



**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
VALLE ORSARA, VACCARINI, LE PASTENA,
CERQUETA E VALLE MONITO

PROGETTO DEFINITIVO

GEOLOGIA E GEOTECNICA
VIADOTTO VALLE MONITO
GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMESSA	FASE	MACRO OPERA	AMBITO/OPERA	DISCIPLINA	TIPO	PROGR.	REV.	SCALA
250	D	001	VI073	GET	RE	001	A	
Rev.	Data	Descrizione				Redatto	Verificato	Approvato
A	Febbraio 2018	Emissione				L. Cosciotti	G. Furlanetto	F. Presta

FILE: 250D001VI073GETRE001A.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 CONCESSONARIE AUTOSTRADALI

AUTOSTRADA A24

Adeguamento sismico del Viadotto Valle Monito

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.....	9
4.1 Indagini in sito.....	9
4.2 Indagini geofisiche.....	10
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'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. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE	22
8.1 Verifiche nei confronti del carico limite	22
8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento	24
8.3 Verifiche stabilità della scarpata a valle delle fondazioni	29
9. VERIFICA GEOTECNICA DELLE SPALLE	32
9.1 Analisi dei carichi	34
9.2 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo	35
9.3 Risultati delle analisi.....	35
9.4 Verifiche di stabilità globale.....	44
9.5 Verifiche degli ancoraggi.....	46
10. CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE	49

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è parte integrante del Progetto Definitivo degli interventi previsti per l'adeguamento sismico del Viadotto Monito; l'opera fa parte del tronco autostradale A24 Roma-L'Aquila-Teramo alla progressiva km 91+021 circa ed attraversa il territorio comunale di Tornimparte (AQ).

Gli interventi in progetto prevedono la completa demolizione dell'attuale impalcato in c.a.p con un metallico, la sostituzione delle pile e degli appoggi nonché il rinforzo delle spalle esistenti mediante la realizzazione di un'incamiciatura in c.a. lato valle e l'installazione di tiranti passivi.

La modifica dello schema geometrico, statico e di vincolo permette al viadotto nel suo complesso l'assorbimento delle forze sismiche in coerenza con le normative di cui al D.M. 14/01/2008.

Il Viadotto Monito si sviluppa lungo l'autostrada A24 ad ovest della piana aquilana, in destra idrografica del T. Raio, a circa 1100 m s.l.m. su di un versante ad elevata acclività sul quale affiorano unità calcaree competenti.

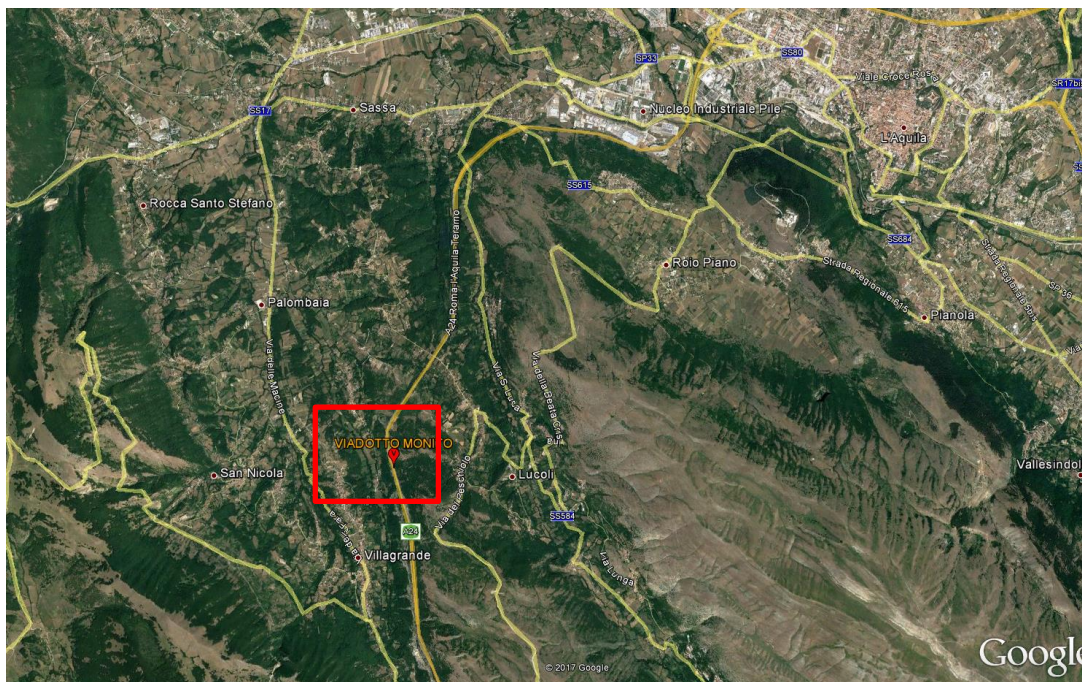


Figura 1: Ubicazione del viadotto Valle Monito

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 geomeccaniche dell'ammasso roccioso su cui sono poggiate le fondazioni del viadotto

La relazione si conclude con le verifiche geotecniche delle fondazioni, delle spalle e delle scarpate.

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), " Foundation 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;
- Marinos 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);
- 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 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:

- *Calcareniti a Macroforaminiferi (CFR)*. Unità costituita da tre membri. Dal basso verso l'alto sono presenti Calcareniti a nummuliti e discocycline. Costituito da un orizzonte metrico di calcareniti e calciruditi bioclastiche bianche, con abbondanti nummuliti, seguito da calcareniti marnose avana e calcareniti fini avana alternate a calciruditi e calcareniti. Su tale litofacies poggiano Calcareniti bioclastiche da grigiastre ad avana chiaro, con macroforaminiferi bentonici, con rari orizzonti calciruditi. Al tetto del membro affiorano calcari marnosi e marne spesso con glauconite ed ossidi di Fe e Mn, con orizzonti condensati e lacune.; subordinatamente sono presenti calcari, calcareniti, calciruditi, brecce mono e poligeniche. Paleocene-Rupeliano p.p..

Il Viadotto Monito 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 Monito.

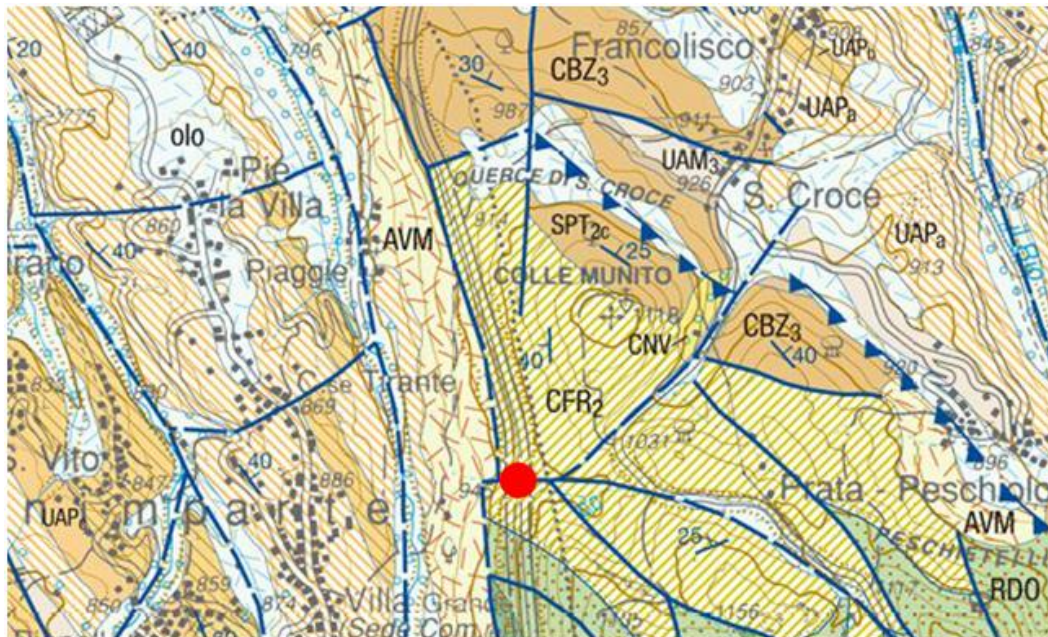


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica

Nell'area di sedime del viadotto affiorano le descritte Calcarenititi a Macroforaminiferi, ricoperti da una coltre detritica di spessore massimo pari a circa 3 m, rilevata nel settore di esecuzione della MASW, mentre in corrispondenza del viadotto il substrato è subaffiorante. Si tratta di calcari organogeni ad elevata resistenza a compressione monoassiale. La spaziatura tra i giunti osservabile risulta elevata e non si riscontra un pattern di giunti regolare. Considerato l'assetto geologico e geomorfologico del versante si ritiene opportuno considerare la falda assente nel settore attraversato dal viadotto; l'acquifero carbonatico carsico viene drenato dal Torrente Raio alla base del versante.

