

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 3/3

SCALA:



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

RS2S 01 D 78 RH OC0005 003 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Legittimata
A	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Ottobre 2017	F.Jaconis	Ottobre 2017	P. Carlesimo	Ottobre 2017	Aut. Legittimata
B	Emissione Esecutiva	A.Ingletti	Dic. 2017	F.Jaconis	Dic. 2017	P. Carlesimo	Dic. 2017	Aut. Legittimata
C	Recepimento prescrizioni CSLLPP	F.Jaconis	Giu 2018	F. Pagano	Giu 2018	P. Carlesimo	Giu 2018	Aut. Legittimata

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	2 di 75

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORME E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	5
3	GEOLOGIA.....	5
3.1	PK 13+600-13+800.....	5
3.2	INTERCONNESSIONE LETOJANNI.....	6
4	INDAGINI DISPONIBILI.....	8
4.1	DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE	11
5	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	12
	<i>DEPOSITI INCOERENTI.....</i>	<i>12</i>
	<i>DEPOSITI COESIVI.....</i>	<i>16</i>
	<i>DEPOSITI LAPIDEI.....</i>	<i>16</i>
6	ANALISI DEI RISULTATI DELLE INDAGINI.....	20
6.1	CARATTERISTICHE DELLA FALDA.....	20
6.2	GHIAIE SABBIOSE - GS	21
	<i>PARAMETRI CARATTERISTICI.....</i>	<i>21</i>
6.3	METAMORFINI FORTEMENTE ALTERATI - MT	21
	<i>PROVE DI PERMEABILITA'</i>	<i>24</i>
	<i>PROVE DI LABORATORIO</i>	<i>24</i>
	<i>PARAMETRI CARATTERISTICI.....</i>	<i>26</i>
6.4	LIMI SABBIOSI - LS.....	28
	<i>PROVE IN SITO</i>	<i>28</i>
	<i>PROVE DI LABORATORIO</i>	<i>31</i>
	<i>PARAMETRI CARATTERISTICI.....</i>	<i>31</i>
7	RIEPILOGO DEI PARAMETRI.....	33
8	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	35

GEOTECNICA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	3 di 75

Relazione geotecnica generale 3/3

8.1	STRATIGRAFIA	35
9	CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITA' DEL SITO.	36
9.1	RISPOSTA SISMICA	36
9.2	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	38
9.3	LIQUEFAZIONE.....	39
	<i>pk 13+600-13+800.....</i>	<i>41</i>
	<i>Interconnessione Letojanni.....</i>	<i>41</i>
10	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA.....	42
10.1	FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	42
10.2	FONDAZIONI PROFONDE	45
	<i>10.2.1 CRITERI DI VERIFICA ALLO SLU</i>	<i>46</i>
	<i>10.2.2 METODOLOGIE DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE</i>	<i>47</i>
	<i>10.2.3 GRUPPO DI PALI.....</i>	<i>53</i>
	<i>10.2.4 VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....</i>	<i>55</i>
10.3	OPERE DI SOSTEGNO	58
	<i>APPROCCI DA NORMATIVA.....</i>	<i>58</i>
	<i>DIMENSIONAMENTO DEI MURI.....</i>	<i>60</i>
	<i>DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE</i>	<i>68</i>
11	APPENDICE A: SEZIONI GEOTECNICHE	74

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 dal km 13+600 a km 13+800 e l'interconnessione Letojanni dal km 1+280 a km 1+572.045, compiuta utilizzando i risultati della campagna di indagini eseguita lungo l'intera tratta.

La caratterizzazione geotecnica generale dei terreni lungo il tracciato viene svolta 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 3/3	<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>OC0005003</td> <td>C</td> <td>5 di 75</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	5 di 75
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	5 di 75								

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.
- 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

3.1 pk 13+600-13+800

Il tratto in esame si colloca nella porzione meridionale dell'intero tracciato, poco a nord dell'abitato di Taormina.

Il tracciato interessa i termini metapelitici delle Epitamorfiti del Vallone Letojanni (**GLD**). In corrispondenza dell'importante area impluviale ivi presente, affiorano depositi alluvionali attuali (**ba**) e coltri detritico-colluviali (**b2**) di esiguo spessore pochi metri al di sopra della calotta della galleria in questione.

Sotto l'aspetto idrogeologico, si sottolinea la presenza di una modesta falda a superficie libera all'interno dei depositi alluvionali recenti e attuali (**ba**). Inoltre, i dati di monitoraggio disponibili hanno evidenziato la presenza di locali falde stagionali anche all'interno del complesso metamorfico

(GLD) con quota piezometrica posta tra 33.5 e 92.03 m circa s.l.m., ovvero al di sopra della galleria in esame.

