



**strada dei
PARCHI**spa
A24 autostrade A25

**AUTOSTRADA A24
ROMA - L'AQUILA - TERAMO
TRATTA TORNIMPARTE - L'AQUILA OVEST**

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO
AI SENSI DELLA LEGGE 228/2012
ART.1 COMMA 183**

**INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
PILETTA, FUGGETTO E LE MONACHE**

PROGETTO DEFINITIVO

**GEOLOGIA E GEOTECNICA
VIADOTTO PILETTA
GEOTECNICA**

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	002	VI066	GET	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione			Redatto	Verificato	Approvato	
A	Feb 2018	Emissione			L. Cosciotti	G. Furlanetto	F. Presta	

FILE: 250D002VI066GETRE001A.DWG

PROJECT MANAGER: Ing. Stefano Ventura

<p>PROGETTAZIONE:</p>  <p>IL DIRETTORE TECNICO (Ing. Francesco Presta)</p>	<p>IL PROGETTISTA (Ing. Guido Furlanetto)</p> 	<p>COMMITTENTE: LA SOCIETA' CONCESSONARIA</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

Adeguamento sismico del viadotto Piletta

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1 Documentazione	4
2.2 Normative.....	4
2.3 Bibliografia.....	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	6
4. INDAGINI ESEGUITE	8
4.1 Indagini in sito.....	8
4.2 Indagini geofisiche.....	9
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	11
5.1 Depositi di copertura.....	11
5.2 Ammasso roccioso.....	12
6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE E PROGETTO	17
6.1 Categoria di suolo.....	17
6.2 Categoria topografica	18
6.3 Azione sismica di progetto.....	18
7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA	20
8. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE.....	23

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del viadotto Piletta; l'opera fa parte del tronco autostradale A24 Roma-L'Aquila-Teramo alla progressiva km 85+800 circa ed attraversa il territorio comunale di Tornimparte (AQ).

Gli interventi in progetto prevedono la completa demolizione del viadotto attuale e la sostituzione dello stesso con un rilevato sostenuto da muri di sottoscarpa in c.a., gettati in opera.

Gli interventi previsti in progetto consentono di adeguare l'opera alle prescrizioni di cui al D.M. 14/01/2008.

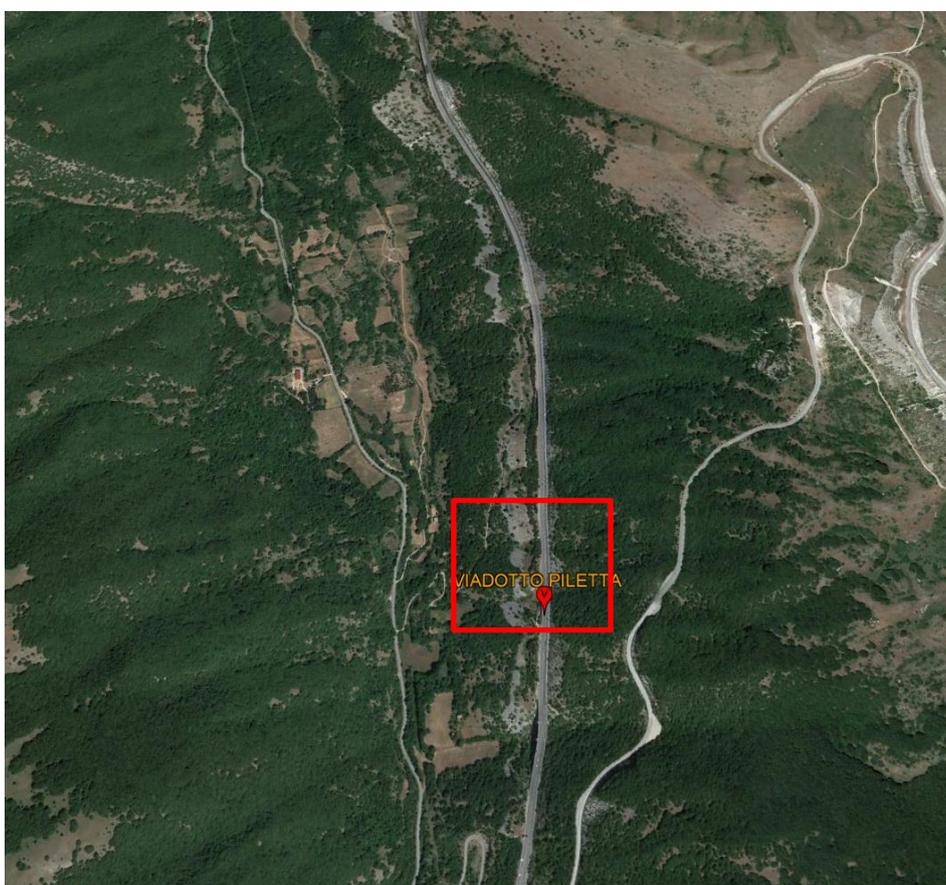


Figura 1: Ubicazione del Viadotto Piletta

Nei capitoli successivi, dopo un breve inquadramento geologico e geomorfologico dell'area ed una sintetica descrizione delle indagini realizzate nel 2015, vengono descritte le caratteristiche geotecniche dei terreni e dell'ammasso roccioso interagenti con il nuovo rilevato.