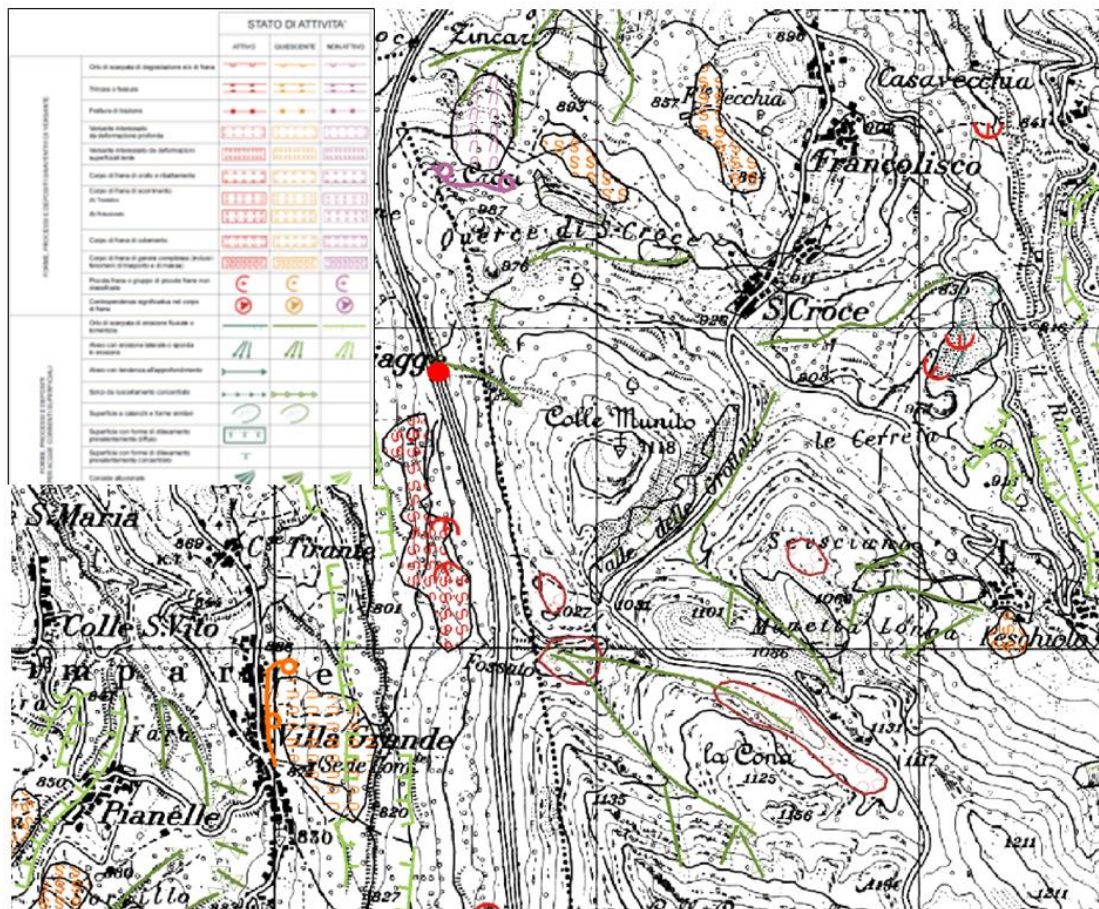


Figura 3: Stralcio della “Carta geomorfologica Regione Abruzzo” e relativa legenda, Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico, Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi Foglio 358 E.



Figura 4: Fasi di prelievo da affioramento

4. INDAGINI ESEGUITE

Nel mese 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 rigidità, anche a piccole deformazioni.

4.1 Indagini in sito

A causa delle oggettive difficoltà logistiche legate alla morfologia del versante sul quale si sviluppa il viadotto Monito, i previsti sondaggi geognostici sono stati sostituiti con idonee indagini integrative.

Sono stati eseguiti n° 4 carotaggi su roccia affiorante, posizionati sulla superficie di strato cioè ortogonalmente alla giacitura dello stesso.

Le indagini di laboratorio hanno permesso la caratterizzazione fisica e meccanica del materiale roccioso mediante le prove descritte in Tabella.

Tabella 1: Sintesi delle indagini geotecniche di laboratorio richieste per i campioni prelevati

VIADOTTO	VALLE MONITO				
	-				
NOME SONDAGGIO					
NOME CAMPIONE	CR1/1	CR1/2	CR1/3	CR1/4	CR1/5
PROFONDITA' CAMPIONE	AFFIOR.	AFFIOR.	AFFIOR.	AFFIOR.	AFFIOR.
B - PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO					
B1 - DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE GENERALI DEL CAMPIONE					
Apertura ed estrazione di campione	19	X	X	X	X
Descrizione dei campioni	19	X	X	X	X
Determinazione del contenuto di acqua	0				
Determinazione della massa volumica umida	0				
Determinazione dei limiti di Atterberg (LL,LP,IP)	0				
Determinazione del limite liquido per almeno 3 punti	0				
Prelavaggio del materiale	0				
Analisi granulometrica per via secca (vagliatura)	0				
Analisi granulometrica per sedimentazione	0				
Peso specifico assoluto dei grani	0				
Peso specifico apparente (Massa volumica)	19	X	X	X	X
B4 - PROVE SU ROCCE					
Prova di compressione uniaxiale	0				
a. con rilievo della curva di deformazione	14	X	X	X	X
Prova triassiale su roccia	0				

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 seguente riporta in dettaglio i risultati delle prove di laboratorio a disposizione.

Tabella 2: Parametri Geotecnici ricavati da prove di Laboratorio

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	

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 di tipo MASW (VI073 - MASW1) come individuato dalla figura sottostante.

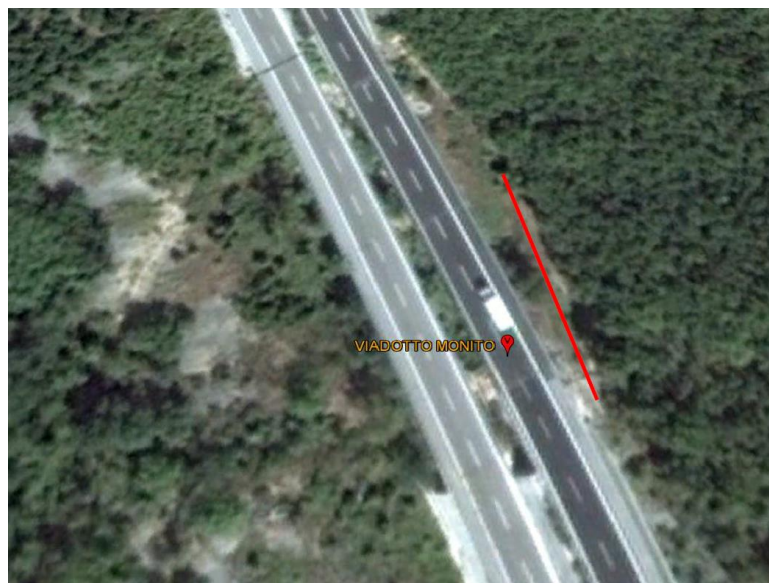


Figura 5: Ubicazione planimetrica della prova MASW

L'interpretazione del sismogramma e l'inversione della relativa curva di dispersione hanno permesso di definire il seguente profilo sismo-stratigrafico (Tabella 3 e Figura 6).