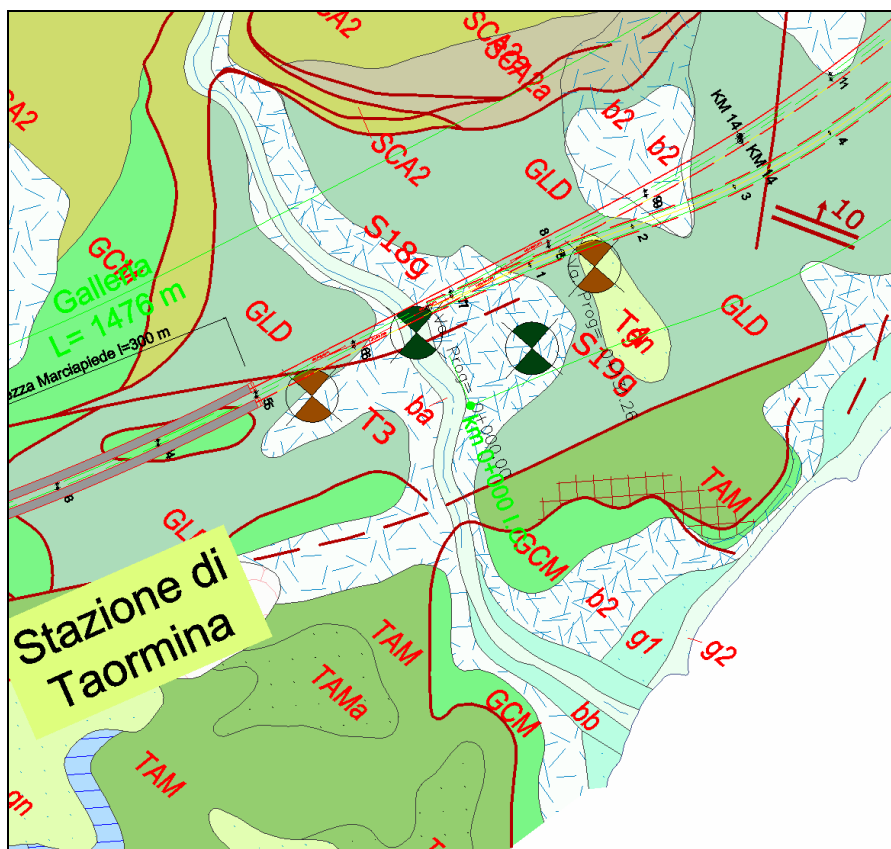


Figura 1 - Carta Geologica dal km 13+600 al km 13+800

3.2 INTERCONNESSIONE LETOJANNI

Il tratto in questione si colloca nel settore centro-meridionale dell'area di interesse progettuale, a quote variabili tra 8.6 e 12.2 m s.l.m.. Il tracciato intercetta, per tutto il suo sviluppo, i depositi di piana litorale della costa ionica (**g1**), con spessore di circa 28.0 m. In copertura su tali terreni, sono presenti locali lembi di coltri detritico-colluviali (**b2**) e riporto antropico, con spessore generalmente limitato. Nei settori più meridionali, il substrato geologico dell'area è rappresentato dalle Epitamorfiti di Longi-Taormina (**TAM**), in appoggio tettonico sopra le Epitamorfiti del Vallone Letojanni (**GLD**), mentre nella parte più settentrionale il substrato è costituito dai termini arenaceo-marnosi del Flysch

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 divisorii, 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: 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 13+600 km a 13+800 km e per l'interconnessione Letojanni (il sondaggio S38D è stato utilizzato al fine di caratterizzare l'unità dei depositi di piana del litorale (g1)) sono riportate di seguito:

Sondaggio	quota (mslm)	L sond (m)	N. SPT eseguite	N.campioni prelevati	Strumentazione	N. Prove Permeabilità
T3(Geomerid 2003)	64.30	50.00	2	0	PZ	1
S18g (Geomerid 2005)	36.80	35.00	0	3	PZ	2
S19g (Geomerid 2005)	62.00	50.00	7	4	PZ	3
T4(Geomerid 2003)	105.9	90.00	2	0	PZ	2

Tabella 1 -Riassunto dei sondaggi e prove eseguite nel tratto di i13+600-13+800

Sondaggio	quota (mslm)	L sond (m)	N. SPT eseguite	N.campioni prelevati	Strumentazione	N. Prove Permeabilità
S16Do (Vicenzetto 2017)	23.00	30.00	-	2	-	-
S16Dv (Vicenzetto 2017)	23.00	20.00	-	-	-	-
S38D (Vicenzetto 2017)	14.50	40.00	9	4	-	2
T4 (Geomerid 2003-2005)	105.90	90.00	2	-	PZ	2
S19g (Geomerid 2003-2005)	62.00	50.00	7	4	PZ	3
S21g (Geomerid 2003-2005)	40.00	60.00	2	4	PZ	1

Tabella 2 -Riassunto dei sondaggi e prove eseguite nel tratto di interconnessione Letojanni



Figura 3- Ubicazione dei sondaggi geognostici in pianta pk 13+600-13+800

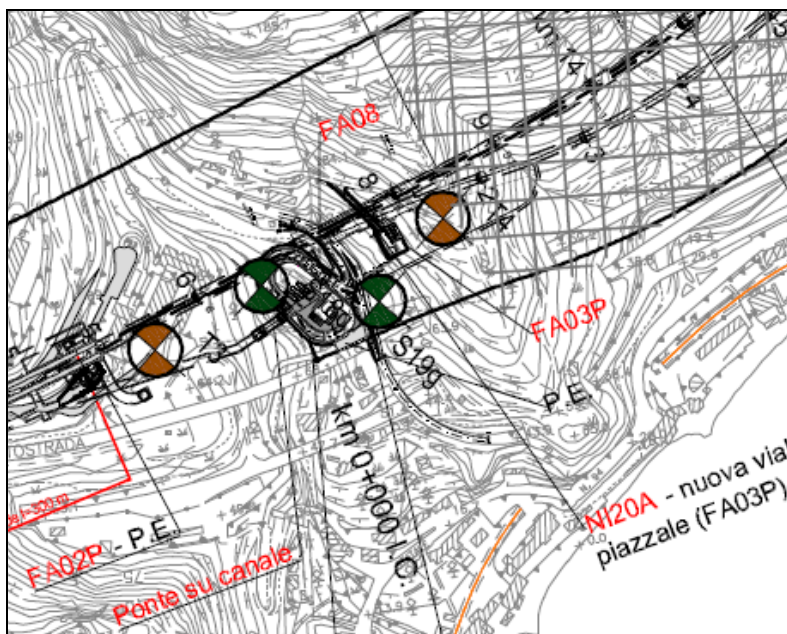


Figura 4- Ubicazione dei sondaggi geognostici in pianta interconnessione Letojanni

4.1 DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOTECNICHE

Dall'insieme dei dati forniti dalle indagini, sono state individuate le seguenti unità litologiche:

Litotipo	Descrizione	Profondità di rinvenimento dalla testa del sondaggio (min/max) in metri	Spessore dell'unità (min/max) in metri	Tratti di interesse	ID carotaggi in cui l'unità è stata rinvenuta
Unità ba e b2 – Depositi alluvionali attuali e detritico colluviali	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.	0/1.50(T3)	1.50(T4)/6.00(S19g)	Intera tratta	T3, T4, S18g, S19g
GLD – Epitamorfiti del vallone Letojanni	Argilloscisti di colore grigio scuro, verde e rossastro a tessitura scistosa con intercalazioni diffuse di scisti, metareniti e metasiltiti. Sono presenti livelli di quarzo. L'unità si presenta alterata nella porzione superficiale.	0(T3,T4)/6.00(S18g,S19g)	>40.00	Intera tratta	T3, T4, S18g, S19g

Tabella 3 - Organizzazione dei terreni in unità litologiche pk 13+600-13+800

Litotipo	Descrizione	Profondità di rinvenimento dalla testa del sondaggio (min/max) in metri	Spessore dell'unità (min/max) in metri	Tratti di interesse	ID carotaggi in cui l'unità è stata rinvenuta
Unità GLD - Epitamorfiti	argilloscisti di colore grigio scuro, verde e rossastro a tessitura scistosa,	0	26.5	Intera tratta	S16Do, S16Dv,

 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 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. C

del Vallone Letojanni	con diffuse intercalazioni di scisti, metareniti, metasiltiti e metavulcaniti; sono presenti comuni lenti e livelli di quarzo. L'unità risulta generalmente molto alterata nella porzione più superficiale				S19g, S21g, T4
Unità g1 – Depositi di piana litorale	Ghiaie eterogenee e poligeniche con a tratti presenza di ciottoli, con sabbie medio fini da grigiastre ad avana	26.5	>40	Intera tratta	S38D

Tabella 4 - Organizzazione dei terreni in unità litologiche interconnessione Letojanni

Al di sotto dei depositi di piana del litorale è presente lo strato di flysh di capo d'Orlando (unità CODb) intercettato anche nelle tratte precedenti, che in assenza di ulteriori dati verrà caratterizzato sulla base di quanto già ottenuto.

