO	102
11.3.1	APPROCCI DI NORMATIVA	102
11.3.2	DIMENSIONAMENTO DEI MURI	104

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	4 di 135

11.3.3	<i>DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE</i>	112
11.4	OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO	118
11.4.1	<i>RILEVATI</i>	120
12	APPENDICE A: SEZIONI GEOTECNICHE	132

1 PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica si riferisce alla progettazione definitiva del Lotto 01 della Linea Ferroviaria Messina-Catania-Palermo nella tratta Fiumefreddo-Giampilieri, avente uno sviluppo complessivo di circa 42 km.

Nel presente elaborato si riporta la caratterizzazione geotecnica relativa al tratto km 6+374 a km 7+778, compiuta utilizzando i risultati della campagna di indagini eseguita lungo l'intera tratta, 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 stabilità del sito;
- Descrizione delle opere in progetto.

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

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.
- Associazione Geotecnica Italiana - Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - Giugno 1977.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A.
- Relazione tra angolo di attrito ϕ' delle sabbie e valori di N_{spt} tenendo conto dell'influenza del peso del terreno sovrastante σ'_{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), 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, ad una quota di circa 44 e 87 m s.l.m. e interessa i versanti e la valle del Fiume Alcantara.

Il tracciato attraversa, per gran parte del suo sviluppo, i depositi alluvionali recenti (**bb**) e attuali (**ba**) del Fiume Alcantara. Tali depositi presentano spessori variabili tra 0.5 e 32.4 m e poggiano, con parziale eteropia laterale, sulle lave della Formazione Torre del Filosofo (**UTF**) e sono ricoperti, localmente, da riporti antropici di spessore esiguo e da coltri detritico-colluviali (**b2**) che ricoprono la parte bassa del versante con spessori mediamente compresi tra 0.8 e 8.3 m.

Nel settore sud-occidentale del versante, il substrato geologico è costituito dai termini arenaceo-marnosi della Formazione di Piedimonte (**PDTb**), passanti in contatto tettonico ai litotipi

conglomeratico-sabbiosi della medesima formazione (**PDTc**) all'altezza del km 6+425. Tale unità risulta tettonicamente sovrapposta ai depositi conglomeratici Flysch di Capo d'Orlando (**CODa**). Procedendo verso nord, i terreni di copertura poggiano dapprima sui termini conglomeratici del Flysch di Capo d'Orlando (**CODa**), e poi in discordanza sui litotipi pelitico-arenacei della stessa formazione (**CODEc**). Il contatto tra i due membri della successione flyschoidale si verifica all'altezza del km 7+086 attraverso un esteso sovrascorrimento a vergenza sud-occidentale, a cui risulta associata un'importante fascia di deformazione tettonica come evidenziato dalle risultanze dei sondaggi. Infine, verso NE, i termini prevalentemente arenacei del Flysch di Capo d'Orlando (**CODd**) risultano parzialmente eteropici con la porzione pelitico-arenacea della medesima successione (**CODEc**), o tettonicamente sovrapposti alla stessa attraverso un importante sovrascorrimento a vergenza meridionale.

Dal punto di vista geomorfologico, l'elemento più rilevante ai fini progettuali è rappresentato dall'alveo del Fiume Alcantara, intercettato dal tracciato in progetto all'altezza del km 6+947. Ad esso si aggiungono un corso d'acqua intercettato al km 6+420 circa, una conoide alluvionale quiescente, due conoidi detritico-colluviali attive presenti rispettivamente a SW e a NE del Fiume Alcantara e un solco di erosione concentrata presente al km 7+705 con una conoide di origine mista da esso originata che, comunque, non rappresentano elementi di potenziale criticità per le opere in progetto.

Sotto il profilo idrogeologico, invece, si sottolinea la presenza di una estesa falda a superficie libera posta all'interno dei depositi alluvionali (**bb**) e vulcanici (**UTF**) che colmano il fondovalle. Questa falda, defluente grossomodo verso SE, risulta sostenuta dai termini silicoclastici del substrato (**PDTb**, **PDTc**, **CODa** e **CODEc**) e presenta una superficie piezometrica posta a quote variabili tra i 40,1 e 55,9 m circa s.l.m.

Depositi alluvionali recenti
(bb) Ghiale poligenico ed eterometrico, da sub-angolare ad arrotondato, in matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante; a luoghi sono presenti blocchi poligenici da sub-angolari a sub-arrotondati, di dimensioni da decimetriche a metriche; localmente si rinvengono passaggi di sabbie e sabbie limose di colore grigio e giallastro, a struttura indistinta o debolmente laminata, con abbondanti ghiale poligenico ed eterometrico, da sub-angolare ad arrotondato. Depositi di canale fluviale, argille, conchiglie alluvionale.
 Olocene

Formazione Torre del Filosofo
(UTF) Lave basaltiche di colore grigio, nocciola e giallastro, localmente scoriacee e a struttura da compatta a vacuolare, con morfologia aa o a blocchi, raramente pahoehoe, con fenocristi di plagioclasto, frosseno e olivina in quantità e rapporti variabili; intercalati alle lave si rinvengono sporadici livelli decimetrici di vulcanoclastici massivi o debolmente stratificati, da sciolte a mediamente cementate, costituite da bombe e lapilli in matrice cineritica di colore grigio scuro e rossastro, da scarsa ad abbondante. Le porzioni locali si presentano piuttosto fratturate, con locali vuoti e cavità di dimensioni decimetriche. Prodotti vulcanici del Vulcano Mongibello.
 Pleistocene superiore - Olocene

Flysch di Capo d'Orlando
(CODa) Conglomerati a clasti poligenici ed eterometrici, da sub-arrotondati ad arrotondati, in abbondante matrice sabbiosa e microconglomeratica di colore grigio e grigio-giallastro, da poco a ben cementata; spesso si rinvengono blocchi poligenici da sub-arrotondati ad arrotondati, di dimensioni da decimetriche a metriche. **(CODb)** Lateralmente e verso l'alto passano ad arenarie arcose da fini a grossolane di colore grigio, avana e giallastro, in strati da decimetrici a metrici, da poco a ben cementate, con frequenti intercalazioni di argille limose e argille marnose di colore grigio, fogliettate o finemente stratificate; localmente si rinvengono passaggi di sabbie e sabbie limose di colore grigio e giallastro, talora debolmente cementate; a luoghi sono presenti lenti e livelli discontinui di conglomerati a clasti poligenici ed eterometrici, da sub-arrotondati ad arrotondati, in abbondante matrice sabbiosa di colore giallastro, da poco a mediamente cementata. **(CODc)** Al di sopra di una discordanza intraformazionale, si passa ad argille limose e argille marnose di colore grigio, grigio-azzurro e marrone, massive o a struttura scaghiosa, con sottili intercalazioni di arenarie arcose fini di colore grigio e giallastro, da poco a mediamente cementate. **(CODd)** Lateralmente e verso l'alto passano ad arenarie arcose fini di colore grigio e giallastro, in strati prevalentemente decimetrici, da poco a mediamente cementate, con sottili intercalazioni di argille marnose grigie e locali passaggi di sabbie limose giallastre. Lo spessore massimo è di circa 150 m.
 Chattiano - Burdigaliano inferiore

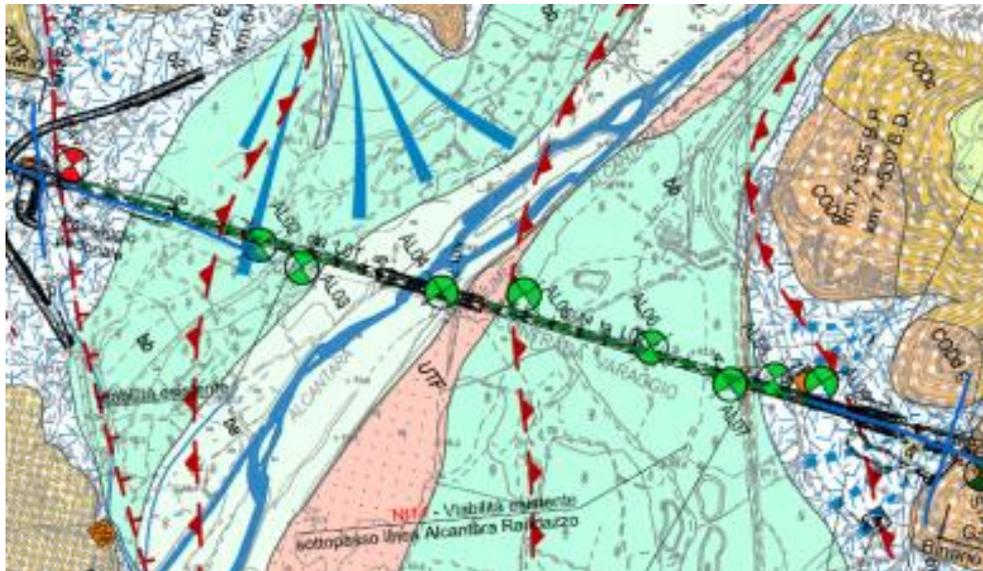


Figura 1- Carta Geologica dal km 6+378 al km 7+778

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.

Le diverse campagne di indagine ed i relativi sondaggi eseguiti per la tratta da 6+374km a 7+778km sono riportate di seguito.

Sondaggio	quota (mslm)	L sond (m)	N. SPT eseguite	N.campioni prelevati	Strumentazione	N. Prove Permeabilità
S4v (Geomerid 2013-2014)	62,50	30,00	4	5	Pz	0
AL02 (Sidercem 2005)	47,76	40,00	3	4	Pz	1
AL03 (Sidercem 2005)	47,45	40,00	4	5	Pz	2
AL04 (Sidercem 2005)	44,59	40,00	3	7	DH	1
S9D (Vincenzetto 2016-2017)	46,17	40,00	4	5	Pz	3
AL05 (Sidercem 2005)	49,86	40,00	4	8	DH	1
AL06 (Sidercem 2005)	54,64	40,00	1	6	Pz	1
AL07 (Sidercem 2005)	56,24	40,00	4	6	DH	1
AL08 (Sidercem 2005)	57,98	40,00	4	4	Pz	1
AL09 (Sidercem 2005)	58,42	40,00	5	4	DH	1
S12g (Geomerid 2003-2005)	110,00	40,00	5	4	Pz	3

Tabella 1 - Riassunto dei sondaggi e prove eseguite nel tratto di interesse

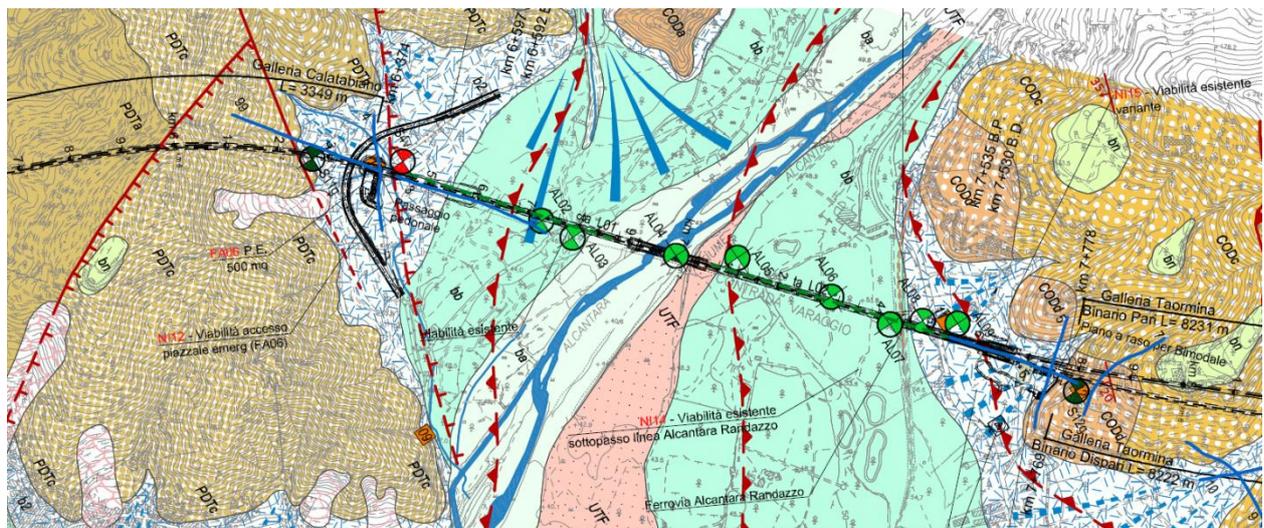


Figura 2- Ubicazione dei sondaggi geognostici in pianta

4.1 DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Dall'insieme dei dati forniti dalle indagini, sono state individuate 6 unità litologiche. Il sottosuolo dunque risulta costituito da:

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
Unità bb e ba – Depositi alluvionali recenti e attuali	Ghiaie eterogeneiche e poligeniche in matrice sabbiosa e sabbio limosa grigie e giallastre con locali livelletti decimetri di sabbie fini debolmente limose grigie e giallastre con ghiaie di dimensioni da decimetri che a centimetriche	0.00/40.00	1.95(AL05)/32.00(AL08)	Intera tratta	S4v, AL02, AL03, AL04, AL05, S9D, AL06, AL07, AL08, AL09
UTF - Depositi lapidei compatti	Basalto da compatto a fratturato, a struttura da compatta a vacuolare, di colore da grigio a grigio scuro	1.95/32.00	1.10(S4v)/28.00(AL04)	Tra il km 6+374 ed il km 7+483	S4v, AL02, AL03, AL04, AL05, S9D, AL06, AL07,
CODc - Flysch	Argille limose ed argille marnose di colore grigio, grigio azzurro e marrone con sottili intercalazioni di arenarie di colore grigio e giallastro, da poco a mediamente cementate	8.70/40.00	8.00(AL08)/24.00(AL06)	Tra il km 7+100 ed il km 7+778	AL05, AL06, AL07, AL08, AL09
CODa - Flysch	Conglomerati a clasti poligenici ed eterogeneici in matrice sabbiosa da poco a ben cementata, con sporadica presenza di blocchi da decimetrici a metrici.	27.40/40.00	15.30(AL05)	Tra il km 7+100 ed il km 7+150	AL05
CODd - Flysch	Arenarie fini di colore grigio e giallastro da poco a mediamente cementate, con sottili intercalazioni di sabbie limose ed argille marnose	3.30/40.00	4.60(S12g)/8.00(S12g)	Alla fine della tratta a partire circa dal km 7+600	S12g

Tabella 2 - Organizzazione dei terreni in unità litologiche

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

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 σ' è la pressione efficace in 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 ϕ' superiori a 38° .

- **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 :**

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

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:

$$E(\text{kg/cm}^2) = 2BN_{SPT}$$

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.

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 Nspt ad una diminuzione di E con la profondità.

Nspt è il numero di colpi medio nello strato mentre B è una costante pari a 7 Mpa. La relazione va considerata inattendibile per Nspt 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%:

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

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	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:

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

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

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

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

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 σ_c e di deformabilità E_{50} .

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 1 - 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:

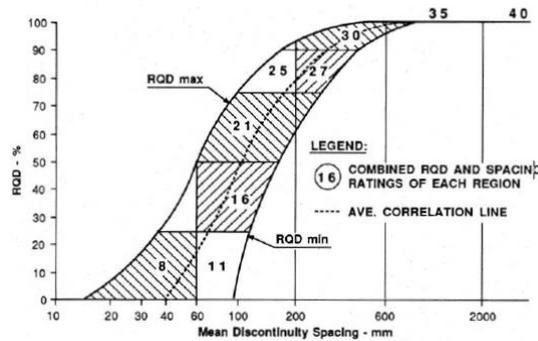


Figura 2 - Correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità

RMR -Rock Mass Rating- introdotto nel 1976 da Beiniawski 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.

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

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 3 - Qualità della roccia in funzione dell'indice RMR

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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	19 di 135

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.

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

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

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. La posizione della falda oscilla in corrispondenza del viadotto dell'Alcantara tra i 40.12 ed i 47.65 mslm.

Sondaggio	quota (mslm)	Livello minimo (mslm)	data (mm/aa)	Livello massimo (mslm)	data (mm/aa)
S4v	62,50	37,73	3/2014	40,3	3/2014
AL02	47,76	38,35	12/2006	40,13	1/2007
S9D	46,17	39,62	??/2017	40,12	2017
AL06	54,64	41,63	12/2006	42,63	1/2007
AL08	57,98	46,33	1/2007	47,65	8/2006
S12g	110,00	70,03	4/2007	70,9	11/2007

Tabella 4 - Misure di profondità della falda sui sondaggi attrezzati con piezometri

6.2 LIMI SABBIOSI - LS

6.2.1 PROVE IN SITO

6.2.1.1 PROVE SPT

Sulla base delle relazioni indicate nel capitolo 6.1.1.1 i valori dell'angolo di attrito e del modulo di rigidezza ricavati sono:

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	22 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

Sondaggio	quota sondaggio (mslm)	PROVE SPT			litotipo	ϕ (°)						E (kPa)	
		zinzio prova (m)	N= N2+N3			De Mello	RBS	Sowers	Malcev	Meyerhof	Schmert.	Schmert.	Denver 4
S9D	46,17	4,2	18		limo sabbioso deb. Argilloso con sporadici frammenti lapidei	30	31	33	25	32	28	14400	9321
		6,3	5		limo sabbioso deb. Argilloso con sporadici frammenti lapidei	25	24	29	23	26	28	4000	3107
		9	R(2)		limo sabbioso deb. Argilloso con sporadici frammenti lapidei								
AL07	56,24	7	29		sabbia debolmente Limosa	31	36	36	25	35	29	23200	14579
		9	28		sabbia debolmente Limosa	31	35	36	24	35	28	22400	14101
		12	29		sabbia debolmente Limosa	31	36	36	24	35	28	23200	14579
AL08	57,98	3	27		sabbia debolmente Limosa	31	35	36	27	35	29	21600	13623
		7,5	26		sabbia debolmente Limosa	31	35	35	24	34	28	20800	13145
		10	28		sabbia debolmente Limosa	31	35	36	24	35	28	22400	14101
		12	30		sabbia debolmente Limosa	31	36	36	24	35	28	24000	15057
AL09	58,42	2,5	39		sabbia debolmente Limosa	33	39	39	27	37	29	31200	19359
		9	33		sabbia debolmente Limosa	32	37	37	24	36	29	26400	16491
		11	34		sabbia debolmente Limosa	32	38	38	24	36	28	27200	16969
		14	30		sabbia debolmente Limosa	31	36	36	23	35	28	24000	15057



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	23 di 135

		19	34	sabbia debolmente Limosa	31	38	38	23	36	28	27200	16969
S4v	62,5	3,2	24	sabbie fini limose e/o limo	31	34	35	26	34	29	19200	9164
		7,7	35	sabbie fini limose e/o limo	32	38	38	25	36	29	28000	12640
		12	41	sabbie fini limose e/o limo	32	40	39	24	37	29	32800	14536
		18	45	sabbie fini limose e/o limo	32	41	41	23	37	28	36000	15800

Tabella 5 - Prove SPT

6.2.1.2 PROVE DI PERMEABILITA'

Le prove di permeabilità eseguite sono prove in sito LeFranc a carico costante:

Sondaggio	Tipo di prova	Prof. Porva (m)	k (m/s)	Litotipo
AL07	LE1	10.00-11.00	5.73E-06	bb
AL08	LE1	14.50-15.50	4.26E-06	bb
AL09	LE1	7.00-8.00	7.50E-06	bb

Tabella 6 - Prove di permeabilità in corrispondenza dei sondaggi : S9D, AL05, AL06, AL07, AL08, AL09

6.2.2 *PROVE DI LABORATORIO*

Sui campioni sono stati eseguite analisi granulometriche, determinazione dei L.A., prove di taglio diretto e prove udometriche

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3</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>D78RH</td> <td>OC0005002</td> <td>C</td> <td>26 di 135</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	26 di 135
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	26 di 135								

Tabella 7 - Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati per i sondaggi

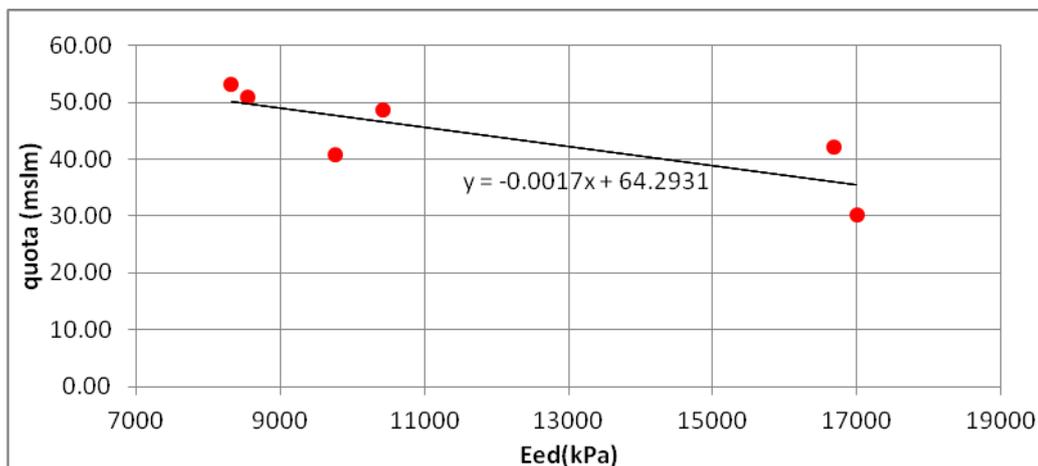


Figura 3- Andamento di Eed con la profondità

6.2.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Riepilogo dei parametri caratteristici:

- Sabbia limosa o limo sabbioso debolmente argilloso con sporadici frammenti lapidei:
 - Coesione efficace $c' = 0$ $c' = 0$
 - Resistenza non drenata $c_u = 0$ $c_u = 0$
 - Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 28 - 32^\circ$
 - Modulo di deformabilità ricavato con SPT $E \approx 12$ MPa . Se correlato con Eed, anche E varia con la profondità
 - Modulo edometrico varia con la profondità: $E_{ed} = \frac{64.3 - quota (mslm)}{0.0017}$
 - Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-5} \div 10^{-6} m/s$
 - Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 20 \div 21 kN/m^3$

6.3 GHIAIE ETEROGENICHE IN MATRICE SABBIOSA - GS

Ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e sabbio limosa, sabbie con ghiaia.

