



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

AUTOSTRAD E A24/A25
ROMA - L'AQUILA - TERAMO / TORANO - PESCARA

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E
MESSA IN SICUREZZA URGENTE (M.I.S.U.)
DELLE AUTOSTRAD E A24 E A25
ART. 1 COMMA 183 LEGGE 228/2012**

PROGETTO DEFINITIVO

'B': VIADOTTI - INTERVENTI SPECIFICI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO
VIADOTTO RAMPA DI SVINCOLO DI TORNIMPARTE
GEOLOGIA E GEOTECNICA

GEOTECNICA
RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
242	D	A24	IV005	GET	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Marzo 2018	Emissione				L. Cosciotti	G. Furlanetto	M. Orlandini

File: 242DA24IV005GETRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Marco Orlandini)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSIONARIA</p>  <p>IL PROCURATORE SPECIALE (Ing. Gabriele Nati)</p>	
--	---	---	--



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, I SISTEMI INFORMATIVI E STATISTICI
DIREZIONE GENERALE PER LA VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

AUTOSTRADA A24
Viadotto rampa di Tornimparte
Adeguamento sismico

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. PREMESSA	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1 Documentazione	7
2.2 Normative	7
2.3 Bibliografia	7
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	9
4. INDAGINI ESEGUITE	13
4.1 Campagna di indagini del 2010	13
4.2 Campagna di indagini 2015	15
4.3 Campagna di indagini 2017	17
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELLE ROCCE	19
5.1 Depositi di copertura	19
5.2 Substrato roccioso	23
5.2.1 Calcari e marne a salpingoporella dinarica e charophite (cms)	23
5.2.2 Calcari micritici ciclotemici a requienie (CIR)	33
6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO	41
7. VERIFICHE GEOTECNICHE	46
7.1 Verifiche di stabilità globale del rilevato	46
7.2 Verifiche di stabilità "interna" del muro in gabbioni	52
7.3 Cedimenti del rilevato	56
7.4 Verifiche di stabilità delle pareti di scavo	56
7.5 Verifica paratia di micropali	60
7.5.1 Analisi dei carichi	63
7.5.2 Schematizzazione di calcolo	64
7.5.3 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo	64
7.5.4 Risultati delle analisi	65
7.5.5 Verifica della capacità portante del palo verticale	69
7.5.6 Verifica degli ancoraggi	69
7.5.7 Verifiche strutturali dei micropali	72

8. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE _____ **75**

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo per l'adeguamento sismico del viadotto rampa di svincolo di Tornimparte, alla progressiva km 85 dell'autostrada A24 Roma - L'Aquila - Teramo, che permetterà all'opera di sopportare le sollecitazioni sismiche di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Più precisamente l'adeguamento avverrà rimpiazzando l'attuale rampa in viadotto con una nuova rampa bidirezionale, in posizione traslata, realizzata su rilevato. Tale approccio consente di ottenere alcuni benefici aggiuntivi oltre all'adeguamento sismico del tratto stradale, ovvero: miglioramento di alcuni elementi di tracciato stradale dello svincolo (corsie di accelerazione e decelerazione, rispettivamente in entrata e uscita sulla via sinistra dell'autostrada) con conseguente beneficio per la sicurezza degli utenti; maggiore economicità dell'intervento; riduzione dell'impatto paesaggistico dell'infrastruttura autostradale mediante la sostituzione di un manufatto fortemente impattante con una rimodellazione inverdita meglio inserita nel contesto ambientale.



Figura 1 - Ubicazione del Viadotto S. Onofrio

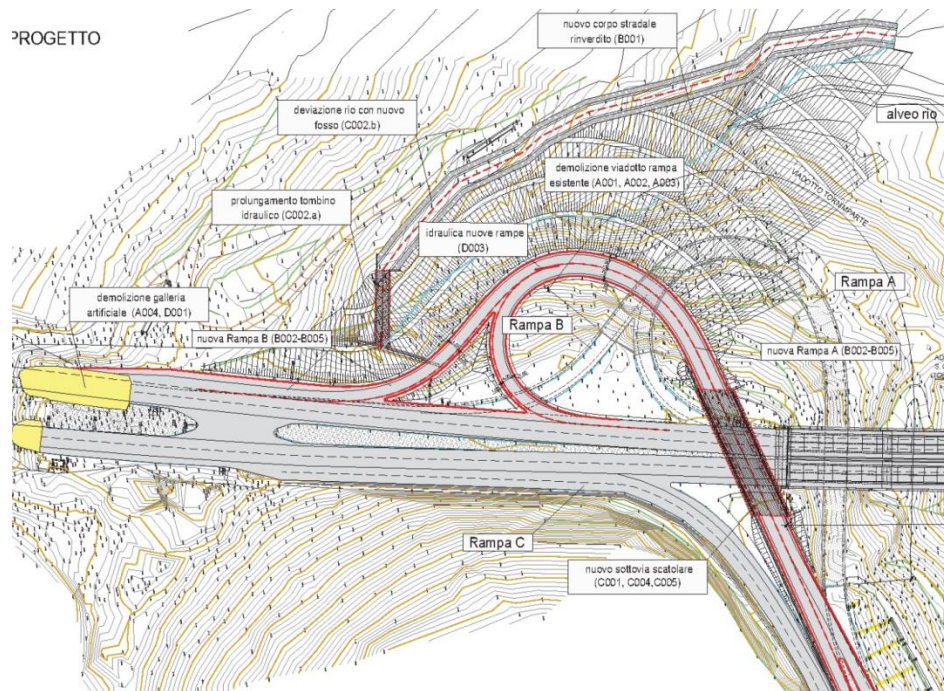


Figura 2: Planimetria generale di progetto con denominazione WBS

Più in dettaglio gli interventi previsti sono:

1. **Adeguamento del viadotto rampa di svincolo di Tornimparte:** La strategia scelta per l'adeguamento sismico dell'opera esistente mira alla completa sostituzione dell'attuale struttura in c.a. e c.a.p. con un'opera in terra realizzata secondo una nuova configurazione. Per ottenere i suddetti obiettivi si prevedono i seguenti interventi, individuati secondo i presenti capitoli:
 - A. Demolizione del viadotto esistente e conseguente ripristino ambientale della zona di spiccato delle elevazione mediante rimodellazione e demolizione della parte di canna artificiale della via SX, imbocco lato L'Aquila, della galleria S. Rocco.
 - B. Completa ricostruzione dei rami di svincolo verso Roma e dall'Aquila (rampe B e A rispettivamente) e del tratto bidirezionale dello svincolo in una nuova posizione planimetrica che consenta l'allungamento della corsia di decelerazione e l'ampliamento della corsia di accelerazione sulla carreggiata sinistra della A24. La ricostruzione delle rampe avviene realizzando un nuovo corpo stradale su rilevato e in parte in trincea (B001), una nuova pavimentazione (B002), nuove barriere (B003), nuova segnaletica (B004) e nuovi elementi di margine (B005).
 - C. Per la realizzazione delle nuove rampe di svincolo sono necessarie le seguenti opere minori: sottovia scatolare per l'attraversamento dell'autostrada in prossimità della

spalla RM del viadotto S.Onofrio (C001); deviazione del rio che attraversa l'autostrada in tombino in corrispondenza dell'attuale bypass esterno della galleria S.Rocco (C002); paratia (C004) necessaria all'esecuzione dell'opera C001 e muro (C005) di approccio allo stesso sottovia;

- D. Impianti necessari all'adattamento dell'imbocco lato L'Aquila della canna sinistra della galleria S. Rocco per causa della demolizione del tratto in artificiale (riposizionamento di tutti gli impianti interni, installazione di nuovi ventilatori antifumo necessari a scongiurare il ricircolo dei fumi tra canne adiacenti), impianti necessari all'illuminazione dello svincolo, impianti necessari a ripristinare la continuità delle linee dorsali di connessione dati. In aggiunta si considerano in questo pacchetto di lavoro le attività necessarie a raccogliere le acque di piattaforma e a recapitarle alla rete di raccolta e trattamento prevista con altra progettazione.

Nei capitoli successivi, dopo un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area, ed una sintetica descrizione delle indagini realizzate nel 2010 e nel 2017, vengono descritte le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso e dei detriti centimetrici a spigoli vivi di natura calcarea derivanti fondamentalmente dal disfacimento del substrato sul quale poggiano in discordanza.

La relazione si conclude con le verifiche geotecniche delle nuove opere previste in progetto.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nel seguito sono elencate le normative, le pubblicazioni specialistiche e i documenti che sono stati presi come riferimento nell'elaborazione di questa relazione.

2.1 Documentazione

- Elaborati As-built dell'opera esistente;
- Schede di manutenzione dell'opera esistente;

2.2 Normative

- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti;
- Circolare esplicativa n.617 09/02/2009 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto»;
- D.M. LL.PP. 11.03.88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988;
- UNI ENV 1997-1 - Eurocodice 7 "Progettazione Geotecnica;

2.3 Bibliografia

- LANCELLOTTA R. (1991), "Geotecnica" - Edizioni Zanichelli;
- LANCELLOTTA R. (2011), "Progettazione geotecnica secondo l'Eurocodice 7 (UNI EN 1997) e le Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008) Geotecnica" - Hoepli;
- VIGGIANI (1999), "Fondazioni" - Hevelius Edizioni;
- BOWLES J. E. (1988), "Foundatio Analysis and Design" - McGraw-Hill;
- KULHAWY F.H., MAYNE P.W. (1990): Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. EL-6800 Research Project 1493-6 Final Report, August 1990. Cornell University - Geotechnical Engineering Group Hollister Hall Ithaca, New York 14853-3501;
- CESTARI F. (1990), "Prove geotecniche in sito" - Geo-Graph;
- AGI (1983), Parametri di progetto da prove in sito - Conferenze di geotecnica, Torino;
- A.G.I. (1994) - Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio;

- A.G.I. (2005) - Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica;
- Bieniawski Z.T. (1989) - Engineering rock mass classifications. New York, Wiley;
- Hoek E., Carranza-Torres C.T., Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002;
- Marinou P., Benissi M. (1998) - Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bull. Engg. Geol. Env. 57(2);
- S. Martinetti - Ribacchi R. (1978) – Stabilità di scarpate in roccia;

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di studio si colloca a nord del valico di S. Rocco, dove il Viadotto S. Onofrio attraversa una stretta depressione valliva orientata circa W-E, con quote comprese tra 1050 e 1100 m s.l.m.

L'area è caratterizzata dalla presenza di strutture carbonatiche costituite dalle successioni marine cretacico-mioceniche della piattaforma laziale abruzzese che sono state interessate, a partire dal Messiniano fino al Pliocene inferiore, dalle fasi compressive dell'orogenesi appenninica.

Le successive fasi tettoniche distensive hanno dato luogo ad una struttura a blocchi, disarticolati da numerose faglie minori, progressivamente ribassati verso SO lungo le principali faglie a direzione NO-SE (appenninica). Nel corso dell'evoluzione continentale dell'area la complessa interazione di attività tettonica, variazioni climatiche ed evoluzione dei bacini idrografici ha determinato fra il Pliocene superiore e il Quaternario, lo sviluppo di prolungate fasi erosive alternate ad episodi di sedimentazione.

Il sito si sviluppa ai piedi del versante occidentale del Monte Orsello (2043 m s.l.m.), struttura monoclinale immergente verso E-NE che presenta pendenze degli strati con valori crescenti, fino a giaciture sub-verticali. L'intero settore è caratterizzato da monoclinali immergenti a NE, che a N sopra scorrono sulla successione terrigena messiniana della Formazione della Laga.

Nell'area in esame la sequenza sedimentaria è costituita da depositi mesozoici di piattaforma interna, con calcari biancastri compatti ben stratificati a radiolitidi, fratturati e parzialmente alterati in superficie, del cretaceo.

In particolare il viadotto S.Onofrio attraversa trasversalmente una valle tettonica determinata da una faglia ad alto angolo; le unità principali, rappresentate dai Calcari e marne a Salpingoporella dinarica e charophite (CMS) e dai Calcari ciclotemici a requienie (CIR), sono in contatto tramite tale elemento tettonico.

Dal punto di vista geologico le due formazioni sono così descritte:

- *Calcari e marne a Salpingoporella dinarica e charophite (CMS)*: Calcari e marne a salpingoporella dinarica e charophite. Calcari micritici avana e nocciola, con intercalazioni di orizzonti centimetrici o decimetrici di argille e marne verdi. Abbondante presenza di alghe dasicladacee (Salpingoporella dinarica).
- *Calcari ciclotemici a requienie (CIR)*: Calcari ciclotemici a requienie. Prevalenti calcari fangosostenuti caratterizzati da un'organizzazione ciclica con facies inter-sopratidali, direttamente sovrapposte alla facies subtidali fango o granulo sostenute. Soprattutto alla base dell'unità sono presenti intercalazioni di orizzonti ad orbitoline e frammenti di rudiste; la porzione superiore è caratterizzata da biomicriti con abbondanti requienidi. Il tetto dell'unità è marcato da depositi bauxitici all'interno di depressioni paleocarsiche di profondità massima di qualche metro.

In appoggio sul substrato calcareo si rilevano coltri detritiche derivanti del disfacimento crioclastico

e gravitativo dello stesso, particolarmente estese alla base delle scarpate e nel fondovalle. Nella figura seguente è riportato uno stralcio della carta geologica ed i profili geomeccanici tracciati in asse al viadotto S. Onofrio ed al Viadotto di Svincolo Tornimparte.