5 CRITERI DI VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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 esposte.

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/cm² 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:

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

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:

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

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

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** :

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

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

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

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

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

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

- **Jamiolkowski (1988):**

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

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


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

- **Denver :**

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

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)

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3</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>OC0005003</td> <td>C</td> <td>16 di 75</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	16 di 75
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	16 di 75								

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

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

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.

5.1.1.2 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} .

5.1.1.3 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 5 - 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:

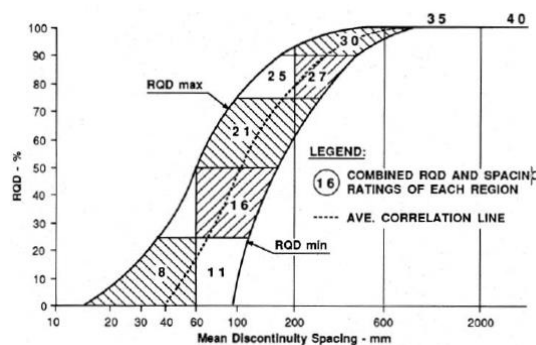


Figura 6 - Correlazione tra RQD e spaziatura delle discontinuità

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

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

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I – Very good rock <i>RMR: 81-100</i>	Full face, 3 m advance	Generally no support required except spot bolting		
II – Good rock <i>RMR: 61-80</i>	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 <i>RMR: 41-60</i>	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 <i>RMR: 21-40</i>	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 <i>RMR: < 20</i>	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 7 - 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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	19 di 75

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 5 – Parametri e corrispettivi valori da attribuire per la determinazione dell’RMR (Bieniawski, 1975)

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

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

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 tratto in esame tra i 33.5 ed i 59.6 mslm.

Sondaggio	Campagna	Livello max (m)	data (mm/aaaa)	Livello min (m)	data (mm/aaaa)
S18g	2005 (Geomerid)	33.5	(11/2006)	33.04	(08/2007)
S19g	2005 (Geomerid)	55.71	(04/2007)	52.27	(11/2006)
T3	2003 (Geomerid)	59.6	(10/2003)	56.09	(07/2004)
T4	2003 (Geomerid)	92.03	(07/2006)	72.55	(07/2003)

Tabella 6 - Misure di profondità della falda sui sondaggi attrezzati con piezometri pk 13+600-13+800 Per l'interconnessione letojanni come detto precedentemente dal punto di vista idrogeologico, invece, non sono presenti dati di monitoraggio piezometrico, anche se si sottolinea la probabile presenza di una falda a superficie libera all'interno dei depositi di piana costiera (**g1**).

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>												
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3</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>OC0005003</td> <td>C</td> <td>21 di 75</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	21 di 75
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	21 di 75								

6.2 GHIAIE SABBIOSE - GS

Questa unità, nella tratta di riferimento, è caratterizzata da ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa o argillosa. L'unità ha spessore massimo e pari a 6m in corrispondenza della progressiva 13+670 km. Per questa unità è stata eseguita una sola prova SPT nel sondaggio S19g ad una profondità di 5.00 m che è andata a rifiuto e non sono stati prelevati campioni, pertanto si caratterizza l'unità sulla base di quanto ottenuto mediante l'interpretazione delle prove di sito e di laboratorio nelle tratte precedenti e successive.

PARAMETRI CARATTERISTICI

- Ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa o argillosa:
 - Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
 - Resistenza non drenata $c_u = 0$
 - Angolo di resistenza al taglio $\varphi' \cong 35 - 37^\circ$
 - Modulo di deformabilità $E \cong 30 \div 35 \text{ MPa}$
 - Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ m/s}$
 - Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 17 \div 19 \text{ kN/m}^3$

6.3 METAMORFINI FORTEMENTE ALTERATI - MT

Tale formazione è costituita da argilloscisti di colore grigio scuro, verde e rossastro, a tessitura scistosa, con diffuse intercalazioni di scisti, metareniti, metasiltiti e metavulcaniti di colore grigio; sono presenti comuni lenti e livelli di quarzo. L'unità risulta molto alterata nella porzione più superficiale. La caratterizzazione geotecnica di questo litotipo è affidata all'interpretazione delle prove SPT e delle prove eseguite sui campioni prelevati nella campagna di indagine.



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	OC0005003	C	22 di 75

Relazione geotecnica generale 3/3

PROVE SPT								ϕ (°)						E (kPa)			
Sondaggio	quota sondaggio (mslm)	Zinizio prova (m)	N=N2+N3	sigma	zw (m)	u	sigma'	De Mello	JNR	Sowers	Malcev	Meyerhof	Schmertman	Denver 1	Schultze	Terzaghi	D'Apollonia
S19g	62.00	9.6	R	201.6	6.29	33.1	168.5										
S19g	62.00	14.4	R	302.4	6.29	81.1	221.3										
S19g	62.00	23.1	R	485.1	6.29	168.1	317										
S19g	62.00	32.3	R	678.3	6.29	260.1	418.2										
S19g	62.00	37.7	R	791.7	6.29	314.1	477.6										
S19g	62.00	42.0	R	882	6.29	357.1	524.9										
T3	64.30	12	17	252	4.70	73	179	29	32	33	23	36	20400	31602	16559	28861.7	32207
T3	64.30	18	44	378	4.70	133	245	32	40	40	24	42	52800	52014	30788	46432.7	53024
T4	105.90	5	19	105	13.87	0	105	30	33	33	25	37	22800	33114	17613	30512.3	33749
T4	105.90	11.5	R	241.5	13.87	0	241.5										

Tabella 7 - Prove SPT eseguite nello strato di epitamorfiti pk 13+600-13+800

PROVE SPT				
Sondaggio	quota sondaggio (mslm)	Zinizio prova (m)	N=N2+N3	litotipo



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	C	23 di 75

T4	105.90	5.00	19	Metamorfiti alterate ed argillificate
T4	105.90	11.50	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	5.00	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	9.60	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	14.40	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	23.10	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	32.30	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	37.70	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S19g	62.00	42.00	R	Metamorfiti alterate ed argillificate
S21g	40.00	8.70	85	Metamorfiti alterate ed argillificate
S21g	40.00	17.20	R	Metamorfiti alterate ed argillificate

Tabella 8 - Prove SPT eseguite nello strato di epimorfiti interconnessione Letojanni