L'Unità è stata rinvenuta per i sondaggi indicati, alla seguenti profondità:

Sondaggio	z inizio e fine strato (m)
AL02	0-10,40
AL03	0-10
AL04	0-4,00 e 33,20-40,00
S9D	3,50-8,20 e 24,50-40,00
AL05	4,00-8,70
AL06	3,50-8,20

Tabella 8 - Prondità di rinvenimento dell'unità Ubb

6.3.1 PROVE IN SITO

6.3.1.1 PROVE SPT

Sulla base delle relazioni indcate nel capitolo 6.1.1.1 i valori dell'angolo di attrito e del modulo di rigidezza ricavati sono:

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	29 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

PROVE SPT					ϕ (°)						E (kPa)				
Sond	quota sondaggio (mslm)	Zinizio prova (m)	N= N2+N3	litotipo	De Mello	JNR	Sowers	Malcev	Meyer.	Schmert.	Schmert.	Denver 1	Schultze	Terzaghi	D'Apoll.
AL02	47,76	2,50	35	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa	32	38	38	27	41	35	42000	45210	26045	41412,6	46085
		6,00	44	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa	33	40	40	26	42	35	52800	52014	30788	46432,7	53024
		8,00	44	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa	33	40	41	40	42	35	52800	52014	30788	46432,7	53024
AL03	47,45	4,00	R(2)	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa											
		8,20	30	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa	31	36	36	36	40	35	36000	41430	23410	38340,6	42230
		18,30	23	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limosa	30	34	34	34	38	35	27600	36138	19721	33570,8	36833
AL04	44,59	3,00	65	ciottoli centimetrici e decimetrici	35	47	46	46	42	35	78000	67890	41855	56435,8	69215



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	D78RH	OC0005002	C	30 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

				in matrice sabbiosa e/o sabbio-limoso											
		34,00	47	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limoso	32	41	42	41	42	35	56400	54282	32369	47989,6	55337
		37,00	63	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e/o sabbio-limoso	33	46	46	46	43	35	75600	66378	40801	55560,8	67673
S9D	46,17	27,00	R(3)	sabbia con ghiaia											
		32,00	63	sabbia limosa con ghiaia	34	46	46	46	43	35	75600	66378	40801	55560,8	67673
AL05	49,86	4,50	34	sabbia limosa con clasti centimetrici e decimetrici	32	37	38	38	40	35	40800	44454	25518	40816,7	45314
		6,00	37	sabbia limosa con clasti centimetrici e decimetrici	32	38	39	38	41	35	44400	46722	27099	42579,3	47627
AL06	54,64	5,50	R(2)	ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa											

Tabella 9 - Prove SPT in corrispondenza dei sondaggi : AL02, AL03, AL04, AL05, AL06, S9D

6.3.1.2 PROVE DI PERMEABILITA'

Le prove di permeabilità eseguite sono prove in sito LeFranc a carico costante:

Sondaggio	Tipo di prova	Prof. Porva (m)	k (m/s)	Litotipo
AL02	LE1	9.00-10.00	1.68E-05	ba-bb
AL03	LE1	8.00-9.00	1.33E-05	ba-bb
S9D	LE3	32.50	8.50E-05	ba-bb
AL05	LE1	7.00-8.00	4.50E-05	ba-bb
AL06	LE1	7.00-8.00	2.48E-05	ba-bb

Tabella 10 - Prove di permeabilità in corrispondenza dei sondaggi : AL02, AL03, AL05, AL06, S9D

6.3.2 PROVE DI LABORATORIO

Sondag	campione	z campione (m)	Granulometria (%)				Limiti di Atterberg (%)			Carratteristiche fisiche		Taglio Diretto			Edometrica		Classificaz. UCS LP
			Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	LL	LP	IP	w (%)	Gs (kN/mc)	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	LL	
AL02	C1R	3,50-3,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AL02	C2R	8,60-8,80	51,5	46,5	2,0		-	-	-	-	-	-	0	43	-	-	GP
AL03	C1R	5,50-5,70	45,3	41,7	6,1	6,9	N.D.	N.P.	-	-	24,2	-	21,8	38,9	-	-	GM
AL04	C1R	2,00-2,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AL04	C5R	32,70-33,00	1,8	57,0	28,1	13,1	30,6	N.P.	-	-	25,5	-	0	43,3	-	-	GP
AL04	C6R	34,60-34,80	60,6	37,2	2,2		-	-	-	-	-	-	0	42,6	-	-	SM-SC
AL04	C7R	38,60-38,80	9,3	52,1	24,2	14,4	35,4	N.P.	-	-	26	-	0	38,7	-	-	SM-SC
AL05	C3R	5,00-5,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AL05	C4R	8,20-8,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AL06	C2R	6,50-6,80	26,7	64,2	3,3	5,8	N.D.	N.P.	-	-	27,4	-	5,7	41,3	-	-	SP

Tabella 11 - Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati per i sondaggi : AL02, AL03, AL04, AL05,AL06,S9

6.3.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici:

	ϕ (°)	E (kPa)
minimo	26	19721
massimo	47	78000
media	38	46969
mediana	38	45314
dev.st.	4,8	13759
valore caratt.	35	32000

Riepilogo dei parametri caratteristici:

- Ciottoli centimetrici e decimetrici in matrice sabbiosa e sabbio limosa, sabbie con ghiaia:
 - Coesione efficace $c' = 0$
 - Resistenza non drenata $c_u = 0$
 - Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 35^\circ$
 - Modulo di deformabilità $E \cong 32 \text{ MPa}$
 - Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-4} \div 10^{-5} \text{ m/s}$
 - Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 18 \div 19 \text{ kN/m}^3$ valore da letteratura in mancanza di dati

6.4 BASALTI - Ba

Basalto da compatto a fratturato, a struttura da compatta a vacuolare, di colore da grigio a grigio scuro.

Rinvenuti nei sondaggi S4v, AL02, AL03, AL04, AL05, S9D, AL06, AL07.

6.4.1 PROVE IN SITO

Nello strato di lave non sono state eseguite prove SPT.

6.4.1.1 PROVE DI PERMEABILITA'

Sondaggio	Tipo di prova	Prof. Porva (m)	k (m/s)	Litotipo
AL03	LU1	25.50-28.00	1.04E-06	UTF
AL04	LU1	7.00-10.00	1.16E-06	UTF
S9D	LE1	8.50-10.00	-	UTF
S9D	LE2	13.00	-	UTF

Tabella 12 - Prove di permeabilità nei basalti

6.4.2 PROVE DI LABORATORIO

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

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	35 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

Sondaggio	campione	z campione (m)	Carratteristiche fisiche	Compressione Uniax		BRASIL.	PLT			
			g nat (kN/mc)	Rc (MPa)	E(MPa)	Rt (MPa)	Is(50) (MPa)medio	K	Rc (MPa)	
AL02	C3R	11,10-11,40	22,4	9,99		3,6	0,64	22	14,08	basalto molto fratturato a struttura vacuolare
AL02	C4R	31,40-31,60	27,1	167,55			5,15	22	113,3	basalto poco fratturato
AL03	C2R	12,80-13,00	27	100			4,53	22	99,66	basalto poco fratturato
AL03	C3R	15,50-15,80	26,4	131,21			4,28	22	94,16	basalto poco fratturato
AL03	C4R	22,00-22,30								
AL03	C5R	29,50-29,90								
AL04	C2R	10,00-10,20	21,9	9,51		3,52				basalto molto fratturato a struttura vacuolare
AL04	C3R	18,60-19,00	24,3	14,11		4,4	3,34	22	73,48	basalto poco fratturato
AL04	C4R	25,30-25,60	25,7	89,56		5,06				basalto poco fratturato
S9D	LC1	15-15,40								
AL05	C2R	2,10-2,30	20,5	11,69			2,25	22	49,5	basalto fratturato a struttura vacuolare
AL06	C3R	9,70-10,00	26,5	100,59		3,57				basalto poco fratturato



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	36 di 135

AL07	C2R	28,60-28,75	25,4	60,74	2,8	basalto poco fratturato
------	-----	-------------	------	-------	-----	-------------------------

Tabella 13 - Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati nei basalti per i sondaggi : S4v, AL02, AL03, AL04, AL05, AL06, AL07

6.4.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

I basalti variano da molto fratturati ed a struttura vacuolare a poco fratturati e compatti. Tuttavia l'alternanza tra i due comportamenti risulta caotica e non distinguibile, pertanto la caratterizzazione dell'unità UTF è unica. Noto dalle prove a compressione uni assiale e PTL il valore R_c caratteristico della resistenza a compressione, in mancanza di dati relativi al modulo di rigidezza, si entra nell'abaco di Deere e Miller, e si determina il modulo di rigidezza del materiale. La caratterizzazione di questa unità conduce a valori caratteristici dei parametri fisici, di rigidezza e di resistenza in buon accordo con quanto ottenuto per la stessa unità nella tratta 0+00km – 3+0.25km.

Scelta dei parametri caratteristici:

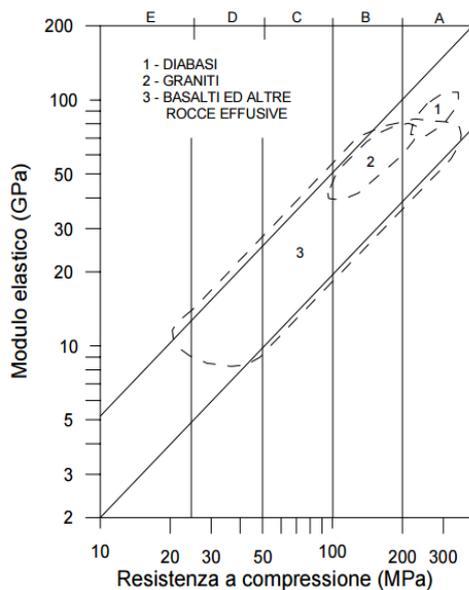


Figura 4- Abaco di Deere Miller per le rocce ignee (1966)

	Rc (MPa)	Rt (MPa)	E(MPa)
minimo	9,51	2,8	
massimo	167,55	5,06	
media	71,20	3,83	
mediana	81,52	3,59	
dev.st.	47,58	0,7	
valore caratt.	60	3	20000

- Basalti:

- Resistenza a compressione alla scala del provino di laboratorio $R_c \cong 60 \text{ MPa}$ - classe di resistenza è C (Resistenza media) (AGI 1977).
- Modulo di deformabilità tangente al 50% di Rc alla scala del provino $E \cong 20000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità $k \cong 10^{-6} \div 10^{-8} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 24 \div 27 \text{ kN/m}^3$

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	39 di 135

6.5 ARGILLE - Ag

Argille limose ed argille marnose di colore grigio, grigio azzurro e marrone con sottili intercalazioni di arenarie di colore grigio e giallastro, da poco a mediamente cementate. Tale unità è stata rinvenuta nei sondaggi AL05, AL06, AL07, AL08,AL09.

6.5.1 PROVE IN SITO

6.5.1.1 PROVE SPT



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	40 di 135

PROVE SPT				cu (kPa)			
Sondaggio	quota sondaggio (mslm)	Zinizio prova (m)	N= N2+N3	litotipo	Tezagli e Peck	DM-7	Shioi e Fukui
AL05	49,86	10,00	R(2)	elementi conglomeratici in frazione argillosa			
		13,30	R(1)	elementi conglomeratici in frazione argillosa			
AL07	56,24	26,00	73	argilla limoso sabbiosa con rari elementi basaltici cm	489,1	540,2	350

Tabella 14 - Prove SPT in corrispondenza delle argille per i sondaggi : AL05, AL06, AL07, AL05, AL08, AL09

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	41 di 135

6.5.2 PROVE DI LABORATORIO

Dalle prove compressione di taglio diretto sono stati ricavati i parametri di resistenza, mentre dalle prove Edometriche si è ricavato il valore del modulo di deformabilità.

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	42 di 135

Sondag	campione	z campione (m)	Granulometria (%)				Limiti di Atterberg (%)			Carratteristiche fisiche			Taglio Diretto		Edometrica		Classificaz. UCS	
			Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	LL	LP	IP	W (%)	Gs (kN/mc)	g nat (kN/mc)	c'p (kPa)	fi'p (°)	Eed (kPa)	Cv (m/sq)		
AL05	CR5	12,50-12,70																
AL05	CR6	13,80-14,00	7,3	23,5	28,6	40,6	50,8	29,2	21,6	6,4	25,9	21,9	5,6	31	13536	0,001168	CL	
AL06	C1I	18,50-19,00	0,3	4,1	36,1	59,5	63,6	35,1	28,5	17,6	24,6	20,1	9	23,2	14706	0,000467	CH	
AL06	C2I	32,80-33,00	0	0,6	38,1	61,3	74,8	45,7	29,1	16,2	23,2	18,9	12,8	33,3	19130		CH	
AL06	C3I	36,00-36,30																
AL07	C3I	23,40-23,90	0,2	4,4	54	41,4	45,2	32,3	12,9	30,3	25,8	18,7	13,4	30,5	15976	0,003323	CL	
AL07	C1R	26,60-26,80																
AL07	C4I	37,50-38,00	0	1,7	21,9	76,4	61,6	28,9	32,7	11,5	23,8	20,8	86,9	23,3	32201	0,000346	CH	
AL08	C4I	39,70-40,00	0,4	2,2	53,9	43,5	37,4	27,1	10,3	18,5	24	19,6	0	24,6	23599		CL	
AL09	C3I	25,00-25,50	0,1	3,2	33,4	63,3	66	41,7	24,3	16,9	22,6	19	36,9	21,5	13965	0,000093	CH	
AL09	C4I	30,50-30,75	0,1	2,6	52,2	45,1	42,8	28,7	14,1	26,8	24,1	18,5	33,6	22,2	11252	0,000038	CL	

Tabella 15 - Prove di laboratorio sui campioni prelevati in corrispondenza delle argille per i sondaggi : AL05, AL06, AL07, AL05, AL08, AL09

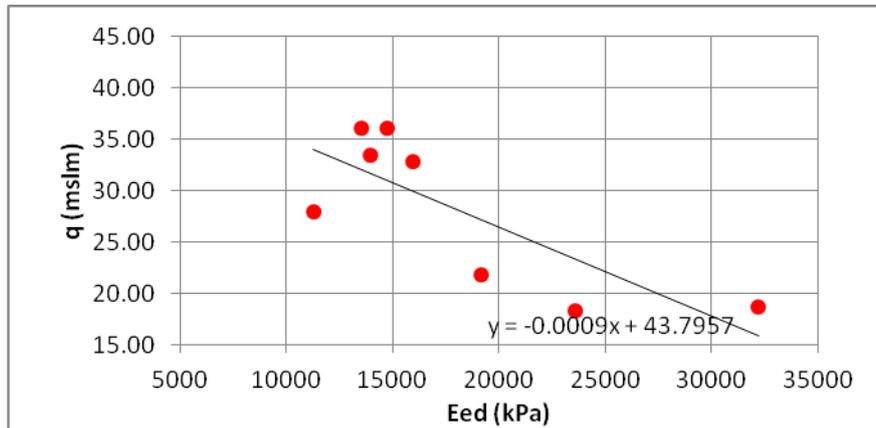


Figura 5- Andamento di Eed per le argille con la profondità

6.5.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici:

	γ (kN/mc)	ϕ (°)	c' (kPa)
minimo	18,5	0	21,5
massimo	21,9	86,9	33,3
media	20	25	26
mediana	19,3	13,1	23,95
dev.st.	1,11	26,43	4,33
valore caratt.	20	12	20

Riepilogo dei parametri caratteristici:

- Argille:
 - Resistenza non drenata $c_u = 350 \text{ kPa}$
 - Modulo di deformabilità $E' = 10 \div 17 \text{ MPa}$
 - Modulo edometrico varia con la profondità
 - Modulo non drenato $E_u = \frac{3E'}{(1+2\nu_u)} = 15 \div 25.5 \text{ MPa}$
 - Angolo di resistenza a taglio $\phi' = 20^\circ$
 - Coesione $c' = 20 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Permeabilità $k \cong 10^{-11} \text{ m/s}$
 - Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 20 \text{ kN/m}^3$
 - Coefficiente di consolidazione $C_v = 3.3 \cdot 10^{-3} \div 3.8 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$

6.6 CONGLOMERATI - Co

Conglomerati (rocce sedimentarie clastiche) a clasti poligenici ed etero genici in matrice sabbiosa da poco a ben cementata, con sporadica presenza di blocchi da decimetrici a metrici. Tale unità è stata rinvenuta nel sondaggio AL05.

6.6.1 PROVE DI LABORATORIO

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

Sondaggio	campione	z campione (m)	Carratteristiche fisiche	Compressione Uniax		BRASIL.
			g nat (kN/mc)	R_c (MPa)	E(MPa)	R_t (MPa)
AL05	C7R	27,70-28,00	25,1	7,28		2,22
AL05	C8R	34,60-35,00	24,7	14,34		3,26

Tabella 16 - Prove di laboratorio sui campioni prelevati

Per determinare il valore del modulo di rigidezza alla scala del provino intatto si può utilizzare in mancanza di dati il rapporto di modulo MR tale che:

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci}$$

Nel caso di conglomerati $MR=350 \pm 50$ (RocLab).

6.6.2 PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici:

- Resistenza a compressione alla scala del provino di laboratorio $R_c \cong 10 \text{ MPa}$ - classe di resistenza è E (Resistenza molto bassa) (AGI 1977).
- Modulo di deformabilità tangente al 50% di R_c alla scala del provino $E \cong 3000 \div 4000 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità $k \cong 10^{-6} \div 10^{-7} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 24 \div 25 \text{ kN/m}^3$

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3</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>D78RH</td> <td>OC0005002</td> <td>C</td> <td>46 di 135</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	46 di 135
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	46 di 135								

6.7 ARENARIE - Ar

Arenarie (rocce sedimentarie clastiche) fini di colore grigio e giallastro da poco a mediamente cementate, con sottili intercalazioni di sabbie limose ed argille marnose. Si alternano a sabbie medio fini limose con intercalati livelli di arenarie. Complessivamente, dall'osservazione delle immagini (Figura 6 e 7) e dai risultati delle prove di laboratorio e di sito, il comportamento e la consistenza alla profondità in esame è quella di sabbie con limi. Non essendo il sondaggio S12g troppo affidabile per questa unità, si fa riferimento alla letteratura ed ai risultati ottenuti mediante il sondaggio S18D.