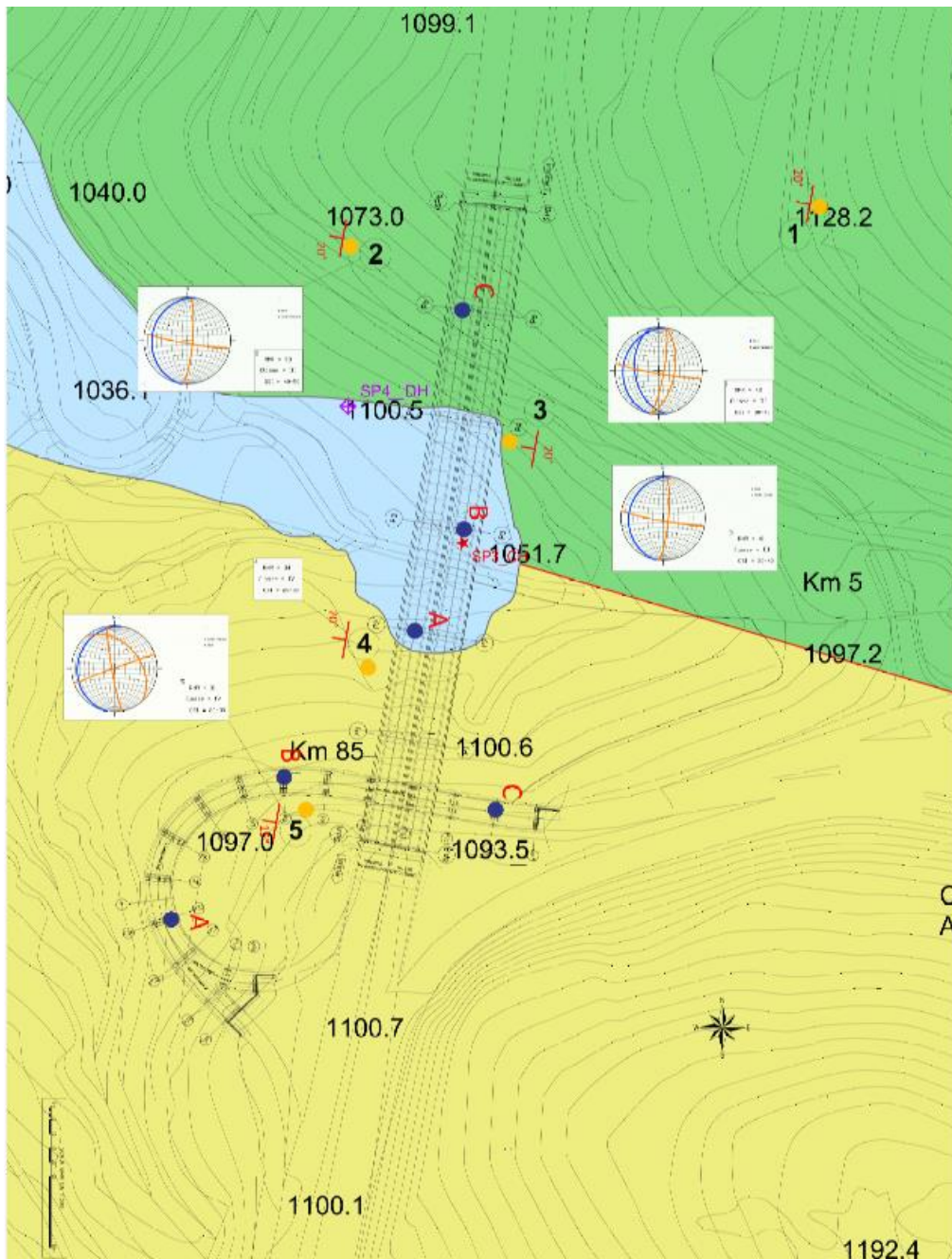


Figura 3. Stralcio della Carta Geologica

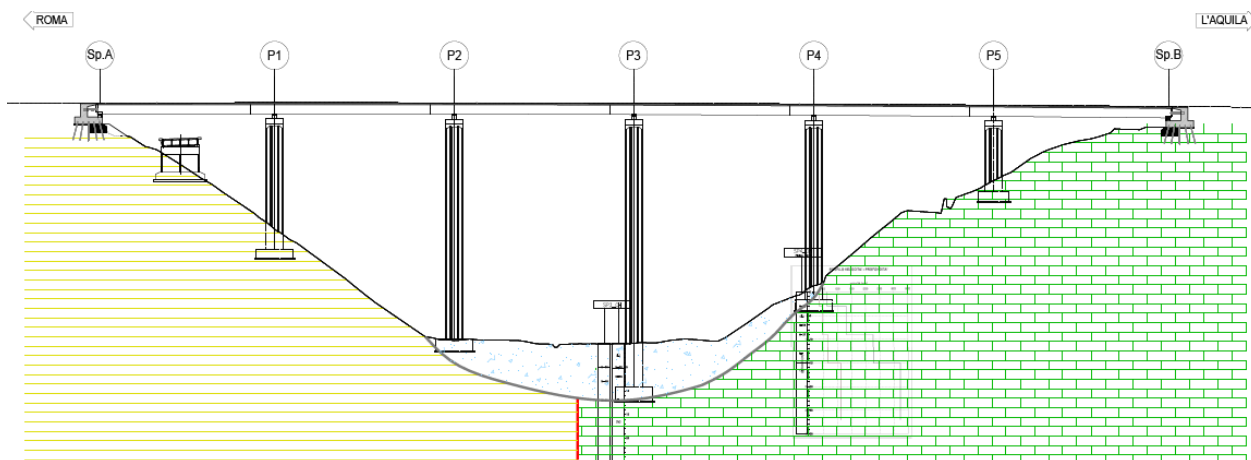


Figura 4. Profilo geologico in asse viadotto S. Onofrio

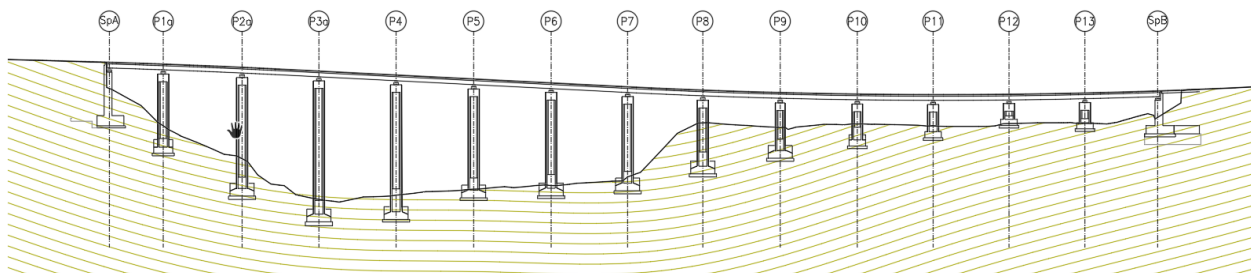


Figura 5. Profilo geologico in asse viadotto di svincolo Tornimparte

LEGENDA

ETA'	FORMAZIONI CONTINENTALI	FORMAZIONI MARINE	
Olocene-attuale	■		DEPOSITI ALLUVIONALI E DI VERSANTE OLO: Depositi detritici di versante ed alluvionali ciottoloso-sabbiosi. Depositi eluvo-columiali con detriti immersi in matrice argillosa limosa e suoli sepolti. Costituiti prevalentemente da clasti centimetrici a spigoli vivi derivanti dal disfacimento del substrato calcareo sul quale poggiano.
Aptiano superiore-Cenomaniano p.p..		■	CIR: Calcari ciclotemici a requinie. Prevalenti calcari fangosostenuti caratterizzati da un'organizzazione ciclica con facies inter-sopratidali (stromatoliti, strutture da disseccamento, brecciole a clasti neri), direttamente sovrapposte alla facies subtidali fango o granulo sostenute. Soprattutto alla base dell'unità sono presenti intercalazioni di orizzonti ad orbitoline e frammenti di rudiste; la porzione superiore è caratterizzata da biomicriti con abbondanti requinidi. Il tetto dell'unità è marcato da depositi bauldici all'interno di depressioni paleocarsiche di profondità massima di qualche metro.
Aptiano inferiore p.p..		■	CMS: Calcari e mame a salpingoporella dinarica e charophite. Calcari micritici avana e nocciola, con intercalazioni di orizzonti centimetrici o decimetrici di argille e mame verdi. Abbondante presenza di alghe dasicladacee (Salpingoporella dinarica).

La valle, di natura tettonica, si sviluppa con direzione E-W in destra idrografica della valle del Torrente Raio. In questo settore il Raio ha carattere torrentizio stagionale, raggiungendo portate di alcuni l/s. Idrogeologicamente, considerati i rilievi effettuati e i risultati delle indagini, è possibile considerare il sottosuolo di fondazione delle opere in progetto di adeguamento in assenza di falda; inoltre gli affioramenti rilevati presentano discontinuità asciutte e non si rileva ruscellamento superficiale.

L'analisi morfologica approfondita di un'area sufficientemente vasta, nell'intorno del sito in oggetto, non ha evidenziato la presenza di processi d'instabilità gravitativa in atto o quiescenti. L'area in esame non è ricompresa nella 'CARTA DELLA PERICOLOSITÀ DELLA REGIONE ABRUZZO' Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico, 'Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi' L. 18/05/1989 n. 183 art. 17 comma 6 ter., Foglio 358 E.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate è possibile attribuire al sottosuolo investigato la Categoria B, prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

4. INDAGINI ESEGUITE

Per la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e dei terreni detritici presenti sul fondo valle si è fatto riferimento a tre diverse campagne di indagini. La prima, realizzata nei mesi di Gennaio e Febbraio 2010, è stata finalizzata alla valutazione degli spessori di coltre presente sul fondo della valle in corrispondenza delle pile 3 e 4 del viadotto S. Onofrio, la seconda campagna di indagini, più estesa, è stata realizzata da Dimms nel 2015 ed ha riguardato le aree di sedime dei viadotti adiacenti, caratterizzate dalla presenza di un ammasso roccioso con caratteristiche omogenee a quello presente nel sito in esame, infine la terza, realizzata nel periodo Febbraio-Marzo 2017, è stata finalizzata ad una più dettagliata caratterizzazione dell'ammasso roccioso affiorante sui versanti delle valle. Nell'ultima campagna di indagini, in corrispondenza di 5 affioramenti ritenuti significativi, è stata effettuata una caratterizzazione geologico-strutturale dell'ammasso roccioso.

4.1 Campagna di indagini del 2010

Allo scopo di caratterizzare da un punto di vista litostratigrafico il sito in esame, sono stati eseguiti 3 sondaggi geognostici. Una coppia di fori (25 m dal p.c.) è stata eseguita intorno alla pila n. 3 (SP3_CH) ad una distanza di 7,2 m tra loro sui due lati della pila. In corrispondenza della pila 4 è stato eseguito un altro sondaggio (30 m dal p.c.) posto ad una distanza di 30 m dalla pila (SP4_DH).

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite in foro n. 9 (n. 3 per ogni sondaggio) penetrometriche dinamiche S.P.T. (*Standard Penetration Test*).

Nell'ambito dei sondaggi, condotti a carotaggio continuo utilizzando carotiere semplice e corona in widia, sono state rilevate le seguenti stratigrafie:

Sondaggio SP3 CH1:

- m 0 - 5.2 Clasti e blocchi da centimetrici a pluricentimetrici sub-angolari calcarei in prevalenza, localmente ossidati color marrone scuro e ocra, con scarso limo sabbioso di colore marrone scuro, grigio e avana chiaro.
- m 5.2 - 14.2 Clasti da millimetrici a centimetrici (diam. medio 3 cm con locali clasti con diam. max 7-8 cm) da sub-angolari a sub-arrotondati calcarei in prevalenza, con scarso limo con sabbia di colore giallastro-avana e avana chiaro.
- M 14.2 - 25.0 Clasti da millimetrici a centimetrici da sub-angolari a sub-arrotondati a litologia calcarea di colore biancastro, con locali livelli a scarsa matrice limoso sabbiosa di colore avana chiaro-giallastro.

SPT1 (m 5) 15-23-27

SPT2 (m 7) 19-25-31

SPT3 (m12) 34-50/6cm R

Sondaggio SP3 CH2:

- m 0 - 5.0 Clasti e blocchi da centimetrici a pluricentimetrici sub-angolari calcarei in prevalenza, localmente ossidati color marrone scuro e ocra, con scarso limo sabbioso di colore grigio chiaro biancastro.
- m 5 - 25.0 Clasti e blocchi da centimetrici a pluricentimetrici prevalentemente sub-angolari a litologia calcarea, localmente ossidati color ocra, con scarso limo sabbioso di colore avana chiaro-biancastro, giallastro-avana e sporadici livelli giallastro-ocra.

SPT1 (m 5) 27-24-32

SPT2 (m 8) 19-23-25

SPT3 (m12) 22-27-34

Sondaggio SP4 DH:

- m 0 - 5.4 Clasti da millimetrici a centimetrici da sub-angolari a sub-arrotondati calcarei in prevalenza, con scarso limo sabbioso argilloso di colore marrone scuro.
- m 5.4 - 8.5 Clasti da millimetrici a centimetrici da sub-angolari ad arrotondati di colore biancastro a litologia calcarea in limo sabbioso di colore avana chiaro biancastro localmente ossidato color marrone-ocra.
- M 8.5 - 11.1 Limo con argilla debolmente sabbioso a tratti, di colore marrone scuro con inglobati locali clasti centimetrici (diam. max 6-7 cm) sub-angolari calcarei.
- m 11.1 - 30.0 Clasti e blocchi da centimetrici a pluricentimetrici prevalentemente sub-angolari a litologia calcarea, di colore biancastro, con scarso limo sabbioso di colore avana chiaro-biancastro con locali livelli (da 11,1 m a 15,0 m) di colore marrone scuro e avana-giallastro.

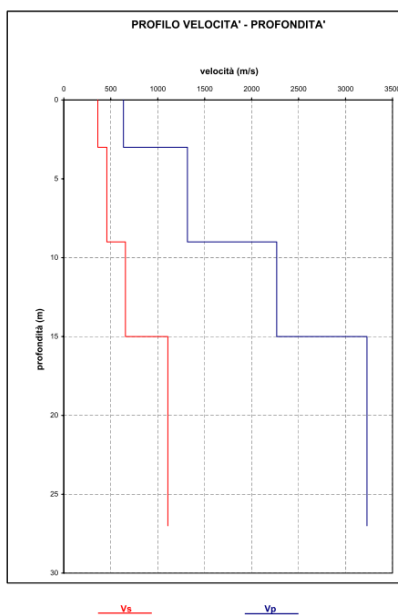
SPT1 (m 3) 17-18-20

SPT2 (m 9) 15-16-21

SPT3 (m13) 25-50/7cm R

All'interno del sondaggio Pila 4 sx-DH è stata realizzata una prova sismica in foro down hole fino alla profondità di 27 m dal p.c.. Lo scopo della prospezione geofisica, è stata la caratterizzazione dinamica dei terreni attraverso il parametro della velocità sismica delle onde P, delle onde SH e la definizione del valore delle Vs30, utile per la classificazione dei suoli di fondazione nelle categorie previste dalla vigente normativa antisismica.

Nella figura sottostante sono riportate le velocità delle onde Vp e Vs con la profondità. Il suolo di fondazione è risultato di categoria B.



profondità da m	a m	Vp (m/s)	Vs (m/s)
0,0	3,0	635	362
3,0	9,0	1316	458
9,0	15,0	2267	656
15,0	27,0	3228	1108

4.2 Campagna di indagini 2015

La tabella seguente riporta in dettaglio i risultati delle prove di laboratorio eseguite nel 2015; per maggiori dettagli si rimanda al fascicolo delle indagini.

DENOMINAZIONE E QUOTE			γ_{sat}	PROVA CELLA TRIASSIALE CID				COMPRESSIONE MONOASSIALE			
CAMPAGNA	VIADOTTO	Camp.		c'	ϕ'	σ_1	σ_3	UCS	cu	E50	v50
(-)	(-)	(-)	(kN/mc)	(kPa)	(°)	(MPa)	(Mpa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)
2015	Cerqueta	Cr1	25,83					73,46		43419	
2015	Cerqueta	Cr2	25,68					45,87		40310	
2015	Monito	Cr1/1	26,37					43,15		41330	
2015	Monito	Cr1/2	26,45					47,25		44243	
2015	Monito	Cr1/3	26,48					44,85		45391	
2015	Monito	Cr1/4	26,36					39,33		39172	
2015	Monito	Cr1/5	26,39					46,97		43409	

DENOMINAZIONE E QUOTE			γ'	PROVA CELLA TRIASSIALE CID				COMPRESSIONE MONOASSIALE			
CAMPAGNA	VIADOTTO	Camp.		c'	ϕ'	σ_1	σ_3	UCS	cu	E50	v50
(-)	(-)	(-)	(kN/mc)	(kPa)	(°)	(MPa)	(Mpa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)
2015	Vaccarini	L1	26,41	18,11	46,40	95,10	1,00				
2015	Vaccarini	L2	26,41	18,11	46,40	101,78	2,00				
2015	Vaccarini	L3	26,55			117,11	5,00	92,88		54446	
2015	Vaccarini	L4	26,41	18,11	46,40	129,25	7,00				
2015	Vaccarini	L5	26,41	18,11	46,40	152,17	10,00				
2015	Vaccarini	L6	26,47					97,42		54856	
2015	Vaccarini	L7	26,31					87,03		48352	
2015	Vaccarini	L8	26,41	18,11	46,40						
2015	Vaccarini	L9	26,63					91,26		52446	
2015	Vaccarini	L10	26,34					98,81		55697	
2015	Le Monache	L1	26,41	19,70	45,80	102,48	1,00				
2015	Le Monache	L2	26,36					92,50		49751	
2015	Le Monache	L3	26,41	19,70	45,80	105,01	2,00				
2015	Le Monache	L4	26,36					85,77		47468	
2015	Le Monache	L5	26,41	19,70	45,80	125,40	5,00				
2015	Le Monache	L6	26,41	19,70	45,80	135,90	7,00				
2015	Le Monache	L7	26,41	19,70	45,80	156,40	10,00				
2015	Le Monache	L8	26,52					94,54		51724	
2015	Le Monache	L9	26,49					85,36		50000	
2015	Le Monache	L10	26,56					97,16		53571	
2015	Le Pastena	L1	26,41	17,30	45,20	87,20	1,00				
2015	Le Pastena	L2	26,56					90,41		50004	
2015	Le Pastena	L3	26,57					96,99		53646	
2015	Le Pastena	L4	26,45					98,37		53523	
2015	Le Pastena	L5	26,41	17,30	45,20	93,57	2,00				
2015	Le Pastena	L6	26,41	17,30	45,20	112,39	5,00				
2015	Le Pastena	L7	26,37					96,20		50366	
2015	Le Pastena	L8	26,51					99,30		58001	
2015	Le Pastena	L9	26,41	17,30	45,20	124,66	7,00				
2015	Le Pastena	L10	26,41	17,30	45,20	142,00	10,00				

DENOMINAZIONE E QUOTE			γ'	PROVA CELLA TRIASSIALE CID				COMPRESSIONE MONOASSIALE			
CAMPAGNA	VIADOTTO	Camp.		c'	ϕ'	σ_1	σ_3	UCS	cu	E50	v50
(-)	(-)	(-)	(kN/mc)	(kPa)	(°)	(MPa)	(Mpa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(-)
2015	Valle Orsara	Cr1/1	26,56					47,39		44626	
2015	Valle Orsara	Cr1/2	26,67					53,05		50719	
2015	Valle Orsara	Cr1/3	26,60	11,60	42,50	56,73	1,00				
2015	Valle Orsara	Cr1/4	26,60	11,60	42,50	61,54	2,00				
2015	Valle Orsara	Cr1/5	26,60	11,60	42,50	75,97	5,00				
2015	Valle Orsara	Cr1/6	26,60	11,60	42,50	86,58	7,00				
2015	Valle Orsara	Cr1/7	26,60	11,60	42,50	102,57	10,00				
2015	Piletta	Cr1	26,39					69,31		46960	
2015	Piletta	Cr2	26,57					45,94		40869	
2015	Piletta	Cr3	26,59					36,33		42141	
2015	Piletta	Cr4	26,48					37,76		41583	
2015	Piletta	Cr5	26,65					44,81		44810	
2015	Fuggeto	Cr1	26,58					26,47		39990	
2015	Fuggeto	Cr2	26,52					31,12		46035	
2015	Fuggeto	Cr3	26,76					70,25		55058	
2015	Fuggeto	Cr4	26,61					91,04		59191	

4.3 Campagna di indagini 2017

Nel mese di marzo del 2017 è stato condotto un rilievo geologico strutturale in un'area sufficientemente estesa al fine di valutare le caratteristiche dell'ammasso roccioso affiorante nell'area in esame; i rilievi sono stati effettuati su 5 diverse stazioni di misura di cui 3 ubicate sul versante nord, in cui affiorano i calcari micritici (CMS), e 2 a sud sulle scarpate a monte ed a valle delle fondazioni delle pile del viadotto di svincolo dove affiorano invece i calcari a requinie (CIR). Nella *Figura 3* è riportata l'ubicazione delle diverse stazioni di misura con la rappresentazione nel reticolo stereografico di Schmidt dei piani medi delle principali famiglie di discontinuità individuate nel corso dei rilievi. Nella *Tabella 1* sono riportati i valori di resistenza individuati nel corso delle prove di compressione uniassiale eseguite su campioni prelevati nelle zone in cui è stato effettuato il rilievo geostrutturale. mentre in *Tabella 2* è riportato un quadro sintetico con le caratteristiche delle principali famiglie individuate nel corso dei rilievi.