PROVE DI PERMEABILITA'

PROVE DI PERMEABILITA'				
Sond.	Prova	z prova (m)	k (m/s)	litotipo
T3	LE1	33.00-35.00	2.80E-08	GLD
T4	LE1	70.50-72.00	1.70E-08	GLD
T4	LE2	80.00-81.50	2.60E-06	GLD
S18g	LE1	10.00-12.00	3.57E-08	GLD
S18g	LE2	18.00-20.00	1.60E-08	GLD
S19g	LE1	29.00-31.00	1.72E-08	GLD
S19g	LE2	38.00-40.00	4.96E-08	GLD
S19g	LE3	42.00-44.00	4.70E-08	GLD
			E ⁻⁰⁸	

Tabella 9 - Prove di permeabilità eseguite nelle epitamorfiti pk 13+600-13+800

PROVE DI LABORATORIO

Sond.	campione	z campione (m)	Granulometria (%)	Limiti di Atterberg (%)	Carratteristiche fisiche	Taglio Diretto
-------	----------	----------------------	----------------------	-------------------------------	--------------------------	----------------

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	25 di 75

			G	S	L	A	LL	LP	IP	w (%)	Gs (kN/mc)	g nat (kN/mc)	c'p (kPa)	fi'p (°)
S19	CR1	11,00-11,30	18,0	37,0	35,0	10,0	32,4	20,0	-	-	-	-	0,0	33
S19	CR2	21,00-21,35	20,0	38,0	32,0	10,0	39,0	23,0	-	-	-	-	0,0	29
S19	CR3	33,60-34,00	10,0	35,0	37,0	18,0	29,5	17,6	-	-	-	-	16,0	16
S19	CR4	36,60-37,00	17,0	39,0	32,0	12,0	32,1	15,6	-	-	-	-	-	-
S18	CR2	8,10-8,40	13,0	50,0	28,0	9,0	31,0	17,7	-	-	-	-	-	-
S18	CR1	16,70-17,00	24,0	37,0	30,0	10,0	28,3	17,3	-	-	-	-	20	29
S18	CR3	20,50-20,70	15,0	35,0	39,0	11,0	32,3	17,2	-	-	-	-	0,0	31

Tabella 10- Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati nelle epitamorfiti pk 13+600-13+800

Sondaggio	campione	z campione (m)	Granulometria (%)				Limiti di Atterberg (%)			Carratteristiche fisiche			Taglio Diretto	
			G	S	L	A	LL	LP	IP	W (%)	Gs (kN/mc)	g nat (kN/mc)	c'p (kPa)	fi'p (°)
S16Do	CR1	5,00-5,40	48	39	13	0	27,3	-	NP	-	26,8	-	-	-

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	26 di 75

S16Do	CR2	15,40-15,80	40	36	23	1	29,4	20,3	9,1	-	17,0	-	-	-
S19g	CR1	11,00-11,30	18	37	35	10	32,4	20,0	12,4	-	26,6	-	0	33
S19g	CR2	21,10-21,25	20	38	32	10	39,0	23,0	16,20	-	-	-	0	29
S19g	CR3	33,60-34,00	10	35	37	18	29,50	17,60	11,90	-	-	-	16,0	16
S19g	CR4	36,60-37,00	17	39	32	12	32,1	15,6	16,50	-	-	-	-	-
S21g	CR1	28,70-29,00	4	82	12	2	-	-	-	-	-	-	-	-
S21g	CL1	30,60-30,90	22	38	32	8	-	-	-	-	-	-	23.2	41.2

Tabella 11- Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati nelle epitamorfiti interconnessione Letojanni

PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici:

ϕ (°)	c' (kPa)	E (MPa)
16	16	16.56
42	20	53.02
31	18	33.50
32	18	31.60
6	2	11.92

valore k	30-33	0-15	25-35
----------	-------	------	-------

Tabella 12 – pk 13+600-13+800

Il valore del modulo di deformabilità è stato ottenuto oltre che sulla base delle prove di sito SPT anche sulla base delle prove pressiometriche (pressiometro Menard) eseguite nei sondaggi T3 (1 prova a 38.00 m) e T4 (2 prove, una a 75 m e l'altra ad 83m).

Riepilogo dei parametri caratteristici:

- Coesione efficace $c' = 0 \div 15 \text{ kPa}$
- Resistenza non drenata $c_u = 0$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi' \cong 30 - 33^\circ$
- Modulo di deformabilità $E \cong 25 \div 35 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-8} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$

	c' (kPa)	ϕ (°)
max	160.0	41.2
min	0.0	16.0
media	45.8	29.8
mediana	11.6	31.0
dev.st.	66.6	9.1
valore k	5-20	30-35


	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B	FOGLIO 28 di 75

Tabella 13 – Interconnessione Letojanni

- Coesione efficace $c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$
- Resistenza non drenata $c_u = 0$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi' \cong 30 \div 35^\circ$
- Modulo di deformabilità $E \cong 15 \div 30 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-6} \div 10^{-8} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 20 \div 22 \text{ kN/m}^3$

6.4 LIMI SABBIOSI - LS

Questa unità, è caratterizzata da Limi sabbiosi argillosi di colore giallo bruno compresenza di clasti lapidei. L'unità ha spessore massimo pari a 26.5m. Per questa unità sono state eseguite prove SPT e sono stati prelevati campioni, pertanto si caratterizza l'unità sulla base di quanto ottenuto mediante l'interpretazione delle prove di sito e di laboratorio.

PROVE IN SITO

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 relazioni indicate nel capitolo precedente.



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	29 di 75



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	30 di 75

Sondaggio	PROVE SPT						ϕ (°)					E (kPa)				
	quota sondaggio (mslm)	Zinizio prova (m)	N=N2+N3	sigma	u	sigma'	De Mello	JNR	Sowers	Malcev	Meyerhof	Schmertman	Denver 1	Schultze	Terzaghi	D'Apollonia
S38D	14.50	1.50	35	28.5	0	28.5	32	38	38	28	41	42000	45210	26045	41413	46085
S38D	14.50	4.50	31	85.5	0	85.5	32	36	37	26	40	37200	42186	23937	38974	43001
S38D	14.50	7.50	27	142.5	0	142.5	31	35	36	25	39	32400	39162	21829	36373	39917
S38D	14.50	10.50	R	199.5	0	199.5										
S38D	14.50	13.50	49	256.5	0	256.5	33	42	42	24	42	58800	55794	33423	49000	56879
S38D	14.50	16.50	R	313.5	0	313.5										
S38D	14.50	18.50	50	351.5	0	351.5	32	42	42	24	42	60000	56550	33950	49497	57650
S38D	14.50	21.50	53	408.5	0	408.5	33	43	43	23	43	63600	58818	35531	50961	59963
S38D	14.50	25.00	81	475	0	475	34	51	51	24	40	97200	79986	50287	63000	81551

Tabella 14 – Prove SPT eseguite nello strato di depositi di piana litorale

PROVE DI LABORATORIO

Sond.	campione	z campione (m)	Granulometria (%)				Limiti di Atterberg (%)			Caratteristiche fisiche		
			G	S	L	A	LL	LP	IP	w (%)	Gs (kN/mc)	g nat (kN/mc)
S38D	CR1	5,00-5,40	48	39	13	0	27,3	-	NP	-	26,8	-
S38D	CR2	15,40-15,80	40	36	23	1	29,4	20,3	9,1	-	17,0	-
S38D	CR3	26,00-26,30	9	79	12	0	22,7	-	NP	-	26,6	-

Tabella 15- Prove di laboratorio in corrispondenza dei campioni prelevati nelle alluvioni

Sui campioni non sono state eseguite prove di taglio diretto o edometriche.