Figura 6- Cassetta 8 del sondaggio S12g

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	47 di 135

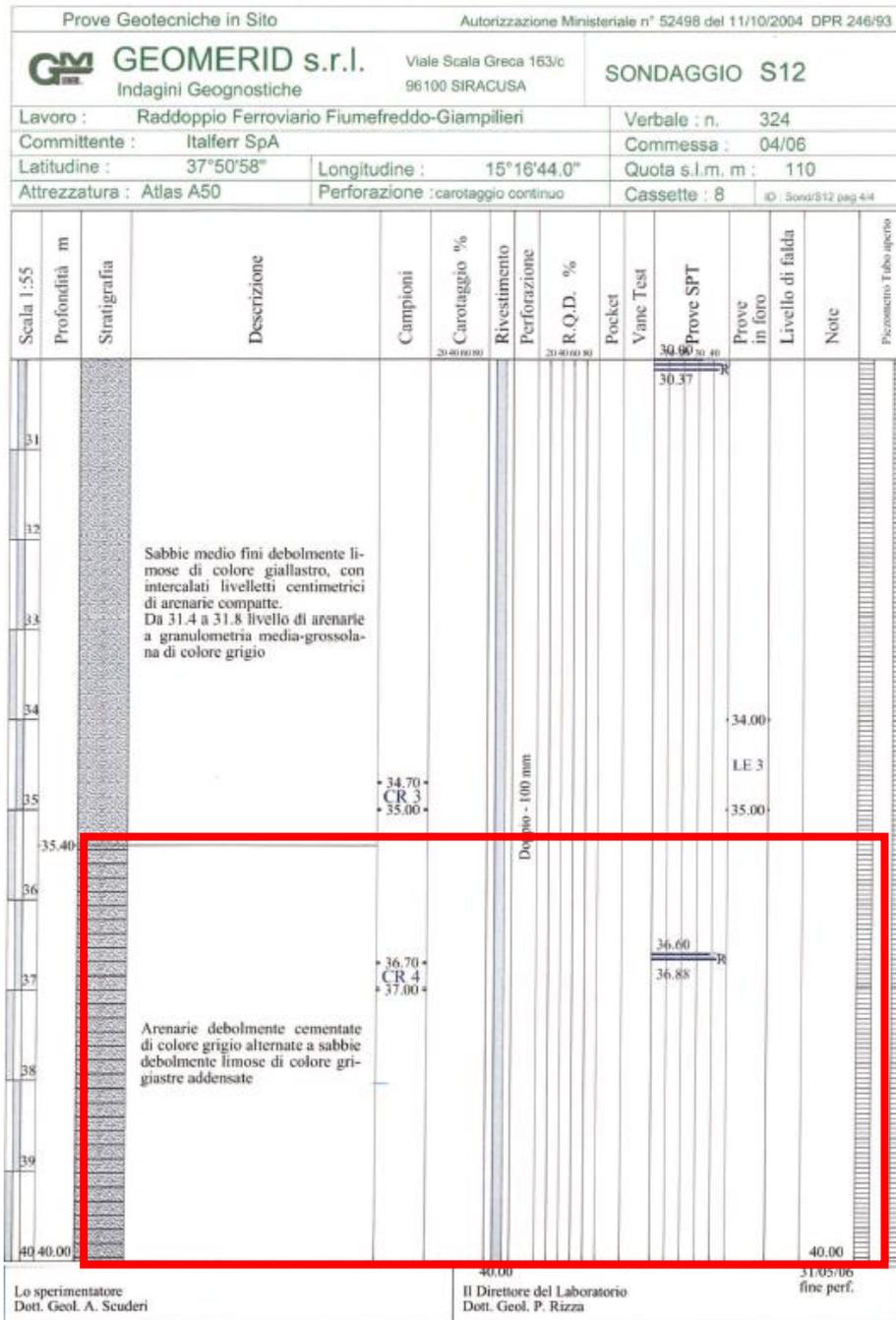


Figura 7- sondaggio S12g, descrizione del terreno presente alla profondità della cassetta 8



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	48 di 135

6.7.1 PROVE IN SITO

6.7.1.1 PROVE SPT

Non si hanno prove SPT a disposizione per la suddetta unità in corrispondenza del sondaggio S18D, si hanno in corrispondenza del sondaggio S12g anche se i risultati non sono troppo attendibili.



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	D78RH	OC0005002	C	49 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

Sondag.	Quota sondaggio (mslm)	PROVE SPT			Tensioni (kPa)				ϕ (°)						E (kPa)	
		Znizio prova (m)	N= N2+N3	litotipo	sigma	zw (m)	u	sigma'	De Mello	RBS	Sowers	Malcev	Meyer.	Schmert.	Schmert.	Denver 4
S12g	110,00	13,00	64	sabbie fini limose con livelleti di arenarie compatte	253,5	29,1	0	253,5	34	46	46	25	36	29	51200	31309
		17,50	55	sabbie fini limose con livelleti di arenarie compatte	341,25	29,1	0	341,25	33	44	43	24	37	29	44000	27007
		23,30	85	sabbie fini limose con livelleti di arenarie compatte	454,35	29,1	0	454,35	34	51	52	24	29	29	68000	41347
		30,00	R(3)	sabbie fini limose con livelleti di arenarie compatte	585	29,1	9	576								
		36,60	R(2)	CODd - arenarie	713,7	29,1	75	638,7								

Tabella 17 - Prove in corrispondenza delle arenarie per il sondaggio: S12g

6.7.1.2 PROVE DI PERMEABILITA'

Prove LeFranc a carico costante:

Sondaggio	Tipo di prova	Prof. Porva (m)	k (m/s)	Litotipo
S12g	LE1	20.00-21.00	2.11E-07	CODd
S12g	LE2	27.00-28.00	1.81E-07	CODd
S12g	LE3	34.00-36.00	3.80E-06	CODd

Tabella 18 - Prove di permeabilità nelle arenarie in corrispondenza del sondaggio : S12



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	51 di 135

6.7.2 PROVE DI LABORATORIO

Sondaggio	campione	z campione (m)	Granulometria (%)				Limiti di Atterberg (%)			Carratteristiche fisiche			Taglio Diretto		Edometrica	
			Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	LL	LP	IP	W (%)	Gs (kN/mc)	g nat (kN/mc)	c'p (kPa)	fi'p (°)	Eed (kPa)	Cv (cmq/s)
S12g	CR1	22,70-23,00	9	53	26	11										
S12g	CR2	29,70-30,00	10	51	26	12				8,7		17,3	0	42		
S12g	CR3	34,70-35,00	6	43	42	9	33,1	18,4	14,7							
S12g	CR4	36,70-37,00	33	17	33	17										

Tabella 19 - Prove di laboratorio sui campioni prelevati in corrispondenza delle arenarie per il sondaggio: S12g

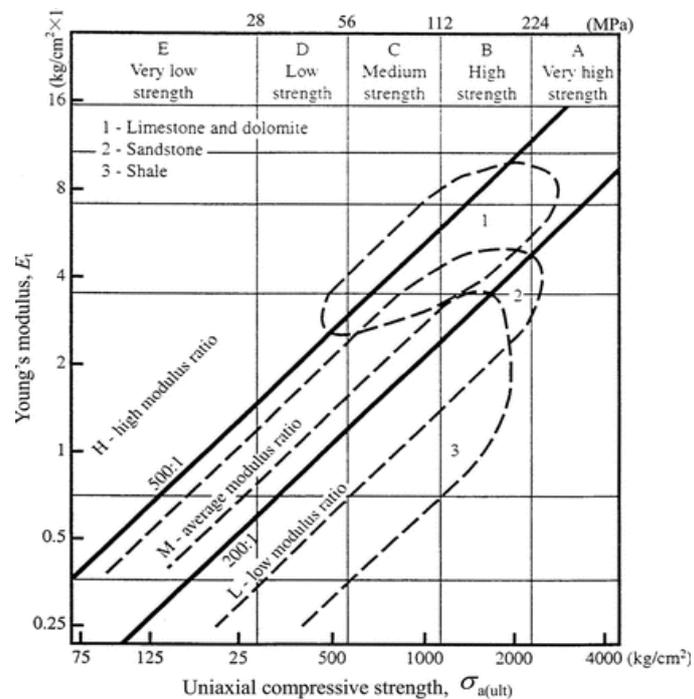
Sond.	Campione	z camp. (m)	g (kN/mc)	Is(50) (MPa)	Rc (MPa)	E (MPa)
S18D	CR1	8,0-8,30	23,2	-	15,1	8300

Tabella 20 - Prove di laboratorio sui campioni prelevati in corrispondenza delle arenarie per il sondaggio: S18D

6.7.3 PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici (la maggior parte dei risultati del sondaggio S12g sono stati scartati).

Per le arenarie si sono assunti dei valori di resistenza a compressione e di rigidezza da letteratura disponendo di pochi dati (Ababco per rocce sedimentarie di Deere Miller, rapporto di modulo MR da Roc Lab):



E_t = tangent modulus at 50% ultimate strength

- Arenarie:
 - Resistenza a compressione alla scala del provino di laboratorio $R_c \cong 15 \div 25 \text{ MPa}$ - classe di resistenza è E (Resistenza molto bassa) (AGI 1977).
 - Rapporto di modulo $MR = \frac{E_i}{\sigma_{ci}} = 200$
 - Modulo di rigidezza $E \cong 3000 \div 5000 \text{ MPa}$
 - Coefficiente di Permeabilità $k \cong 10^{-6} \div 10^{-7} \text{ m/s}$
 - Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 19 \div 20 \text{ kN/m}^3$

7 CARATTERIZZAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

In mancanza di specifici dati per la determinazione di RQD ed RMR, si è proceduto a partire dai risultati delle prove DH eseguite nei sondaggi AL04, AL07 per i basalti e nel sondaggio AL05 per i conglomerati.

Barton (1991) ha proposto una relazione tra le onde di volume V_p ed il parametro quantitativo Q , indice di qualità dell'ammasso, proposto sempre da Barton nel 1974. Le onde V_p elastiche negli ammassi dipendono dallo stato di fatturazione degli stessi e pertanto sono indice di qualità.

A partire quindi dal valore delle onde V_p è possibile determinare il valore di Q tramite la relazione:

$$\log Q_c = V_p \left(\frac{km}{s} \right) - 3.5$$

con

$$Q_c = Q \cdot \frac{\sigma_c(MPa)}{100}$$

e correlare lo stesso all'RMR di Beiniawski tramite la relazione:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (\pm 18)$$

BASALTI								
Sondaggio	z _i (m)	z _f (m)	V _p medio(m/s)	Q _c	R _c (MPa)	Q	RMR _{medio}	Classe
AL04	4	31,2	2170	0,047	60	0,078	39	III - discreta
AL07	26,9	30	2600	0,126	60	0,210	48	III - discreta

Tabella 21 - Valutazione del RMR per i basalti

CONGLOMERATI								
Sondaggio	z _i (m)	z _f (m)	V _p medio(m/s)	Q _c	R _c (MPa)	Q	RMR _{medio}	Classe
AL05	24,7	40	2330	0,068	10	0,676	58	III - discreta

Tabella 22 - Valutazione del RMR per i conglomerati

Per la valutazione del GSI ci si riconduce sempre ad indicazioni di letteratura. Considerando che la qualità dell'ammasso è discreta e mettendosi nella condizione di struttura intermedia-cautelativa tra intatta e disintegrata, il valore del GSI è:

- Basalti: $GSI = 40$
- Conglomerati: $GSI = 40$
- Arenarie: $GSI = 35$ dato ottenuto da studi effettuati in fase preliminare (cfr. Profilo Geologico) e dall'utilizzo dell'abaco disponibile per le Flysh, ponendosi in un intervallo intermedio (Fair-C/D).

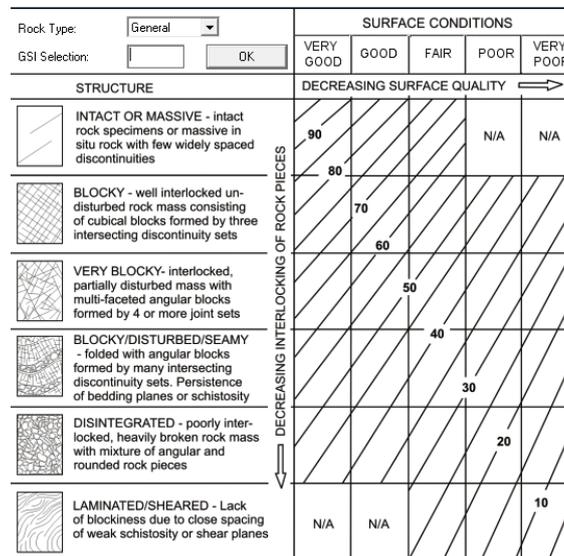


Figura 8- Valutazione del GSI per i basalti

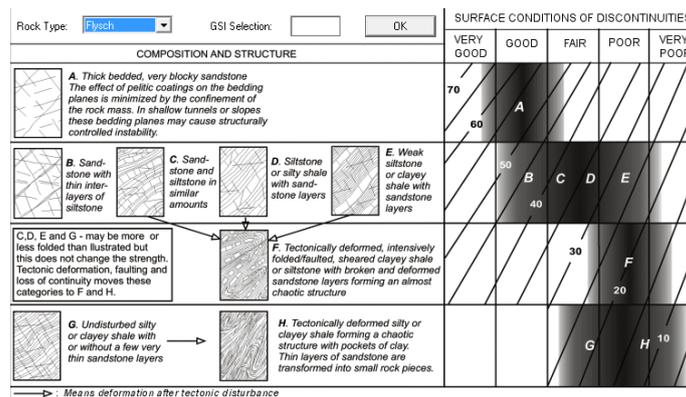


Figura 9- Valutazione del GSI per i conglomerati

Al fine di verificare la corretta valutazione del GSI tramite correlazioni empiriche, si è calcolato manualmente l'RQD su due sondaggi di riferimento, per i basalti:

AL 02 - Basalto rinvenuto da 10,4m a 40m		AL 03 - Basalto rinvenuto da 10,4m a 40m	
RQD	53%	RQD	50%

Tabella 23 - Valutazione dell' RQD per i basalti

Per la valutazione dell'RMR e del GSI, in mancanza di informazioni dettagliate per il calcolo dei fattori Ri, ci si pone in corrispondenza di condizioni intermedie-cautelative:

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

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

Sondaggio AL02				
1	sc (MPa)	50,100	R1	7
2	RQD (%)	50%	R2	8
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	0.2,0.06	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	9
	persistenza	3,10	V1	2
	apertura	>5	V2	0
	scabrezza	liscia-poco scabra	V3	2
	riempimento	soffice	V4	2
	alterazione	non alterate	V5	3
5	Condizionidi falda	umida	R5	10
6	orientamento delle discontinuità		R6	-

Tabella 24 - Valutazione degli indici Ri per i basalti, sondaggio AL02

Sondaggio AL03				
1	sc (MPa)	50,100	R1	7

2	RQD (%)	50%	R2	8
3	Spaziatura delle discontinuità, d (m)	0.2, 0.06	R3	8
4	Condizioni delle discontinuità		R4	9
	persistenza	3,10	V1	2
	apertura	>5	V2	0
	scabrezza	liscia-poco scabra	V3	2
	riempimento	soffice	V4	2
	alterazione	non alterate	V5	3
5	Condizionidi falda	umida	R5	10
6	orientamento delle discontinuità		R6	-

Tabella 25 - Valutazione degli indici Ri per i basalti, sondaggio AL03

	AL02	AL03
RMR di base	42	42
GSI	41	41

Tabella 26 - Valutazione dell'RMR e GSI per i basalti

I valori ottenuti sono in accordo con quelli ottenuti da relazioni empiriche.

7.1 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 σ_3 , tensione di confinamento. La legge proposta da H-B rappresenta in modo soddisfacente tale comportamento ed è descritta dalla seguente relazione:

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

Dove:

- σ_{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 σ_3 . Per basalti assume valori dell'ordine 25 ± 5 (letteratura);
- s è un parametro adimensionale che rappresenta lo stato di fratturazione 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 :

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

- a è un parametro funzione solo del GSI:

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

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 $\sigma_1=\sigma_3=-\sigma_t$:

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

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

Il campo di variazione della tensione σ_3 varia tra σ_t e σ_{3max} , dove la massima tensione campita a seconda del tipo di applicazione (General, Slopes, Tunnels, Custom), ad esempio nel caso General 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 (σ_t e σ_{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.

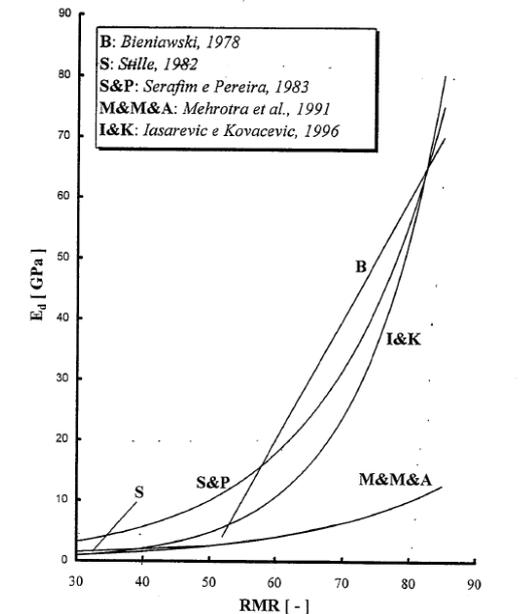


Figura 10– Distribuzione del Modulo elastico in funzione dell'indice RMR secondo differenti correlazioni empiriche

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 un coefficiente funzione del disturbo prodotto sull'ammasso. Tale espressione è implementata anche nel programma “Roclab”.



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	59 di 135

Si considera un grado di disturbo intermedio è pari a 0.5 in via cautelativa, considerato il fatto che il disturbo che si arreca all'ammasso è piccolo e sarà legato alla realizzazione di strutture di fondazione per il viadotto in progetto.