Tabella 1 - Valori ottenuti dalle prove di compressione monoassiale

Provino	D	H	γ	Rc	Es (40%)	v
	mm	mm	g/cm ³	MPa	MPa	-
C1A	94	94	2,7	144,6	-	-
C1B	84	104	2,7	101,2	-	-
C2	84	116	2,7	73,8	66,1	0,25
C3	84	170	2,7	64,2	68,6	0,245
C4	84	135	2,7	93,5	71,6	0,268
C5	84	121	2,7	119,7	51,4	0,242

Tabella 2 - Principali famiglie di discontinuità individuate nei rilievi

GENERAL INFORMATION														
Position		Date		Inspector		Location (Roma 40)								
COMUNE DI TORNIMPARTE (AQ)		21 febbraio 2017		GEOL. ANIBALLI		E	N	Z (m.a.s.l.)						
						238°15'17.64	4678955.03	1050-1100						
LOCATION: AREA DI SEDIME DEI VIADOTTI S. ONOFRIO E TORNIMPARTE - A24 km 85+071														
NATURE AND ORIENTATION OF DISCONTINUITY														
SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)	Persistence	Terminat.	Aperture/Width	Nature of Filling	Strength of Filling	Surface Rough.	Surface Shape	Water Flow	Spacing
1	260/55	1	9	20	280	4	2	6	3	S2	1	3	DRY	4
		2	2	80	100	2	0	1	1	S2	1	3	DRY	2
		3	2	85	190	2	0	1	1	S2	1	3	DRY	2
		1	9	45	260	4	2	6	3	S2	1	3	DRY	4
		2	2	60	100	2	0	1	1	S2	1	3	DRY	2
2	220/60	2	2	80	95	2	0	1	1	S2	1	3	DRY	3
		3	2	85	190	2	0	1	1	S2	1	3	DRY	3
3	230/45	1	9	20	280	4	2	6	3	S2	1	3	DRY	5
		2	2	80	95	2	2	5	1	S2	1	3	DRY	5
		3	2	85	190	2	2	5	1	S2	1	3	DRY	2
4	40/45	1	9	15	280	4	2	6	3	S2	1	3	DRY	2
5	300/30	4	2	89	340	2	2	6	1	S2	1	3	DRY	2
		5	2	85	260	2	2	6	3	S2	1	3	DRY	4
		1	9	15	280	4	2	6	3	S2	1	3	DRY	2
6	2	40	50	2	2	5	1	S2	1	3	DRY	2		

Type	Persistence	Aperture/width	Nature of filling	Compressive strength of infilling MPa
0. Fault zone	1. Very low persistence	<1m	1. Very tight (<0.1 mm)	S1 Very soft clay <0.025
1. Fault	2. Low persistence	1-3 m	2. Tight (0.1-0.25 mm)	S2 Soft clay 0.025-0.05
2. Joint	3. Medium persistence	3-10 m	3. Partly open (0.25-0.5 mm)	S3 Firm clay 0.05-0.10
3. Cleavage	4. High persistence	10-20 m	4. Open (0.5-2.5 mm)	S4 Stiff clay 0.10-0.25
4. Schistosity	5. Very high persistence	>20 m	5. Moderately wide (2.5-10 mm)	S5 Very stiff clay 0.25-0.50
5. Shear			6. Wide (>10 mm)	S6 Hard clay >0.50
6. Fissure			7. Very wide (1-10 cm)	R0 Extremely weak rock 0.25-10
7. Tension Crack			8. Extremely wide (10-100 cm)	R1 Very weak rock 10-5.0
8. Foliation			9. Cavernous (>1m)	R2 Weak rock 5.0-25
9. Bedding				R3 Medium strong rock 25-50
				R4 Strong rock 50-100
				R5 Very strong rock 100-250
				R6 Extremely strong rock >250
Set	Termination	Surface shape	Surface roughness	Spacing
Joint family	0. Neither end visible	1. Stepped	1. Rough	1. Extremely close spacing <20 mm
ex. S1 S2; S3	1. One end visible	2. Undulating	2. Smooth	2. Very close spacing 20 - 60 mm
des RELATIVE	2. Both ends visible	3. Planar	3. Polished	3. Close spacing 60 - 200 mm
the meas.station			4. Slickensided	4. Moderate spacing 200 - 600 mm
				5. Wide spacing 600 - 2000 mm
				6. Very wide spacing 2000 - 6000 mm
				7. Extremely wide spacing >6000 mm

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELLE ROCCE

5.1 Depositi di copertura

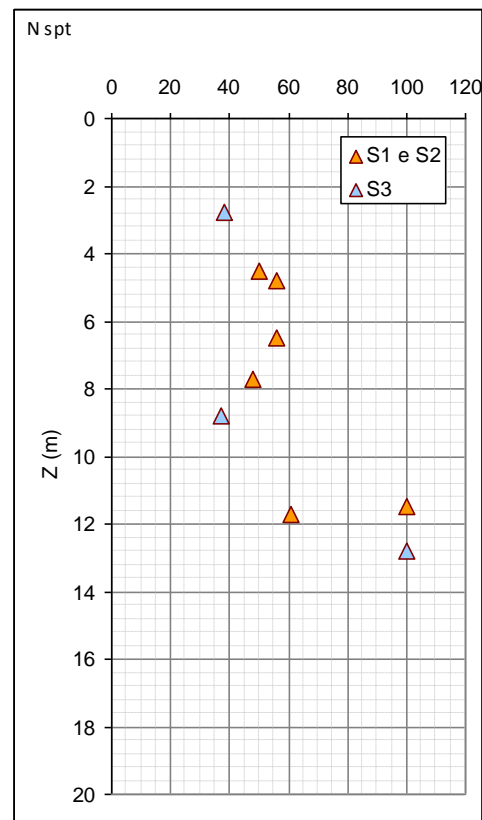
I detriti presenti in corrispondenza del fondo valle provengono dall'alterazione e disgregazione delle pareti rocciose che delimitano la valle.

Il corpo detritico, costituito da clasti eterometrici, si presenta prevalentemente sciolto, con livelli addensati o debolmente cementati.

Questi depositi sono stati indagati con i sondaggi S3 e S4 (campagna 2010) e con la down hole effettuata nel sondaggio S4.

Come anticipato in precedenza, a seguito delle perforazioni di sondaggio sono state eseguite 9 prove SPT (3 per perforazione); di seguito si riporta il dettaglio relativo:

Z	σ'_v	Nspt
m		
4,5	81	50
4,8	86,4	56
6,5	117	56
7,7	138,6	48
11,5	207	100
11,7	210,6	61
2,8	50,4	38
8,8	158,4	37
12,8	230,4	100

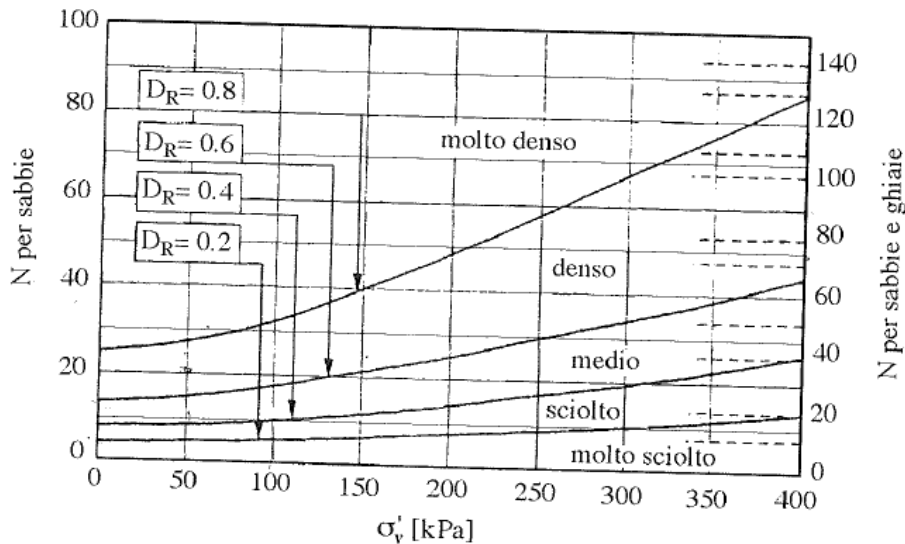


Tali dati risultano essere gli unici a disposizione al fine di pervenire alla parametrizzazione geotecnica del sito, mediante correlazioni di tipo empirico.

Il peso dell'unità di volume al contenuto d'acqua naturale, utile alla corretta applicazione delle correlazioni con il numero di colpi, risulta stimato in 18.2 kN/mc.

Nel corso dell'esecuzione dei sondaggi la falda non è stata individuata.

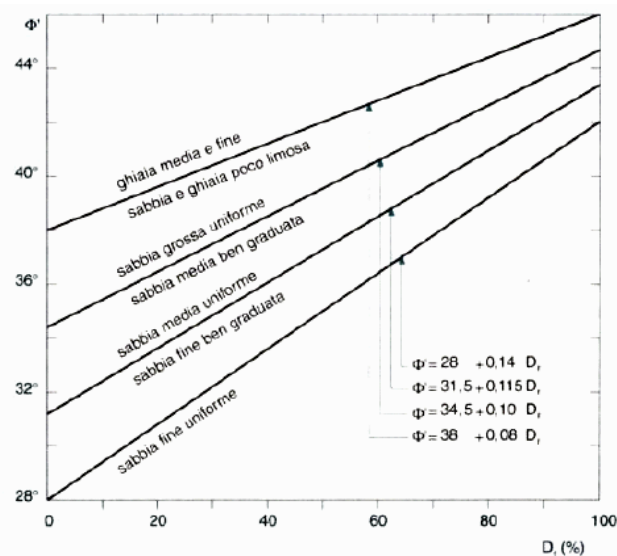
I materiali in esame risultano fortemente addensati, così come emerge dalla correlazione di Gibbs e Holtz, relativa a Sabbie e Ghiaie:



Da cui:

Perfor.	Z	σ'_v	Nspt	Stato di addensamento
	m			%
S1 e S2	4,5	81	50	80
	4,8	86,4	56	82
	6,5	117	56	82
	7,7	138,6	48	71
	11,5	207	100	90
	11,7	210,6	61	73
S3	2,8	50,4	38	72
	8,8	158,4	37	61
	12,8	230,4	100	85

La determinazione degli angoli di attrito di picco del materiale è eseguita adottando la correlazione di Schmertmann (1975), riferita a ghiaia media e fine/sabbia e ghiaia poco limosa:

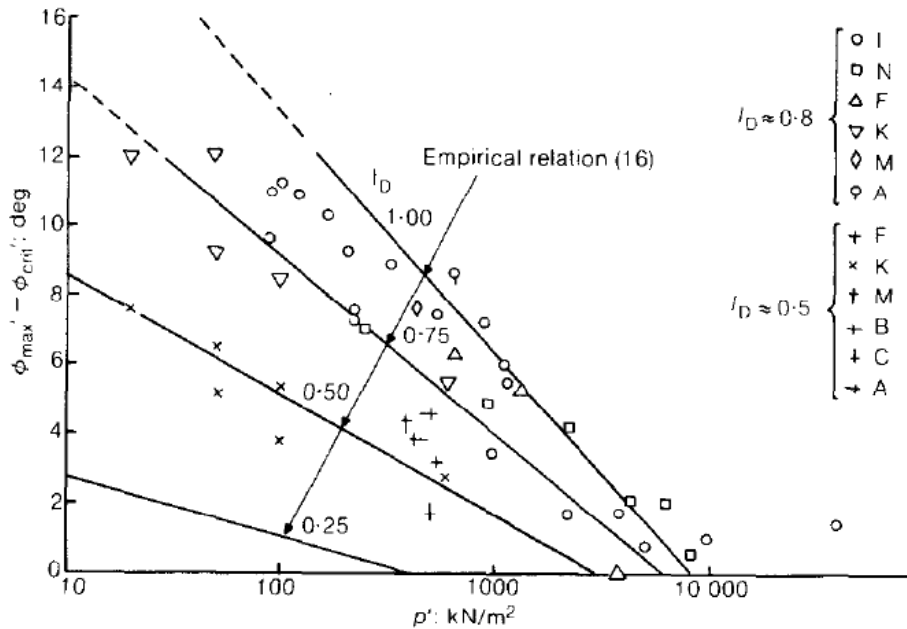


Da cui:

Perfor.	Z	σ'_v	Nspt	Stato di addensamento	ϕ'
	m			%	
S1 e S2	4,5	81	50	80	44,4
	4,8	86,4	56	82	44,6
	6,5	117	56	82	44,6
	7,7	138,6	48	71	43,7
	11,5	207	100	90	45,2
	11,7	210,6	61	73	43,8
S3	2,8	50,4	38	72	43,8
	8,8	158,4	37	61	42,9
	12,8	230,4	100	85	44,8

Il valore medio lungo la profondità risulta pari a 44,2°; in considerazione della ristretta variabilità del dato, come valore caratteristico (stima cautelativa del valor medio) appare congruo prendere quello che approssima il minimo della distribuzione, pari a 42,9°; considerata la circostanza secondo la quale tali valori dovrebbero essere di picco, appare più appropriato diminuire tale valore e considerare (anche in virtù del tipo di fondazione, superficiale), un angolo di attrito che approssimi quello a volume costante (corrispondente a deformazioni maggiori di quelle che possono attingersi al picco).

Verrà pertanto applicata la correlazione di Bolton (1986), relativa a risultati di prove triassiali su sabbie pulite.



I valori di ingresso nel grafico risultano i seguenti:

$$p' = 1000 \text{ kPa}$$

$$I_D = 0.75$$

Da cui:

$$\phi'_{\max} - \phi'_{\text{crit}} = 4^\circ$$

In definitiva, l'angolo di attrito del terreno sarà pari a:

$$\phi' = 38^\circ$$

Profondità	Formazione stratigrafica	γ_n	ϕ'	C'
[m]		[kN/m ³]	[°]	[kPa]
	Ghiaia in matrice sabbio-limosa	18,0	38,0	0,0

5.2 Substrato roccioso

Nell'area in esame affiorano due unità calcaree di età cretacea, poste in contatto tettonico da una faglia ad alto angolo:

- Calcari e marne a Salpingoporella dinarica e charophite (CMS)
- Calcari micritici ciclotemici a requienie (CIR)

Per la caratterizzazione geotecnica delle formazioni carbonatiche si è fatto riferimento ai rilievi geostrutturali ed alle prove di compressione uniassiali realizzate durante la campagna del 2017.

5.2.1 Calcari e marne a salpingoporella dinarica e charophite (cms)

Le principali caratteristiche fisico-meccaniche (massa volumica resistenza a compressione uniassiale) del materiale roccioso sono state determinate dai risultati delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati nei siti dei viadotti adiacenti, caratterizzati dalla presenza di un ammasso roccioso con caratteristiche omogenee a quello presente nel sito in esame. I valori della resistenza a compressione uniassiale presenta un valore medio pari a 74 MPa.

Nella tabella 3 sono riportati i risultati delle prove eseguite sui campioni prelevati nel 2017; i risultati sono in buon accordo con quelli della campagna del 2015..

Tabella 3 - Risultati prove di laboratorio

Provino	D	H	γ	Rc	Es (40%)	μ		D/H	r	σ_c
	mm	mm	g/cm ³	MPa	MPa	-		-	-	Mpa
C1A	94	94	2,7	144,6	-	-		1,000	0,893	129,1
C1B	84	104	2,7	101,2	-	-		0,808	0,931	94,2
C2	84	116	2,7	73,8	66,1	0,25		0,724	0,949	70,0
C3	84	170	2,7	64,2	68,6	0,245		0,494	1,001	64,3

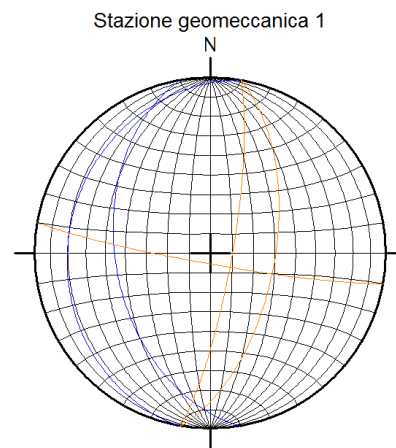
La resistenza a compressione monoassiale del campione viene calcolata dividendo il massimo carico che provoca la rottura per l'area iniziale della sezione trasversale. Nel caso in cui il rapporto tra altezza e diametro del provino (H/D) sia minore di 2, viene applicato un fattore correttivo al valore della resistenza a compressione:

$$\sigma_c = Rc / (0.88 + 0.24D/H)$$

Sugli affioramenti rocciosi adiacenti ai punti di prelievo dei campioni è stato effettuato un rilievo dettagliato dei giunti. I risultati sono rappresentati sulle proiezione stereografiche che seguono in cui sono riportate le ciclografie dei piani medi di ciascuna famiglia di discontinuità.