Le verifiche geotecniche dei muri che sostengono il rilevato sono riportate nella specifica relazione di calcolo.

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;
- Schede di manutenzione dell'opera;
- Relazione Geologica.

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";
- Ordinanza 20/03/2003 n. 3274 e s.m.i. - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.P.R. n.380/2001 - art. 89 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia. (Testo A)";
- Ordinanza PCM 3519 28/04/2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 - "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

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;
- A.G.I. (1977), Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche;
- AGI (1983), Parametri di progetto da prove in sito - Conferenze di geotecnica, Torino;
- A.G.I. (2005) - Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica;
- A.G.I. (2017) - Raccomandazioni sulle Prove Geotecniche di Laboratorio;
- 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;
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics.
- Marinos, P and Hoek, E. 2000. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000, Melbourne.
- Marinos. P and Hoek, E. 2001. Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch. Bulletin of the Engineering Geology & the Environment.
- Martinetti S., Ribacchi R. (1978) - Stabilità di scarpate in roccia;
-

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'assetto geologico-strutturale del settore di interesse è descritto in dettaglio nelle note illustrative del Foglio Geologico 358 "Pescorocchiano" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000.

Nell'area di sedime del viadotto affiorano le seguenti unità:

- *Calcarei a ciclotemi e gasteropodi (CCG)*. Calcarei fangosostenuti, organizzati in cicli a scala metrica, con intercalazioni bioclastiche, e superfici di esposizione subaerea. A più livelli sono presenti intercalazioni di spessore anche metrico e spesso canalizzate di biomicriti a nerineidi. Berriasiano p.p.-Barremiano p.p..