Hoek Brown Classification		
sigci	60	MPa
GSI	40	
mi	25	
D	0,5	
Ei	20000	
Hoek Brown Criterion		
mb	143	
s	0,00033	
a	0,511	
Failure Envelope Range		
Application	General	
sig3max	15	MPa
Mohr-Coulomb Fit		
c	2.6	MPa
phi	29	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0,014	MPa
sigc	1	MPa
sigcm	9	MPa
Erm	1538	MPa

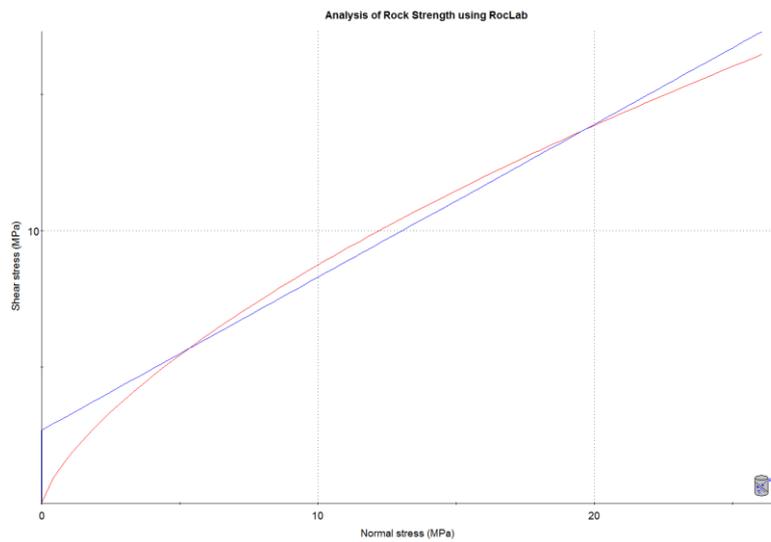


Tabella 27- Parametri di HeB e MC per i basalti

Figura 11- Criterio di HeB e MC per i basalti

Hoek Brown Classification		
sigci	10	MPa
GSI	40	
mi	21	
D	0,5	
Ei	3500	
Hoek Brown Criterion		
mb	120	
s	0,00033	
a	0,511	
Failure Envelope Range		
Application	General	
sig3max	3	MPa
Mohr-Coulomb Fit		
c	0,4	MPa
phi	28	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0,003	MPa
sigc	0,2	MPa
sigcm	1	MPa
Erm	269	MPa

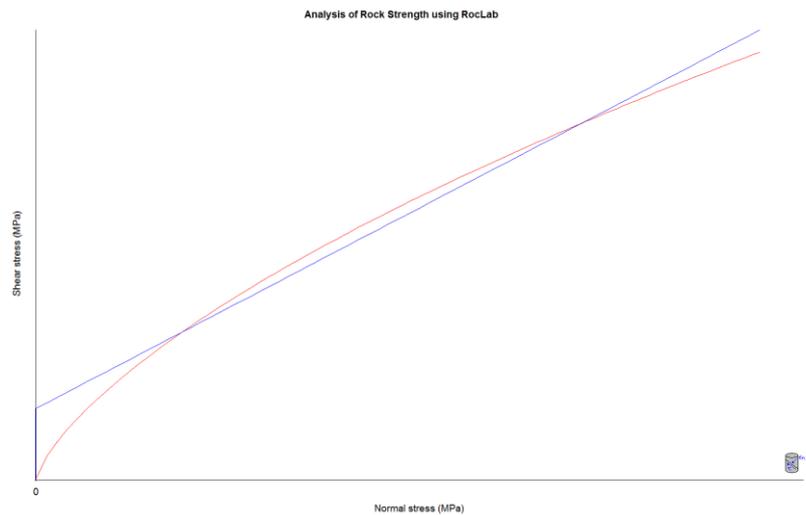


Tabella 28- Parametri di HeB e MC per i conglomerati **Figura 12-** Criterio di HeB e MC per i conglomerati

Hoek Brown Classification		
sigci	25	MPa
GSI	35	
mi	17	
D	0.5	
Ei	5000	MPa
Hoek Brown Criterion		
mb	0.77	
s	0.00017	
a	0.516	
Failure Envelope Range (Slopes)		
sig3max	0.26	MPa
Unit Weight	0.02	MN/m3
Mohr-Coulomb Fit		
c	0.100	MPa
phi	49	degrees
Rock Mass Parameters		
sigt	-0.0056	MPa
sigc	0.28	MPa
sigcm	2.72	MPa
Erm	285	MPa

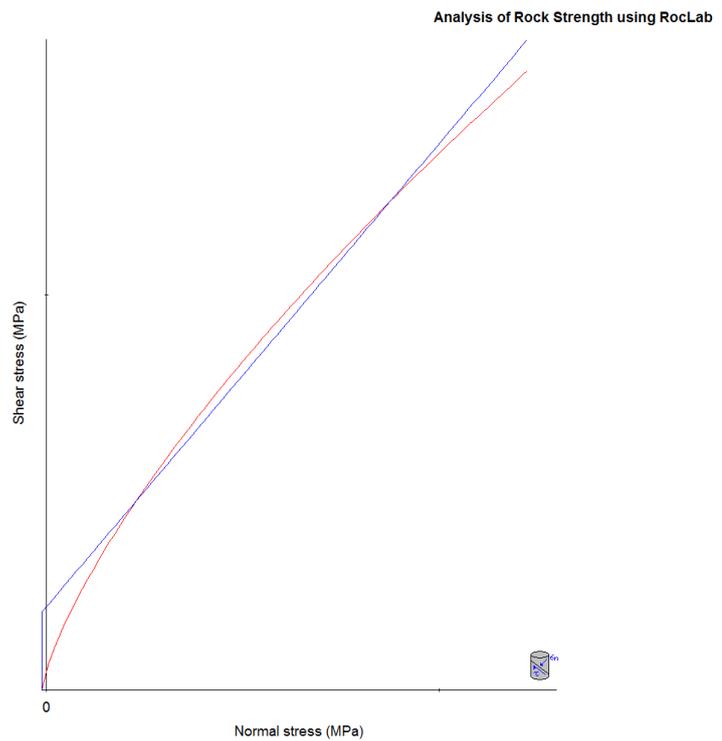


Tabella 29- Parametri di HeB e MC per le arenarie

Figura 13- Criterio di HeB e MC per le arenarie

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	63 di 135

8 RIEPILOGO DEI PARAMETRI

Tipologia	γ_{nat}	w	c'	ϕ'	c_u	E	E_u	R_c	C_v	k
	kN/m ³	%	kPa	°	kPa	MPa	MPa	MPa	cm ² /s	m/s
Sabbie limose o limi sabbiosi - LS	20-21	15-20	0	28-32	0	12	-	-	-	e^{-5} - e^{-6}
Ghiaie eterogeneiche in matrice sabbiosa - Gs	18-19	-	0	35	0	32	-	-	-	e^{-4} - e^{-5}
Basalti Ba	24-27	-	2600	29	-	1538	-	9	-	e^{-6} - e^{-7}
Argille Ag	20	10-20	20	20	350	10-17	15-25.5	-	$3.3e^{-3}$ - $3.8e^{-5}$	e^{-11}
Conglomerati (scala ammasso) - Co	24-25	-	400	28	-	269	-	1	-	e^{-6} - e^{-7}
Arenarie - Ar	20	-	100	49	0	285	-	2,2	-	e^{-6} - e^{-7}

Tabella 30- Parametri caratteristici

9 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

In base ai valori dei parametri meccanici che caratterizzano le Unità costituenti i terreni di fondazione, si procede di seguito con la definizione univoca del modello geotecnico di riferimento che verrà adottato per la progettazione e verifica delle strutture previste.

Sulla base di quanto osservato mediante i sondaggi disponibili nella tratta di riferimento si propone la seguente stratigrafia:

unita' geotecnica	profondità inizio (minimo)-fine strato (massimo)
	a partire dal p.c. (m)
Alluvioni - Limi sabbiosi e Sabbie Limose	0.00-39.00
Alluvioni – ciottoli in matrice sabbiosa	0.00-18.00
Lave - Basalti	4.60-4600
CODc - Argille	7.50 - >40.00
CODa - Conglomerati	25.00 - >40.00
CODd - Arenarie	0.00 – 16.00

Tabella 31- Stratigrafia tratta 6+374km a 7+778 km, spessori riferiti alla zona interessata dal Viadotto

La falda è posta ad una quota di circa 41 mslm.

Nella sezione 11 sono riportati i repiloghi dei sondaggi e la stratigrafia.

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

10 CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITA' DEL SITO.

10.1 RISPOSTA SISMICA

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 V_R 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.

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 32– Categorie di sottosuolo (NTC 2008)

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

10.2 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

SITO: Fiumefreddo (Sicilia-Catania)		OPERA: Viadotto Alcantara		Stato Limite	TR (anni)	ag (g)	Fo	TC* (s)
Latitudine	15,24009	VN (anni)	75	SLD	113	0,127	2,494	0,288
Longitudine	37,8193	Cu	1.5	SLV	1068	0,274	2,592	0,353
		VR (anni)	112.5					

Tabella 33- Dati di input per Spettri NTC e output (parametri spettro di risposta per lo stato limite considerato)

Per la valutazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30m si utilizzano i dati relativi alle DH eseguite nei sondaggi AL04, AL05, AL07, AL09:

	AL04 DH	AL05 DH	AL07 DH	AL09 DH
Vs,30 (m/s)	599,07	467,58	473,47	377,18

Tabella 34- Valori di Vs,30 determinati tramite le DH disponibili

Vs,30 risulta compresa tra 360 ed 800 m/s pertanto la categoria di terreno è B.

Per quanto riguarda la categoria topografica, nella zona in esame non si hanno pendii particolarmente inclinati pertanto la categoria sarà T1. In funzione della categoria topografica si attribuisce al coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00$

Tabella 3.2.VI – 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 35– Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Il coefficiente stratigrafico S_s è determinato con le relazioni differenziate in base alla categoria di sottosuolo, in funzione di Fo e Tc*.

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 36 – Coefficienti S_s ed S_T

		SLD	SLV
categoria sottosuolo	B		
categoria topografica	T1		
Coefficiente	$C_c =$	1.411	1.354
Coeff. Amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.20	1.116
Coeff. Amplificazione topografica	$S_t =$	1.00	1.00
Coefficiente S	S_{sxSt}	$S =$	1.20
			1.116

Tabella 37- Valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica per la zona in esame

Per la stima della Magnitudo del sito d'interesse è stato fatto riferimento al testo del Gruppo di Lavoro MS,2008, "Indirizzi e Criteri per la microzonazione sismica", Conferenza delle Regioni e delle Provincie Autonome, Dipartimento Protezione Civile, Roma.

In particolare, con riferimento alla zonazione sismogenetica ZS9 della regione Sicilia (cfr. Figura 21), Il comune di Catania ricade nella zona 935, alla quale compete la Magnitudo massima $M_{max}=7.29$

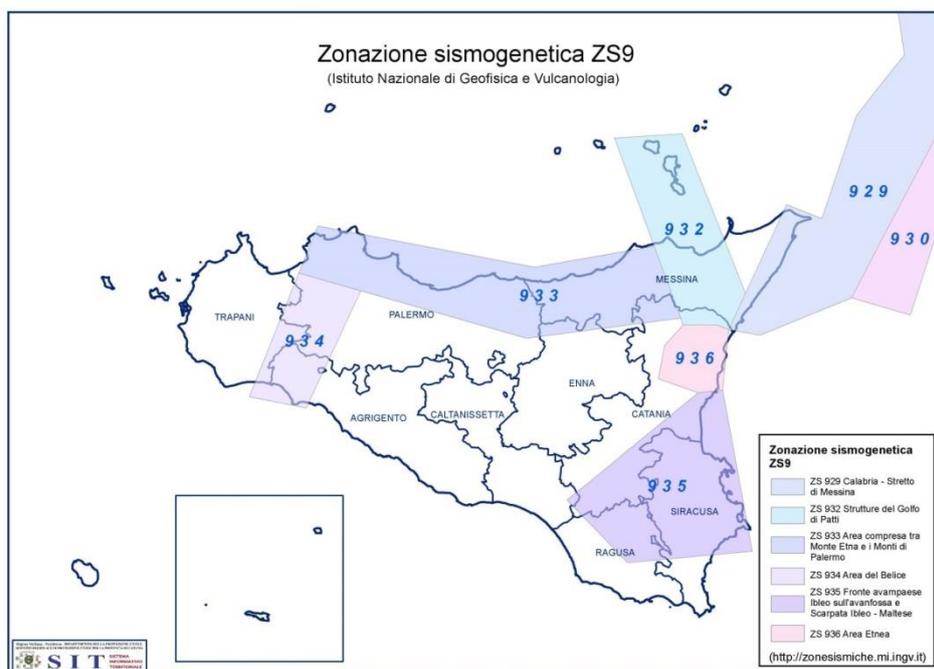


Figura 14– Zonazione sismogenetica ZS9 della regione Sicilia

10.3 LIQUEFAZIONE

Relativamente alle verifiche a liquefazione la normativa di riferimento (NTC 2008) permette di escluderle quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g
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 $qc1N > 180$ 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 (ConePenetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura14 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 15 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

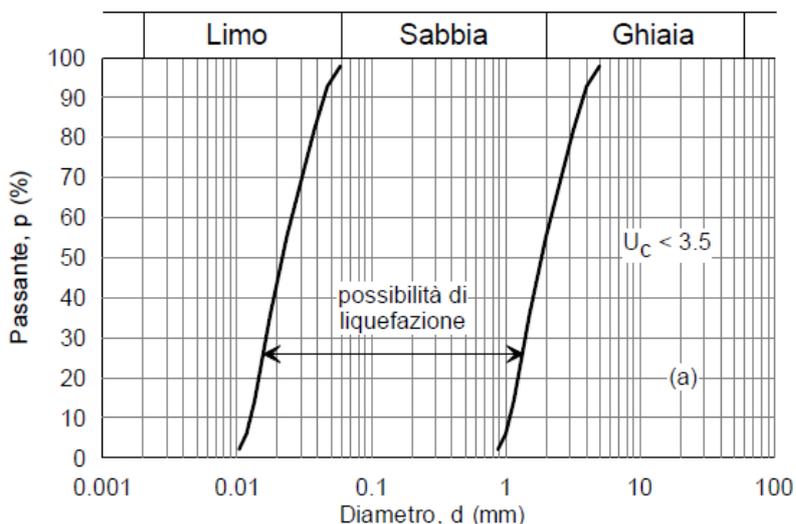


Figura 15 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

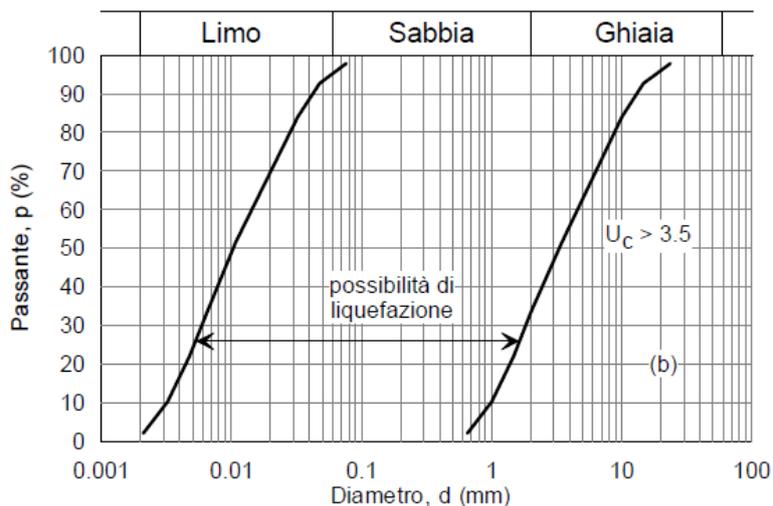


Figura 16 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Le prime quattro condizioni nel caso in esame non permettono di escludere la verifica a liquefazione (magnitudo attesa in situ pari a 7.29, accelerazioni massime maggiori di 0,1; falda ad una profondità maggiore di 15 m da piano campagna e deposito costituito da sabbie ghiaiose) dunque si riportano di seguito, da figura 16 a 20, il confronto tra le curve granulometriche dei soli campioni estratti sotto falda dalle verticali di indagine, e i fusi alla quale compete la possibilità di liquefazione, con riferimento al caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$, come dimostrato dalle curve granulometriche stesse.