STAZIONE GEOMECCANICA 1

SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)
1	260/55	1	9	20	280
		2	2	80	100
		3	2	85	190
		1	9	45	260
		2	2	60	100
		3	2	85	190



Reticolo di Schmidt
 Proiezione Equatoriale Equiareale

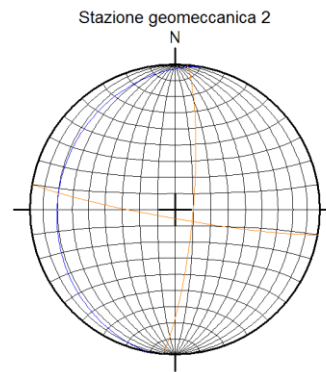






STAZIONE GEOMECCANICA 2

SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)
2	220/60	2	2	80	95
		3	2	85	190
		1	9	20	280

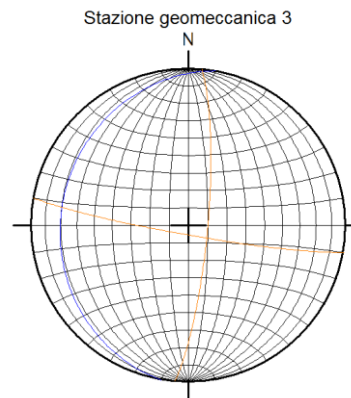

 Reticolo di Schmidt
 Proiezione Equatoriale Equiareale



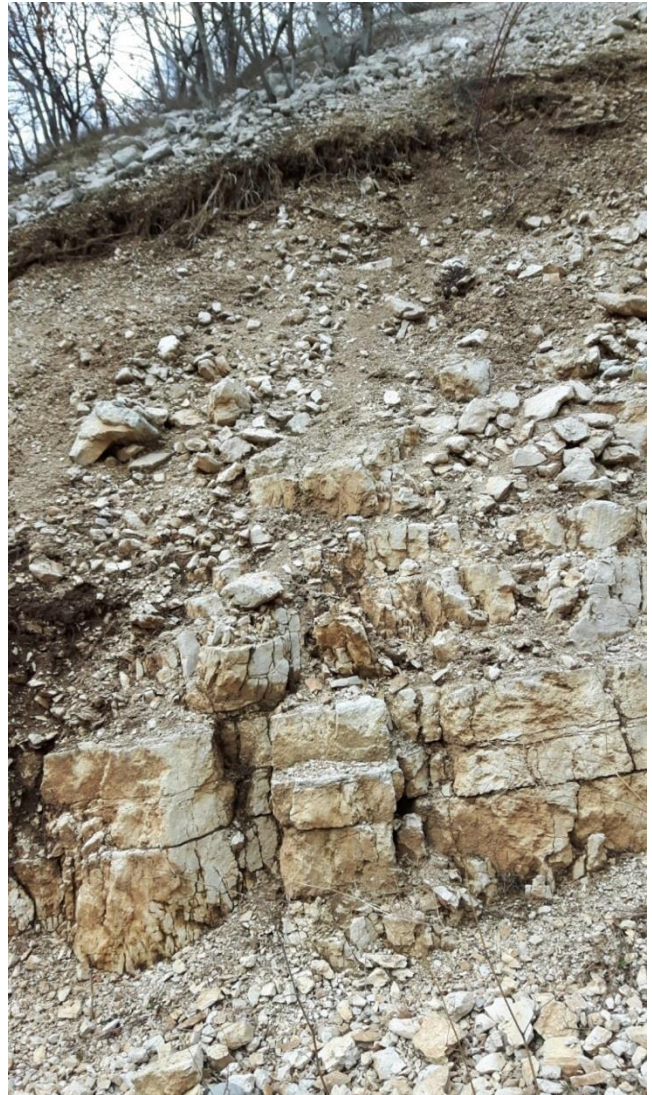



STAZIONE GEOMECCANICA 3

SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)
3	230/45	1	9	20	280
		2	2	80	95
		3	2	85	190


 Reticolo di Schmidt
 Proiezione Equatoriale Equiareale



I dati complessivi del rilievo indicano che l'ammasso è interessato da 3 principali sistemi di discontinuità:

- S1 - piano di stratificazione sub orizzontale con direzione circa perpendicolare alla valle ed immersione verso ovest (giacitura media 260-280/20);
- K1 - sub verticale con direzione circa perpendicolare alla valle, e giacitura media 95-100/80;
- K2 - sub-verticale con direzione parallela alla valle, e giacitura media 200/85.

I giunti verticali si presentano generalmente chiusi, senza riempimento con superfici piane rugose moderatamente alterate.

La spaziatura delle fratture sub verticali è mediamente compresa tra 20 e 200mm, mentre la persistenza è bassa (variabile tra 1 e 3m.)

I piani di stratificazione si presentano generalmente aperti con riempimento di natura non coesiva. Le superfici sono piane e rugose. La spaziatura varia tra 200 e 600mm mentre la persistenza tra 10 e 20m.

Le discontinuità risultano sempre asciutte.

5.2.2 Calcri micritici ciclotemici a requienie (CIR)

Su 2 campioni prelevati sulle pareti in cui affiora il substrato in prossimità del viadotto di svincolo sono stati determinati il peso di volume e la resistenza a compressione monoassiale. Nella Tabella 4 riportati i risultati delle prove effettuate.

Tabella 4 - Risultati prove di laboratorio

Provino	D	H	γ	Rc	Es (40%)	v		D/H	r	σ_c
	mm	mm	g/cm ³	MPa	MPa	-		-	-	Mpa
C4	84	135	2,7	93,5	71,6	0,268		0,622	0,972	90,8
C5	84	121	2,7	119,7	51,4	0,242		0,694	0,955	114,4

Nella stessa zona in cui sono stati prelevati i campioni è stato effettuato un rilievo dettagliato dei giunti. I risultati sono rappresentati sulle proiezione stereografiche delle successive figure in cui sono riportate le ciclografie dei piani medi di ciascuna famiglia di discontinuità.

STAZIONE GEOMECCANICA 4

SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)
4	40/45	1	9	15	280

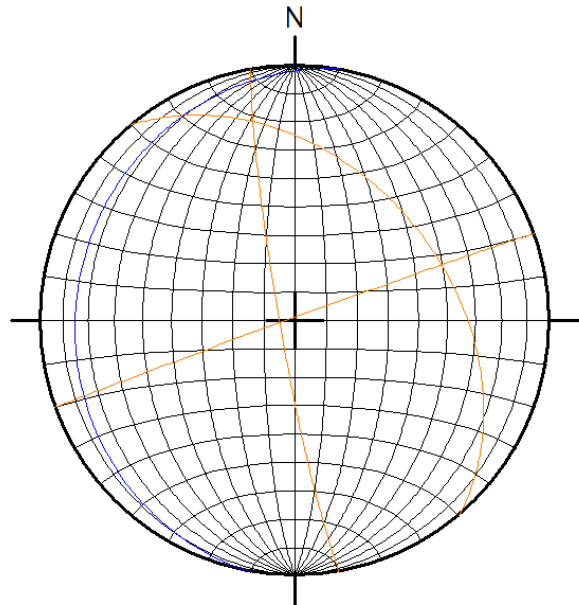






STAZIONE GEOMECCANICA 5

SG	SLOPE (DD/Dip)	Set	Type	Dip (deg)	Dip Direct. (deg)
5	300/30	4	2	89	340
		1	2	85	260
		1	9	15	280
		5	2	40	50







I dati complessivi del rilievo indicano che l'ammasso è interessato da 4 principali sistemi di discontinuità:

- S1 - piano di stratificazione sub orizzontale con direzione circa perpendicolare alla valle ed immersione verso ovest analoghi a quelli rilevati nell'altro versante della valle (giacitura media 280/15);
- K1 - sub verticale con direzione circa perpendicolare alla valle, e giacitura media 340/90;
- K2 - sub-verticale con direzione parallela alla valle, e giacitura media 260/85.
- K3 - con giacitura media 50/40.

I piani di stratificazione si presentano generalmente aperti (apertura > 10mm) con riempimento di natura non coesiva. Le superfici sono piane e rugose. La spaziatura varia tra 200 e 600mm mentre la persistenza tra 10 e 20m.

L'apertura dei giunti è ampia (compresa tra 2 e 10mm), le superfici sono piane, rugose e moderatamente alterate,

La spaziatura delle fratture sub verticali è mediamente compresa tra 60 e 200mm, mentre la persistenza è variabile tra 1 e 3m.

Le discontinuità risultano sempre asciutte.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Le proprietà meccaniche dell'ammasso roccioso dipendono sia dalle caratteristiche del materiale roccioso intatto sia dalle discontinuità. Nella letteratura tecnica sono presenti numerose classifiche che permettono di formulare un giudizio sulla "qualità" dell'ammasso sulla base di alcuni parametri indici. I due sistemi di classificazione più utilizzati sono il "Rock Mass Rating" (indice RMR) di Bieniawski (1984, 1989) ed il "Rock tunnelling quality index" (indice Q) di Barton (1974). Nella tabella 6 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 5 - Classifica ammasso roccioso secondo Bieniawski

PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE									
PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	Resistenz a roccia intatta	Carico puntuali	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Non applicabile		
		Compres. unissiale	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Indice		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Indice		20	17	13	8	3		
3	Spaziatura giunti		> 2 m	0.6 - 2 m	200- 600mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Indice		20	15	10	8	5		
4	Condizione giunti		Superfici molto scabre, non continue. Chiusi. Pareti della roccia non alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia legg. alterate	Superfici legg. scabre Apertura < 1 mm Pareti della roccia alterate	Superfici lisce o riempimento < 5 mm o aper 1-5 mm Giunti cont.	Riempimento tenero > 5 mm o Apertura > 5 mm Giunti continui		
	Indice		30	25	20	10	0		
5	Condiz ioni idraulic he	Afflusso per 10m lung. tunnel	Assente	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(pressione nei giunti) / (soll. Nat. in situ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		Condizioni generali	Completam. asciutto	Umido	Bagnato	Stillicidio	Flusso		
	Indice		15	10	7	4	0		
FATTORI CORRETTIVI FUNZIONE DELL'ORIENTAZIONE DEI GIUNTI									
Direzione e immersione			Molto favorevole	Favorevole		Sfavorevole	Molto sfavorevole		
Indice	Gallerie e miniere		0	-2	-5	-10	-12		
	Fondazioni		0	-2	-7	-15	-25		
	Pendii		0	-5	-25	-50			
CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO									
Indice			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Classe			I	II	III	IV	V		
Descrizione			Molto buona	Buona	Discreta	Scadente	Molto scadente		

Nel 1995 Hoek et al. hanno introdotto l'indice GSI (Geological Strength Index) basato sulle caratteristiche geolitologiche e strutturali della formazione e sulle condizioni delle superfici di discontinuità dell'ammasso. Per valutare l'indice di "qualità" intrinseca dell'ammasso Hoek et al. (1995) suggeriscono di utilizzare la versione della classifica RMR proposta da Bieniawski nel 1989, attribuendo all'indice che tiene conto dell'entità dell'afflusso di acqua un valore pari a 15. Nella stima del valore intrinseco dell'RMR non viene inoltre applicato alcun fattore correttivo relativo all'orientazione delle discontinuità. Dal valore dell'RMR così determinato può essere ricavato l'indice GSI utilizzando la seguente espressione:







$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Visto i risultati delle prove di laboratorio e considerate le caratteristiche dei giunti, ai fini della classificazione dell'ammasso roccioso le due formazioni carbonatiche di origine marina sono state analizzate come un'unica formazione denominata *Formazione Calcarea*.

Nella Tabella 6 sono riportate i valori minimi e massimi dei parametri che contribuiscono alla classificazione dell'ammasso.

Tabella 6 - Classificazione dell'ammasso roccioso in esame

Formazione calcarea	
Res. Compr. Unias. (MPa)	64 ÷ 129
<i>Indice (min – max)</i>	<i>7 ÷ 12</i>
RQD (%)	20 ÷ 50
<i>Indice (min – max)</i>	<i>3 ÷ 8</i>
Spaziatura discontinuità (cm)	20 ÷ 600
<i>Indice (min – max)</i>	<i>5 ÷ 10</i>
Condizioni discontinuità	Superfici piane rigose con riempimento da assente a > 5mm (di natura non coesiva)
<i>Indice (min – max)</i>	<i>5 ÷ 15</i>
RMR₈₉ (min – max)	35 ÷ 60
GSI (min – max)	30 ÷ 55

Geological strength index for jointed rocks (Hoek and Marinos, 2000)	SURFACE CONDITIONS				
	VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
STRUCTURE	DECREASING SURFACE QUALITY →				
 INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
 VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60			
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			50		
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			40		
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes			30	20	
	N/A	N/A			10

La resistenza dell'ammasso può essere espressa in termini di sollecitazioni principali efficaci σ_1' e σ_3' mediante il criterio non lineare di Hoek e Brown (1980):

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$$

In cui

σ_c indica la resistenza a compressione uniassiale del materiale roccioso;

m_b, s ed a sono costanti che caratterizzano l'ammasso roccioso.

La resistenza a compressione uniassiale σ_c può essere determinata da prove di laboratorio su campioni di roccia intatta oppure, in assenza di prove dirette, da indicazioni reperibili in letteratura (Hoek, 1983; Doruk, 1991; Hoek et al., 1992).

Per quanto riguarda le costanti m_b, s ed a , Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) hanno proposto le seguenti relazioni con l'indice GSI:

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

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

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


in cui m_i è una costante che caratterizza il materiale roccioso, determinata mediante prove triassiali di laboratorio o stimata dai dati di letteratura, e D è un fattore variabile tra 0 e 1 che dipende dal grado di disturbo dovuto alle operazioni di scavo e al detensionamento dell'ammasso (0 per un ammasso indisturbato, 1 per un ammasso molto disturbato).

La stima del modulo elastico dell'ammasso è stata effettuata utilizzando invece la relazione proposta da Serafim e Pereira (1983), successivamente modificata da Hoek (2002):

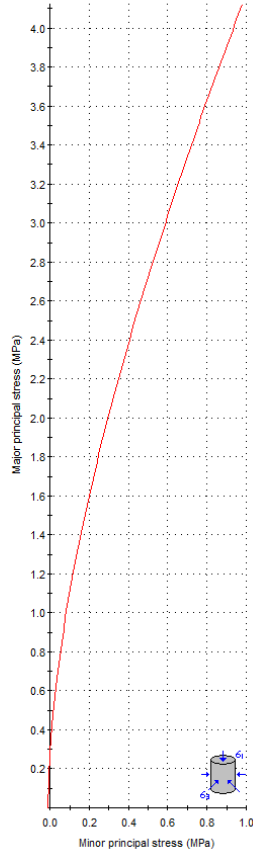
$$E(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{100}\right)^{0.5} \cdot 10 \cdot \exp\left(\frac{GSI - 10}{40}\right)$$

Nelle verifiche geotecniche si è preferito far riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb, più noto e più diffuso rispetto a quello di Hoek. I parametri di resistenza (coesione e angolo di attrito) sono stati determinati linearizzando la curva di Hoek e Brown con la procedura proposta dallo stesso Hoek (2002) ed implementata nel programma RocLab, considerando un pendio di altezza media pari a 50m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 214 kPa ed un angolo di attrito di 34° circa. Il modulo elastico dell'ammasso è risultato pari a 1800 MPa.

Hoek-Brown Classification	
sigci	60 MPa
GSI	30
mi	10
D	0.7
Ei	50000 MPa
MR	
Hoek-Brown Criterion	
mb	0.214
s	3.93e-5
a	0.522
Failure Envelope Range	
Application:	Slopes
sig3max	0.9806 MPa
Unit Weight	0.025 MN/m3
Slope Height	50 m
Mohr-Coulomb Fit	
c	0.214 MPa
phi	34.33 deg
Rock Mass Parameters	
sigt	-0.011 MPa
sigc	0.300 MPa
sigcm	3.240 MPa
Erm	1798.16 MPa
Copy Data	
 www.rocscience.com	

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial comp. strength (sigci) = 60 MPa
 GSI = 30 mi = 10 Disturbance factor (D) = 0.7
 intact modulus (Ei) = 50000 MPa

Hoek-Brown Criterion

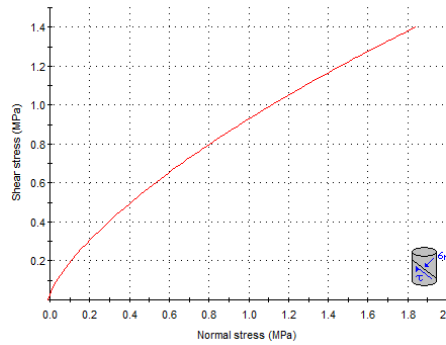
mb = 0.214 s = 3.93e-5 a = 0.522

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.214 MPa friction angle = 34.33 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.011 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.300 MPa
 global strength = 3.240 MPa
 deformation modulus = 1798.16 MPa



7. VERIFICHE GEOTECNICHE

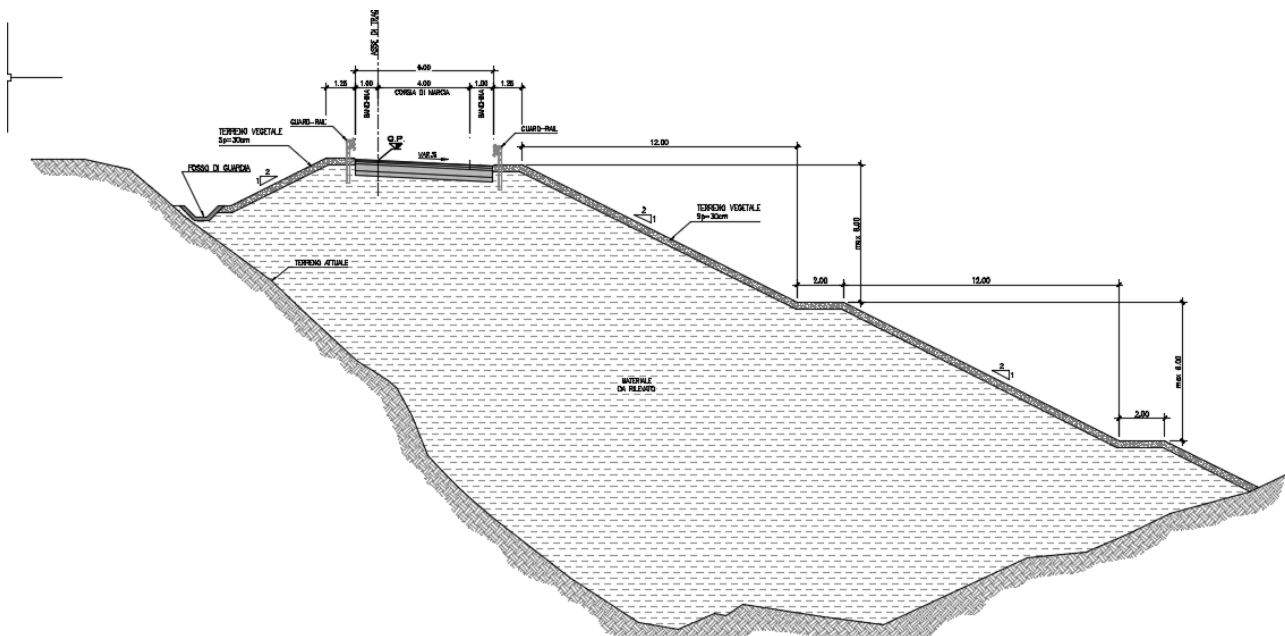
Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in progetto riguardano la stabilità del rilevato con cui viene realizzata la nuova rampa di svincolo, la stabilità delle pareti di scavo previste per la realizzazione della galleria artificiale e per la demolizione dell'imbocco della galleria San Rocco ed il dimensionamento della paratia provvisoria necessaria per costruire in 2 fasi (mantenendo il traffico su un'unica carreggiata) la galleria artificiale che sottopassa l'autostrada.