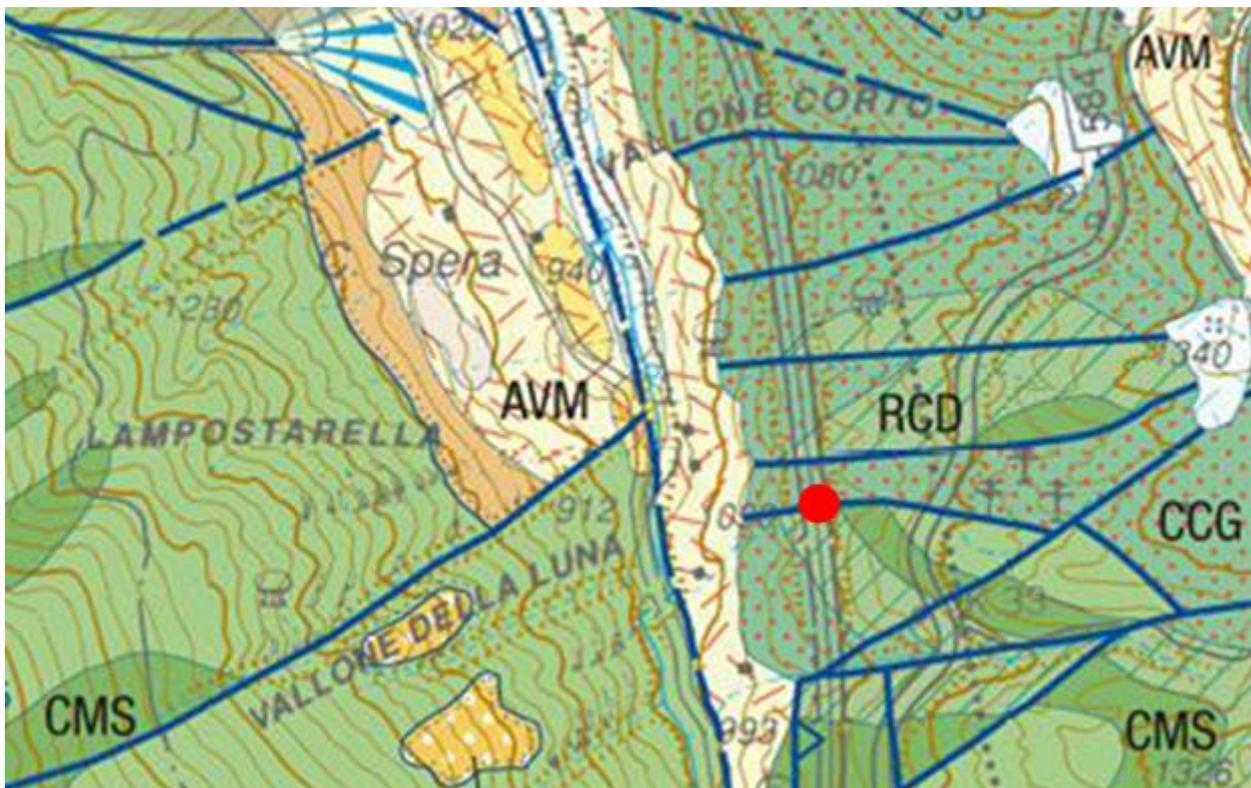


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica

Il viadotto Piletta si sviluppa in destra idrografica del T. Raio, corso d'acqua stagionale con andamento N-S il quale attraversa una depressione intramontana delimitata da versanti calcarei ad elevata acclività (circa 50°).

Dall'analisi del foglio 358 Ovest della Carta geomorfologica della Regione Abruzzo, stralcio in Figura, emerge che nel sito in esame non sono attivi rilevanti processi morfogenetici.

L'analisi dei dati bibliografici e i rilievi sito specifici effettuati su un'area sufficientemente estesa, permettono di considerare geomorfologicamente stabile l'area di sedime del viadotto.

4. INDAGINI ESEGUITE

Nei mesi di Novembre 2015 è stata condotta una campagna di indagini dalla società Dimms di Avellino con la finalità di caratterizzare l'ammasso roccioso in termini di proprietà fisiche, resistenza e rigidezza.

4.1 Indagini in sito

Nel sito in esame è stato eseguito una perforazione di sondaggio nella quale sono stati prelevati 4 campioni litoidi rimaneggiati, sui quali sono state eseguite indagini di laboratorio finalizzate alla determinazione delle principali caratteristiche fisico-meccaniche del materiale roccioso (Determinazione del peso specifico apparente (Massa Volumica) e Prova di compressione uniassiale con rilievo della curva di deformazione).

Nella tabella che segue è riportata schematicamente la stratigrafia del sondaggio S1-DH.

Profondità [m]		Descrizione Stratigrafia
0.00	5.00	Riporto Antropico
5.00	26.40	Calcere di colore biancastro avana, resistente, da fratturato a molto fratturato. Stratificato. Spessore degli strati variabile da 10-15cm fino ad un massimo di 60cm - 80cm. Fratturazione lungo superfici di strato (più o meno 40°). Presenza di discontinuità da verticali a sub verticali. Talora riempimento argilloso nelle discontinuità. Presenza di fossili (gasteropodi - requiene)

Ai fini della caratterizzazione geomeccanica, la presenza di ulteriori indagini svolte nelle aree di sedime dei viadotti adiacenti, ha permesso di stimare, con maggiore accuratezza, le proprietà fisiche e meccaniche dell'ammasso roccioso. La Tabella 1 riporta in dettaglio i risultati delle prove di laboratorio a disposizione.

Tabella 1: Parametri geotecnici ricavati da prove di laboratorio

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	

4.2 Indagini geofisiche

Al fine di determinare la categoria di appartenenza del sottosuolo investigato e di ricostruire con buona definizione la successione sismostratigrafica interessata dall'opera, in base a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" è stata effettuata una prospezione sismica superficiale (VI066_S1) come individuato dalla figura sottostante.



Figura 4: Ubicazione planimetrica della prova MASW

L'interpretazione del sismogramma e l'inversione della relativa curva di dispersione hanno permesso di definire il seguente profilo sismo-stratigrafico (Tabella 2 e Figura 5).

Tabella 2: Interpretazione della prova MASW

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)
1	0,0	3,3	3,3	269,00
2	3,3	8,2	4,9	585,00
3	8,2	24,5	16,3	691,00
4	24,5	INF	INF	789,00