Tabella 3. - Interpretazione della prova MASW

Sismostrato	Profondità		Spessore	Vs (m/s)
1	0,0	3,3	3,3	369,00
2	3,3	12,2	8,9	565,00
3	12,2	21,5	9,3	691,00
4	21,5	INF	INF	789,00

VS₃₀	613
Suolo	B

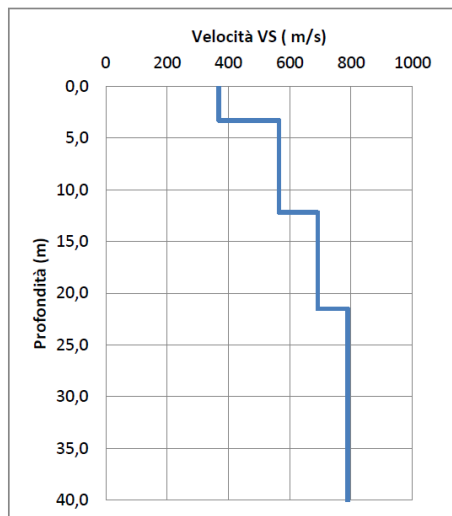


Figura 6: Profilo Velocità delle onde S - Profondità

5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Dalla consultazione dei progetti As Built si è appurato che le fondazioni dirette poggiano direttamente sulla formazione calcarea lapidea.

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

Tabella 4: 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	Completa. 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			

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 8.

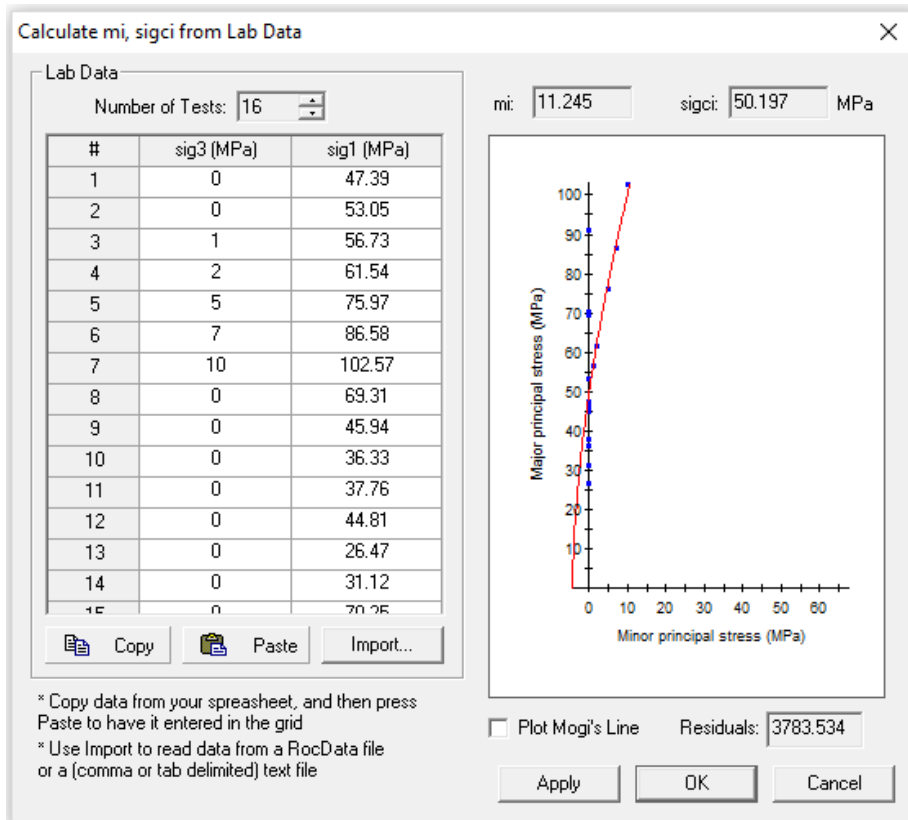


Figura 8: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

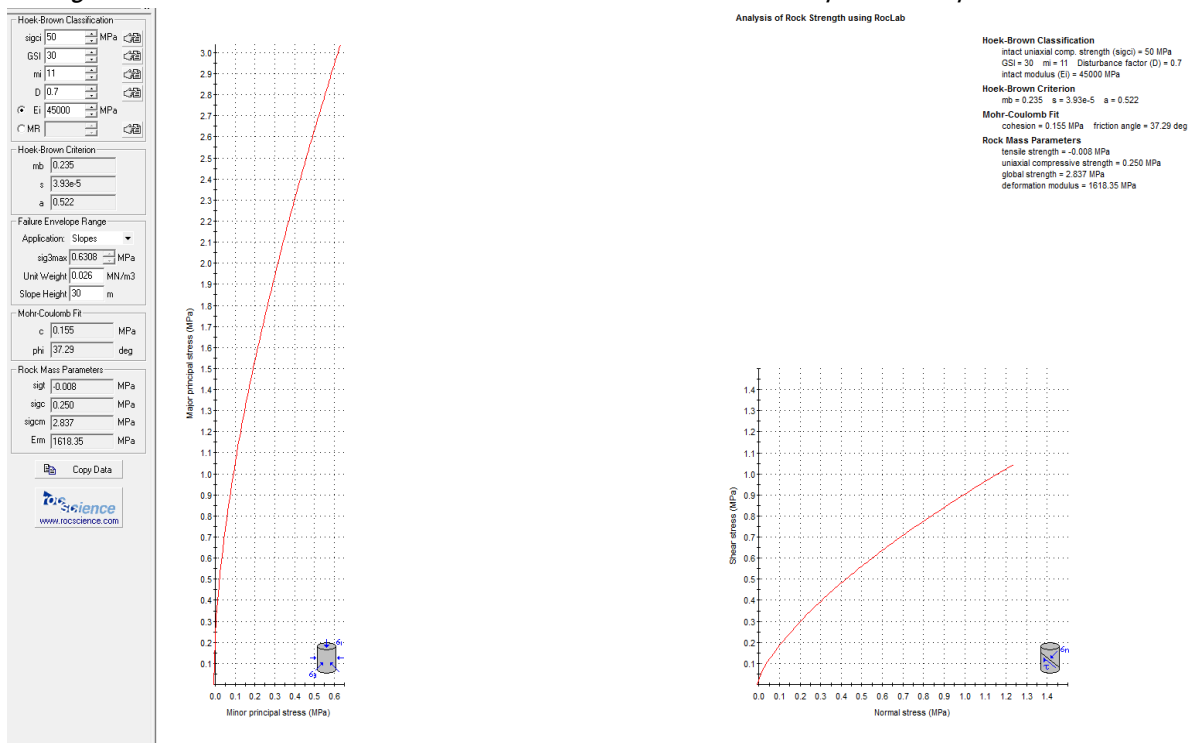


Figura 9: Parametri del criterio di Hoek Brown ricavati tramite interpretazione prove di laboratorio

La linearizzazione della curva di Hoek e Brown nel campo delle tensioni di interesse ha fornito una coesione di 150 kPa circa ed un angolo di attrito di 37° mentre il modulo elastico dell'ammasso è risultato essere pari a 1600 MPa (Figura 9).