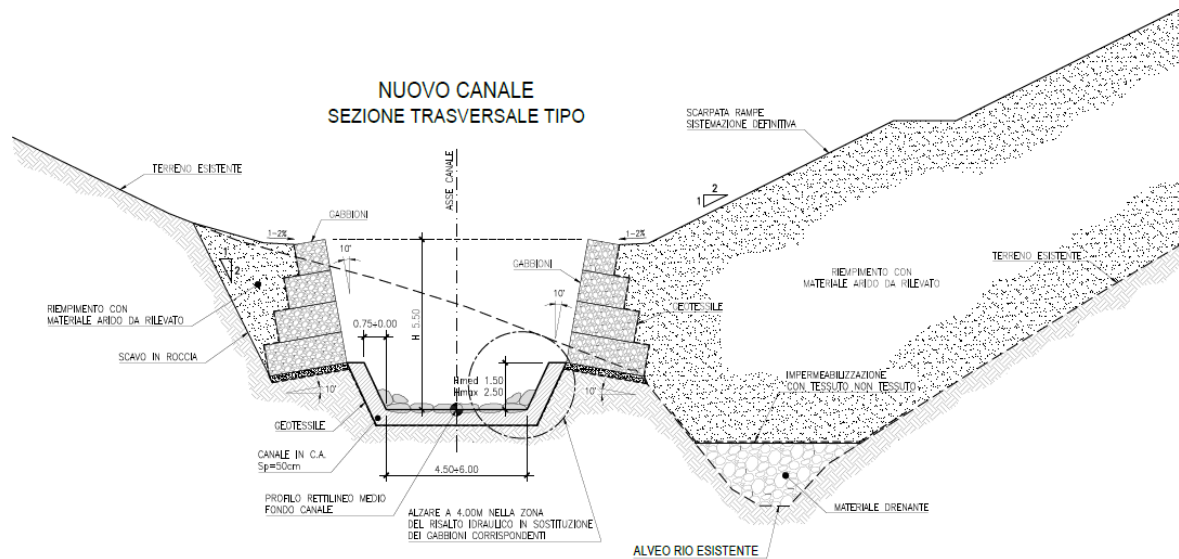
Nei successivi paragrafi vengono descritti i criteri di calcolo ed i risultati delle verifiche geotecniche delle principali opere previste in progetto.

7.1 Verifiche di stabilità globale del rilevato

La rampa di svincolo verrà realizzata in rilevato, con un'altezza massima pari a circa 20m. Le scarpate presentano una pendenza h/b pari a 1:2 ed ogni 6m di altezza vengono interrotte da una banca larga 2m. Superficialmente le scarpate vengono rinverdate mediante la posa di 30cm di terreno vegetale.

Nei tratti in cui è presente il fosso, al piede del rilevato sono stati previsti gabbioni metallici.





Le analisi di stabilità globale del rilevato sono state effettuate utilizzando un modello basato sulla teoria dell'equilibrio limite, implementato nel codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Ltd.

Le verifiche sono state eseguite cercando tra le superfici di scorrimento cinematicamente possibili quella critica alla quale compete il grado di sicurezza più basso. Quest'ultimo viene espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico (ottenuta cioè con i valori caratteristici dei parametri di resistenza), e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale sotto l'azione delle forze agenti (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

Sono state considerate superfici di scorrimento che non attraversano il muro in gabbioni previsto al piede del rilevato; le verifiche di stabilità "interne" del muro in gabbioni sono riportate nel paragrafo successivo.

Per i terreni di fondazione e per quelli che costituiscono il rilevato è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il codice di calcolo consente di tener conto di eventuali elementi di rinforzo presenti nel terreno. Tali elementi vengono schematizzati come delle linee di carico, inserite poi nella formulazione delle equazioni dell'equilibrio.

Nelle analisi il rinforzo può essere visto come riduzione delle forze destabilizzanti o, alternativamente, come incremento della resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento.

Nel programma SLOPE/W il taglio mobilitato alla base di ogni striscia è pari alla resistenza a taglio divisa per il fattore di sicurezza.

$$S_m = \frac{S_{soil}}{FS}$$

Se il rinforzo viene considerato come incremento della resistenza, il taglio mobilitato è dato da:

$$S_m = \frac{S_{soil}}{FS} + \frac{S_{reinf}}{FS}$$

In questo modo si ipotizza che la resistenza a taglio del terreno e quella dovuta al rinforzo si mobilitano contemporaneamente e, sia il taglio mobilitato che la resistenza tangenziale dovuta al rinforzo, vengono entrambe divise per il coefficiente di sicurezza globale.

Se il rinforzo viene invece considerato come riduzione delle forze destabilizzanti, si assume che le forze dovute al rinforzo vengono mobilitate immediatamente; con questa ipotesi la resistenza dovuta al rinforzo non viene divisa per il coefficiente di sicurezza globale.

La prima ipotesi viene utilizzata per schematizzare rinforzi duttili (geogriglie), mentre la seconda è appropriata per schematizzare tiranti, chiodi e pali.

Nel caso in esame non sono stati previsti elementi di rinforzo nel corpo del rilevato ma è stata adottata una pendenza delle scarpate pari a $h/b=1/2$ in modo che la stabilità delle stesse fosse garantita con i coefficienti richiesti dalla normativa.

Le verifiche delle condizioni di stabilità sono state effettuate sia in condizioni statiche sia in presenza di un evento sismico. L'azione sismica, tipicamente dinamica, è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità per tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forze possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = \pm k_v \cdot W$ con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta \cdot a_{\max} / g \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove β è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, a_{\max} l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito e g l'accelerazione di gravità.

L'opera oggetto di verifica è ubicata nel comune di Tornimparte (AQ).

La vita nominale dell'opera è di 50 anni, mentre la classe d'uso è la 4, da cui:

$$C_u = 2.00 \qquad V_r = 100$$

Categoria di sottosuolo B Coefficiente topografico T2

L'area nel quale è ubicato il viadotto è compresa entro i seguenti punti di reticolo:

Viadotto S. Onofrio	26748	26749	26970	26971
---------------------	-------	-------	-------	-------

	Vita nominale	Classe d'uso	Coeff. Cu	Periodo di riferimento (Vr)				
	50	4	2,00	100				
<hr/>								
Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	a_g inf	Tr inf	a_g sup	Tr sup	a_g
Stati limite di esercizio	SLO	81%	60	0,101188411	50	0,119410697	72	0,110
	SLD	63%	101	0,138871601	101	0,138871601	101	0,139
Stati limite ultimi	SLV	10%	949	0,25571509	475	0,328197802	975	0,325
	SLC	5%	1950	0,328197802	975	0,44682652	2475	0,413
<hr/>								
Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	F_0 inf	Tr inf	F_0 sup	Tr sup	F_0
Stati limite di esercizio	SLO	81%	60	2,33	50	2,32	72	2,325
	SLD	63%	101	2,3	101	2,3	101	2,300
Stati limite ultimi	SLV	10%	949	2,36	475	2,402788931	975	2,401
	SLC	5%	1950	2,402788931	975	2,457211069	2475	2,443
<hr/>								
Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	T_c^* inf	Tr inf	T_c^* sup	Tr sup	T_c^*
Stati limite di esercizio	SLO	81%	60	0,28	50	0,29	72	0,285
	SLD	63%	101	0,292228598	101	0,292228598	101	0,292
Stati limite ultimi	SLV	10%	949	0,34	475	0,36	975	0,359
	SLC	5%	1950	0,36	975	0,377211069	2475	0,373

I valori dei coefficienti sismici K_h e K_v , relativamente allo SLU di salvaguardia della vita (SLV), risultano essere i seguenti, avendo imposto per β il valore:

$$\beta = 0.28$$

FRONTI DI SCAVO

Stati limite		β_m	a_g	S_s	S_t	a_{max}	K_h	K_v
Stati limite di esercizio	SLO	0,24	0,110	1,20	1,2	0,159	0,0381	0,0190
	SLD	0,24	0,139	1,20	1,2	0,200	0,0480	0,0240
Stati limite ultimi	SLV	0,28	0,325	1,09	1,2	0,424	0,1188	0,0594
	SLC	0,28	0,413	1,00	1,2	0,495	0,1387	0,0694

Nel caso in esame i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono risultati pari a:

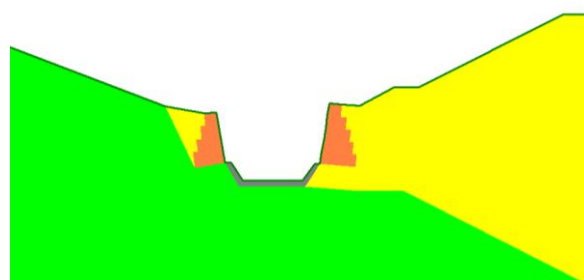
$$K_h = 0.1188$$

$$K_v = 0.0594$$

Le analisi di stabilità sono state condotte prendendo in esame la sezione più gravosa, considerando un sovraccarico in testa al rilevato pari a 20 kPa in condizioni statiche e 10 kPa in condizioni sismiche.

Nelle figure che seguono sono raffigurate le stratigrafie di calcolo mentre nella tabella che segue sono riportate le caratteristiche geotecniche assunte nelle analisi per le diverse unità geotecniche individuate (nelle verifiche di stabilità globale è stato imposto che le superfici di scorrimento non

intersechino i gabbioni).



Parametri geotecnici di progetto

	Rilevato	Ammasso roccioso fratturato	CLS
Peso di volume (kN/m ³)	19	25	25
Coesione (kPa)	2	50	500
Angolo di attrito (°)	38	30	45

Il minimo coefficiente di sicurezza risulta pari a 1.54 in condizioni statiche e 1.18 in condizioni sismiche; nelle figura successiva sono rappresentate le superfici di scorrimento più critiche e quella a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo.

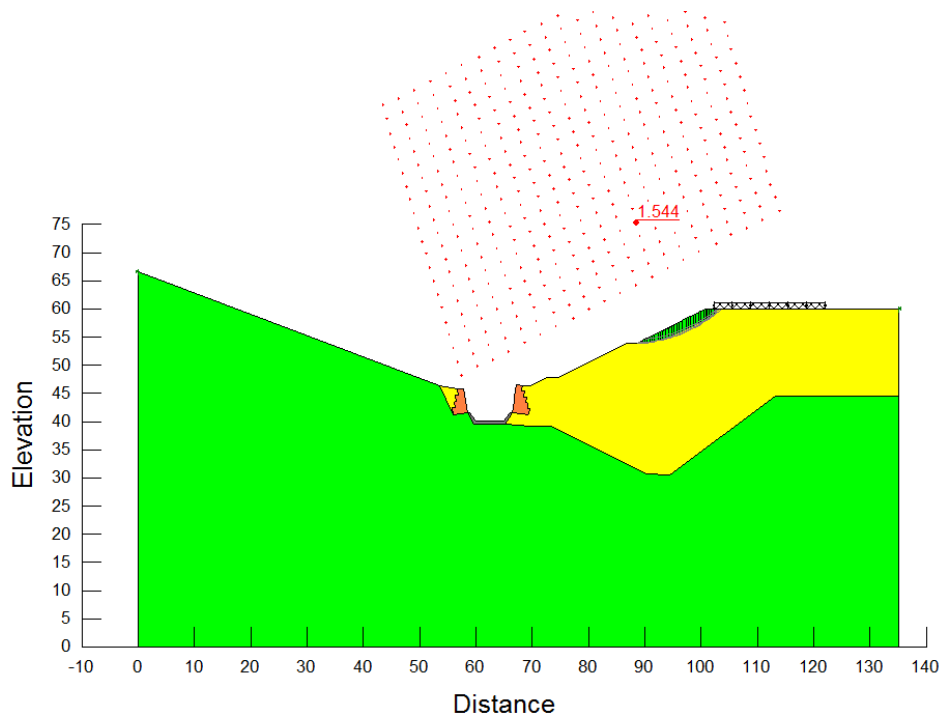


Figura 6 -Risultati Analisi Condizioni statiche - F=1.54

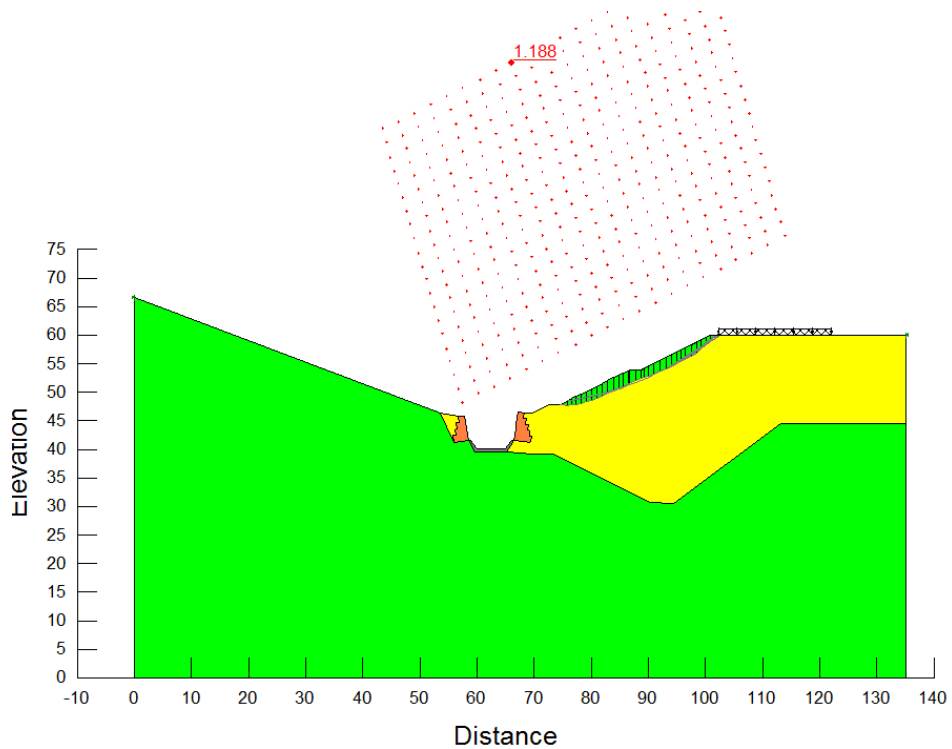


Figura 7 -Risultati Analisi Condizioni sismiche (+kv) - F=1.18

7.2 Verifiche di stabilità “interna” del muro in gabbioni

I gabbioni sono strutture scatolari realizzate in rete metallica tessuta con filo di ferro galvanizzato a caldo con rivestimento in lega Zinco-Alluminio. Le strutture scatolari vengono riempite in cantiere con pietrame di idonee caratteristiche e pezzatura (fra 15 e 25 cm). L'inerte deve essere posato in modo tale da garantire il raggiungimento delle corrette caratteristiche di peso, porosità, forma della struttura e mutuo incastro del materiale lapideo.

La struttura in gabbione sfrutta la mutua interazione tra pietrame e rete metallica, agendo come un insieme solidale e monolitico. Risultano quindi fondamentali le quantità e qualità delle legature interne che permettono al sistema la corretta ed efficace ripartizione delle spinte e dei carichi.

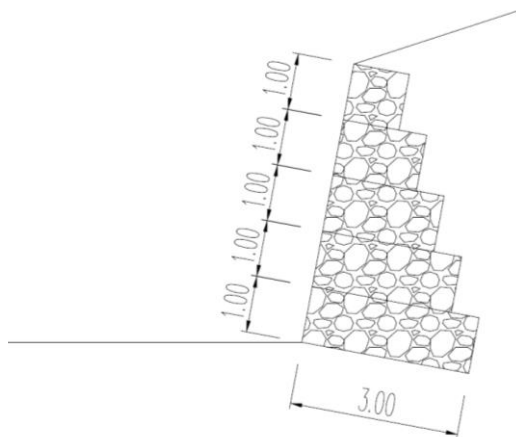


Figura 8 - Geometria del muro in gabbioni

Le analisi sono state eseguite conformemente al decreto 14 Gennaio 2008 “Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2008), con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura).

Le verifiche si intendono soddisfatte se avviene il rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, con E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto e R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche geotecniche di stabilità interna sono state condotte con riferimento ai seguenti meccanismi di stato limite:

- Verifica di scorrimento fra i gabbioni;
- Verifica di ribaltamento dei singoli gabbioni;
- Verifica di schiacciamento dei singoli gabbioni;

Le verifiche di stabilità globale sono descritte nel paragrafo precedente.

Le verifiche nei confronti dello scorrimento, ribaltamento e della verifica di schiacciamento dei

gabbioni sono state effettuate secondo la combinazione A1+M1+R3 dell'Approccio 2.

Lo stato limite di ribaltamento, coerentemente con quanto disposto al §6.5.3.1.1 di NTC 2008, non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione ed è stato trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), secondo le combinazioni EQU+M2.

Nelle analisi si è tenuto conto dei coefficienti parziali sulle azioni (γ_F), sui parametri geotecnici (γ_M), e di quelli operanti sulla resistenza globale del sistema opera-terreno rispettivamente per le verifiche di stabilità globale e per le verifiche di schiacciamento, scorrimento, ribaltamento, resistenza interna (vedi tabelle che seguono).

Tabella 7 - Coefficienti parziali per le azioni γ_F

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F	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 8 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Resistenza non drenata	S_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 9- Coefficienti parziali sul sistema geotecnico γ_R per le verifiche di stabilità globale.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 10- Coefficienti parziali sul sistema geotecnico γ_R

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno di valle	1.0	1.0	1.4
Resistenza interna	1.0	1.0	1.0

Le verifiche di sicurezza del sistema di gabbioni sono avvenute considerando gli elementi sovrapposti in modo da formare un'unica struttura monolitica assimilabile ad un muro di sostegno.

Nelle analisi sono stati, dunque, impiegate le combinazioni di calcolo e i coefficienti di sicurezza riepilogati nella seguente.