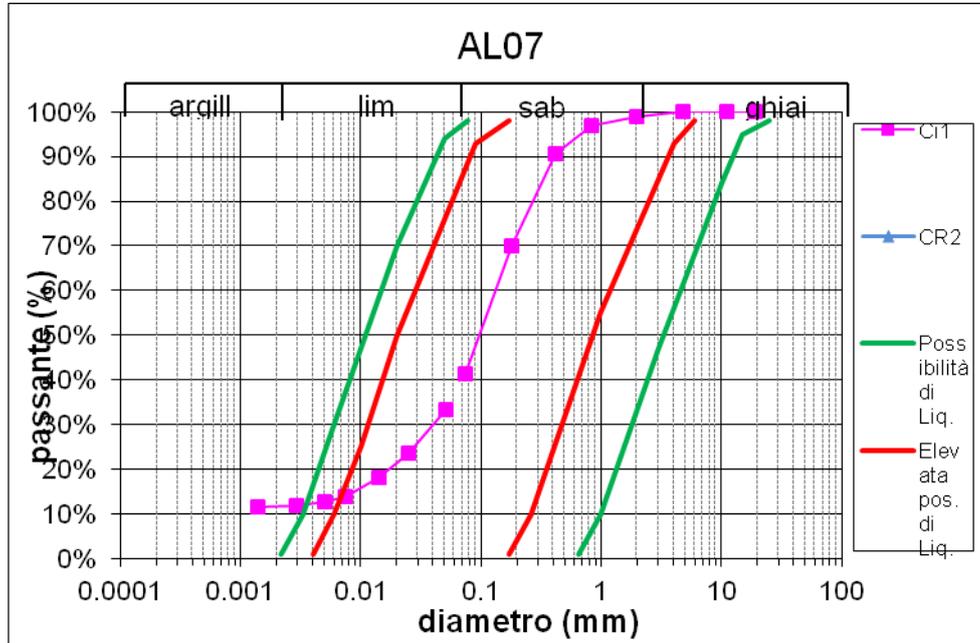


Figura 17- AL07-CR1

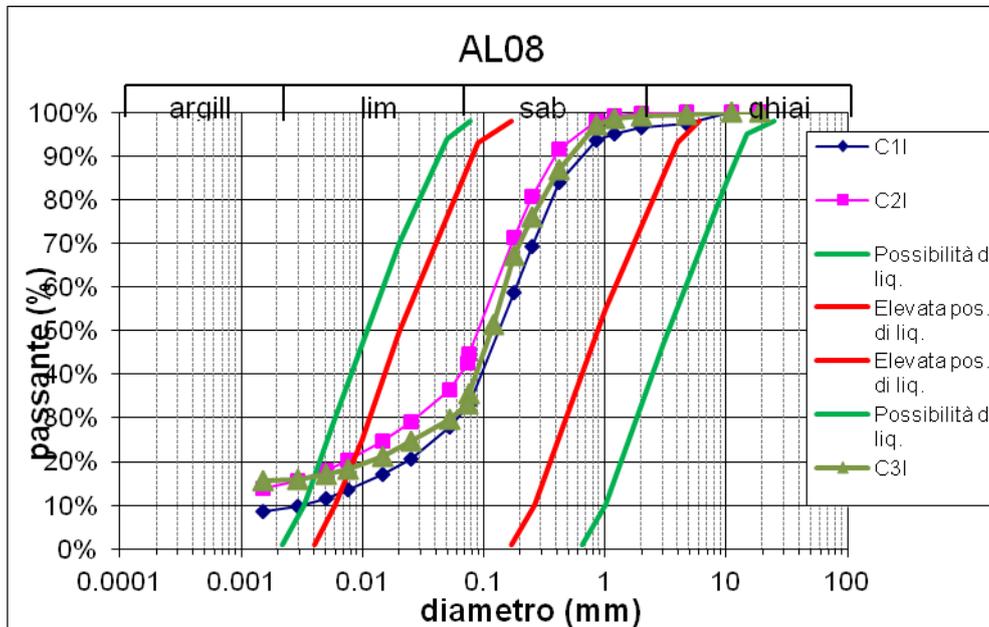


Figura 18- AL08-C1I, C2I, C3I

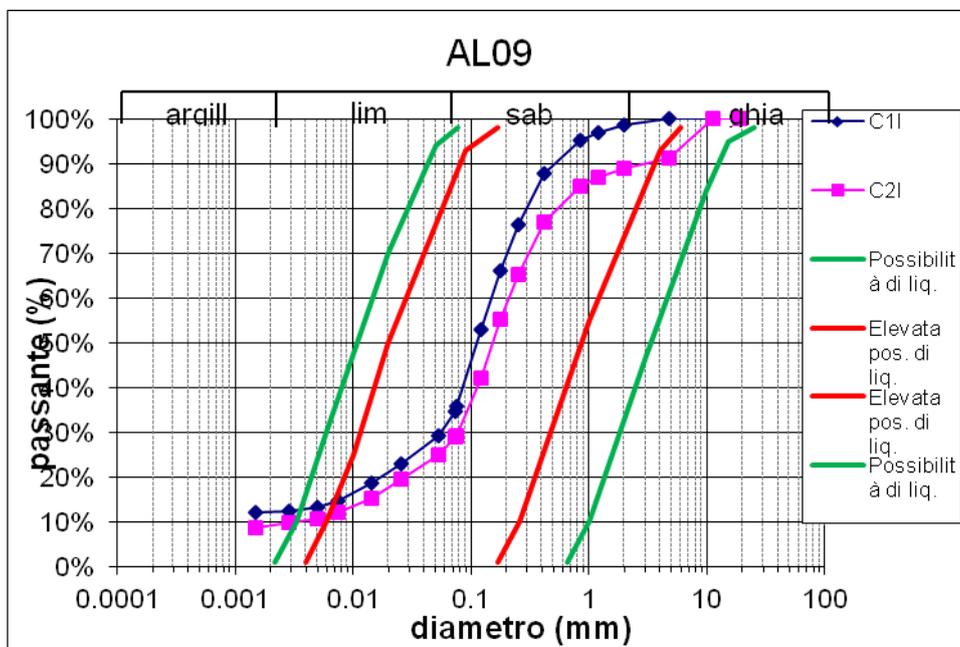


Figura 19- AL09-C1I, C2I

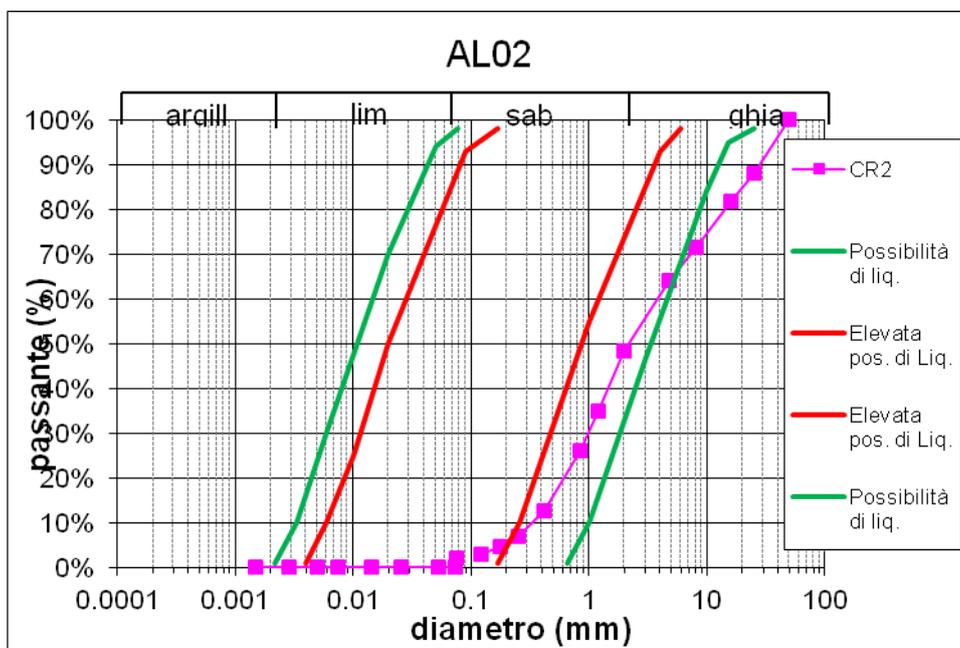


Figura 20- AL02-CR2

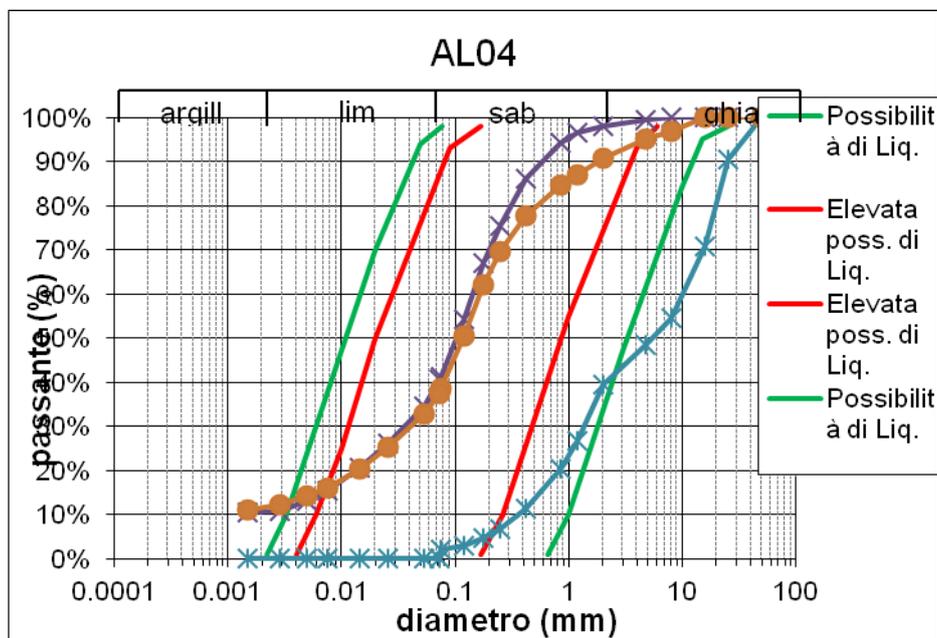


Figura 21- AL04-CR5, CR6, CR7

Dall'esame delle figure si osserva che per tutti i campioni analizzati non è possibile escludere le verifiche a liquefazione, ricadendo essi nell'intervallo di possibilità di liquefazione (al di fuori ricade solo la frazione argillosa, che per le verifiche in esame può non essere tenuta in conto).

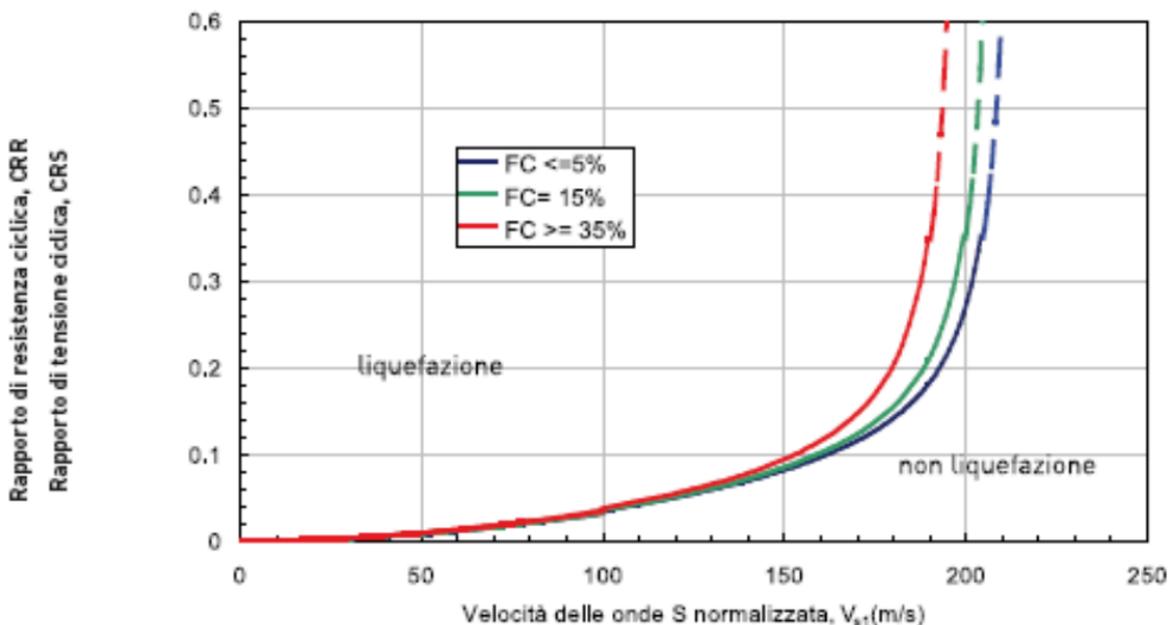
La suscettibilità dei terreni nei confronti della liquefazione è stata valutata alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili, mediante un'analisi pseudo-statica in condizioni di free-field, in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative.

Si è iniziato con una prima analisi basata sui metodi semplificati a partire dalle prove sismiche Down-Hole, e quindi sull'interpretazione delle V_s , per poi procedere con i metodi basati sull'interpretazione delle prove SPT effettuate sui depositi alluvionali interessati dal fenomeno.

Andrus e Stokoe propongono una stima della resistenza del terreno alla liquefazione a partire dalle misure di V_s ricavate in sito, normalizzata per la pressione litostatica (V_{s1}) mediante la formula:

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{1}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.25}$$

L'abaco proposto da Andrus e Stokoe, riportato nella Figura sottostante e valido per terreni con frazione ghiaiosa, correla il valore di resistenza ciclica CRR alle V_s e definisce la suscettibilità o meno del terreno al fenomeno della liquefazione. Come si può dedurre dal diagramma, indipendentemente dalla percentuale di contenuto di fine, i terreni risultano non liquefacibili per V_{s1} maggiori di 220 m/s.



Facendo quindi riferimento ai valori di V_s ricavati nelle verticali R4 e R5 (doc. RS2S-00-D-69-IG-GE0005-004-A) eseguite nella sponda destra dell'Alcantara, si ricavano i valori di V_{s1} alle varie profondità.

- Sondaggio R4: per il contenuto di fine si è fatto riferimento al sondaggio più vicino AL02

DATI INSERITI

$H_{falda} = 5,7$

$a_{max}/g = 0,306$

$R =$

$M_w = 7,29$



STRATIGRAFIA TERRENO

$S_{TOT.} = 10,00$

PRIMO STRATO		$H_1 =$	1,25
Parametri		Parametri calcolati	
$H_1 =$	1,25	$\gamma_{H_2O} =$	1,00
$\gamma =$	1,8	$\sigma_{vo} =$	0,23
$V_S =$	302	$\sigma_{vo'} =$	0,23
$V_{S1C} =$	211,005	P.neutra	0,00
$S_1 =$	2,5	$r_d =$	0,99
FC	12,99	$K_C =$	0,80
$V_{S1} =$	438,49		

SECONDO STRATO		$H_2 =$	3,75
Parametri		Parametri calcolati	
$H_2 =$	3,75	$\gamma_{H_2O} =$	1,00
$\gamma =$	1,8	$\sigma_{vo} =$	0,68
$V_S =$	317	$\sigma_{vo'} =$	0,68
$V_{S1C} =$	211,005	P.neutra	0,00
$S_2 =$	2,5	$r_d =$	0,97
FC	12,99	$K_C =$	0,80
$V_{S1} =$	349,73		

TERZO STRATO		$H_3 =$	7,5
Parametri		Parametri calcolati	
$H_3 =$	7,5	$\gamma_{H_2O} =$	1,00
$\gamma =$	1,8	$\sigma_{vo} =$	1,35
$V_S =$	357	$\sigma_{vo'} =$	1,17
$V_{S1C} =$	211,005	P.neutra	0,18
$S_3 =$	5	$r_d =$	0,94
FC	12,99	$K_C =$	0,8
$V_{S1} =$	343,26		

- Sondaggio R5: per il contenuto di fine si è fatto riferimento al sondaggio più vicino AL03

DATI INSERITI

H_{falda} = 5,7	a_{max/g} = 0,306	R = 0	
		M_w = 7,29	

STRATIGRAFIA TERRENO

			S_{TOT.} = 15,00
--	--	--	---------------------------------

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">PRIMO STRATO</th> <th style="text-align: right;">H₁</th> <th style="text-align: right;">=</th> <th style="text-align: right;">1,5</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Parametri da inserire</td> <td colspan="3">Parametri calcolati</td> </tr> <tr> <td>H₁</td> <td>= 1,5</td> <td>γ_{H2O}</td> <td>=</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td>= 1,8</td> <td>σ_{vo}</td> <td>=</td> <td>0,27</td> </tr> <tr> <td>V_S</td> <td>= 234</td> <td>σ_{vo'}</td> <td>=</td> <td>0,27</td> </tr> <tr> <td>V_{S1C}</td> <td>= 215</td> <td>P.neutra</td> <td>=</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>S₁</td> <td>= 3</td> <td>r_d</td> <td>=</td> <td>0,99</td> </tr> <tr> <td>FC</td> <td>= 2,04</td> <td>K_c</td> <td>=</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>V_{S1}</td> <td>= 324,62</td> <td colspan="3"></td> </tr> </tbody> </table>	PRIMO STRATO		H ₁	=	1,5	Parametri da inserire		Parametri calcolati			H ₁	= 1,5	γ _{H2O}	=	1,00	γ	= 1,8	σ _{vo}	=	0,27	V _S	= 234	σ _{vo'}	=	0,27	V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,00	S ₁	= 3	r _d	=	0,99	FC	= 2,04	K _c	=	0,80	V _{S1}	= 324,62				<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">SECONDO STRATO</th> <th style="text-align: right;">H₂</th> <th style="text-align: right;">=</th> <th style="text-align: right;">4,25</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Parametri da inserire</td> <td colspan="3">Parametri calcolati</td> </tr> <tr> <td>H₂</td> <td>= 4,25</td> <td>γ_{H2O}</td> <td>=</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td>= 1,8</td> <td>σ_{vo}</td> <td>=</td> <td>0,77</td> </tr> <tr> <td>V_S</td> <td>= 278</td> <td>σ_{vo'}</td> <td>=</td> <td>0,77</td> </tr> <tr> <td>V_{S1C}</td> <td>= 215,0</td> <td>P.neutra</td> <td>=</td> <td>0,00</td> </tr> <tr> <td>S₂</td> <td>= 2,5</td> <td>r_d</td> <td>=</td> <td>0,97</td> </tr> <tr> <td>FC</td> <td>= 2,04</td> <td>K_c</td> <td>=</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>V_{S1}</td> <td>= 297,26</td> <td colspan="3"></td> </tr> </tbody> </table>	SECONDO STRATO		H ₂	=	4,25	Parametri da inserire		Parametri calcolati			H ₂	= 4,25	γ _{H2O}	=	1,00	γ	= 1,8	σ _{vo}	=	0,77	V _S	= 278	σ _{vo'}	=	0,77	V _{S1C}	= 215,0	P.neutra	=	0,00	S ₂	= 2,5	r _d	=	0,97	FC	= 2,04	K _c	=	0,80	V _{S1}	= 297,26			
PRIMO STRATO		H ₁	=	1,5																																																																																							
Parametri da inserire		Parametri calcolati																																																																																									
H ₁	= 1,5	γ _{H2O}	=	1,00																																																																																							
γ	= 1,8	σ _{vo}	=	0,27																																																																																							
V _S	= 234	σ _{vo'}	=	0,27																																																																																							
V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,00																																																																																							
S ₁	= 3	r _d	=	0,99																																																																																							
FC	= 2,04	K _c	=	0,80																																																																																							
V _{S1}	= 324,62																																																																																										
SECONDO STRATO		H ₂	=	4,25																																																																																							
Parametri da inserire		Parametri calcolati																																																																																									
H ₂	= 4,25	γ _{H2O}	=	1,00																																																																																							
γ	= 1,8	σ _{vo}	=	0,77																																																																																							
V _S	= 278	σ _{vo'}	=	0,77																																																																																							
V _{S1C}	= 215,0	P.neutra	=	0,00																																																																																							
S ₂	= 2,5	r _d	=	0,97																																																																																							
FC	= 2,04	K _c	=	0,80																																																																																							
V _{S1}	= 297,26																																																																																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">TERZO STRATO</th> <th style="text-align: right;">H₃</th> <th style="text-align: right;">=</th> <th style="text-align: right;">8</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Parametri da inserire</td> <td colspan="3">Parametri calcolati</td> </tr> <tr> <td>H₃</td> <td>= 8</td> <td>γ_{H2O}</td> <td>=</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td>= 1,8</td> <td>σ_{vo}</td> <td>=</td> <td>1,44</td> </tr> <tr> <td>V_S</td> <td>= 349</td> <td>σ_{vo'}</td> <td>=</td> <td>1,21</td> </tr> <tr> <td>V_{S1C}</td> <td>= 215</td> <td>P.neutra</td> <td>=</td> <td>0,23</td> </tr> <tr> <td>S₃</td> <td>= 5</td> <td>r_d</td> <td>=</td> <td>0,94</td> </tr> <tr> <td>FC</td> <td>= 2,04</td> <td>K_c</td> <td>=</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>V_{S1}</td> <td>= 332,76</td> <td colspan="3"></td> </tr> </tbody> </table>	TERZO STRATO		H ₃	=	8	Parametri da inserire		Parametri calcolati			H ₃	= 8	γ _{H2O}	=	1,00	γ	= 1,8	σ _{vo}	=	1,44	V _S	= 349	σ _{vo'}	=	1,21	V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,23	S ₃	= 5	r _d	=	0,94	FC	= 2,04	K _c	=	0,80	V _{S1}	= 332,76				<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: left;">QUARTO STRATO</th> <th style="text-align: right;">H₄</th> <th style="text-align: right;">=</th> <th style="text-align: right;">13</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Parametri da inserire</td> <td colspan="3">Parametri calcolati</td> </tr> <tr> <td>H₄</td> <td>= 13</td> <td>γ_{H2O}</td> <td>=</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td>= 2,4</td> <td>σ_{vo}</td> <td>=</td> <td>3,12</td> </tr> <tr> <td>V_S</td> <td>= 539</td> <td>σ_{vo'}</td> <td>=</td> <td>2,39</td> </tr> <tr> <td>V_{S1C}</td> <td>= 215</td> <td>P.neutra</td> <td>=</td> <td>0,73</td> </tr> <tr> <td>S₄</td> <td>= 4,5</td> <td>r_d</td> <td>=</td> <td>0,83</td> </tr> <tr> <td>FC</td> <td>= 0</td> <td>K_c</td> <td>=</td> <td>0,80</td> </tr> <tr> <td>V_{S1}</td> <td>= 433,50</td> <td colspan="3"></td> </tr> </tbody> </table>	QUARTO STRATO		H ₄	=	13	Parametri da inserire		Parametri calcolati			H ₄	= 13	γ _{H2O}	=	1,00	γ	= 2,4	σ _{vo}	=	3,12	V _S	= 539	σ _{vo'}	=	2,39	V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,73	S ₄	= 4,5	r _d	=	0,83	FC	= 0	K _c	=	0,80	V _{S1}	= 433,50			
TERZO STRATO		H ₃	=	8																																																																																							
Parametri da inserire		Parametri calcolati																																																																																									
H ₃	= 8	γ _{H2O}	=	1,00																																																																																							
γ	= 1,8	σ _{vo}	=	1,44																																																																																							
V _S	= 349	σ _{vo'}	=	1,21																																																																																							
V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,23																																																																																							
S ₃	= 5	r _d	=	0,94																																																																																							
FC	= 2,04	K _c	=	0,80																																																																																							
V _{S1}	= 332,76																																																																																										
QUARTO STRATO		H ₄	=	13																																																																																							
Parametri da inserire		Parametri calcolati																																																																																									
H ₄	= 13	γ _{H2O}	=	1,00																																																																																							
γ	= 2,4	σ _{vo}	=	3,12																																																																																							
V _S	= 539	σ _{vo'}	=	2,39																																																																																							
V _{S1C}	= 215	P.neutra	=	0,73																																																																																							
S ₄	= 4,5	r _d	=	0,83																																																																																							
FC	= 0	K _c	=	0,80																																																																																							
V _{S1}	= 433,50																																																																																										

Dall'analisi risultano dei valori di V_{s1} sempre maggiori di 220 m/s, pertanto il terreno risulta non liquefacibile.

Si procede comunque ad una valutazione del fattore di sicurezza dei terreni a liquefazione e del loro potenziale a partire dalle SPT eseguite in sito, mediante la formula:

$$F_s = \frac{CRR_{(M=7.5)}}{CSR_{(M=7.5)}}$$

dove CRR (CyclicResistance Ratio) indica la resistenza del terreno a sforzi di taglio ciclico e si ricava dai risultati delle prove in sito, mentre il parametro CSR (Cyclic Stress Ratio) indica la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma ed è stimato sulla base di considerazioni teoriche ed empiriche, dalle caratteristiche del terremoto, alla magnitudo e accelerazione di picco in superficie.

Secondo l'EC8, se il fattore $FS \geq 1.25$ la liquefazione è da escludere, se $FS < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Il rapporto CSR (per magnitudo $M=7.5$) è stimata con la relazione di Seed e Idriss:

$$(CSR)_{M=7.5} = 0.65 \cdot \frac{\sigma_v \cdot a_{\max}}{\sigma'_v} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF} \cdot \frac{1}{K_\sigma}$$

Dove:

- a_{\max} è l'accelerazione massima al piano campagna, espressa in g;
- σ_v e σ'_v sono rispettivamente la tensione totale verticale e la tensione efficace verticale;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo ($r_d=1$ corrispondente a comportamento rigido);
- K_σ è un coefficiente di correzione della tensione litostatica;
- MSF è il fattore di scala in funzione della magnitudo attesa.
- Il coefficiente r_d è determinato con la relazione di Idriss (valida per $z \leq 20m$) che tiene conto anche della magnitudo M:

$$\ln(r_d) = \alpha + \beta M$$

$$\alpha = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11,73} + 5,133\right)$$

$$\beta = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen}\left(\frac{z}{11,28} + 5,142\right)$$

- Il coefficiente MSF è determinato con la relazione di Idriss (2004):

$$MSF = 6,9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

con MSF minore di 1.8.