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 5 - 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

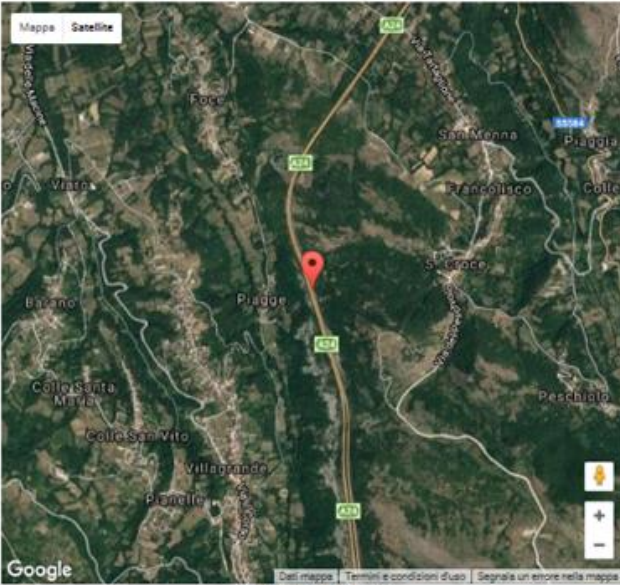
(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

$C_u = 2$

Vita nominale
 (Opere provvisorie ≤ 10 , Opere ordinarie ≥ 50 ,
 Grandi opere ≥ 100)

Interpolazione



42.302345, 13.306496

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(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.

Stato Limite	Tr [anni]	a_s [g]	Fo	Tc' [s]
Operatività (SLO)	60	0,111	2,327	0,284
Danno (SLD)	101	0,140	2,304	0,295
Salvaguardia vita (SLV)	949	0,328	2,399	0,361
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0,416	2,444	0,376
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

Figura 10: 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 Vaccarini ed 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:

$$a_g / g = 0.328;$$

$$S_S = 1.09;$$

$$S_T = 1.10;$$

PER I MURI DI SPALLA

$$\beta = 1.00$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 1 \cdot 1.09 \cdot 1.10 \cdot 0.328 = 0.393;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.391 = \pm 0.196;$$

PER LE FONDAZIONI

$$\beta = 0.28$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.28 \cdot 1.09 \cdot 1.10 \cdot 0.326 = 0.110;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.109 = \pm 0.055;$$

PER LA STABILITA' GLOBALE

$$\beta = 0.28$$

$$k_h = \beta \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g / g = 0.28 \cdot 1.09 \cdot 1.05 \cdot 0.325 = 0.110;$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.109 = \pm 0.055;$$

7. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE E CRITERI DI VERIFICA

Le principali problematiche geotecniche correlate con l'esecuzione degli interventi previsti in progetto riguardano la verifica delle fondazioni esistenti nei confronti delle sollecitazioni trasmesse dal nuovo impalcato nonché la verifica delle spalle esistenti.

Per quanto riguarda le fondazioni delle pile, l'intervento di rinforzo consiste nella realizzazione di un ringrosso in c.a., di spessore 1.50 m, da realizzarsi all'estradosso del plinto esistente avente la funzione di ricentrare i carichi provenienti dall'impalcato.

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento al collasso per carico limite della fondazione ed allo scorrimento sul piano di posa; il carico limite è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen. Nella maggior parte dei casi le fondazioni del viadotto sono ubicate a monte di una scarpata rocciosa e pertanto sono state effettuate anche le verifiche di stabilità nei confronti di meccanismi di rottura che coinvolgono la scarpata a valle della fondazione, lungo superfici perpendicolari al pendio.

Per quanto riguarda le spalle A e B delle due carreggiate sono previsti interventi di rinforzo mediante la realizzazione di un paramento in c.a., dello spessore di 50 cm, da realizzarsi lato valle e dell'esecuzione, per ciascuna spalla, di n. 6 micropali (ancoraggi passivi) tipo TITAN 103/78 mm annegati in un cordolo di cls da costruirsi ex-novo.

Dal punto di vista geotecnico le spalle sono state verificate nei confronti dello scorrimento sul piano di posa, del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, del ribaltamento e della stabilità globale dell'insieme muro terreno, mentre i micropali sono stati verificati nei confronti dello sfilamento e della resistenza strutturale ultima.

Le verifiche sono state condotte sia per le condizioni statiche che per quelle sismiche; le sollecitazioni sulle strutture di fondazione e sulle spalle sono state valutate con un'analisi tridimensionale agli elementi finiti effettuata con il codice di calcolo SAP2000 v.15. Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni per le condizioni statiche (SLU) e per le condizioni sismiche (SLV) ed ad intradosso plinto delle pile (comprehensive del peso del plinto, del ringrosso posto all'estradosso e del peso dell'eventuale rinterro). Nelle tabelle la direzione "x" è quella parallela all'asse del viadotto mentre la direzione "y" è quella ortogonale. Per i dettagli si rimanda alla relazione di calcolo del viadotto.

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

$$Ed \leq Rd$$

dove Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e Rd il valore di progetto della resistenza del sistema.

Di seguito si riportano la planimetria del viadotto a quota appoggi con evidenza e numerazione delle sottostrutture e il profilo longitudinale (Figura 11, Figura 12, Figura 13).