Tabella 11- Scenari di verifica

	Scorrimento A1+M1+R3 SCORRIMENTO	Ribaltamento EQU+M2	Carico limite A1+M1+R3
Coefficiente di sicurezza	1.1	1.0	1.4

I fattori di sicurezza dedotti dal calcolo sono il rapporto fra la resistenza del sistema geotecnico $R_d = R[\gamma_F F_k; X_k/\gamma_M; a_d]$ (ottenuta una volta amplificate le azioni, parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni e tenuto conto della particolare geometria del problema a_d) divisa per il coefficiente parziale sul sistema geotecnico e le azioni di progetto E_d e devono pertanto risultare maggiori dell'unità.

Per i terreni che costituiscono il versante è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Tale approccio consente di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

Nella tabella sottostante sono riportati i parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche.

Tabella 12 - Caratteristiche geotecniche

Unità	c'k (kPa)	φ' k (°)	γ (kN/m3)
Muro in gabbioni	10	38	16
Terrapieno	0	38	19
Terreno di Fondazione	10	38	19

Nella successiva tabella è riportato un quadro di sintesi dei risultati delle verifiche di stabilità interna, per le condizioni sismiche che risultano essere le condizioni più gravose.

H	B	Verifica	Scorrimento	Ribaltamento	Schiacciamento
4	2.50	Sismico	1.41	3.06	3.33

La verifica a schiacciamento interna è stata condotta con il metodo delle tensioni ammissibili, confrontando le tensioni normali agenti con la resistenza a compressione dei gabbioni.

Note le azioni compressive applicate alla sezione di base posso calcolare l'eccentricità:

$$e = M/N = 104.22 / 243.30 = 0.43 \text{ m}$$

Date le caratteristiche di notevole andamento plastico e di resistenza a trazione delle strutture in gabbioni, si può considerare, per tutti i valori della eccentricità e, il valore della tensione massima che agisce data dalla espressione

$$\sigma_{\max} = N / (B - 2e) = 243.30 / (2.50 - 2 \cdot 0.43) = 148.35 \text{ kN/mq} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

La tensione massima va confrontata con quella ammissibile dei gabbioni, che è fornita dalla seguente formula:

$$\sigma_{\text{adm}} = 5\gamma_g - 3 = 5 \text{ kg/cm}^2$$

e quindi

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$FS = \sigma_{\text{adm}} / \sigma_{\max} = 3.33$$

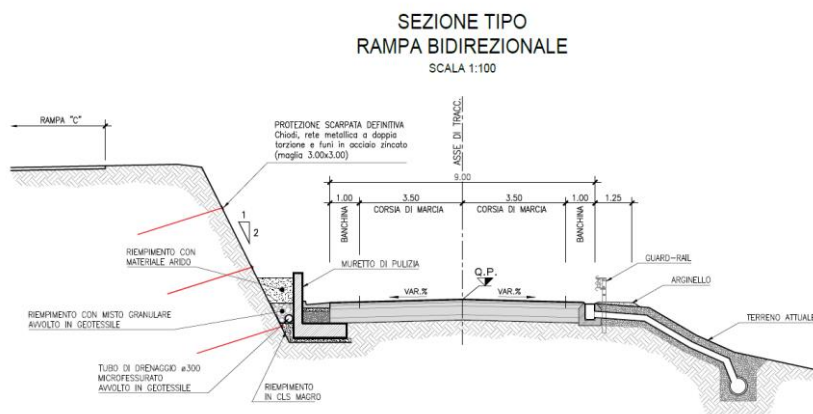
7.3 Cedimenti del rilevato

Il piano di posa del rilevato che costituisce la nuova rampa è costituito da un substrato roccioso fratturato; pertanto i cedimenti sono di modesta entità e si sviluppano durante la fase di costruzione dello stesso.

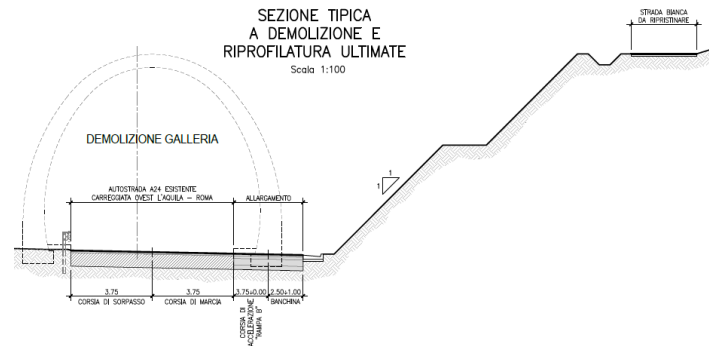
7.4 Verifiche di stabilità delle pareti di scavo

Per gli scavi previsti in progetto sono state utilizzate pendenze delle scarpate diverse in relazione alle caratteristiche dei terreni scavati, all'altezza di scavo ed in funzione del carattere provvisorio o definitivo delle stesse. In particolare per le diverse zone sono state adottate le seguenti pendenze:

- Rampa bidirezionale in approccio al sottopasso: scarpate definitive in roccia fratturata con pendenza $h/b=2/1$; trattandosi di scarpate definitive è stata prevista la protezione mediante chiodi, rete a doppia torsione e funi in acciaio zincato



- Demolizione imbocco Galleria S.Rocco: scarpate definitive in roccia fratturata (pendenza $h/b=1:1$);



Le analisi di stabilità delle pareti di scavo sono state effettuate utilizzando gli stessi criteri e lo stesso codice di calcolo utilizzato per le verifiche di stabilità del rilevato (un modello basato sulla teoria dell'equilibrio limite, implementato nel codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Ltd).

Le analisi di stabilità sono state condotte prendendo in esame, per ogni tratto, la sezione più gravosa.

Per l'ammasso roccioso fratturato è stato assunto un peso di volume di 25 kN/m^3 , un angolo di attrito di 30° e, cautelativamente, una coesione di 50 kPa .

Nelle figure alle pagini seguenti sono rappresentate, per ogni sezione presa in esame, il modello di calcolo, le superfici di scorrimento più critiche e quella a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo, mentre nella successiva tabella sono riportati i coefficienti di sicurezza minimi per le 2 sezioni analizzate.

	statico	sismico
Rampa bidirezionale	1.63	1.38
Demolizione imbocco	1.96	1.66

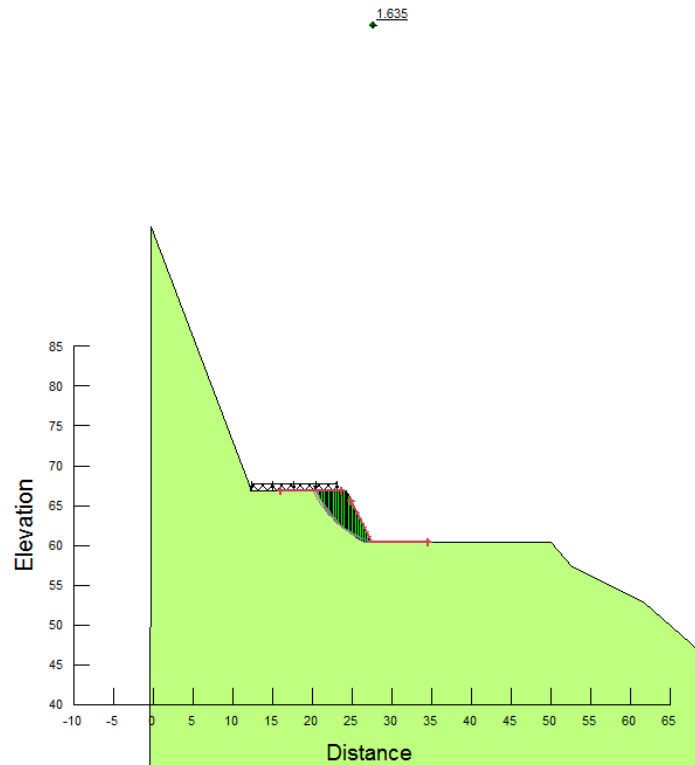


Figura 9 - Scavi rampa bidirezionale -Risultati Analisi statiche- $F=1.63$

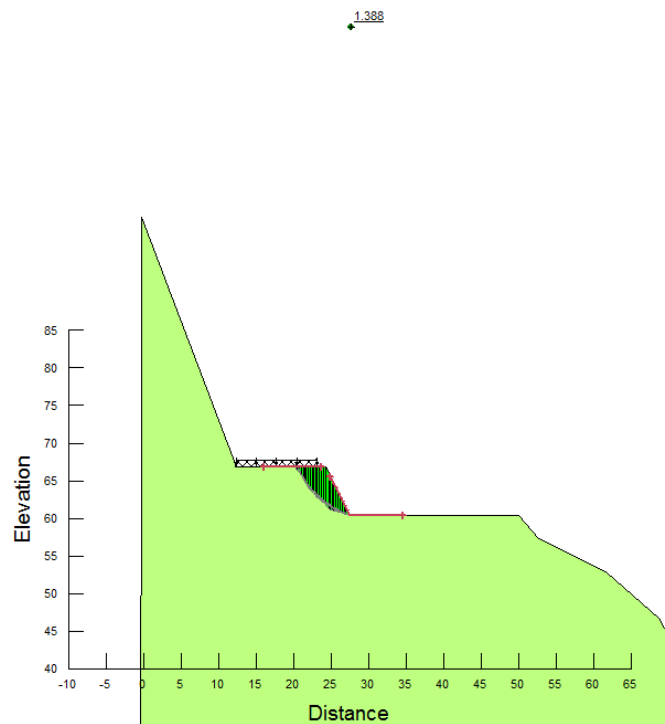


Figura 10 - Scavi rampa bidirezionale Risultati Analisi Condizioni sismiche - $F=1.38$

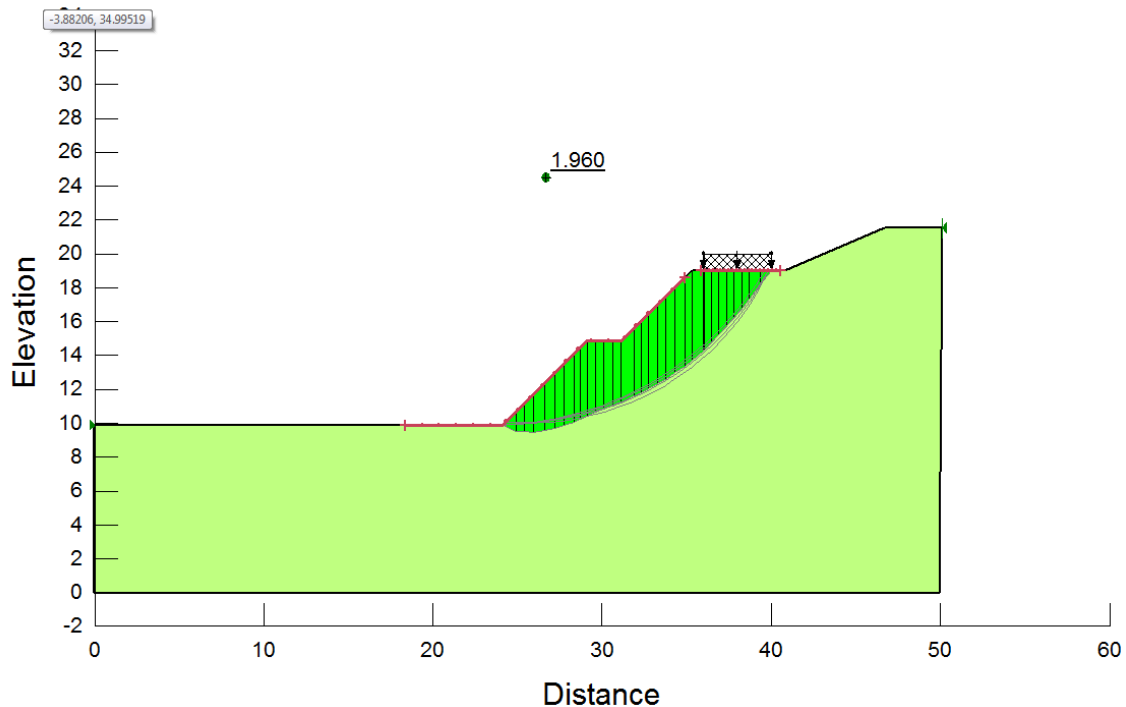


Figura 11 - Scavi Demolizione Imbocco - Risultati Analisi Condizioni statiche - $F=1.96$

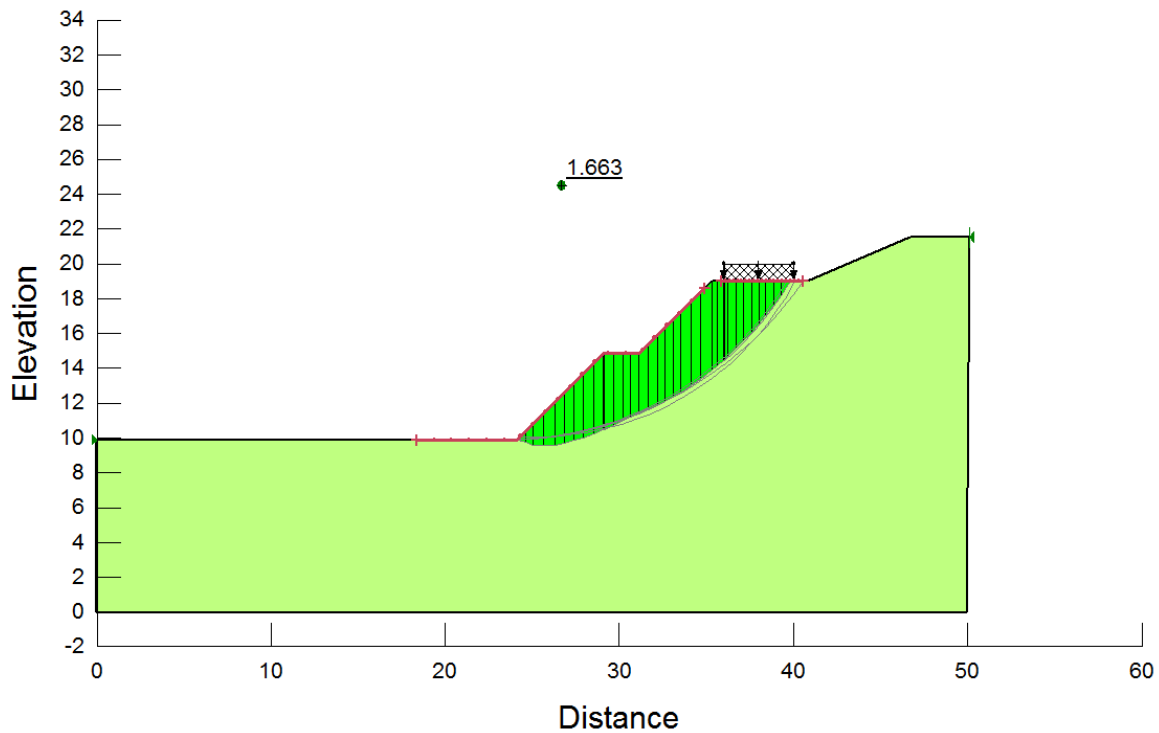


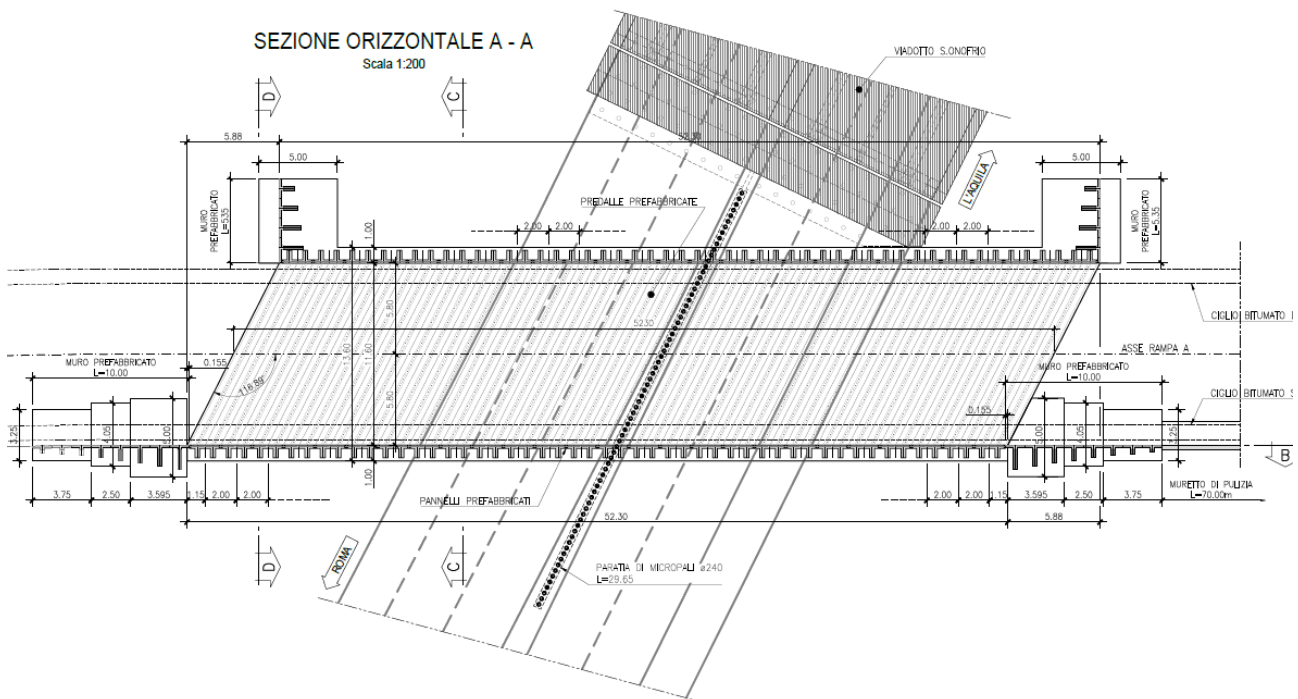
Figura 12 - Scavi Demolizione Imbocco - Risultati Analisi Condizioni sismiche - $F=1.66$

7.5 Verifica paratia di micropali

Gli scavi di sbancamento necessari per la realizzazione del sottopasso verranno realizzati in 2 fasi. Nella prima fase verrà realizzato lo scavo ed il tratto di galleria che sottopassa la carreggiata direzione L'Aquila, spostando il traffico sulla carreggiata direzione Roma; nella seconda fase, dopo aver rinterrato il tratto di scatola precedentemente realizzato, verrà deviato il traffico sulla carreggiata direzione L'Aquila e verrà realizzato lo scavo ed il tratto di galleria artificiale che sottopassa la carreggiata direzione Roma.