VS ₃₀	583
Suolo	B

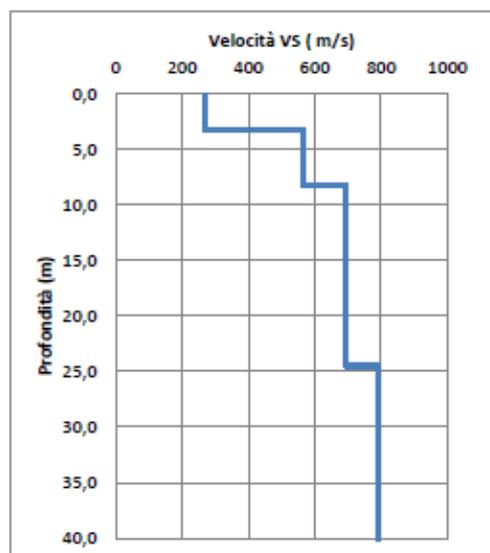


Figura 5: Profilo Velocità delle onde S

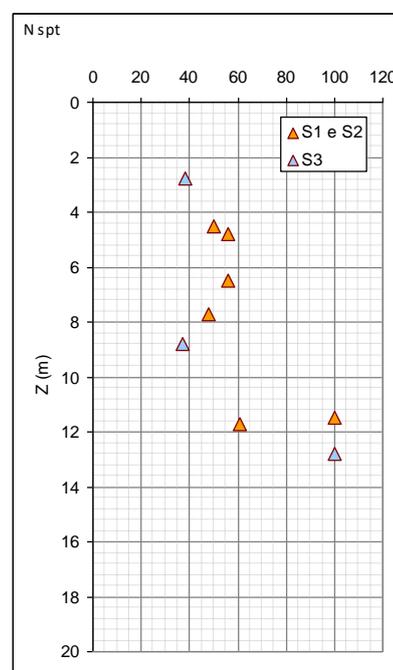
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI E DELL'AMMASSO ROCCIOSO

5.1 Depositi di copertura

I depositi superficiali sono costituiti da ghiaie, ciottoli e blocchi a spigoli vivi in matrice più o meno abbondante da sabbiosa a sabbio-limosa. Trattasi in parte di materiale di riporto antropico derivante dalle operazioni di scavo e di rinterro eseguite per la realizzazione dell'autostrada e delle opere ad esse associate, ed in parte di detrito di versante.

Per la caratterizzazione geotecnica di questi terreni si è fatto riferimento ad indagini eseguite sui siti dei viadotti adiacenti nei quali sono stati rinvenuti materiali dalle medesime proprietà.

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



Attraverso i risultati delle prove SPT ivi eseguite ed utilizzando la formulazione proposta da Hatanaka e Uchida (1996) valida per le ghiaie in genere, è stato possibile ricavare valori dell'angolo di attrito compresi tra 43 e 47°; pertanto, per tali materiali, come parametri di progetto, si è assunta coesione nulla, angolo di attrito pari a 40° e un peso dell'unità di volume di 19 kN/m³.

5.2 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 3 sono riportati i parametri principali con i relativi indici per la classificazione dell'ammasso secondo quanto proposto da Bieniawski nel 1989.

Tabella 3: Classifica dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski (1984, 1989)

PARAMETRI PER LA CLASSIFICAZIONE									
PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	Resistenza 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	Condizioni idrauliche	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).

La stima degli indice GSI può essere anche effettuata sulla base di una descrizione qualitativa della struttura dell'ammasso roccioso e delle condizioni delle superfici di discontinuità. A tale scopo può essere utilizzato lo schema proposto da Hoek e Marinos nel 2000 (Figura 6). Sulla base dei sopralluoghi effettuati è stato possibile attribuire all'ammasso roccioso un indice GSI compreso tra 30 e 50.

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	80	70	N/A	N/A
 BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70	60		
 VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			50		
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40		
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces			30	20	
 LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

Figura 6: Valutazione dell'indice GSI per l'ammasso in esame

Per il progetto esecutivo sono in corso di esecuzione rilievi geostrutturali ed indagini geofisiche per la valutazione di dettaglio dello stato di fratturazione dell'ammasso e degli spessori delle coltri detritiche presenti al disopra del substrato.

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 mentre 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 v. 1.032, considerando un pendio di altezza media pari a 30m. Per la valutazione dei parametri di resistenza si è fatto riferimento cautelativamente ai valori minimi dell'indice GSI.

Le numerose prove a compressione eseguite, sia monoassiali che triassiali, consentono di ottenere i parametri m_i e si tramite interpretazione con linee di tendenza, come mostrato nella Figura 7.