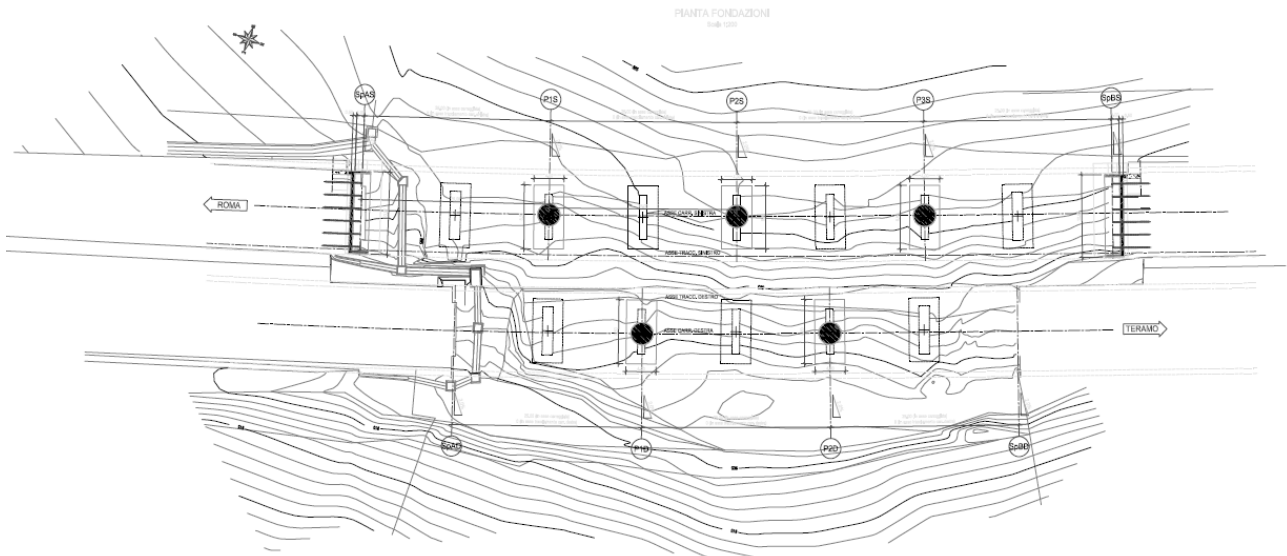


Figura 11: Pianta dell'impalcato

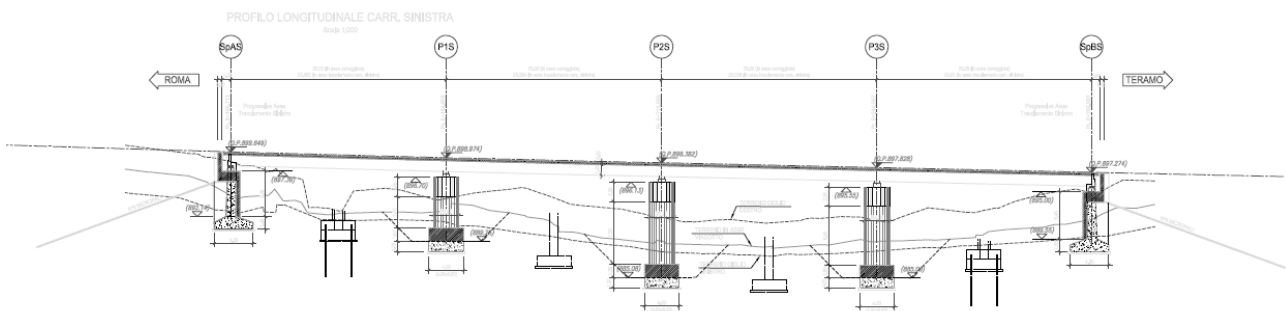


Figura 12: Profilo longitudinale della carreggiata sinistra

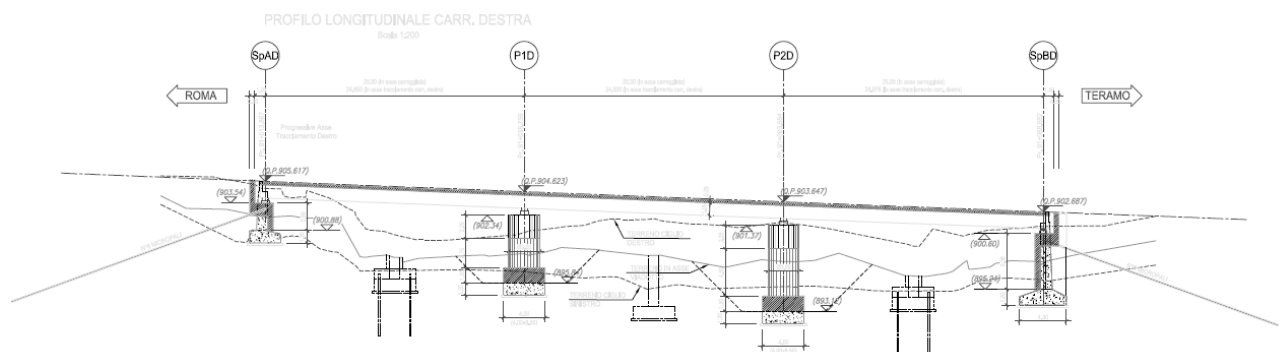


Figura 13: Profilo longitudinale della carreggiata destra

8. VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI DELLE PILE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni delle pile sono state effettuate facendo riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

- Collasso per carico limite della fondazione;
- Scorrimento sul piano di posa;

Il carico limite della fondazione è stato determinato mediante la formula trinomia di Brinch-Hansen.

Per le fondazioni è stata effettuata inoltre la verifica di stabilità del complesso fondazione/scarpata, nell'ipotesi che il meccanismo di rottura si sviluppi lungo superfici perpendicolari al pendio.

8.1 Verifiche nei confronti del carico limite

Le verifiche nei confronti del carico limite, determinato con la formula trinomia di Brinch-Hansen, sono state effettuate utilizzando l'*Approccio 2 (A1+M1+R3)* proposto dal D.M. 14 gennaio 2008, 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 (Tabella 6.2.I del Norme tecniche per le costruzioni) ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 7.

Le verifiche sono state effettuate per le condizioni statiche (SLU) e per le condizioni sismiche (SLV). In entrambe le verifiche per il terreno di fondazione è stato assunto un comportamento drenato.

Le verifiche allo stato limite ultimo in condizioni sismiche sono state condotte in analogia a quanto fatto per le verifiche in condizioni statiche adottando per i coefficienti A1 e A2 un valore pari a 1.

Tabella 6: 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 7: Coefficienti parziali per le resistenze

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

Il carico limite delle fondazioni dirette è stato determinato, come detto, mediante l'applicazione della formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{lim} = \sigma'_{vo} N_q s_q d_q i_q b_q z_q g_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c z_c g_c + 0,5 \gamma' c D' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma z_\gamma g_\gamma$$

nella quale:

$N_q N_c N_\gamma$ = fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di attrito del terreno (ϕ');

$i_q i_c i_\gamma$ = fattori di inclinazione della risultante dei carichi;

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

$d_q d_c d_\gamma$ = fattori di profondità della fondazione ($d_i < B'$);

$b_q b_c b_\gamma$ = fattori di inclinazione della base della fondazione;

$g_q g_c g_\gamma$ = fattori di inclinazione del piano campagna;

$z_q z_c z_\gamma$ = coefficienti inerziali.

Nei calcoli si fa riferimento all'area equivalente effettiva della fondazione, di dimensioni ridotte:

$$B' = B - 2 e_B$$

$$L' = L - 2 e_L$$

dove B ed L sono le reali dimensioni della fondazione ed e_B ed e_L l'eccentricità del carico verticale N sui due lati della fondazione.

Le verifiche risultano soddisfatte se: $E_d \leq R_d$

In cui

$$E_d = N / (B' \times L')$$

$$R_d = R_k / \gamma_R = Q_{lim} / \gamma_R$$

Il carico limite della fondazione è stato determinato considerando le seguenti geometrie dei plinti di fondazione:

Tabella 8: Geometria dei plinti

Geometria plinti				
Pila	B (m)	L (m)	H (m)	D (m)
1S	4.00	8.50	1.20	0.00
2S	4.00	8.50	1.20	0.00
3S	4.00	8.50	1.20	0.00

Per il terreno di fondazione, costituito dall'ammasso roccioso fratturato, sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici:

- Peso di volume (γ) = 26 kN/m³
- Angolo di attrito (ϕ) = 37°
- Coesione (c) = 100 kPa

Nella tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dei carichi assiali; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

8.2 Verifiche nei confronti dello scorrimento

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta se:

$$R_d / E_d > 1$$

dove:

$E_d = H$ (carico orizzontale in fondazione)

$$R_d = R_k / \gamma_R = (N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B' L') / \gamma_R$$

Con:

N = componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione;

δ_f = angolo d'attrito terreno-fondazione;

c_a = adesione terreno-fondazione;

B' = larghezza della fondazione reagente;

L' = lunghezza della fondazione reagente.

Le verifiche nei confronti dello scorrimento sono state effettuate secondo la combinazione dell'approccio 2 (A1+M1+R3).

Per le verifiche a traslazione è stato assunto un angolo di attrito terreno-fondazione pari a 35° mentre è stato cautelativamente trascurato il contributo di adesione tra fondazione e piano di posa.