- Il coefficiente K_σ è determinato con la relazione

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	79 di 135

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.0$$

Dove il C_{σ} può essere determinato in funzione di SPT:

$$C_{\sigma} = \frac{1}{18,9 - 2,55 (N_{1,60,cs})^{0,5}} \leq 0,3$$

La resistenza a liquefazione di un terreno sabbioso (CRR) può essere espressa da un valore opportunamente corretto dell'indice N_{spt} , normalizzato ad una pressione litostatica approssimativa di 100 kPa e per un'energia efficace di battuta del 60% (coefficiente di efficienza). Pertanto per la determinazione del CRR si dovrà considerare $(N_1)_{60}$, determinato attraverso la relazione:

$$N_{1,60} = N_{spt} \cdot C_E \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_N$$

Dove

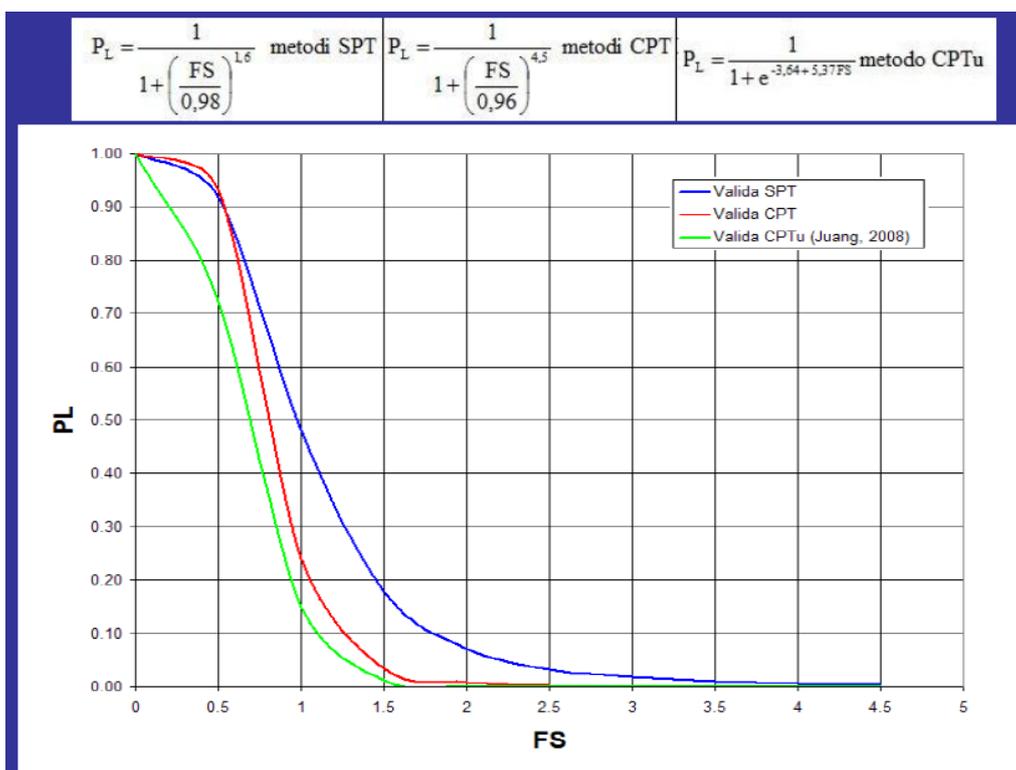
- C_E è il coefficiente di correzione per l'energia trasmessa dalle aste
- C_R è il coefficiente di correzione per la lunghezza delle aste
- C_S è il coefficiente di correzione per il metodo di campionamento
- C_B è il coefficiente di correzione per il diametro del foro
- C_N è il coefficiente per normalizzare N_{60} alla pressione litostatica

La determinazione dei coefficienti correttivi sopraesposti dipendono dalla teoria adottata nell'analisi.

La presenza nel terreno della porzione fine "FC" (% passante allo 0.075mm), con percentuale maggiore del 5%, determina un aumento del rapporto CRR; tale aumento se ne tiene conto mediante l'introduzione del coefficiente $(N_1)_{60CS}$ che corrisponde al valore equivalente $(N_1)_{60}$ per sabbie pulite. Esistono in antologia diverse teorie sulla determinazione del valore di $(N_1)_{60CS}$.

Il concetto della probabilità di liquefazione PL nasce dalla considerazione che nei metodi semplificati il coefficiente di sicurezza teorico ($FS=CRR/CSR$) non implica in pratica che se $FS \leq 1$ si ha liquefazione e se $FS > 1$ non si ha liquefazione. Negli anni recenti vi è stato un continuo sforzo per diminuire il grado di conservatorismo esistente nelle curve di soglia e valutare quindi il potenziale di liquefazione in termini probabilistici. La sua valutazione è stata oggetto di numerosi studi da parte di vari Autori (in particolare di Juang C.H., oggi professore alla Università di Clemson, Carolina del Sud)

L'equazione più recente per determinare la probabilità di liquefazione PL sono di seguito riportate.



Sulla base dei valori di PL si hanno le seguenti probabilità.

Valori di PL	Classe	Probabilità di liquefazione
$0,85 \leq PL < 1,00$	5	Liquefazione quasi certa
$0,65 \leq PL < 0,85$	4	Liquefazione probabile
$0,35 \leq PL < 0,65$	3	Liquefazione incerta
$0,15 \leq PL < 0,35$	2	Liquefazione improbabile
$0,00 \leq PL < 0,15$	1	Non liquefazione quasi certa

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	81 di 135

Nel 1982 Iwasaki, Tokida e altri hanno introdotto, per una stima del grado di pericolosità dovuto alla liquefazione in un sito, la valutazione del potenziale di liquefazione attraverso un indice (LPI) basato sul coefficiente di sicurezza calcolato e considerando il profilo del terreno nei primi 20 m. Il valore di LPI è definito come:

$$LPI = \int_0^{20} Fw(z) \partial z$$

Oppure

$$LPI = \sum_{i=1}^n Fw_i(z) H_i$$

Dove

F = funzione che esprime il potenziale di liquefazione di ogni strato in rapporto al coefficiente di sicurezza calcolato

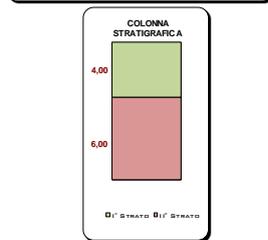
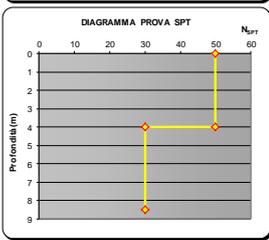
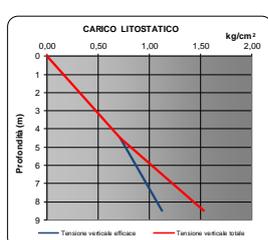
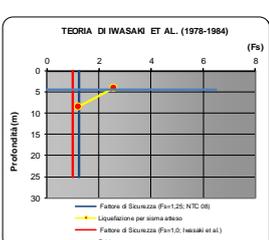
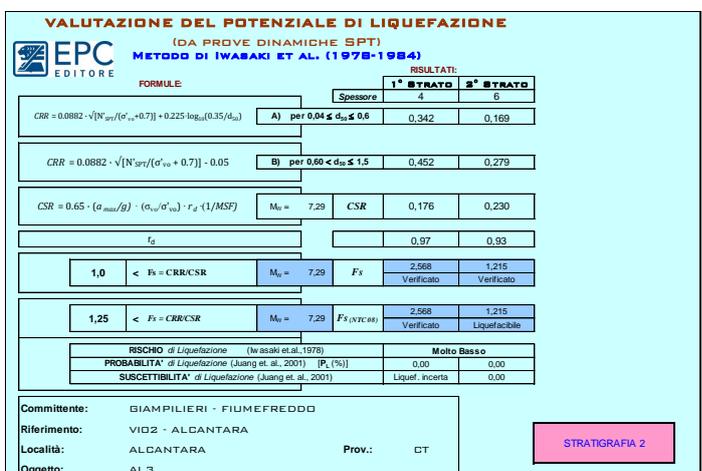
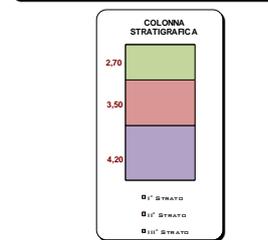
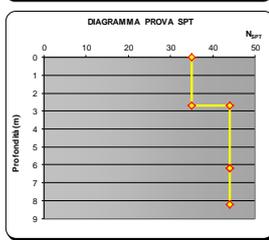
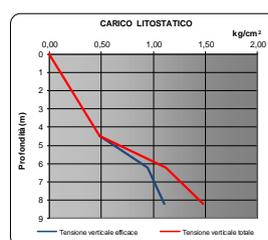
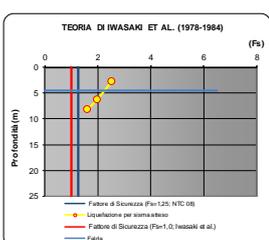
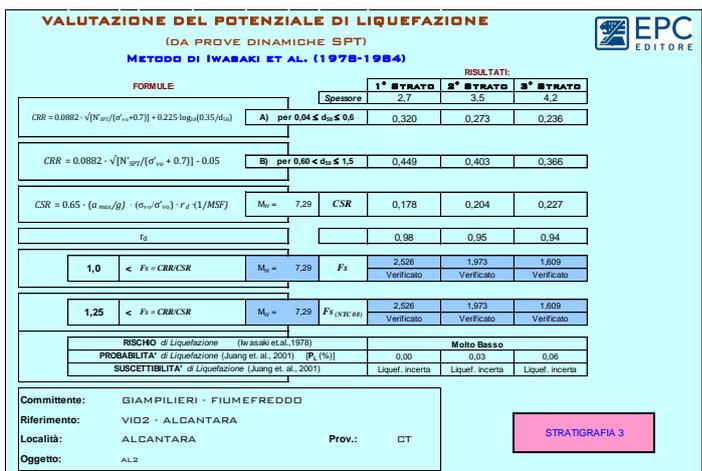
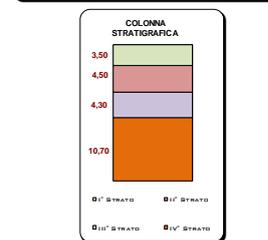
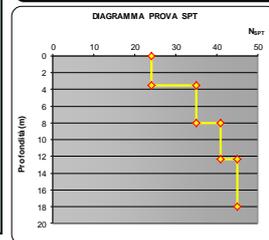
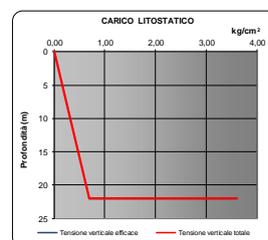
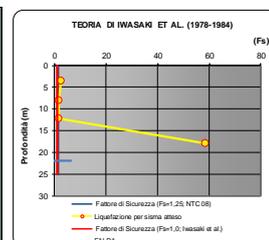
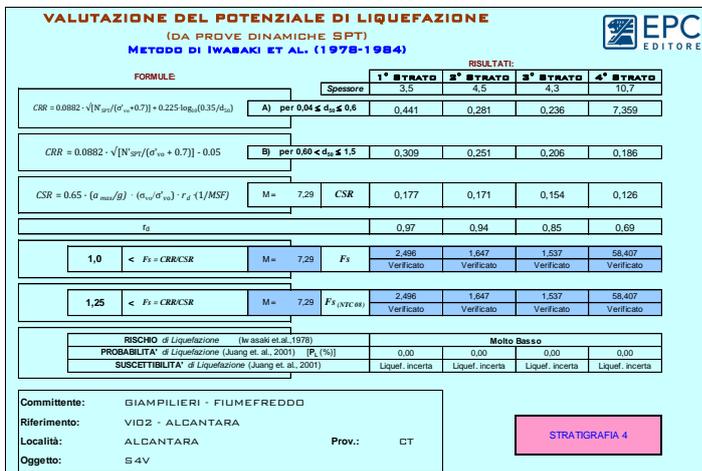
$W_i(z)$ = funzione che tiene conto della profondità z dello strato i-esimo

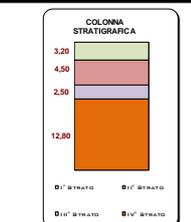
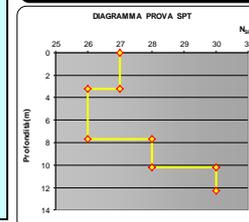
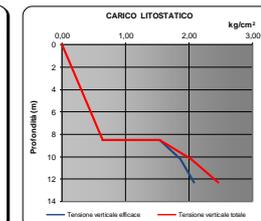
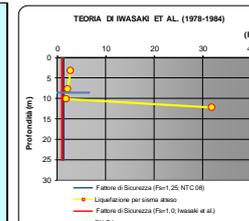
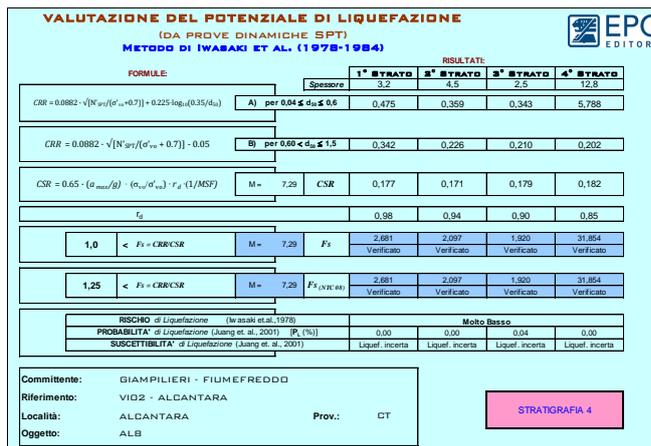
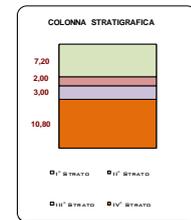
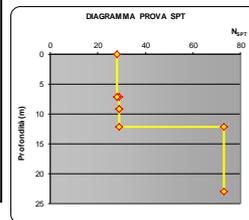
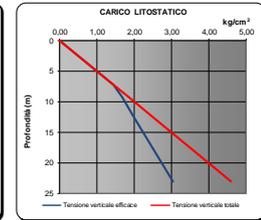
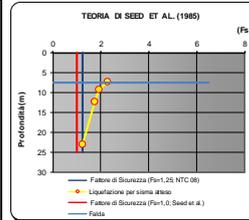
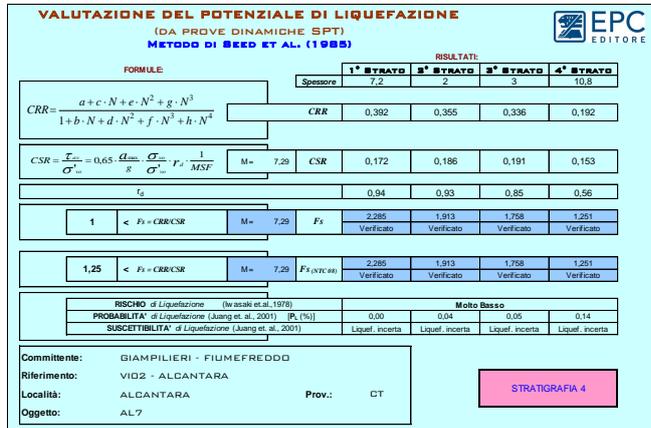
H_i = spessore dello strato i-esimo

Le classi di pericolosità a liquefazione sono riportate nella seguente tabella:

LPI	Potenziale di liquefazione
0	Non liquefacibile ($FSL \geq 1.2$)
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$15 < LPI$	Molto alto

In base a quanto detto si è proceduto alle verifiche di suscettibilità alla liquefazione, partendo dai risultati delle prove SPT condotte sui depositi alluvionali dell'Alcantara. La verifica a liquefazione è stata condotta attraverso l'utilizzo di un foglio di calcolo Excel denominato "Liquefazione dei terreni" di EPC editore.





In base alla teoria di Iwasaki et al., il rischio di liquefazione è sempre molto basso – basso. Le verifiche sono sempre soddisfatte.

Pertanto, sulla base dei risultati ottenuti, non si predispongono interventi contro il rischio della liquefazione.

11 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.

11.1 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
 - 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 38 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 39 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 40 – 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 φ' ;

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

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	87 di 135

Relazione geotecnica generale 2/3

$i_\gamma, i_c, i_q =$ 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;

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 è il lato maggiore della fondazione.	

11.2 FONDAZIONI PROFONDE

Nelle principali opere d'arte previste in progetto si adottano fondazioni profonde su pali di grande diametro (Φ 1500) 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 campate dei viadotti. Data la notevole estensione dell'opera, nel viadotto in esame le fondazioni sono immerse ed intestate in differenti formazioni a seconda della pila considerata (unità bb, UTFa, CODc).

11.2.1 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		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{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 41 – 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 γ_R non deve essere portato in conto.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 42– 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:

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

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1.0$	$\gamma_T = 1.6$	$\gamma_T = 1.3$

Tabella 43– Valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali soggetti a carichi trasversali (NTC08 tab.6.4.VI)

11.2.2 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 (= $\xi_3 \cdot \gamma_b$)

11.2.2.1 PORTATA LATERALE

La portata laterale limite è valutata con la seguente espressione

$$Q_L = \pi D \sum_1^n \bar{q}_{si} \cdot \Delta z_i$$

in cui

D = diametro palo,

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

Δz_i = altezza dello strato i -esimo.

a- Terreni Coesivi

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

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

- α_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 σ'_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 φ_{si} sarà minore di φ_{0i} 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 μ
BATTUTO	Acciaio	0.5 ÷ 1	tg 20°
	Calcestruzzo prefabbricato	1 ÷ 2	tg (3/4 ψ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg ψ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg ψ'

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;
- α_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	α_E
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

Estimation of α_E (O'Neill and Reese, 1999)

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

11.2.2.2 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 .

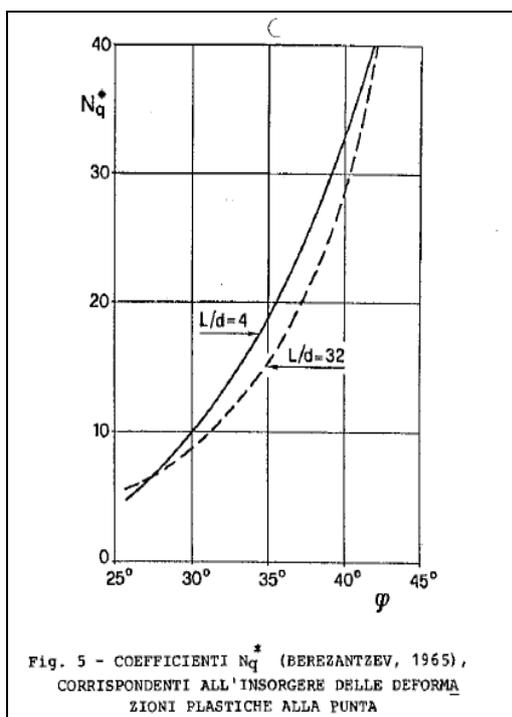
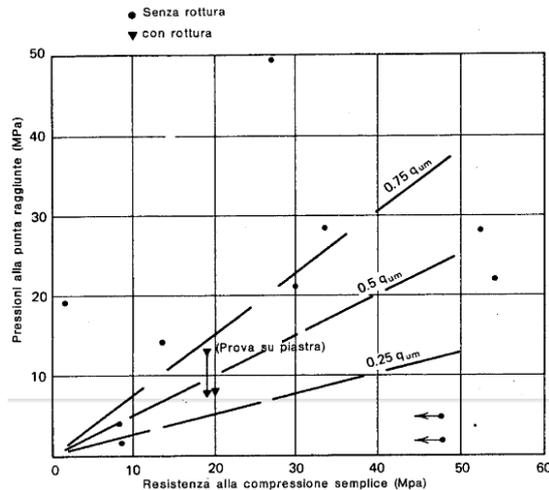


Figura 22- Abaco di Berezantzev (1965)

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:

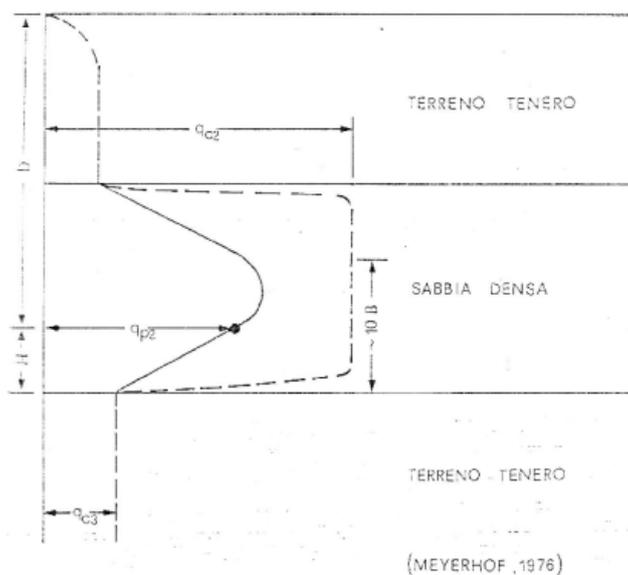


Figura 23- Portanza alla base per terreni stratificati

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.