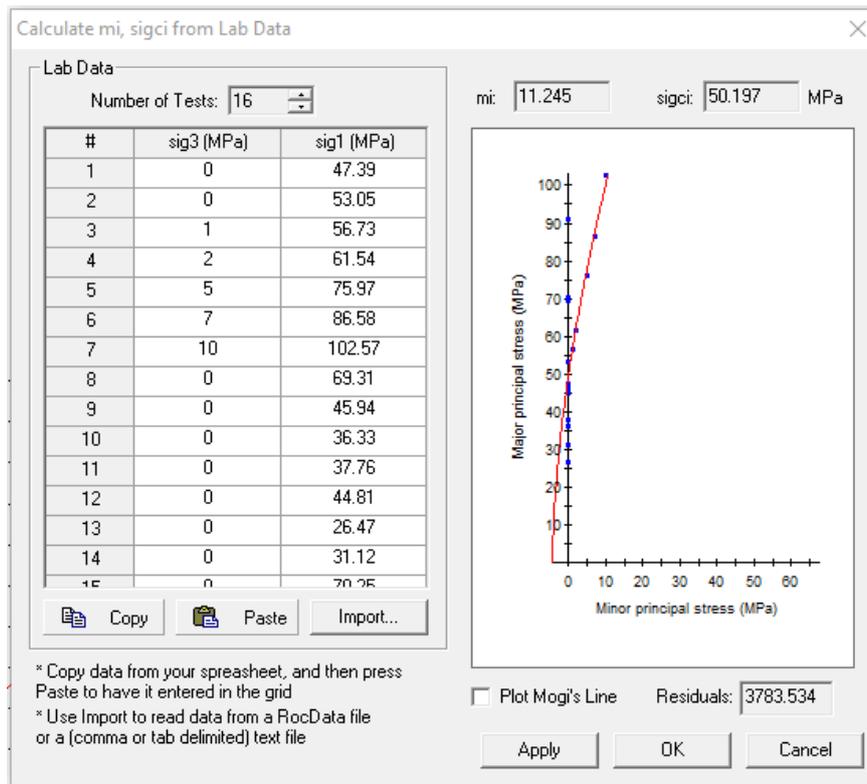


Figura 7: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

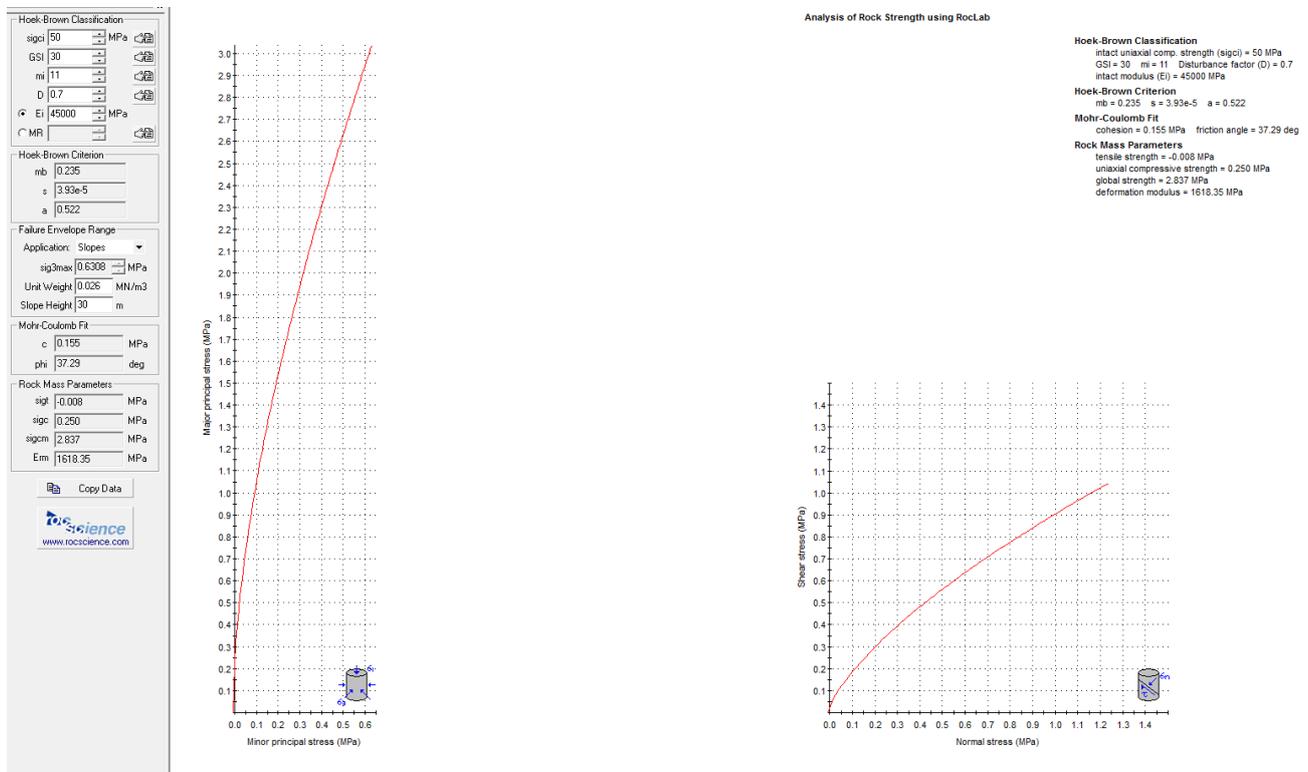


Figura 8: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 155 kPa ed un angolo di attrito di 37° circa mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a circa 1600 MPa (Figura 8).

Le prove di laboratorio relative alla determinazione dei parametri fisici hanno permesso di individuare un peso dell'unità di volume del materiale roccioso pari a circa 26,5 kN/m³.

I valori delle proprietà geotecniche indicate sono da intendersi come valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle varie opere andranno calibrati sulla base delle condizioni geotecniche locali, delle specifiche situazioni locali, oltre che rapportati alla tipologia di opere (fondazioni pali o opere di sostegno), alle ipotesi di calcolo assunte.