Nelle tabelle che seguono sono riportate le sollecitazioni di calcolo per le combinazioni di carico esaminate ed i risultati delle verifiche nei confronti dello scorrimento; le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 9: Sollecitazioni delle pile agenti in fondazione per lo SLU e lo SLV

Pila	N	LONG	TRASV	T	TRASV	LONG	
	V2	V3	M2	M3			
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	
SLU	Pila 1	-8566,6	141,6	251,3	9,9	6497,4	1154,0
		-12638,1	-128,9	229,8	6,4	-4148,0	-1050,7
		-8675,2	59,1	11,5	1,4	4036,4	481,8
		-12513,9	-22,1	-10,0	-2,0	-6609,1	-180,4
		-8684,9	-49,4	246,4	9,2	4598,5	-402,9
		-11087,4	-287,0	234,1	7,4	-1234,2	-2339,4
		-6460,2	-135,5	6,6	0,8	2137,5	-1104,3
		-8630,0	-183,8	-5,7	-1,1	-3695,2	-1498,3
		-8690,7	123,2	406,3	14,8	6239,2	1004,3
		-11093,3	-114,4	394,0	13,0	406,5	-932,3
		-6666,3	10,2	399,7	14,1	4101,7	83,3
		-6666,3	10,2	399,7	14,1	4101,7	83,3
	-8618,3	178,2	246,4	9,2	4598,5	1452,4	
	-11176,1	-185,6	234,1	7,4	-1234,2	-1512,5	
	-6485,3	147,7	0,0	0,0	0,0	1203,6	
	-6873,4	-167,8	0,0	0,0	0,0	-1367,2	
	-8173,2	29,1	266,2	1,5	7027,9	340,7	
	-12235,5	-29,2	226,4	-1,5	-2947,7	-341,5	
	-8229,2	29,0	24,2	1,3	3789,1	338,9	
	-12188,8	-29,1	-15,6	-1,6	-6186,5	-340,1	
	-8431,7	-151,3	255,9	0,9	5235,1	-1770,2	
	-10767,4	-186,5	233,3	-0,8	-202,2	-2181,8	
	-6203,5	-151,4	13,9	0,8	1996,3	-1771,9	
	-8436,5	-186,3	-8,7	-0,9	-3441,0	-2180,3	
-8431,8	17,6	417,2	1,0	7394,3	205,4		
-10767,5	-17,6	394,7	-0,7	1957,0	-206,1		
-6526,4	0,0	403,3	0,2	5398,0	-0,4		
-6526,4	0,0	403,3	0,2	5398,0	-0,4		
-8394,4	17,7	255,9	0,9	5235,1	206,7		
-10798,6	-17,7	233,3	-0,8	-202,2	-207,1		
-6433,0	0,2	0,0	0,0	0,0	2,6		
-6604,2	-0,2	0,0	0,0	0,0	-2,8		
-8953,7	128,2	253,7	-6,6	6675,8	1250,4		
-13024,9	-140,9	226,5	-9,5	-3609,5	-1373,7		
-9062,3	21,9	15,8	1,6	3899,9	213,8		
-12900,7	-58,8	-11,4	-1,3	-6385,4	-573,1		
-9083,8	-57,6	247,0	-7,3	4841,1	-561,3		
-11486,1	-294,0	231,3	-8,9	-794,1	-2866,8		
-6758,8	-160,3	9,1	0,9	2065,2	-1563,2		
-8928,3	-208,4	-6,5	-0,7	-3570,0	-2031,5		
-9077,9	113,8	405,6	-12,8	6691,7	1109,8		
-11480,3	-122,6	389,9	-14,4	1056,5	-1195,7		
-6953,1	-10,2	396,5	-13,7	4626,5	-99,3		
-6953,1	-10,2	396,5	-13,7	4626,5	-99,3		
-9005,5	184,7	247,0	-7,3	4841,1	1800,8		
-11563,1	-177,4	231,3	-8,9	-794,1	-1729,5		
-6772,1	167,0	0,0	0,0	0,0	1628,4		
-7160,1	-147,0	0,0	0,0	0,0	-1433,6		
SLV	Pila 1	-6151,4	745,9	206,8	3,4	1921,5	6078,1
		-7196,4	-754,5	-206,8	-3,4	-1921,5	-6148,9
		-6152,0	266,7	689,3	11,4	6405,0	2173,6
		-7195,8	-275,4	-689,3	-11,4	-6405,0	-2244,4
		-5123,0	266,8	206,8	3,4	1921,5	2173,8
		-8224,7	-275,4	-206,8	-3,4	-1921,5	-2244,6
	Pila 2	-5864,6	680,2	208,9	0,1	2596,8	7953,3
		-7178,6	-680,2	-208,9	-0,1	-2596,8	-7953,3
		-5864,6	204,1	696,2	0,4	8656,0	2386,8
		-7178,6	-204,1	-696,2	-0,4	-8656,0	-2386,8
		-4414,8	204,1	208,9	0,1	2596,8	2386,8
		-8628,4	-204,1	-208,9	-0,1	-2596,8	-2386,8
	Pila 3	-6437,9	752,7	206,6	3,2	2212,5	7337,4
		-7483,3	-744,1	-206,6	-3,2	-2212,5	-7253,3
		-6438,5	274,6	688,6	10,8	7374,9	2677,2
		-7482,7	-266,0	-688,6	-10,8	-7374,9	-2593,2
		-5409,0	274,7	206,6	3,2	2212,5	2677,5
		-8512,2	-266,1	-206,6	-3,2	-2212,5	-2593,5

Tabella 10: Coefficienti di sicurezza per lo SLU e lo SLV

COMB.	Pila 1S				Pila 2S				Pila 3S			
	FS Carico Limite		FS Scorrimento		FS Carico Limite		FS Scorrimento		FS Carico Limite		FS Scorrimento	
	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU	SLV	SLU
COMB. 1	7,76	>10	5,90	>10	3,40	>10	6,03	>10	6,27	>10	6,08	>10
COMB. 2	7,76	9,39	6,69	>10	4,16	9,34	6,89	>10	6,65	9,03	7,01	>10
COMB. 3	>10	>10	6,18	>10	9,28	>10	8,21	>10	>10	>10	6,40	>10
COMB. 4	>10	9,78	7,05	>10	8,71	9,11	11,23	>10	>10	9,25	7,33	>10
COMB. 5	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10	>10
COMB. 6	>10	9,92	>10	>10	9,49	9,58	>10	>10	>10	9,40	>10	>10
COMB. 7	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 8	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 9	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 11	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 12	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 13	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 14	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 15	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10
COMB. 16	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10	-	>10

Nel seguito sono riportati i calcoli relativi al plinto della pila 3 della carreggiata sinistra per il quale le verifiche restituiscono i valori minori dei coefficienti di sicurezza.