11.2.2.3 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 ($= \gamma_{st} \cdot \xi_3$).

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.

11.2.3 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 η 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_G</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:

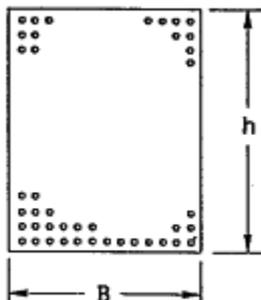
$$Q_{lim} = \eta \sum_1^N Q_{lim,i}$$

$$Q_{blocco}$$

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.

11.2.4 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;

c_u = resistenza non drenata del terreno;

M_y = momento di plasticizzazione del palo;

L = lunghezza del palo;

d = diametro del palo.

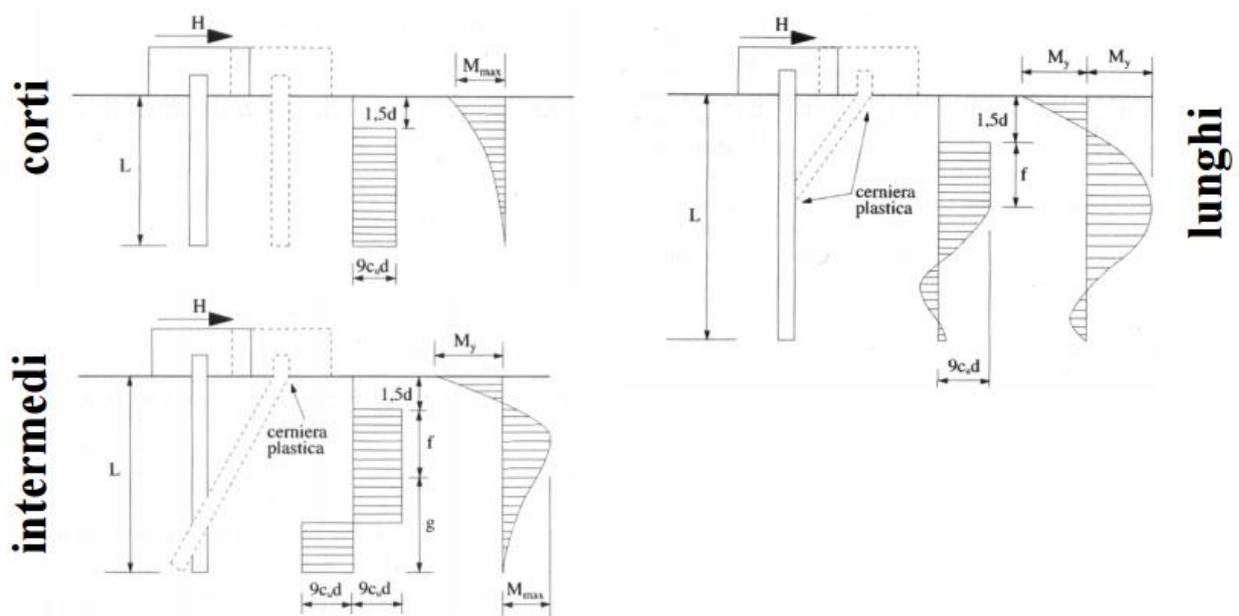


Figura 24– Andamento di P per terreni coesivi nel caso di pali vincolati in testa

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.

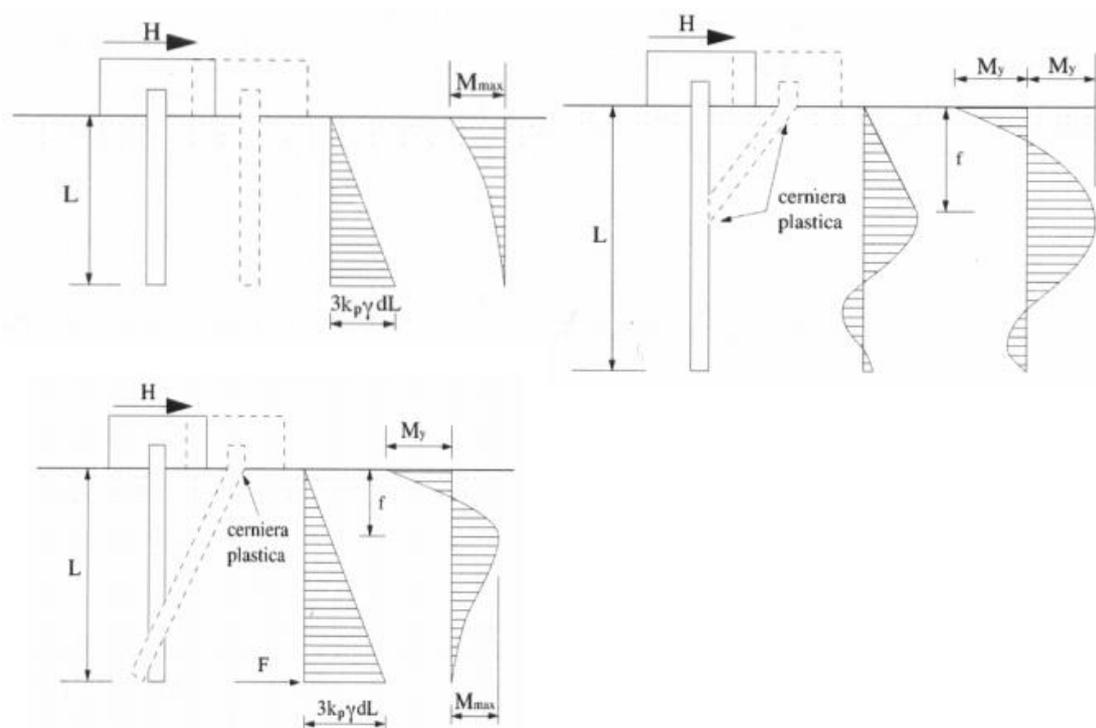


Figura 25– Andamento di P per terreni incoerenti nel caso di pali vincolati in testa

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;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate;

γ_T = fattore di resistenza laterale secondo la tabella di seguito riportata.

Coefficiente parziale γ_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



PROGETTO DEFINITIVO

U.O.INFRASTRUTTURE SUD

RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO

Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	101 di 135

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.

11.3 OPERE DI SOSTEGNO

11.3.1 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 γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell'*Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_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 γ_F riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti in tabella 35 e 36.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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 44 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

Tabella 45– 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 46– Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali

Nel caso di paratie i coefficienti γ_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)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

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

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3</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>D78RH</td> <td>OC0005002</td> <td>C</td> <td>104 di 135</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	104 di 135
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	104 di 135								

11.3.2 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.

11.3.2.1 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 ρ 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.

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 γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_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 ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β 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 .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{\text{sat}}/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (kh/(1 \pm kv))]$$

Terreno a permeabilità elevata

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3</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>D78RH</td> <td>OC0005002</td> <td>C</td> <td>106 di 135</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	106 di 135
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	106 di 135								

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

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 θ .

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:

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

Da manuale RFI i coefficienti pseudo statici valgono:

$$k_h = 2\beta_m S_S S_T \frac{a_g}{g} \quad k_v = \frac{1}{2} k_h$$

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.

11.3.2.2 CRITERI DI ANALISI

Verifiche di stabilità'

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 stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
4. Verifica della stabilità 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 η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

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

Il momento ribaltante M_r è 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 sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro è positivo, ribaltante se è negativo. E' positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può 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 η_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 δ_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 $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$ (da manuale RFI si considera $c_a B_r = 0$).

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 si considera $S_p = 0$).

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_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 η_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:

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

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ 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

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

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

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

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

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:

$$\text{per } \phi = 0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$d_{\gamma} = 1$$

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 $A_f = B' \times L'$ (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 η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle seguenti espressioni:

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

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

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

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 η_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:

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

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 α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia iesima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia iesima, c_i e ϕ_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 η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

11.3.3 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.

11.3.3.1 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. 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 γ_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.

11.3.3.2 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:

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

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:

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

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

d altezza utile della sezione (in mm);

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

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac$ 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 armatura trasversali resistenti a taglio.

In tal caso la resistenza a taglio ultima è fornita dal valore minore delle due resistenza 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:

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

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

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

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

α_c coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature 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 θ 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,

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 wm

dove wm, rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δ_{sm} :

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

ϵ_{sm} e Δ_{sm} sono calcolati secondo le disposizioni della letteratura tecnica. In alternativa il valore di wd può essere calcolato con la seguente espressione:

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

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

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

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

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{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:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

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

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

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

Dove ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

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

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005002	REV. C

c è il ricoprimento dell'armatura;

$$k_1 = 0,8 \text{ per barre ad aderenza migliorata,}$$

$$= 1,6 \text{ per barre lisce;}$$

$$k_2 = 0,5 \text{ nel caso di flessione semplice,}$$

$$= 1,0 \text{ nel caso di trazione semplice.}$$

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 ε_1 ed ε_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)

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 σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

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

Le verifiche geotecniche delle paratie sono riportate nelle relazioni strutturali specifiche dell'opera.

11.4 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:

Tabella 47: Coefficiente parziale per i parametri geotecnici del terreno

Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M2
$\tan \varphi'k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
$c'k$	$\gamma_{c'}$	1,25
γ	γ_{γ}	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 cinematismo 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 β_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
	β_s	β_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

11.4.1 RILEVATI

Sono stati sviluppati specifici calcoli su alcune sezioni tipo rappresentative delle diverse tipologie di intervento, con riferimento alle caratteristiche geotecniche dei terreni ed ai rapporti tra questi ultimi e le opere in progetto. Nel caso in esame le verifiche hanno riguardato la stabilità del complesso rilevato – terreno di fondazione.

11.4.1.1 SEZIONE DI RIFERIMENTO

La sezione individuata, rappresentativa per la tratta in esame ed in generale per tutto il tracciato, rappresenta la condizione più sfavorevole (altezza massima del rilevato) per la verifica dell'opera:

- Sezione n. 123 alla pk 6+586.001.

Per tutti i rilevati ferroviari che prevedono un marciapiede FFP di collegamento con la galleria si prevedono, per la porzione sottostante tali marciapiedi, dei micropali al fine di evitare la necessità di trattamenti del rilevato.

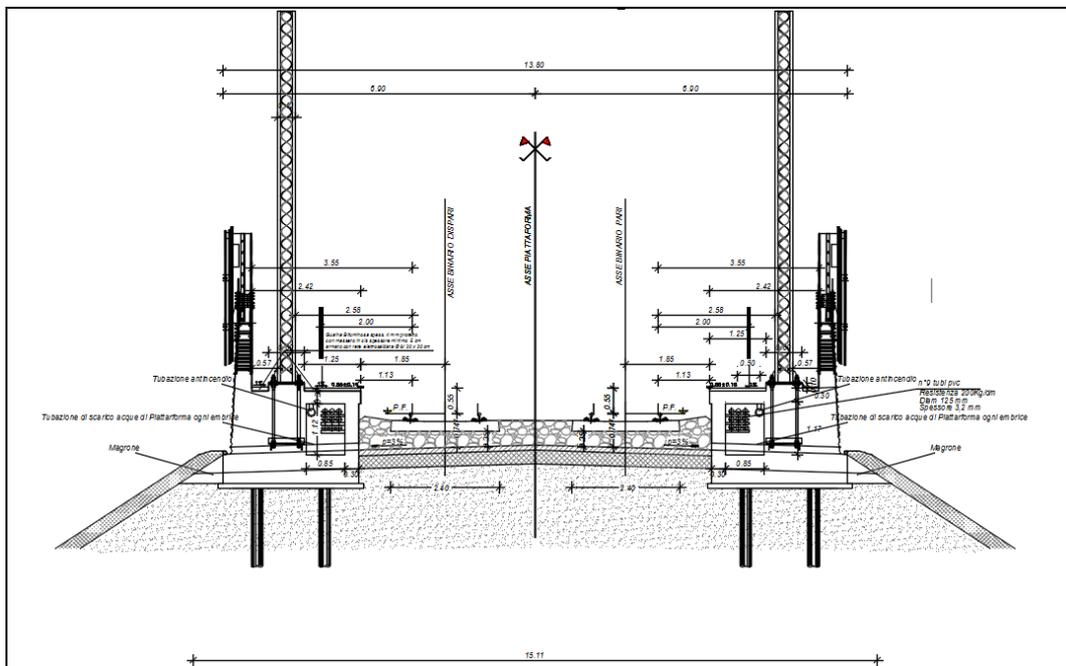


Figura 26 – Sezione tipo

I micropali avranno le seguenti caratteristiche:

Micropali C25/30	
D (mm)	250
i (m)	1.50
L (m)	9.00

Armatura con tubolari in S275	
D (mm)	193.70
s (mm)	8.00

Tabella 48 – Caratteristiche dei micropali

11.4.1.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali da costruzione per la formazione dei rilevati e della bonifica del piano di posa, sono stati caratterizzati, dal punto di vista geotecnico, con i seguenti parametri fisico-meccanici:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- coesione effettiva $c' = 0$;
- angolo di attrito effettivo $\varphi' = 38^\circ$.

Dall'esame del profilo geotecnico (elaborato RS2S01D78F6OC0005002A) e dall'elaborazione dei risultati delle prove di sito e di laboratorio riportate nei capitoli precedenti del presente elaborato, è stato possibile individuare i parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento per le analisi in esame, di seguito riportati:

H _{RILEVATO} = 8.00 m Scarpate 2 : 3	Parametri geotecnici caratteristici		
	gamma _d	fi' _k	c' _k
	kN/m ³	°	kPa
<i>Rilevato</i>	20	38	0
<i>Sabbie e Limi</i>	20.5	32	0

Tabella 49– Parametri geotecnici caratteristici

Per la realizzazione dei micropali sono da impiegare i materiali di seguito elencati:

Calcestruzzo pali: C25/30

R _{ck}	=	30	MPa	resistenza caratteristica cubica
f _{ck}	=	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
f _{cm}	=	32.90	MPa	resistenza cilindrica media
f _{ctm}	=	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
f _{ctk}	=	3.33	MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
f _{ctfm}	=	3.07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
E _{cm}	=	31447	MPa	modulo elastico istantaneo
γ _c	=	1.50		coefficiente parziale di sicurezza
α _{cc}	=	0.85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
f _{cd}	=	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione
f _{ctd}	=	2.22	MPa	resistenza di calcolo a trazione
c	=	50	mm	copriferro

Acciaio per profilati laminati a caldo (armatura dei micropali): S275:

$f_{y,nom}$	=	275	MPa	tensione nominale di snervamento
$f_{t,nom}$	=	430	MPa	tensione nominale di rottura
f_{yk}	\geq	$f_{y,nom}$		tensione caratteristica di snervamento
$f_{t,nom}$	\geq	$f_{t,nom}$		tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k$	\geq	1.15		
$(f_t/f_y)_k$	<	1.35		
γ_s	=	1.15		coefficiente di sicurezza
f_{yd}	=	239	MPa	tensione di snervamento di calcolo

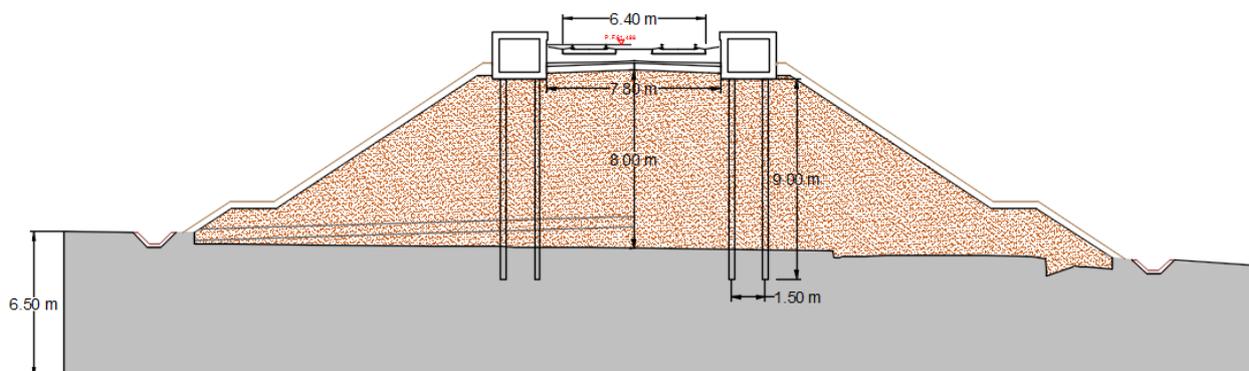


Figura 27 – - Sezione n. 123- Geometria e Stratigrafia di riferimento

11.4.1.3 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche sono state effettuate considerando i seguenti carichi:

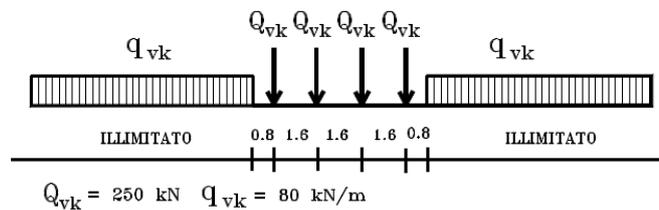
Azioni Statiche

- Azioni permanenti:
 - pesi propri
 - carichi permanenti

Il peso della massicciata e dell'armamento è stato assunto, per linea in rettilineo, pari a 18 kN/m³ per un'altezza media di 80 cm (18* 0,8 = 14, 4 kPa), secondo quanto riportato nelle specifiche per la progettazione, applicato a partire da 2/3 della scarpata del ballast. Inoltre vanno considerati i pesi

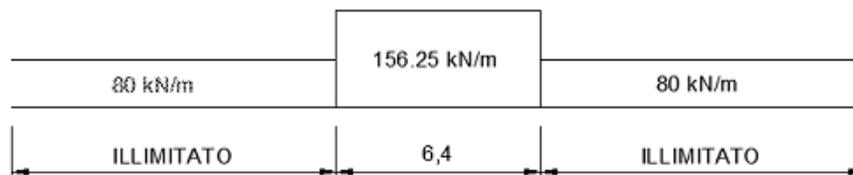
lateralmente dei marciapiedi FFP sommati al peso della folla, distribuiti su un'impronta di 2.50m che quindi (30.20 kPa).

- Azioni variabili
 - Treno di carico LM71, rappresentativo del traffico normale (NTC08 § 5.2.2.3):

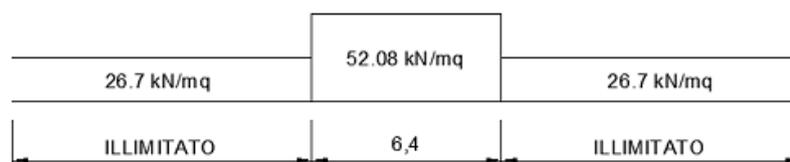


Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla norma. Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale il carico verticale equivalente a metro lineare agente a quota piattaforma ferroviaria risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.7 m dal piano ferro), secondo quanto previsto dalla norma EN 1991-2:2003 punto 6.3.6.4, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria.