Sulla base di una stima ragionata e cautelativa i parametri fisico-meccanici sono espressi come valori caratteristici. I parametri di progetto per le verifiche delle opere, secondo l'approccio considerato, sono determinati dai parametri caratteristici applicando i coefficienti parziali γ_M di seguito riportati. Si rimanda alle relazioni di calcolo delle opere per la determinazione dei parametri di progetto.

Tabella 4 - Coefficienti parziali dei parametri geotecnici

Tabella 6.2.II – 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>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_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

6. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE E PROGETTO

L'azione sismica di progetto è stata valutata, in accordo con quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita ($SLV - P_{VR} = 10\%$), ad una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV ($C_u = 2.00$).

La vita di riferimento risulta quindi essere pari a 100 anni.

Via n°

Comune Cap

Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

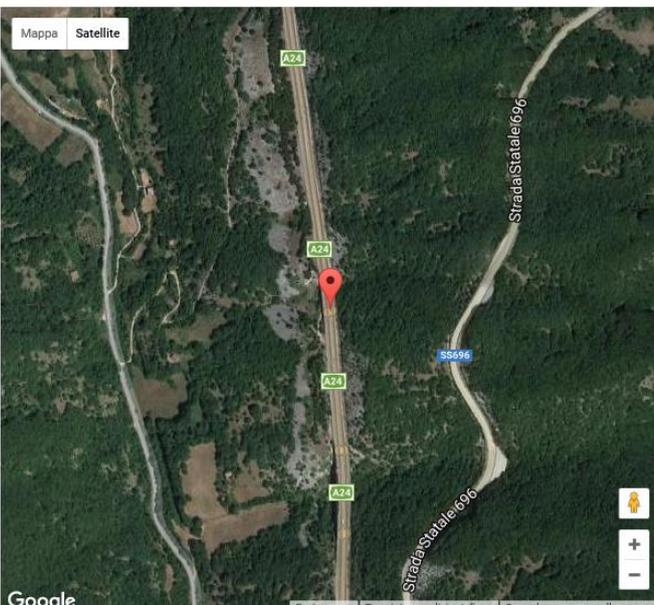
(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 2

Vita nominale (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione



Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F ₀	T _c ' [s]
Operatività (SLO)	60	0,110	2,327	0,284
Danno (SLD)	101	0,139	2,302	0,294
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,325	2,400	0,360
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,413	2,442	0,374
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
 (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

Figura 9: Individuazione della pericolosità sismica di base

6.1 Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare gli effetti indotti dalle successioni stratigrafiche sul moto sismico che si propaga dal bedrock in superficie; tale

influenza può essere determinata utilizzando l'approccio semplificato basato sull'identificazione della categoria di sottosuolo.

Visti i risultati ottenuti dalle indagini geofisiche effettuate, considerato l'assetto litostratigrafico del sottosuolo interessato dal viadotto Pilettaed in accordo con la prospezione geofisica svolta, si assume per il sottosuolo investigato la Categoria B (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_s , 30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s*), prevista dal D.M. 14/01/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni.

6.2 Categoria topografica

L'azione sismica di progetto è influenzata anche dalla topografia del sito in esame, ovvero dalla possibile amplificazione del moto sismico indotta dall'orografia del sito.

Come per le condizioni stratigrafiche, le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono quattro categorie topografiche in funzione della superficie topografica e della sua inclinazione.

A tal proposito, vista la configurazione plano-altimetrica della zona si è assunta come categoria topografica T3. Per la stima del coefficiente di amplificazione topografica si è tenuto conto della variazione spaziale dello stesso con l'altezza così come definito al paragrafo 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008.

6.3 Azione sismica di progetto

Tenendo conto delle considerazioni appena esposte e assegnata l'ubicazione del viadotto, si è potuti definire l'azione sismica da assegnare al manufatto per le verifiche geotecniche.

In particolare, in relazione al tipo di verifica da eseguire ed al comportamento del componente da verificare (fondazioni, muri di spalla, ecc.) i coefficienti k_h e k_v , calcolati secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle D.M. 14/01/2008, assumono i seguenti valori:

Il calcolo dei coefficienti sismici k_h e k_v è stato effettuato secondo quanto indicato nel par. 7.11.6.3 delle N.T.C. 2008:

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito funzione della verifica in esame;

S_S rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica.

Nel caso in esame, per lo stato limite considerato, i coefficienti risultano:

$$a_g/g = 0.326;$$

$$S_S = 1.09;$$

$$S_T = 1.10;$$

PER I MURI DI SOSTEGNO

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.09 \cdot 1.1 \cdot 0.326 = 0.121$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.121 = \pm 0.0606$$

PER LA STABILITA' GLOBALE

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.28 \cdot 1.09 \cdot 1.1 \cdot 0.326 = 0.11;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.11 = \pm 0.055.$$

7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA

Il nuovo rilevato stradale verrà sostenuto al piede da un muro di sottoscampa di lunghezza pari a 55.0m ed altezza del paramento verticale compresa tra 3.6 e 10.55m.