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante																							
Nq =	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92	42,92		
Nc =	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63	55,63		
Ny =	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19	66,19		
sc, sq, sy : fattori di forma																							
sq =	1,19	1,22	1,38	1,38	1,31	1,32	1,39	1,36	1,39	1,39	1,39	1,32	1,34	1,35	1,40	1,34	1,41	1,41	1,36	1,34	1,32	1,32	
sc =	1,20	1,22	1,39	1,39	1,31	1,33	1,40	1,37	1,40	1,40	1,40	1,33	1,35	1,36	1,41	1,35	1,42	1,42	1,37	1,34	1,33	1,33	
sy =	0,90	0,89	0,80	0,80	0,84	0,83	0,79	0,81	0,80	0,79	0,79	0,83	0,82	0,82	0,79	0,82	0,78	0,78	0,81	0,82	0,83	0,83	
ic, iq, iy : fattori di inclinazione del carico																							
mb =	1,80	1,78	1,67	1,67	1,71	1,70	1,66	1,68	1,66	1,66	1,66	1,70	1,69	1,68	1,65	1,69	1,65	1,65	1,67	1,69	1,70	1,70	
θ =	74,65	74,48	21,74	21,12	53,05	52,17	26,82	31,89	54,28	78,99	13,12	51,80	86,75	88,20	15,68	17,46	1,47	1,47	36,79	37,48	90,00	90,00	
mi =	1,20	1,22	1,33	1,33	1,29	1,30	1,34	1,32	1,34	1,34	1,34	1,30	1,31	1,32	1,35	1,31	1,35	1,35	1,33	1,31	1,30	1,30	
m =	1,75	1,74	1,38	1,38	1,56	1,55	1,41	1,42	1,55	1,65	1,36	1,55	1,69	1,68	1,37	1,35	1,35	1,35	1,45	1,45	1,70	1,70	
iq =	0,86	0,88	0,90	0,91	0,95	0,96	0,97	0,98	1,00	0,99	0,98	0,97	0,98	0,97	0,96	0,97	0,96	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	
ic =	0,86	0,88	0,90	0,91	0,94	0,96	0,97	0,98	1,00	0,99	0,97	0,96	0,98	0,97	0,96	0,97	0,95	0,95	0,97	0,97	0,98	0,98	
iy =	0,79	0,82	0,84	0,85	0,91	0,94	0,95	0,96	1,00	0,99	0,96	0,94	0,96	0,96	0,93	0,94	0,92	0,92	0,95	0,96	0,96	0,97	
dc, dq, dy : fattori di profondità del piano di appoggio																							
dq =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
dc =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
dy =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
bc, bq, by : fattori di inclinazione base della fondazione																							
bq =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
bc =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
by =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
gc, gq, gy : fattori di inclinazione piano di campagna																							
gq =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
gc =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
gy =	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
zc, zq, zy : fattori di inerzia																							
zq =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
zc =	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	
zy =	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	
Carico limite unitario																							
coefficiente di resistenza carico limite	q _{lim} =	6695,30	7107,77	8490,04	8665,45	8621,96	9042,14	9601,03	9601,06	10014,82	9972,10	9721,16	9122,51	9376,12	9375,46	9481,40	9406,94	9599,35	9599,35	9383,39	9411,28	9271,19	9379,23
	γ _{Rq} =	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
Carico limite unitario ridotto	q _{lim} / γ _{Rq} =	2911,00	3090,33	3691,32	3767,59	3748,68	3931,36	4174,36	4174,38	4354,27	4335,70	4226,59	3966,31	4076,57	4076,29	4122,35	4089,97	4173,63	4173,63	4079,73	4091,86	4030,95	4077,92
Carico limite	Q _{lim} =	46776,38	56569,33	79020,95	86407,95	92742,87	109175,91	112080,1	126825,3	133144,09	128796,63	123961,4	117614,2	116888,87	113935,8	111804,4	129774,9	121766,3	121766,3	111908,3	127638,8	122732	126500
<i>Verifica di sicurezza capacità portante</i>	Q _{lim} ≥ N																						
<i>Fattore di sicurezza</i>	FS =	6,27	6,65	10,59	10,16	14,43	11,45	11,24	9,03	13,21	9,25	12,27	9,40	15,03	11,45	11,07	10,38	15,27	15,27	11,16	10,14	15,75	15,46
VERIFICA A SCORRIMENTO																							
Risultante azione orizzontale	H =	780,57	772,26	741,37	738,22	343,69	336,84	284,24	266,71	27,01	59,88	253,61	374,14	160,58	208,46	421,25	408,77	396,62	396,62	308,41	291,52	167,01	147,04
Azione Resistente	Sd =	5222,07	5954,10	5222,49	5953,68	4501,64	6674,52	6983,69	9834,34	7059,73	9747,36	7074,73	8756,90	5446,77	6965,91	7070,61	8752,77	5582,81	5582,81	7019,91	8810,76	5456,07	5727,78
coefficiente di resistenza scorrimento	γ _{Rs} =	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
Azione Resistente ridotto	Sd / γ _{Rs} =	4747,34	5412,82	4747,72	5412,44	4092,4	6067,75	6348,81	8940,31	6417,94	8861,24	6431,57	7960,82	4951,61	6332,65	6427,83	7957,06	5075,28	5075,28	6381,74	8009,78	4960,06	5207,07
<i>Verifica di sicurezza allo scorrimento</i>	Sd/gR ≥ H																						
<i>Fattore di sicurezza</i>	FS =	6,08	7,01	6,40	7,33	11,91	18,01	22,34	33,52	237,59	147,99	25,36	21,28	30,84	30,38	15,26	19,47	12,80	12,80	20,69	27,48	29,70	35,41

8.3 Verifiche stabilità della scarpata a valle delle fondazioni

La verifica di stabilità del complesso fondazione/scarpata, nell'ipotesi che il meccanismo di rottura si sviluppi lungo superfici perpendicolari al pendio.

Per quanto attiene al tipo di verifica, essa è da ritenersi a tutti gli effetti una verifica di stabilità di un versante in roccia.

La verifica della stabilità è stata effettuata secondo la combinazione A2+M2+R2, secondo quanto previsto al paragrafo 6.8.2. delle Norme tecniche per le costruzioni; i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, il coefficiente γ_R sulla resistenza globale (R2) è pari a 1.1 e le azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2.

Le analisi di stabilità 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, espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e quella effettivamente mobilitata dal volume di terreno coinvolto nel movimento.

Il metodo di calcolo è quello delle strisce; in particolare si farà riferimento al metodo di Morgenstern & Price per il quale le forze d'interstriscia sono state assunte secondo la distribuzione Half-Sine.

L'azione sollecitante è determinata valutando la massima pressione di contatto della fondazione superficiale, applicata considerando gli effetti di riduzione dell'area di carico per la presenza delle azioni flettenti all'intradosso fondazione.

Ovviamente l'azione del plinto sul pendio in roccia è di tipo tridimensionale mentre le verifiche svolte attraverso l'ausilio del software sono invece effettuate in condizioni di stato piano; l'assunzione di tale ipotesi garantisce una valutazione conservativa del fattore di sicurezza.

Oltre allo scarico del plinto, viene applicata, a norma delle N.T.C., l'azione sismica sul pendio stesso (cfr. 7.11.3.5.1 N.T.C.).

La stabilità in condizioni sismiche è stata verificata applicando al volume di terreno delimitato dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento le forze d'inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = k_h \times W$$

$$F_V = k_v \times W$$

dove:

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

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

$W =$ peso della massa potenzialmente instabile

$k_h = 0.111$

$k_v = 0.055$

Per l'ammasso roccioso è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb; nelle analisi è stato considerato un peso di volume di 26 kN/m^3 , un angolo di attrito di 37° ed una coesione pari a 150 kPa .

Le verifiche sono state effettuate in condizioni sismiche (più severe di quelle statiche) prendendo in esame la pila 2.

Nella tabella sono riassunti i risultati ottenuti delle analisi di stabilità in termini di coefficienti di sicurezza mentre nelle figure che seguono è rappresentato il modello geometrico delle sezioni analizzate con indicazione delle superfici di scorrimento più critiche.

Tabella 11: Fattore di sicurezza per le verifiche di stabilità delle scarpate a valle delle fondazioni

	Condizioni	FS
Pila 2	Sismiche	1.46

In relazione alle ipotesi assunte per le caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso tali valori del coefficiente di sicurezza possono ritenersi adeguati e la verifica soddisfatta.