PARAMETRI CARATTERISTICI

Scelta dei parametri caratteristici:

	ϕ (°)	E (kPa)
min	23	21829
max	51	97200
media	35	48805
mediana	37	46085
dev.st.	7	16071
valore k	35-38	35000-40000

- Limi sabbiosi argillosi:

- Coesione efficace $c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$
- Resistenza non drenata $c_u = 0$
- Angolo di resistenza al taglio $\phi' \cong 35 \div 38^\circ$



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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	32 di 75

- Modulo di deformabilità $E \cong 35 \div 40 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Permeabilità $k = 10^{-5} \div 10^{-6} \text{ m/s}$
- Peso per unità di volume $\gamma_{nat} \cong 19 \div 21 \text{ kN/m}^3$

7 RIEPILOGO DEI PARAMETRI


I valori caratteristici scelti infine sono:

Tipologia	γ_{nat}	c'	c_u	ϕ'	E	k
	kN/m^3	kPa	kPa	$^\circ$	MPa	m/s
Gs - ghiaie e ciottoli in matrice sabbioso, argillosa	17÷19	0	0	35÷37	30-35	$10^{-5} \div 10^{-6}$
Mt - metamorfiti fortemente alterate	20÷22	0-15	0	30-33	25-35	10^{-8}

Tabella 16- Riepilogo dei parametri caratteristici ottenuti per ogni strato da pk 13+600 a pk 13+800

Tipologia	γ_{nat}	c'	c_u	ϕ'	R_c	E	k
	kN/m^3	kPa	kPa	$^\circ$	MPa	MPa	m/s
LS – Limi sabbiosi argillosi con clasti	19÷21	0	0	35÷38	-	35-40	$10^{-5} \div 10^{-6}$
Ag - argilloscisti con lenti di quarzo	20÷22	5÷20	0	30÷35	-	15÷30	$10^{-6} \div 10^{-8}$
Ar – arenarie	23÷25	100	-	47	2.3	333	$10^{-6} \div 10^{-7}$

Tabella 17- Riepilogo dei parametri caratteristici ottenuti per ogni strato per l'interconnessione Letojanni

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3</p>	<p>COMMESSA RS2S</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D78RH</p>	<p>DOCUMENTO OC0005003</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 34 di 75</p>

I parametri per lo strato di Flysh (rinvenute da 26.5m in poi) sono quelli ottenuti dalla relazione geotecnica relativa alle progressive 16+009-16+272 km.

8 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.

8.1 STRATIGRAFIA

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

unita' geotecnica	z inizio (minimo)-fine strato (massimo) a partire dal p.c. (m)
Unità bb,ba – ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa e argillosa	0.00-6.00
GDL - metamorfiti fortemente alterate	6.00 - >40.00

Tabella 18- Stratigrafia tratta 13+600 km a 13+800 km

La falda è posta ad una quota compresa tra 33.5mslm e 59.6 mslm.

unita' geotecnica	z inizio (minimo)-fine strato (massimo) a partire dal p.c. (m)
Unità g1 - depositi di piana di litorale	0.00 - 26.50
Unità GLD - argilloscisti	26.50 - >40.00
CODb - flysh	26.50 - >40.00

Tabella 19- Stratigrafia interconnessione Letojanni

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B

9 CLASSIFICAZIONE SISMICA E STABILITA' DEL SITO.

9.1 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>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ 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	Depositi 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	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 20- – 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 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B

9.2 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

SITO: Taormina (Sicilia-Catania)		OPERA		Stato Limite	TR (anni)	ag (g)	Fo	TC* (s)
Latitudine	15,29282	VN (anni)	75	SLD	113	0.119	2.433	0.302
Longitudine	37,85334	Cu	1.5	SLV	1068	0.298	2.505	0.365
		VR (anni)	112.5					

Tabella 21- Dati di input per Spettri NTC e output (parametri spettro di risposta per lo stato limite considerato)

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 22– 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 F_o e T_c^* .

Nel caso in esame, con riferimento ai parametri a_g , F_o 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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{\sigma_g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 23– Coefficienti S_s e C_c

Per la valutazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30m non si hanno a disposizione prove, pertanto si classifica il terreno analogamente alle tratte precedenti e successive e cioè con $V_{s,30}$ compresa tra 360 ed 800 m/s, quindi 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 $S_T = 1.00$.

categoria sottosuolo		B	
categoria topografica		T1	
Coefficiente	Cc=		1.397
Coeff. Amplificazione stratigrafica	Ss=		1.20
Coeff. Amplificazione topografica	St=		1.00
Coefficiente S	SsxSt	S=	1.20

Tabella 24- Valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica per la zona in esame per SLD

categoria sottosuolo		B	
categoria topografica		T1	
Coefficiente	Cc=		1.346
Coeff. Amplificazione stratigrafica	Ss=		1.101
Coeff. Amplificazione topografica	St=		1.00
Coefficiente S	SsxSt	S=	1.101

Tabella 25- Valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica per la zona in esame per SLV

9.3 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 $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 5 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 6 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