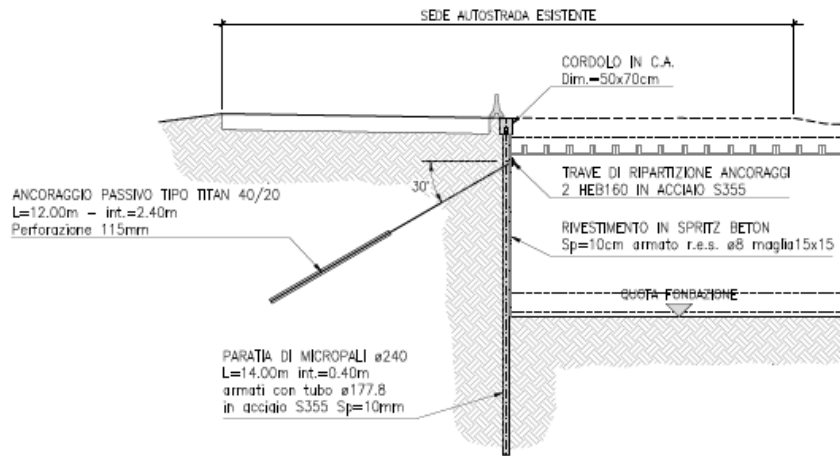
Per poter realizzare gli scavi in due fasi, mantenendo il traffico in esercizio su una carreggiata autostradale è necessario realizzare una paratia in corrispondenza della mezzzeria della carreggiata.

Per il sostegno dello scavo è stata prevista una paratia di micropali ϕ 240mm, armati con tubolare ϕ 177.8mm, spessore 10mm, di lunghezza pari a 10m; la paratia è ancorata al terreno retrostante mediante ancoraggi passivi tipo Titan 40/20, di lunghezza pari a 12m, disposti ad interasse di 2.4m ed inclinati di 30° . La massima altezza di scavo è pari a circa 9.0m



PARTICOLARE PARATIA DI MICROPALI

Scala 1:200



Le analisi di dimensionamento 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
- sfilamento dell'ancoraggio

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia
- raggiungimento della resistenza degli ancoraggi

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 ($\gamma_r=1.25$), mentre risultano unitari i coefficienti γ_r sulla resistenza globale del terreno.

Le analisi sono state condotte prendendo a riferimento la sezione con la massima altezza di scavo ($h_{max}=9.0m$).

Nelle tabelle sottostanti sono descritte le principali caratteristiche geometriche delle sezioni analizzate.

Tabella 13 - Caratteristiche geometriche sezione di calcolo

	Sezione tipo 1
Tipologia	Paratia tirantata
Altezza Paratia da p.c.(m)	14
Altezza max di scavo (m)	9.0
Diametro pali (mm)	240
Tubo di armatura (mm)	ϕ 177.8, sp. 10
Interasse pali (m)	0.40
Ancoraggi	Passivi, tipo titan 40/20
Interasse ancoraggi (m)	2.4

Le analisi sono state effettuate in condizioni di deformazione piana (secondo un piano verticale ortogonale all'asse della strada) utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti PARATIE- di CEAS (ver. 7.0).

Nel codice di calcolo la modellazione dell'interazione terreno-struttura è del tipo "Trave su suolo elastico". La struttura viene schematizzata mediante elementi tipo "trave", definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale, e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno ad un asse ortogonale al piano di riferimento.

Il terreno viene schematizzato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è di tipo elasto-plastico: essa reagisce elasticamente fino ai valori limiti della resistenza, raggiunta la quale, a seconda del verso dello spostamento, assume un valore pari alla spinta attiva o alla spinta passiva del terreno. Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr-Coulomb. La deformabilità della molla è funzione dello stato tensionale a cui risulta sottoposta: in campo elastico essa è definita dalla rigidezza:

$$K = E \cdot D / L$$

dove E è il modulo di elasticità del terreno, L la lunghezza della molla e D l'interasse tra le singole molle. La lunghezza della molla L è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, sia in condizioni di spinta attiva sia di spinta passiva.

Gli ancoraggi sono stati schematizzati mediante elementi elastici caratterizzati da una rigidità assiale definita da:

$$K_t = E \cdot A / (L \cdot i)$$

dove

E = modulo di elasticità del materiale

A = area della sezione trasversale

L = lunghezza

i = interasse

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni che precedono le operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo la relazione $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$, in cui K_0 è il coefficiente di spinta a riposo. A seguito delle operazioni di scavo, o per applicazione di azioni esterne sulla struttura, le reazioni offerte dalla molla aumentano o diminuiscono (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

Per la valutazione del K_0 si utilizza l'espressione: $K_0 = 1 - \text{sen} \phi'$.

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva K_a e K_p sono state utilizzate le espressioni fornite da Caquot e Kerisel, ipotizzando un angolo di attrito tra terreno e struttura pari a $1/2\phi$.

7.5.1 Analisi dei carichi

I carichi di cui si è tenuto conto nelle analisi sono:

Spinta del terreno

I diagrammi di spinta delle terre vengono determinati dal codice di calcolo con riferimento alle caratteristiche geotecniche del terreno ed alle fasi di scavo.

Sovraccarico accidentale

A monte della paratia è stata considerata la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa, che schematizza i mezzi sulla piattaforma autostradale.

Traddandosi di un opere a carattere provvisoriale non si è tenuto conto delle azioni sismiche.

7.5.2 Schematizzazione di calcolo

Le analisi sono state effettuate in condizioni di deformazione piana. Il modello di calcolo utilizzato per valutare lo stato di sforzo e di deformazione nel terreno consente di simulare ogni fase di lavoro, tenendo conto, quindi, dell'evoluzione del regime tensionale e deformativo in ogni "passo" dell'analisi. In particolare nelle analisi svolte sono state schematizzate le seguenti fasi costruttive:

Sezione tipo 1

Fase 0: Costruzione paratia;

Fase 1: Condizione iniziale con piano campagna orizzontale.

Fase 2: Scavo di sbancamento fino a -2.5m da piano campagna; in questa fase è stato considerato un sovraccarico accidentale a tergo della paratia pari a 20 kPa.

Fase 3: Installazione ancoraggio passivo a -2m da p.c.;

Fase 4: Scavo di sbancamento fino a -9.0m da piano campagna (fondo scavo);

Per la sezione analizzata sono state svolte tre distinte analisi:

- La prima (A1-M1), volta al dimensionamento strutturale della paratia e dei tiranti, è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno e i valori caratteristici delle azioni permanenti e l'amplificazione delle azioni variabili ($\gamma_q=1.5/1.3=1.15$). I coefficienti amplificativi del gruppo A1 previsti dalle NTC 08 sono stati applicati direttamente alle sollecitazioni ricavate dalle analisi.
- La seconda analisi (A2-M2), volta alla valutazione dell'instabilità dell'opera per il raggiungimento della resistenza del terreno, è stata effettuata prevedendo l'amplificazione delle azioni variabili ($\gamma_q=1.3$) e la riduzione dei parametri di resistenza a taglio del terreno ($\gamma_r=1.25$).
- La terza analisi (SLE), volta alla valutazione delle deformazioni della struttura è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno e i valori caratteristici delle azioni.

7.5.3 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo

I calcoli sono stati condotti utilizzando i parametri caratteristici del terreno per le analisi STR ed i parametri di resistenza ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, per le analisi GEO. Nelle

tabelle sono riportate la stratigrafia di calcolo ed i valori caratteristici dei parametri utilizzati nei calcoli di dimensionamento.

Nelle analisi è stata considerata, cautelativamente, la presenza di uno strato superficiale di terreno granulare sciolto di spessore 4m poggiate sul substrato roccioso calcareo. La falda acquifera non è presente. Nella successiva tabella è riportata la stratigrafia ed i parametri geotecnici assunti nei calcoli.

Tabella 14 - Stratigrafia e parametri caratteristici del terreno

TERRENO	Prof. da testa cordolo m	γ kN/m ³	c' kPa	ϕ' °	Ev _c /Eur MPa
Terreno detritico	0 ÷ -4.0	19	0	30	20/30
Substrato calcareo	< -4.0	25	50	30	500/500

7.5.4 Risultati delle analisi

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori massimi delle sollecitazioni nei micropali ottenuti dalle analisi A1-M1 ed i coefficienti di sicurezza, in termini di rapporto tra spinta passiva disponibile e quella mobilitata, ottenuti per le diverse fasi di scavo dalle analisi A2-M2.

Lo stato di sollecitazione e deformazione nella paratia è compatibile con le caratteristiche delle strutture previste in progetto. Le analisi svolte per la verifica della stabilità dell'opera nei confronti del collasso per il raggiungimento della resistenza del terreno (A2-M2), mostrano la convergenza delle analisi numeriche, che garantisce le condizioni di equilibrio della paratia.

Sollecitazioni nelle strutture - Analisi A1M1

MICROPALI					
Valori caratteristici a metro lineare		Valori caratteristici per singolo palo		Valori di calcolo per singolo palo	
				(x 1.3)	
Mmax	Tmax	Mmax	Tmax	Mmax	Tmax
kNm/m	kN/m	kNm	kN	kNm	kN
57.9	52.1	23.2	20.8	30.1	27.1

ANCORAGGI		
Valori caratteristici a metro lineare	Valori caratteristici per singolo palo	Valori di calcolo per singolo palo
		(x 1.3)
Nmax	Nmax	Nmax
kN/m	kN/m	kN/m
63	151.2	196.6

Coefficiente di sicurezza - Analisi A2M2

FASE	FS
Fase 4 scavo -9	3.1

Spostamento - Analisi SLE

FASE	D (mm)
Fase 4 scavo -9	20.8

Per illustrare più in dettaglio la situazione statica, nel seguito sono riportate le seguenti rappresentazioni grafiche:

- Schema di calcolo
- Diagramma del momento che agisce sui micropali (valori caratteristici a metro lineare);
- Diagramma del taglio che agisce sui micropali (valori caratteristici a metro lineare);
- Diagramma dello sforzo assiale che agisce sui micropali inclinati (valori caratteristici a metro lineare);
- Diagramma spostamento;

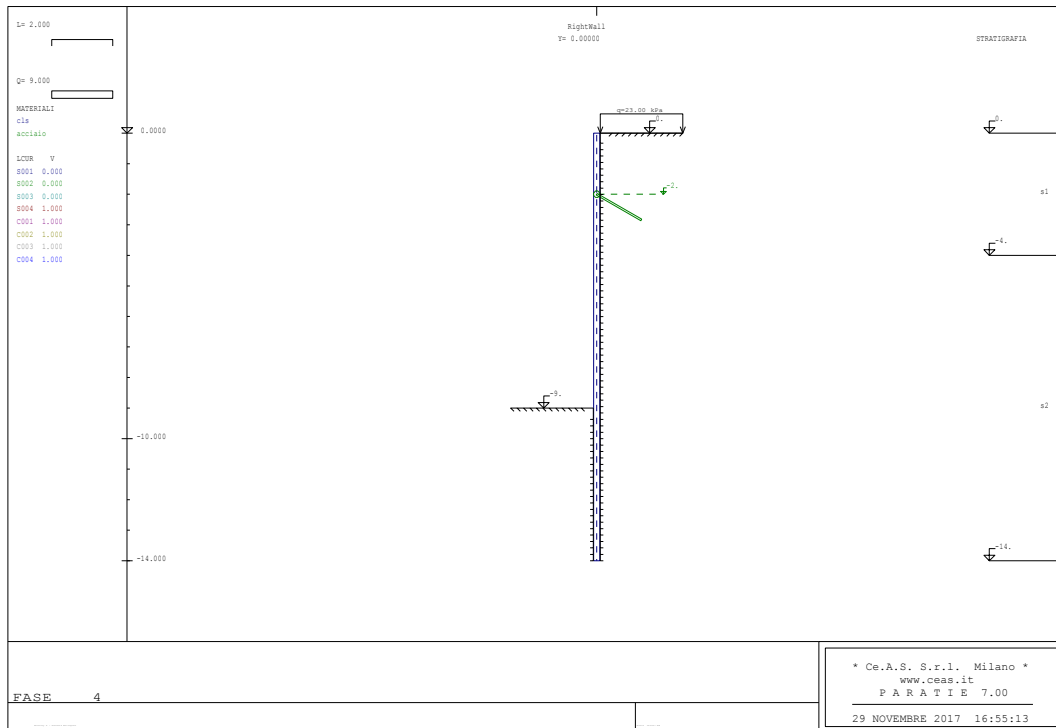


Figura 13 - Modello di calcolo

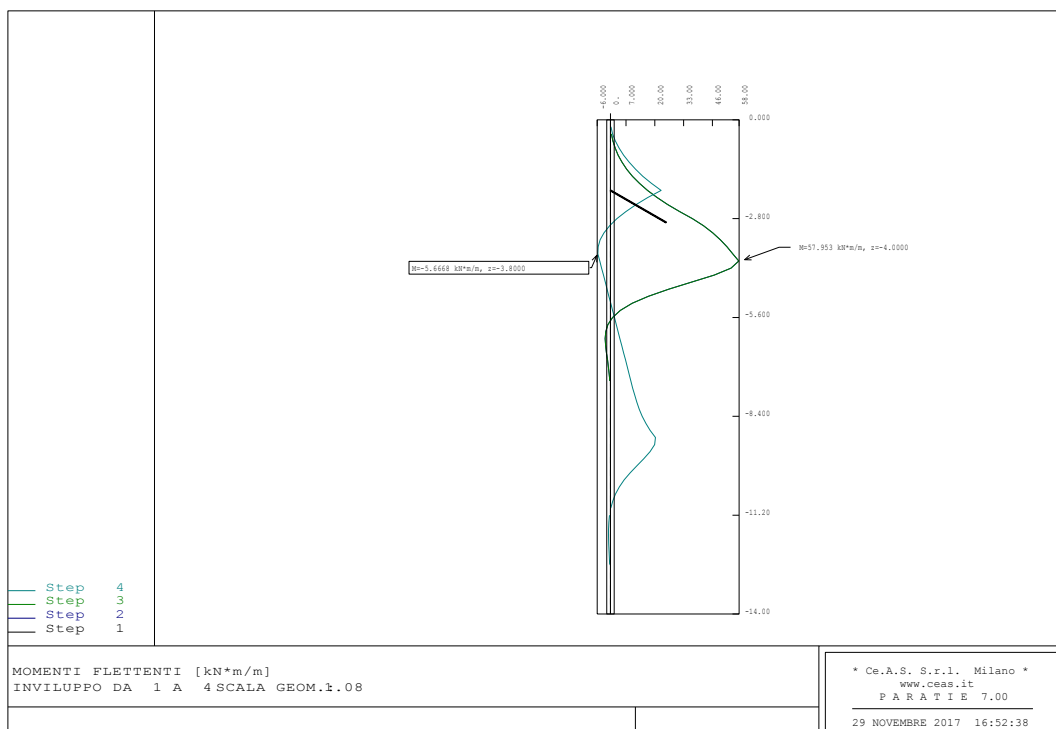


Figura 14 - Momento flettente (valori caratteristici a metro lineare)

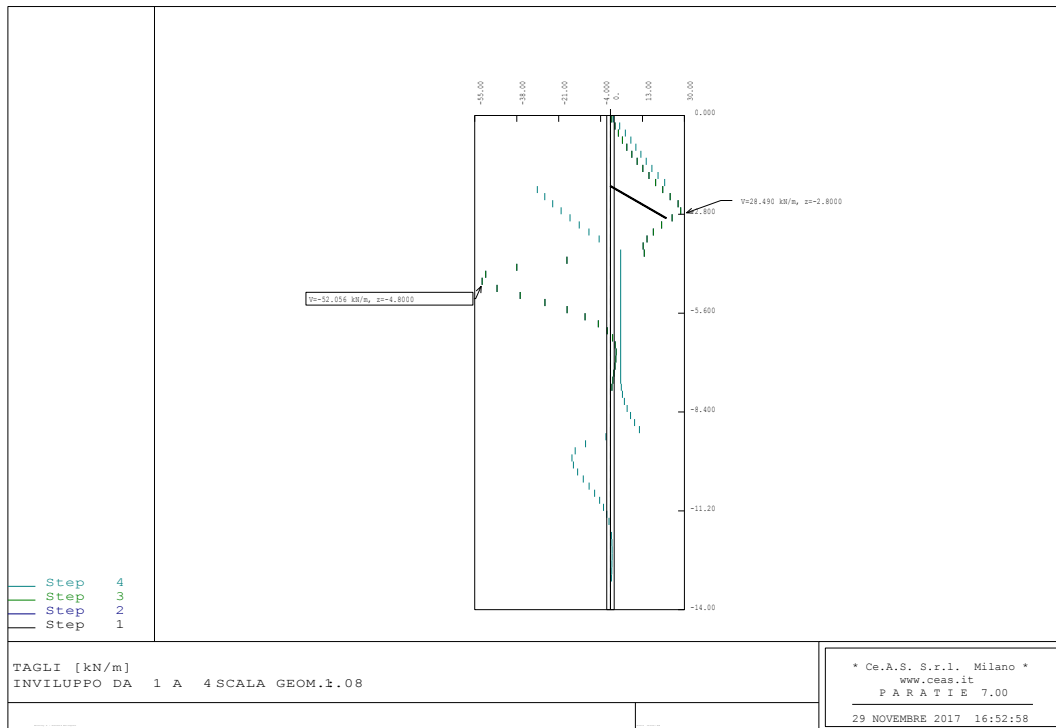


Figura 15 - Sforzo di taglio (valori caratteristici a metro lineare)