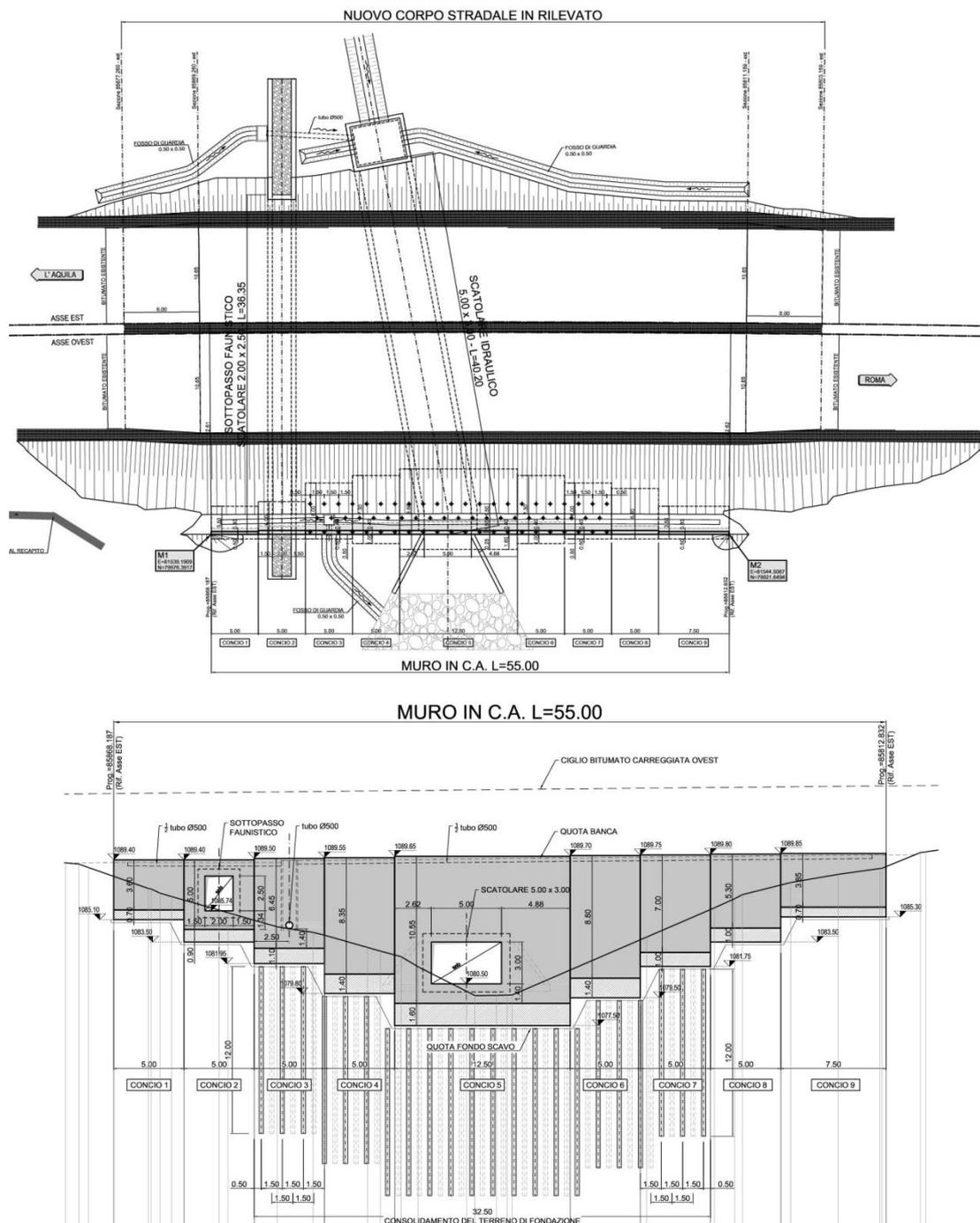


Figura 10: Planimetria e prospetto muro di sottoscampa

Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in progetto riguardano il dimensionamento e la verifica dei muri di sottoscarpa.

Le fondazioni dei muri poggiano sulla coltre detritica superficiale che ricopre il substrato roccioso calcareo. La zona centrale dell'opera è caratterizzata da spessori della coltre superficiale maggiori (3 ± 5 m) e pertanto, al fine di garantire la stabilità del complesso muro/terreno, è stato previsto il consolidamento del terreno di fondazione mediante micropali Φ 300, di lunghezza 12m, armati con tubo di armatura Φ 193.7, spessore 12.5mm, in acciaio S355.