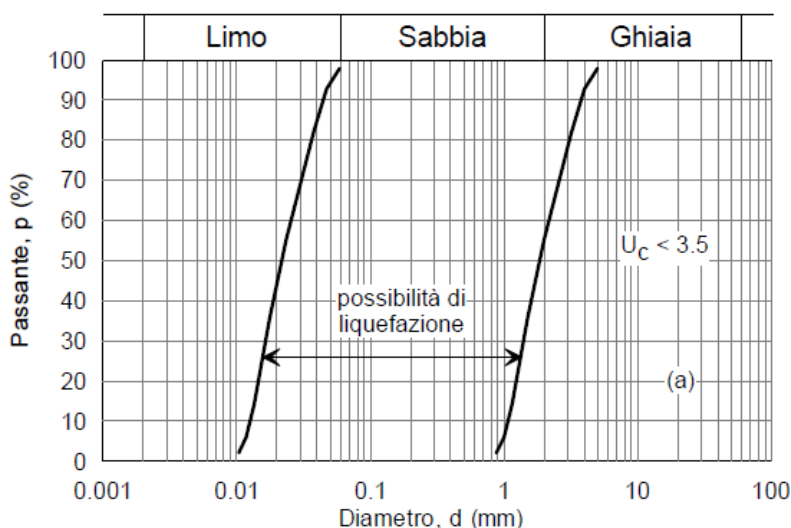


Figura 8- Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

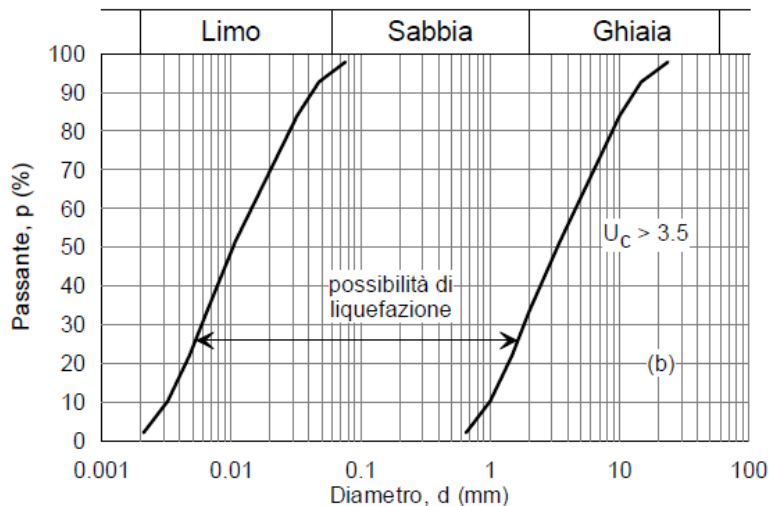


Figura 9- Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

pk 13+600-13+800

Le prime tre condizioni nel caso in esame non permettono di escludere la verifica a liquefazione, tuttavia considerando che i depositi alluvionali sono presenti fino ad una profondità massima di 6m e che nel tratto in questione è prevista la realizzazione di un ponte pedonale con spalle su fondazioni profonde interamente realizzate nella formazione di base (GLD), non interessando quindi i depositi alluvionali recenti del Vallone Sant'Antonio, si può affermare che le zone non sono a rischio di liquefazione.

Interconnessione Letojanni

Le prime tre condizioni nel caso in esame non permettono di escludere la verifica a liquefazione. Tuttavia considerando che le prove SPT eseguite in corrispondenza dello stesso litotipo a Giampilieri forniscono valori elevati del numero di colpi (alcune vanno a rifiuto), si può affermare che dato l'elevato valore di addensamento dei terreni, si escludono fenomeni di liquefazione.

10 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.

10.1 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 26 – 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 27 – 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_γ	1,0	1,0

Tabella 28 – 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;

$i_\gamma, i_c, i_q =$ 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;

 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 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B

$d_c, d_q =$ 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);

ν = 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.	

10.2 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).

10.2.1 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		
	γ_R	(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 29 – 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 30– Valori dei coefficienti parziali sulle resistenze in funzione delle verticali indagate (NTC08 tab.6.4.IV)

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

	PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni					
	GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B

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

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

Tabella 31– Valori dei coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche per pali soggetti a carichi trasversali (NTC08 tab.6.4.VI)

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

10.2.2.1 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 φ')
	Calcestruzzo gettato in opera	1 ÷ 3	tg φ'
TRIVELLATO		0.4 ÷ 0.7 (*)	tg φ'

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.

10.2.2.2 PORTATA ALLA BASE

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

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

a- Terreni Coesivi

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

b- Terreni Incoerenti

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

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

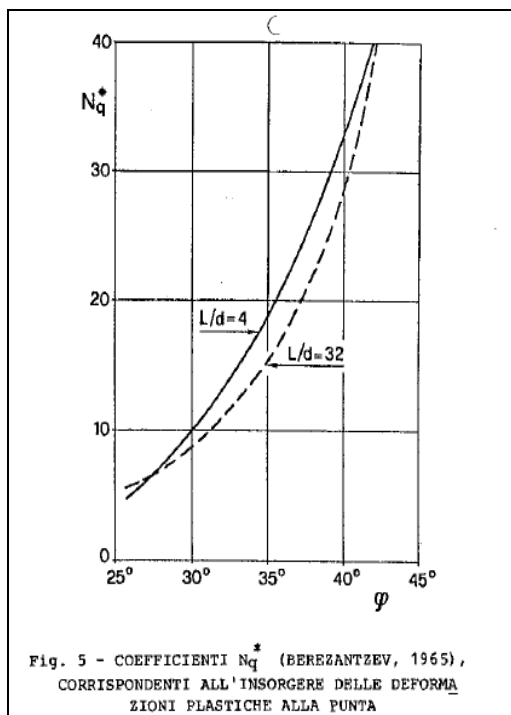
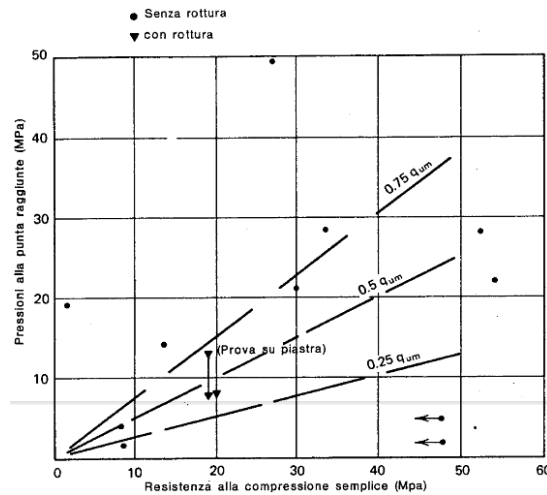


Figura 1- Abaco di Berezantzev (1965)

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

c- Rocce

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



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

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

d- Depositi stratificati

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

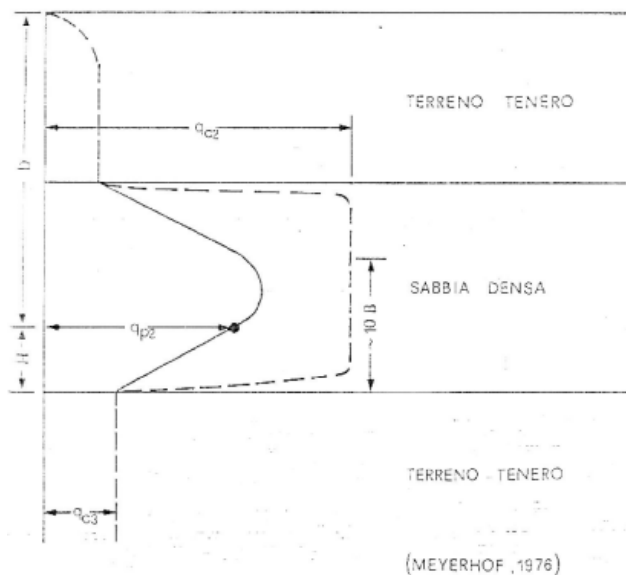


Figura 2- Portanza alla base per terreni stratificati

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

10.2.2.3 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.