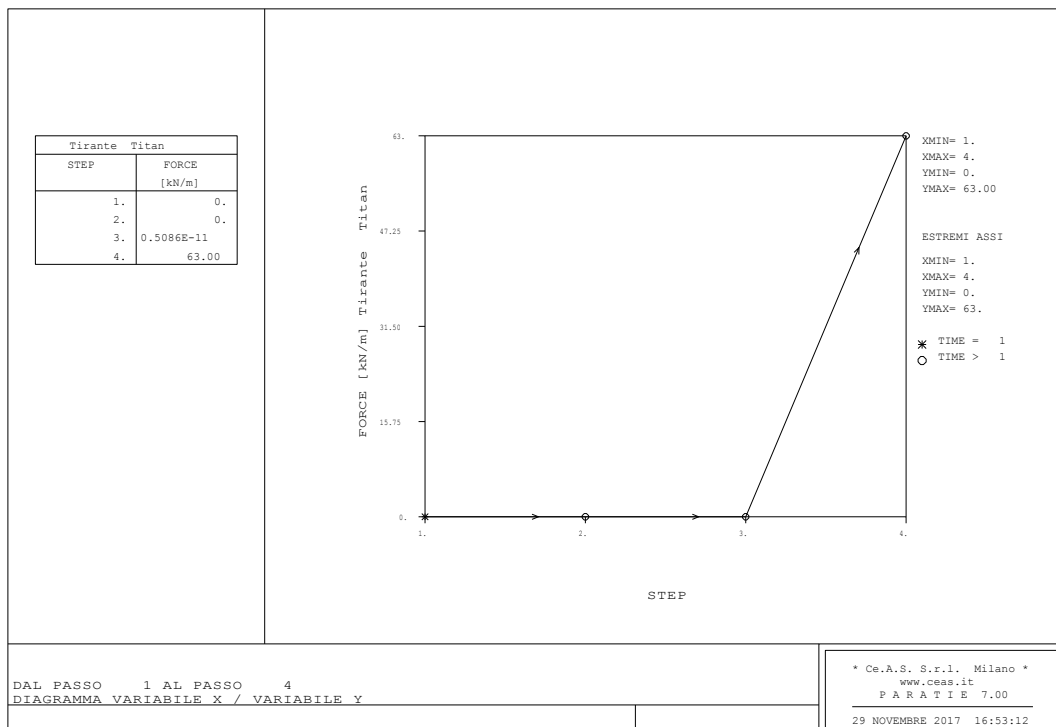


Figura 16 - Sforzo assiale negli ancoraggi (valori caratteristici a metro lineare)

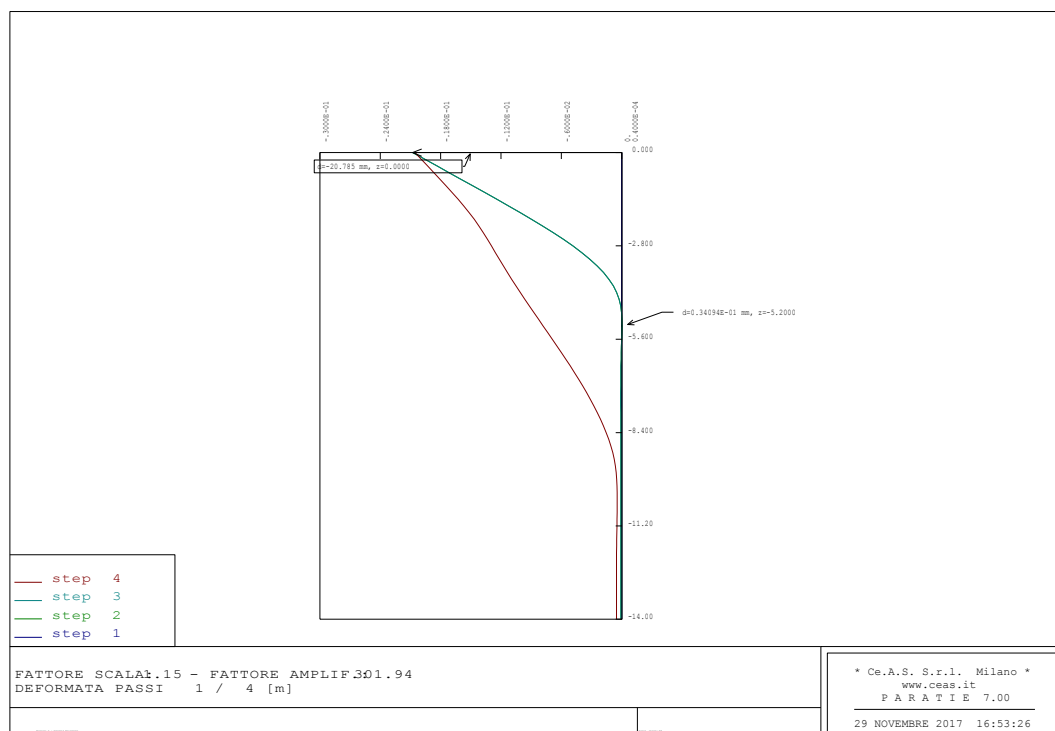


Figura 17 -Spostamenti

7.5.5 Verifica della capacità portante del palo verticale

In considerazione delle caratteristiche dell'opera, si omette la verifica.

7.5.6 Verifica degli ancoraggi

Per la verifica degli ancoraggi sono stati considerati i seguenti stati limite:

SLU di tipo strutturale (STR) per raggiungimento della resistenza della barra:

il massimo tiro negli ancoraggi è stato confrontato con la massima forza sopportabile dalla stessa pari a $N_{yd} = N_{yk} / \gamma_s = 323.1$ kN

dove:

N_{yk} è la forza che produce lo snervamento dell'acciaio 372 kN

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1,15.

Il valore massimo della forza negli ancoraggi vale $Q = 196.6$ N/mm², minore quindi della resistenza

di calcolo; le verifiche risultano dunque soddisfatte.

SLU di tipo geotecnico (GEO) per sfilamento della fondazione

E' stata effettuata verificando la relazione $E_d \leq R_{ad}$ per la condizione A1+M1+R3

dove:

E_d è la massima azione assiale nei tiranti;

R_{ad} è la resistenza di progetto del tirante:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_R$$

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso in esame è stato posto: $(R_{a,e})_{medio} = \pi \times D_b \times L_b \times q_s$

dove:

D_b è il diametro del bulbo, posto pari al diametro della perforazione (115mm), moltiplicato per un coefficiente a pari ad 1.1;

L_b è la lunghezza del bulbo;

q_s è l'aderenza limite bulbo-terreno, posta pari a 200 kPa nell'ammasso roccioso; tale valore è stato ricavato utilizzando gli abachi di Bustamante in funzione del tipo di terreno (per iniezioni tipo IGU).

E' stato inoltre assunto, secondo le indicazioni contenute nel DM 14.01.08:

- $\gamma_R = 1.2$, valido per ancoraggi di tipo permanente;
- $\xi_{a3} = 1.8$, valido per numero di profili di indagine pari a 1.

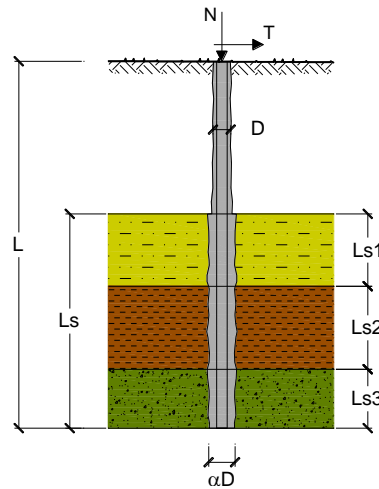
Nella tabella che segue sono riportate della resistenza allo sfilamento per i tiranti previsti in progetto.

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	-196.60	0.00	-196.60
T (kN)	0.00	0.00	0.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$	
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00	
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60	
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25	
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25	
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista			<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.10	1.10

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.80
ξ_t	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.80

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0.115 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12.00 (m)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
libero	6.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
BULBO	6.00	1.10	0.13	0.200	0.200	0.101	240.86
			0.00			0.000	0.00

$Ls = 12.00 \text{ (m)} \quad Ql = 240.86 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql$$

(consigliato 10-15%)

% Punta

0%

$$Qp = 0.00 \text{ (kN)}$$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Qlim = 240.86 \text{ (kN)}$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$$Fs = 1.23$$

Poiché $E_d < R_{a,d}$ le verifiche risultano soddisfatte.

I valori di aderenza limite dei tiranti iniettati sono stati valutati utilizzando gli abachi di Bustamante in funzione del tipo di terreno, per tiranti eseguiti con iniezioni a pressione da fondo foro (tipo IGU).

Il dimensionamento degli ancoraggi è stato eseguito sulla base di motivazioni tecniche e dei risultati delle indagini geotecniche effettuate per questa fase di progettazione. Le caratteristiche definitive degli ancoraggi andranno comunque stabilite in base all'esecuzione di prove preliminari su ancoraggi dello stesso tipo, realizzati nello stesso sito e con lo stesso sistema di perforazione di quelli di progetto, secondo quanto prevedono le Norme UNI EN 1537 e le raccomandazioni AICAP.

Negli stessi campi prova dovranno essere inoltre definite in dettaglio la modalità di perforazione ed i parametri di iniezione.

7.5.7 Verifiche strutturali dei micropali

Le verifiche di resistenza del micropalo sono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Le sollecitazioni di calcolo sono state determinate moltiplicando per un coefficiente moltiplicativo le sollecitazioni ottenute dalle analisi STR, pari a $\gamma_F = 1.3$ per le condizioni statiche.

Nelle verifiche si è tenuto conto, cautelativamente, solo del contributo resistente del tubolare di armatura.

Le verifiche sono state effettuate sul tubo di armatura del micropalo verticale; sui singoli micropali posti ad interasse $i = 0.40\text{m}$ corrispondono le seguenti sollecitazioni:

Micropalo verticale

Momento flettente $M_p = 30.1 \text{ kNm}$

Taglio $V_p = 27.1 \text{ kN}$

La tipologia di tubo commerciale impiegato per l'armatura dei micropali in esame ha una sezione di tipo compatto (classe 1); la capacità resistente della sezione si determina pertanto con il metodo plastico assumendo una la completa plasticizzazione del materiale.

Classificazione sezione

classe 1: $D/t \leq 50 \times \varepsilon^2$

dove:

$$\varepsilon = \sqrt{(235\text{MPa}/f_y)}$$

f_y = tensione di snervamento (275MPa per Fe430)

D = diametro del tubo

t = spessore del tubo

Flessione e Taglio

Si rammenta, ai sensi del cap. 4.2.3.2 delle NTC, che “la capacità resistente delle sezioni deve essere valutata (...) determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni”; tuttavia, se si verifica che il taglio di calcolo allo stato limite ultimo (V_{Ed}) è inferiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio ($V_{c,Rd}$):

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,Rd} \quad (4.2.31 \text{ NTC})$$

la Normativa (cap. 4.2.4.1.2) afferma che si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, pertanto le due verifiche a taglio e a flessione possono essere condotte in maniera separata.

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.17 \text{ NTC})$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{in assenza di torsione} \quad (4.2.18 \text{ NTC})$$

dove A_v è l'area di taglio, che, nel caso specifico di sezioni tubolari vale

$$A_v = 2A / \pi \quad A = \text{area lorda} \quad (4.2.24 \text{ NTC})$$

Flessione

Il momento flettente di calcolo M_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.12 \text{ NTC})$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2} \quad (4.2.13 \text{ NTC})$$

In cui

$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$ tensione snervamento (acciaio S275 - ex Fe430)

D : diametro esterno tubo
t : spessore della parete
 $W_{pl} = 4/3 (R^3 - r^3) =$ modulo di resistenza plastico
 $R = D/2$ raggio esterno
 $r = D/2 - t$ raggio interno

Caratteristiche della Sezione

T_cavi	dimensioni principali						peso	area	Ω
	De	s	Di	-	-	-	G	A	Ω
Designazione	mm	mm	mm	-	-	-	[Kg/m]	[cm ²]	(cm ²)
D 177.8 s 10	177.8	10.3	157.2	10.3	-	-	42.55	54.20	220.35

Vedi Tabella crea DXF SolidEdge Part	caratteristiche statiche								
	asse qualsiasi								
I	W	W.pl	i	A_{vz}	-	-	-	-	-
(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	[cm]	cm ²	-	-	-	-	-
1908.01	214.62	289.34	5.93	54.20	1908.01	214.62	289.34	5.93	

Dati Generali

Qualità Acciaio	S 275
Classe della Sezione	0
Ger.delle Resistenze	NO
Luce Libera	cm
Numero Forature	n°
Diametro Forature	cm
Area Fazzoletti agg	cm ²

Sollecitazioni agenti sulla Sezione

Sforzo Normale	0.00	kg
Momento y-y	301000.00	kgcm
Momento z-z		kgcm
Taglio y-y	2710.00	kg
Taglio z-z		kg
Momento Torcente		kgcm

Verifiche

Trazione	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Compressione	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Flessione retta y-y	Med/McRd ≤ 1	0.40	≤ 1	Verificata
Flessione retta z-z	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Taglio y-y	Ved/VcRd ≤ 1	0.03	≤ 1	Verificata
Taglio z-z	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Torsione				
Flessione e Taglio y-y	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Flessione e Taglio y-y	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Presso/Tenso Flessione retta y-y	Non Necessaria	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Presso/Tenso Flessione retta z-z	Med/MNyRd ≤ 1	0.00	≤ 1	Non Necessaria
Presso/Tenso Flessione biassiale	Non Necessaria	0.30	≤ 1	Verificata

Sfruttamento

Sfruttamento della Sezione 40 %

8. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate e per le quali si verifica lo sviluppo di sovrappressioni neutre tali da annullare la resistenza tangenziale del terreno.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

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

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 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;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 18 (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Altri criteri di esclusione possono essere stabiliti sulla base del contenuto di fine FC (frazione passante al setaccio 200ASTM - 0.074mm) e delle sue caratteristiche. In particolare secondo l'EC8 quando si ha accelerazione massima minore di $0.15g$ ed è soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni:

- Le sabbie hanno un contenuto di argilla maggiore del 20% con un indice di plasticità $I_p > 10$;

- Le sabbie hanno un contenuto di limo maggiore del 35% e, allo stesso tempo, il valore dei colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $N_{1,60} > 20$;
- Le sabbie contengono una frazione fine non trascurabile ($FC > 5\%$), con il valore del numero di colpi SPT normalizzato alla pressione di confinamento e al rapporto di energia $N_{1,60} > 30$.

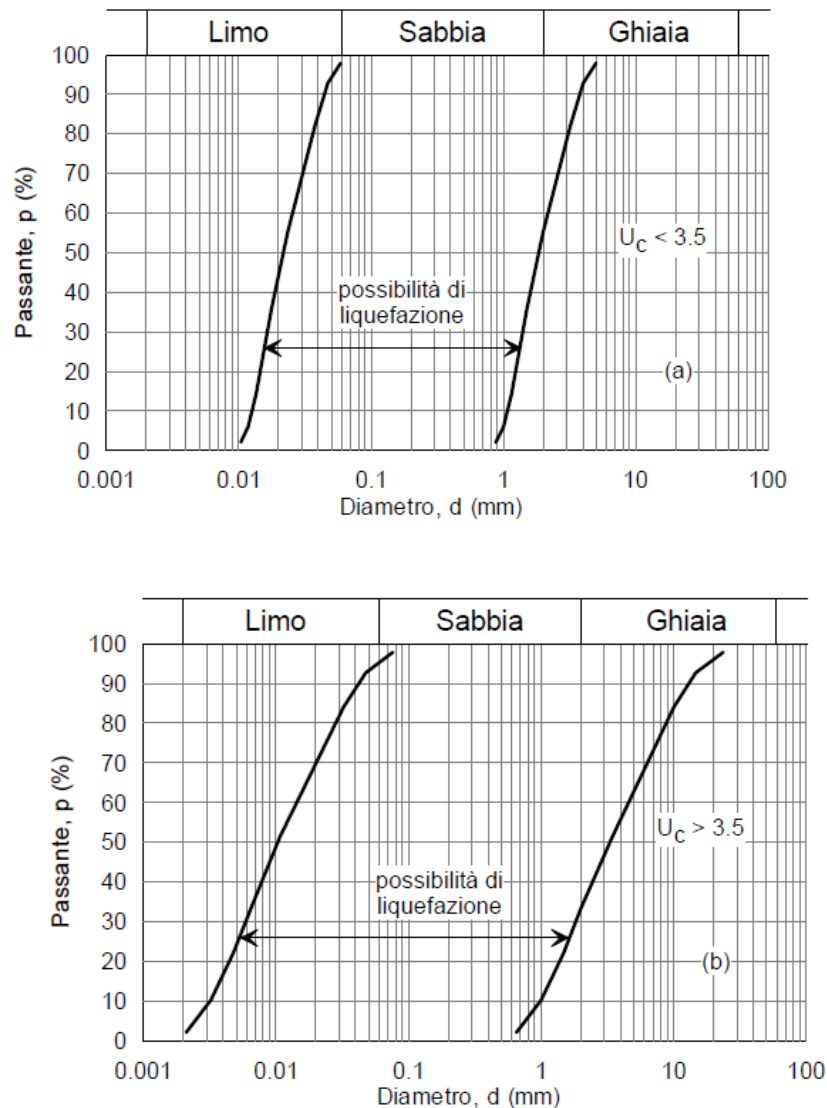


Figura 18 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame il rilevato e le fondazioni delle diverse opere poggiano su un ammasso roccioso e pertanto la verifica a liquefazione è apparsa non pertinente, in quanto non sussistono i presupposti perché tale fenomeno possa innescarsi.