I micropali non costituiscono pertanto la fondazione del muro, che rimane diretta, ma un rinforzo del terreno ai fini di migliorarne le caratteristiche geotecniche.

In conformità a quanto previsto nelle NTC 2008, per la struttura di sostegno sono state effettuate le seguenti verifiche:

1. Verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU)
 - Stabilità globale del complesso muro/terreno
 - Scorrimento sul piano di posa
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - Ribaltamento
2. Verifiche allo SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali (paramento verticale e fondazione)
3. Verifiche SLE di tipo strutturale
 - Verifiche delle tensioni in esercizio e verifiche di fessurazione

Le verifiche allo SLU (GEO e STR) sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2:

Approccio 2 (A1+M1+R3)

dove i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 della tabella 1 ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella *Tabella 7*

Tabella 5 - 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 6 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 7 - Coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema

VERIFICA	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,4$

Le verifiche dei muri sono riportate in una specifica relazione di calcolo, alla quale si rimanda per maggiori dettagli.

Per quanto riguarda i cedimenti del rilevato autostradale, si evidenzia che sia il corpo del rilevato sia i muri di sottoscarpa poggiano su un detrito di buone caratteristiche di resistenza e deformabilità, di spessore modesto, posto al di sopra di un ammasso roccioso caratterizzato da elevati valori del modulo elastico; pertanto i cedimenti saranno di entità trascurabile e si svilupperanno completamente durante le fasi di costruzione del rilevato.

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.

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 (N.T.C. 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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} 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 11 (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 $(N_1)_{60} > 30$.

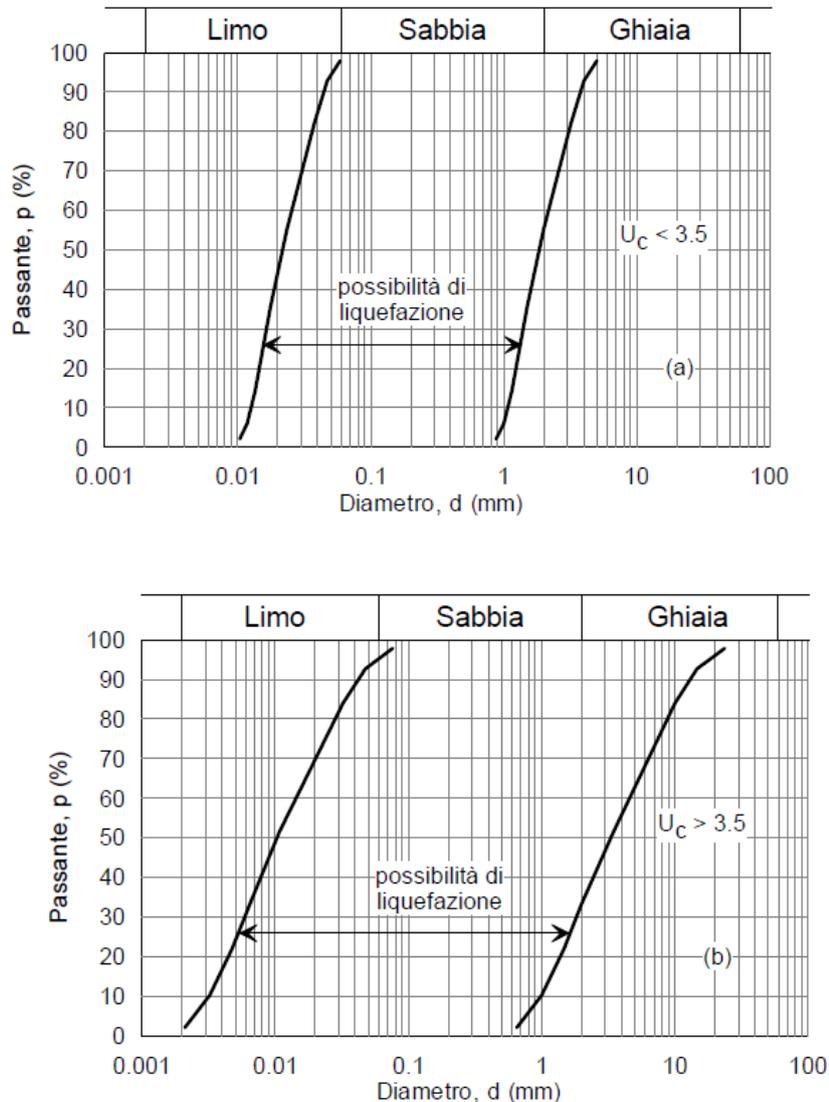


Figura 11 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le fondazioni dei muri ed il corpo del rilevato poggiano su un detrito costituito da ghiaia, ciottoli e blocchi e pertanto la verifica a liquefazione è apparsa non pertinente, in quanto non sussistono i presupposti perché tale fenomeno possa innescarsi.