10.2.3 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:

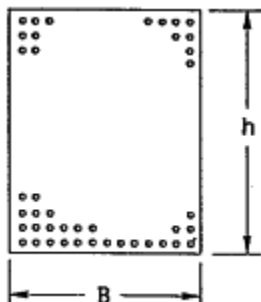
$$Q_{lim} = \eta \sum_1^N Q_{lim,i}$$

$$Q_{blocco}$$

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.

10.2.4 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.

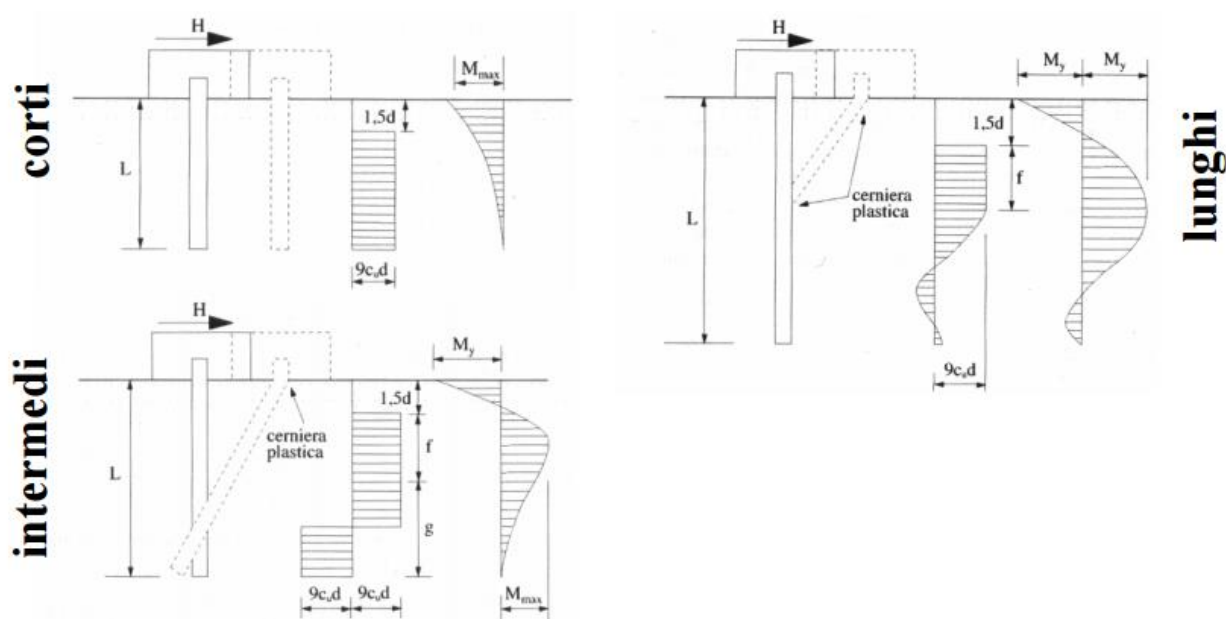


Figura 3– Andamento di P per terreni coesivi nel caso di pali vincolati in testa

In terreni incoerenti si ha:

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

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

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

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

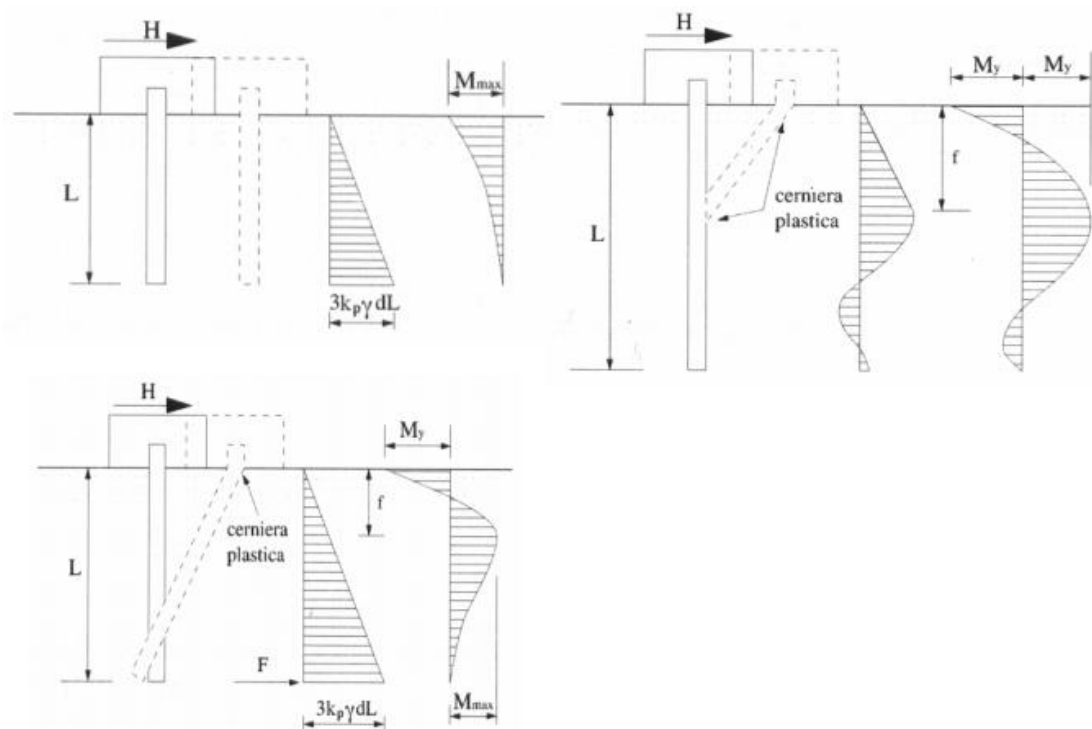


Figura 4– Andamento di P per terreni incoerenti nel caso di pali vincolati in testa

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

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

dove:

H = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

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 3/3	COMMESSA RS2S	LOTTO 01	CODIFICA D78RH	DOCUMENTO OC0005003	REV. B

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.