A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. (specifiche tecniche di interoperabilità) come indicato nella tabella di seguito riportata:

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Tabella 50– Fattore α per la progettazione di nuove strutture

Inoltre per le verifiche di sicurezza andranno applicati i coefficienti parziali per le combinazioni di carico agli SLU geotecnico e sismico (NTC08 tab. 5.2.V):

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

Tabella 51– Coefficienti parziali sulle azioni

Nel caso in esame il coefficiente α è pari ad 1.1 perché le categorie di traffico sono P1600 per il traffico passeggeri e F1 per il traffico merci.

Quindi in sintesi per le condizioni di carico esaminate si applicano i seguenti carichi derivanti da S.T.I (specifiche tecniche di interoperabilità):

- Condizioni statiche SLU: carico permanente pari a 18.7 kPa su un'impronta di 7.8m (distanza tra i due marciapiedi), carico permanente dgli FFP, laterale, su un'impronta di 2.50m e pari a 30.20 kPa, carico accidentale pari a 71.6 kPa su un'impronta di 6.4m.
- Condizioni sismiche: carico permanente pari a 14.4 kPa su un'impronta di 7.8m, carico permanente dgli FFP, laterale, su un'impronta di 2.50m e pari a 30.20 kPa, carico accidentale pari a 11.45 kPa su un'impronta di 6.4m.

Carichi di progetto A2 GEO			
Tipo	q distribuito	coeff. statico	Coeff. sismico
	kPa	-	-
Ballast	14.4	1.3	1
LM71	52.08x α	1.25	0.2
FFP	30.20	1	1

Tabella 52– Riepilogo dei carichi

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:

β_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 caratterizzazione sismica del sito riportata nel Capitolo 10 del presente elaborato, si riportano i valori dei coefficienti ottenuti per la tratta in esame:

a_g (g)	0.274	
S_s	1.116	Cat.B
S_T	1	Cat.T1
α	1	
β	0.28	
a_{max} (g)	0.304	
K_h	0.0856	
K_v	0.0428	

Tabella 53– Calcolo dei coefficienti sismici

11.4.1.4 ANALISI DI STABILITA' DELLE SCARPATE

Metodologie di calcolo

Le verifiche di stabilità per le scarpate definitive sono state svolte sia in condizioni statiche che sismiche; per le scarpate di scavo provvisionali solo in condizioni statiche in accordo a quanto previsto da normativa vigente.

L'esame delle condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando i **metodi delle strisce**: metodi nei quali, nota o ipotizzata una superficie di scorrimento, si divide la coltre di terreno instabile in un certo numero di strisce verticali, di larghezza non necessariamente costante, ma sufficientemente piccola da poter considerare la tensione normale agente alla base, la resistenza a taglio mobilata e le pressioni interstiziali uniformi alla base, e in modo da descrivere al meglio il piano campagna e la superficie di scorrimento.

L'ipotesi che sta alla base del metodo è che la tensione normale alla S.d.S. dipenda essenzialmente dal peso del terreno sovrastante. Il problema, per essere staticamente determinato, necessita l'introduzione di ipotesi aggiuntive sulla natura delle forze di contatto tra le strisce.

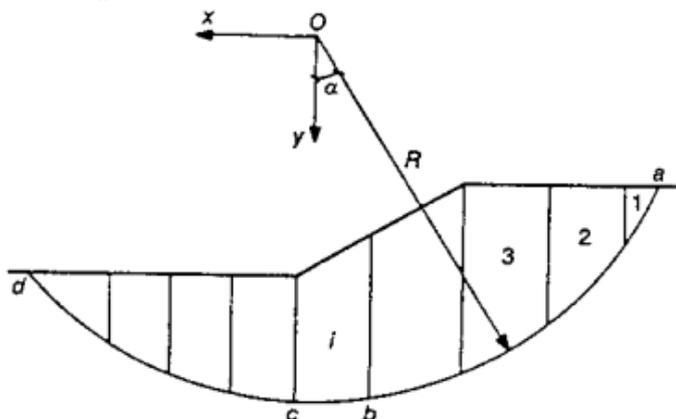


Figura 28 – Metodo delle Strisce

Il metodo adottato è quello di Morgenstern e Price (1965), in cui l'ipotesi introdotta sulle forze interne scambiate tra le strisce è che la direzione della risultante è definita utilizzando una funzione arbitraria λ_i il cui valore, richiesto per soddisfare l'equilibrio delle forze e dei momenti, è parte della soluzione stessa. Le superfici di scorrimento con questo metodo non sono necessariamente circolari.

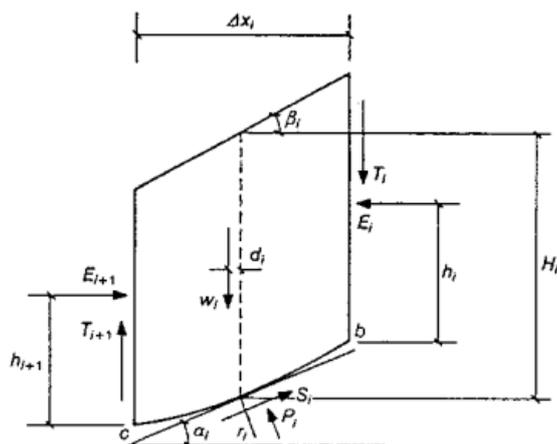


Figura 29 – Forze e dimensioni geometriche per le strisce

Il coefficiente di sicurezza FS a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie:

$$FS = \frac{\int_S \tau_{\text{disp}}}{\int_S \tau_{\text{mob}}}$$

Per la valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità globale si è impiegato il codice di calcolo GeoSlope, in cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un certo numero di superfici di potenziale scivolamento una volta definito sulla superficie del terreno un range di ingresso ed uno di uscita per tali superfici. L'analisi è in condizioni di deformazione piana.

In accordo alla normativa vigente per rilevati in materiali sciolti e fronti di scavo (NTC08§ 6.8), le analisi di stabilità vengono condotte secondo la combinazione (A2+M2+R2).

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali di seguito riportati.

$\gamma_{\phi} = 1.25$ coefficiente parziale per l'angolo di resistenza al taglio

$\gamma_{c} = 1.25$ coefficiente parziale per la coesione drenata

L'analisi viene quindi condotta con i seguenti parametri geotecnici di calcolo:

$$\tan(\varphi'_k) = \tan(\varphi'_{\text{c}}) / \gamma_{\varphi'}$$

angolo di resistenza al taglio

$$c'_k = c'_{\text{c}} / \gamma_{c'}$$

coesione drenata

H _{RILEVATO} = 8.00 m	Parametri geotecnici		
	gamma _d	fi' _k	c' _k
Scarpate 2 : 3	kN/m ³	°	kPa
<i>Rilevato</i>	20	31.7	0
<i>Sabbie e Limi</i>	20.5	23.8	0

Tabella 54– Parametri geotecnici di progetto

In condizioni sismiche le analisi di stabilità vengono ancora condotte con l'approccio (A2+M2+R2), ma i coefficienti sulle azioni saranno pari a:

$$\gamma_{A2} = 1$$

Il coefficiente parziale sulla resistenza per opere di materiali sciolti e fronti di scavo è pari ad 1.1 (γ_R).

Il fattore di sicurezza alla stabilità da verificare sarà $FS \geq 1.0$ sia in condizioni statiche che sismiche:

$$FS = \frac{\int_s \tau_{res}}{\int_s \tau_{mob}} \cdot \frac{1}{\gamma_R}$$

RISULTATI DELLE ANALISI

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati delle verifiche di stabilità delle dei rilevati in condizioni SLU statiche e sismiche.

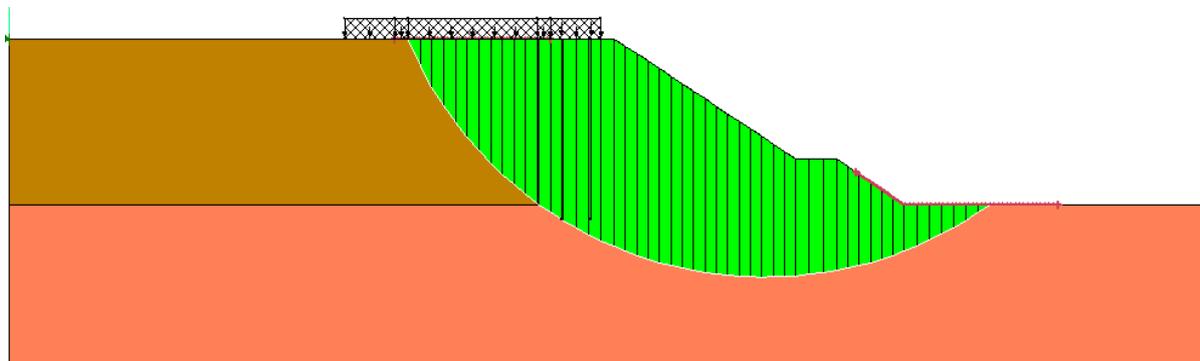
Le superfici di scorrimento rappresentate ed i relativi coefficienti di sicurezza fanno riferimento al caso peggiore (superficie di scorrimento critica, accelerazione verticale a_v rivolta verso il basso) . I tabulati di calcolo completi sono riportati in allegato.

Il programma, per la definizione dei micropali, richiede come input:

1. Lunghezza : L=9m

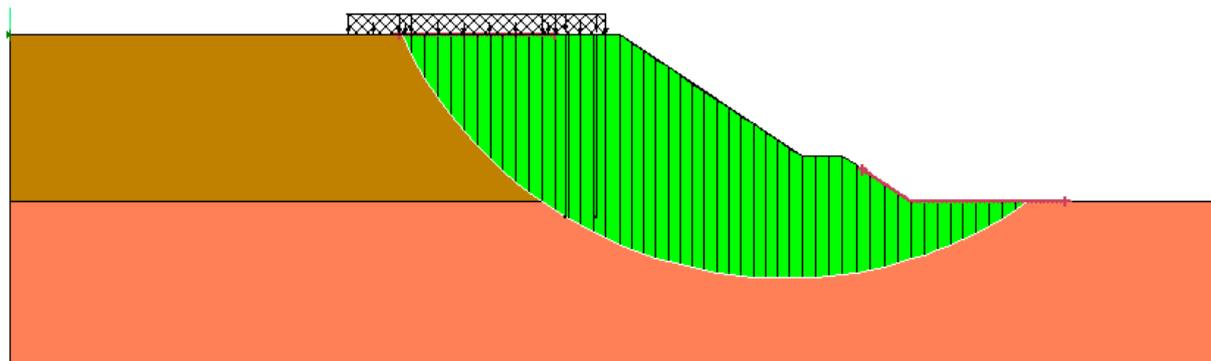
- Interasse in direzione longitudinale: $i=1.50\text{m}$;
- Resistenza a taglio in direzione perpendicolare al micropalo: considerando a favore di sicurezza la resistenza del solo tubo di armatura, si ha che il taglio resistente (NTC08 § 4.2) è pari a $V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 449 \text{ kN}$ dove A_v è l'area di taglio e per sezioni circolari cave è pari a $A_v = \frac{2A}{\pi}$ con A sezione lorda. Tale resistenza viene abbattuta del 50% poiché il micropalo lavora anche a flessione ma nell'analisi questo contributo viene trascurato.

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



$$F_{\min,statico} = 1.501 / 1.1 = 1.365$$

Figura 30 – Analisi statica SLU



	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 2/3</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>D78RH</td> <td>OC0005002</td> <td>C</td> <td>132 di 135</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	132 di 135
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	132 di 135								

$$F_{\min, \text{sismico}} = 1.387 / 1.1 = 1.261$$

Figura 31 – Analisi sismica SLU

12 APPENDICE A: SEZIONI GEOTECNICHE

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

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	133 di 135

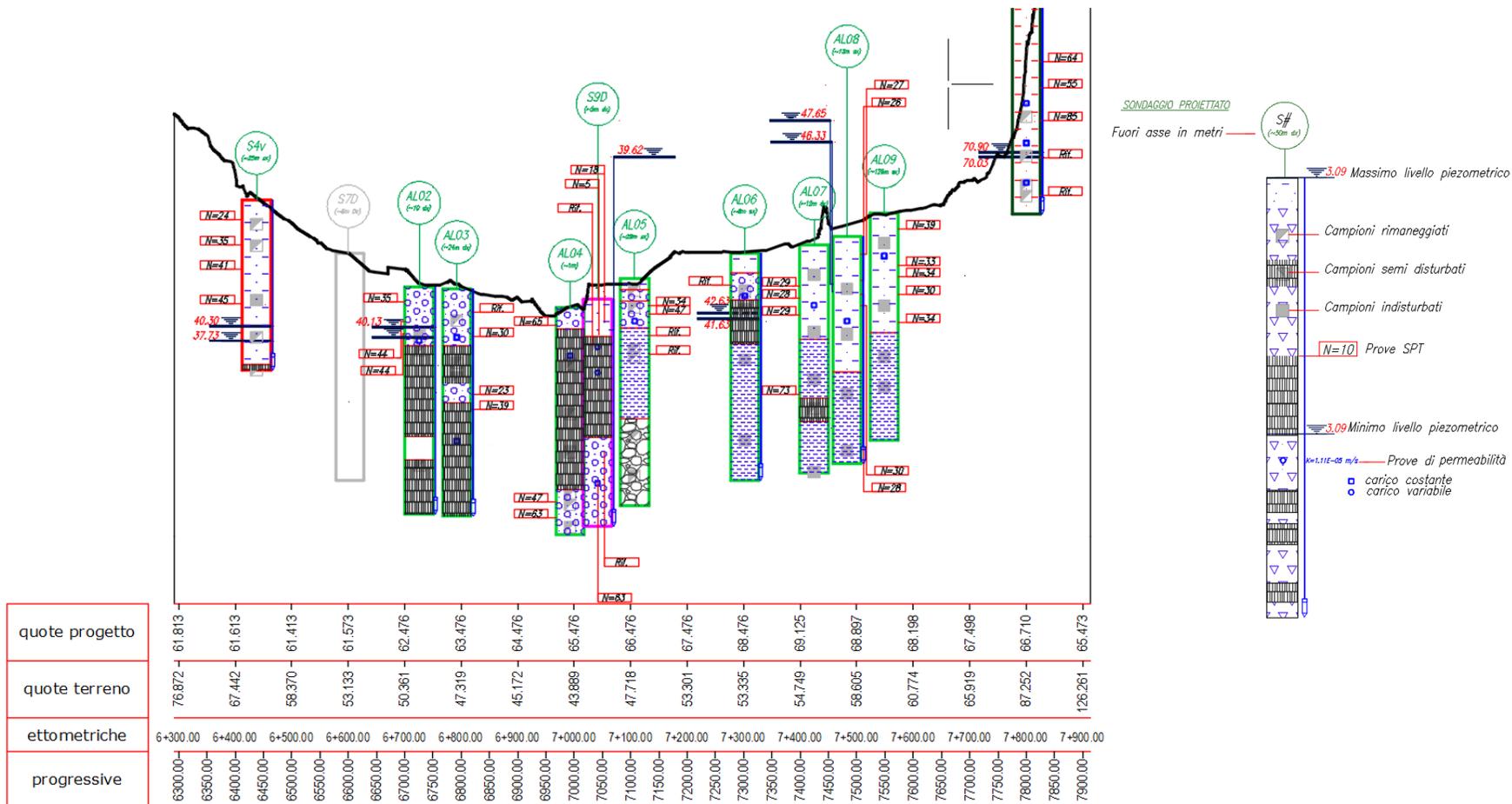


Figura A. 32 – Riepilogo sondaggi tratta 6+374 km e 7+778 km

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	134 di 135

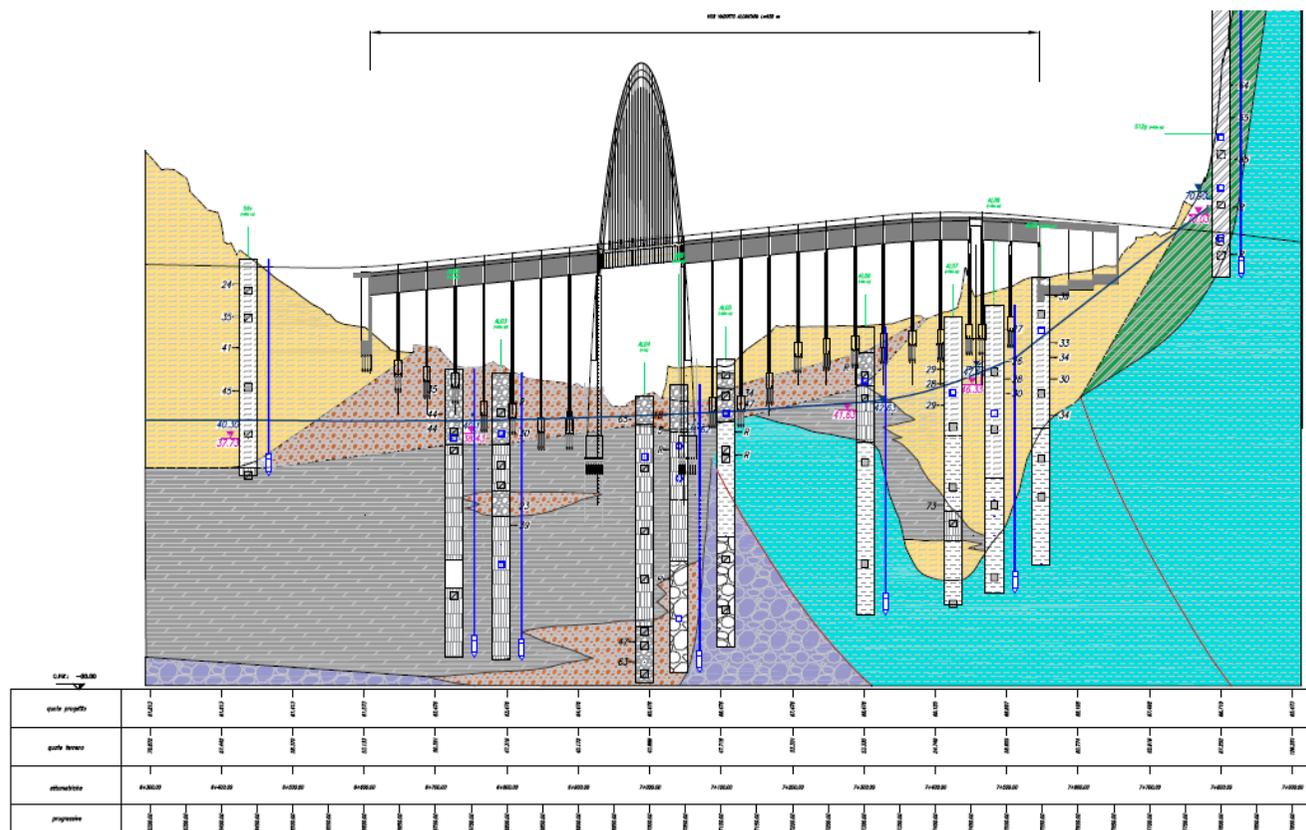


Figura A. 33– Profilo Geotecnico tratta 6+374 km e 7+778 km

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005002	C	135 di 135

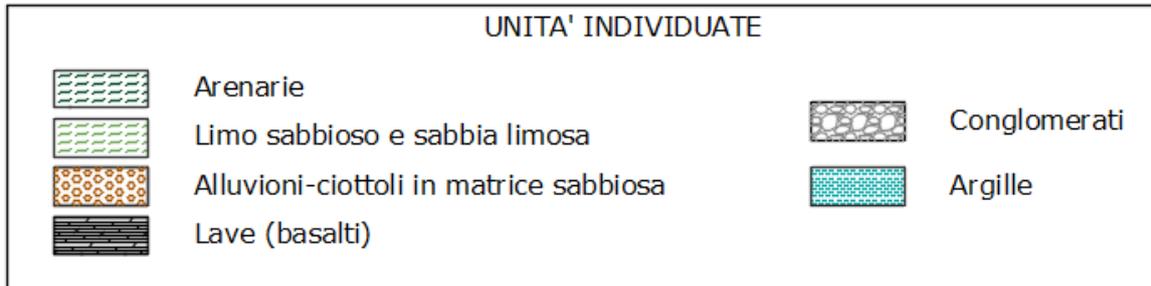


Figura A.34– Leggenda delle unità individuate