10.3 OPERE DI SOSTEGNO

APPROCCI DA 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_{G3}	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 32– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	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_f	1,0	1,0

Tabella 33– 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 34– 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).

	<p>PROGETTO DEFINITIVO U.O.INFRASTRUTTURE SUD RADDOPPIO DELLA TRATTA GIAMPILIERI-FIUMEFREDDO Lotto 1: Fiumefreddo-Taormina/Letojanni</p>					
<p>GEOTECNICA Relazione geotecnica generale 3/3</p>	<p>COMMESSA RS2S</p>	<p>LOTTO 01</p>	<p>CODIFICA D78RH</p>	<p>DOCUMENTO OC0005003</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 60 di 75</p>

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

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.

10.3.1.1 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 parete 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

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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.

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

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

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, 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:

$$q_u = cN_{cs}d_c i_c g_c b_c + qN_{qs}d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma}$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

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

in cui 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.

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.

10.3.1.3 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.

10.3.1.4 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:

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

GEOTECNICA

Relazione geotecnica generale 3/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS2S	01	D78RH	OC0005003	B	70 di 75

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 resistenze secondo il meccanismo taglio-trazione o taglio-compressione forniti da normativa. Più precisamente:

per la resistenza a “taglio trazione”:

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

per la resistenza a “taglio compressione”:

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

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

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

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

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

1,25 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} :

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

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:

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

dove:

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

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

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

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);

kt è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

kt = 0,6 per carichi di breve durata,

kt = 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:

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

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:

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

11 APPENDICE A: SEZIONI GEOTECNICHE

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

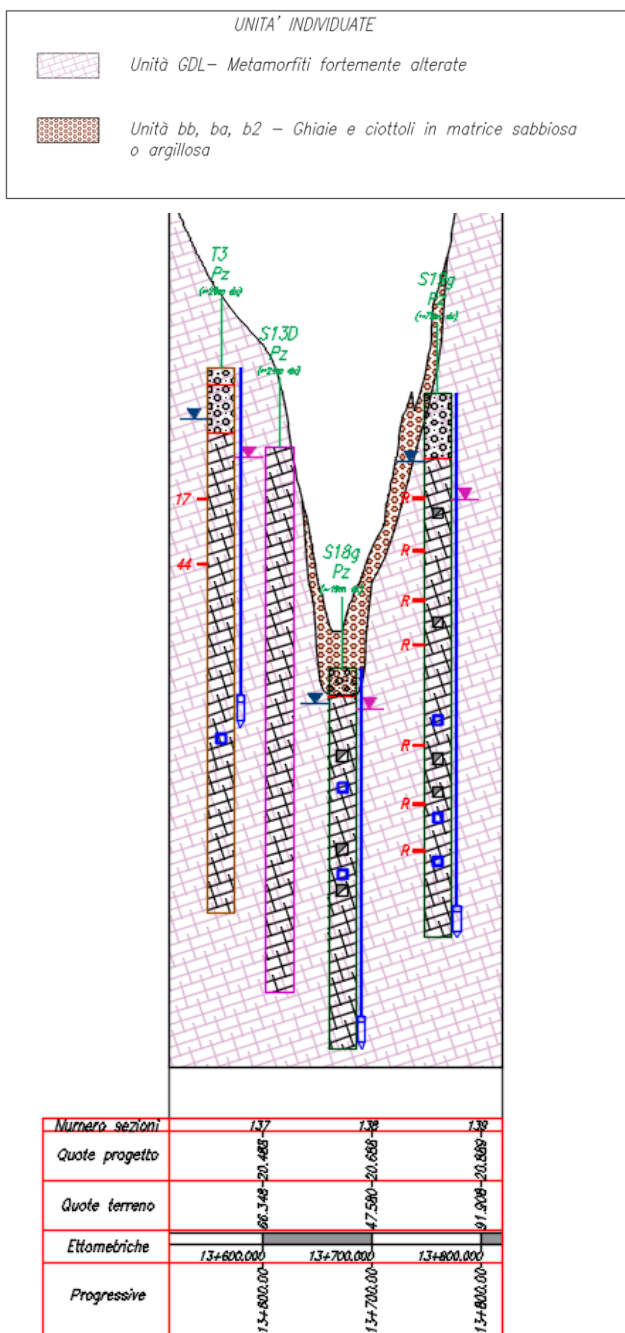
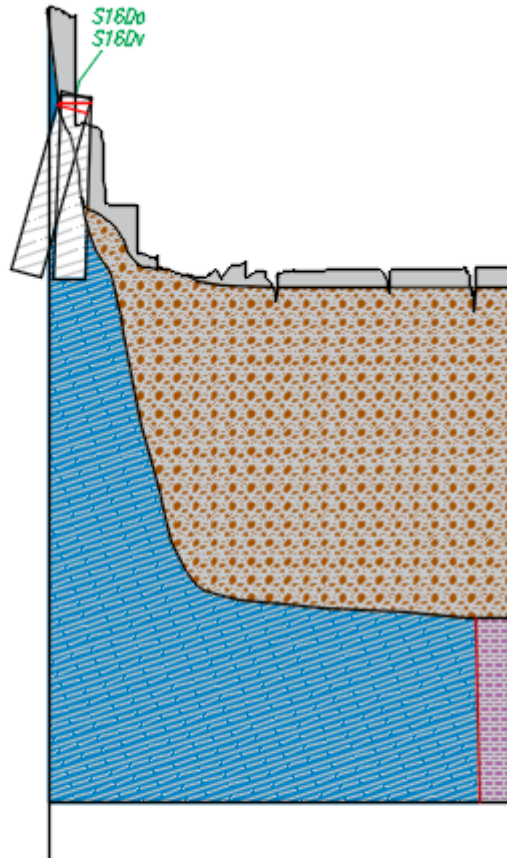


Figura A.10- Profilo Geotecnico tratta da km 13+600 a km 13+800



Numero sezioni	1+208,000		1+308,000		1+408,000		1+508,000	
Quote progetto	-12,023/0		-11,623/0		-10,823/0		-10,915/0	
Quote terreno	-18,070		-11,223/0		-10,807		-10,775/0	
Elettriche	1+208,000		1+308,000		1+408,000		1+508,000	
Progressive	-1+180,00	-1+200,00	-1+240,00	-1+280,00	-1+320,00	-1+360,00	-1+400,00	-1+520,00

UNITA' INDIVIDUATE	LS 	Ag 	Ar 
DESCRIZIONE UNITA'	Limi sabbiosi - argillacei con presenza di clasti	Argilloscisti a tessitura scistosa, con sporadiche lenti di quarzo	Arenarie da fini a grossolane, da poco a bene cementata

Figura A.11- Profilo Geotecnico tratta interconnessione Letojanni