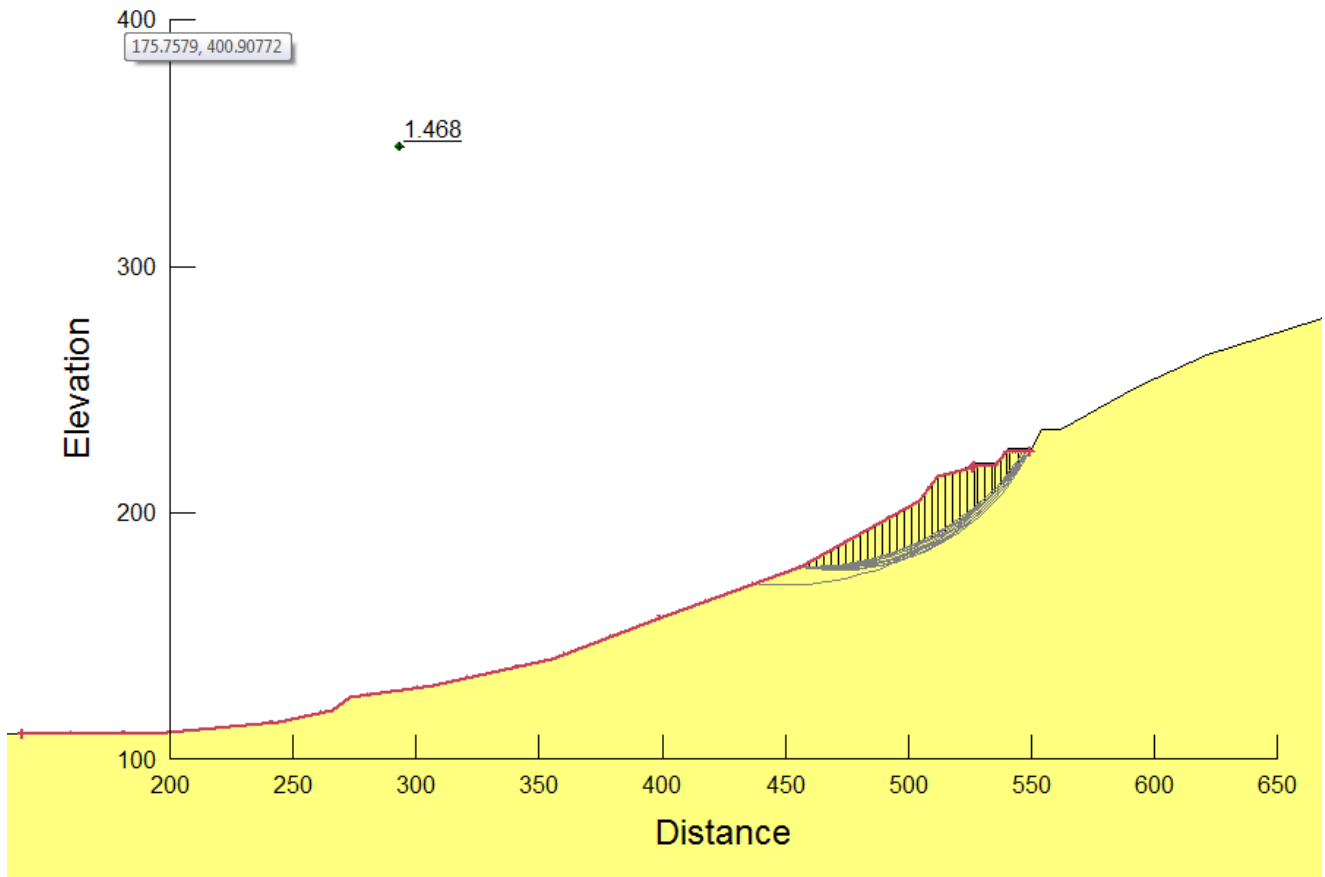


Figura 14: Condizioni sismiche Profilo Trasversale - $F_s: 1.46$

9. VERIFICA GEOTECNICA DELLE SPALLE

Per l'adeguamento sismico delle spalle esistenti del viadotto verranno realizzati da n. 4 a n. 6 micropali tipo TITAN 103/78 sul paramento verticale delle spalle.

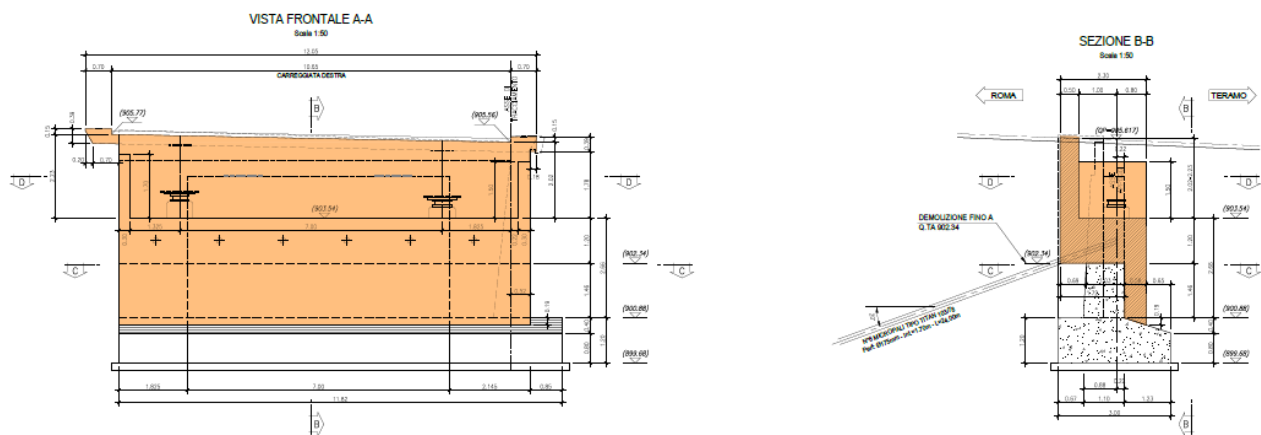


Tabella 12 ed i coefficienti parziali sulla resistenza globale del sistema (R3) sono quelli riportati nella Tabella 14 per la spalla e nella Tabella 15 per gli ancoraggi.

Tabella 12: 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 13: 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 14: 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	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,4$

Tabella 15: Coefficienti parziali sulla resistenza degli ancoraggi (micropali)

VERIFICA	Simbolo γ_R	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.2

La verifica di stabilità globale del complesso spalla/ terreno è stata effettuata secondo la combinazione A2+M2+R2.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione ed è stato trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 3 ed adoperando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Le verifiche sono state effettuate utilizzando un foglio di calcolo Excel[®] nel quale vengono valutate

le azioni destabilizzanti, le forze resistenti ed a partire da queste le sollecitazioni sulla parete verticale e nella soletta di fondazione.

Per le verifiche in condizioni sismiche, le “azioni sismiche”, tipicamente dinamiche, sono state schematizzate come forze statiche equivalenti (metodo pseudo-statico).

9.1 Analisi dei carichi

I carichi considerati nelle analisi sono:

Spinte del terreno in condizioni statiche

La spinta del terrapieno presente a tergo della struttura è stata valutata considerando la relazione:

$$S = 0.5 \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2$$

dove γ è il peso di volume del terreno, H l'altezza della spalla e K_a il coefficiente di spinta attiva, valutato come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\psi \sin(\varphi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta)\sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

in cui:

φ = angolo di attrito efficace del terreno;

ψ = angolo rispetto all'orizzontale del paramento contro terra del muro;

β = inclinazione del piano campagna

δ = angolo di attrito muro-terreno.

Nel caso in esame la spinta sui muri è stata valutata adottando un angolo di attrito muro-terreno pari a $\varphi/2$ ed un piano campagna a tergo del muro orizzontale.

Spinta del terreno in condizioni sismiche

La spinta del terreno in condizioni sismiche è stata valutata facendo riferimento al metodo proposto da Wood, nel quale si ipotizza che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione sismica orizzontale a_h e verticale a_v :

$$a_h = k_h \cdot g \qquad a_v = k_v \cdot g$$

in cui k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale, k_v il coefficiente di intensità sismica

verticale e g l'accelerazione gravitazionale.

La spinta sulla spalla è stata ca

Il metodo di Wood, fornisce l'incremento sismico della spinta del terreno su una parete rigidamente vincolata in modo da impedire apprezzabili deformazioni dell'insieme. Tale incremento è rappresentato da una pressione a distribuzione costante calcolata mediante la seguente espressione:

$$S = (1 + k_v) H W a_g/g$$

Tale valore di spinta è stata calcolata ipotizzando uno scavo su roccia a tergo della spalla con un'inclinazione 1:1 (45°) riempito da materiale con idonea pezzatura.

Sovraccarichi variabili

Nelle analisi è stata considerata la presenza di un sovraccarico variabile, insistente a tergo della spalla, pari a 20kN/m² in condizioni statiche e 5 kN/m² in condizioni sismiche.

Ancoraggi

I micropali (ancoraggi passivi) determinano un effetto stabilizzante sulla spalla. La loro presenza viene simulata con delle forze concentrate di valore pari al carico necessario a garantire un adeguato coefficiente di sicurezza, in corrispondenza dei punti in cui essi sono ubicati. La loro inclinazione rispetto al piano orizzontale determina l'insorgere di una componente verticale ed una orizzontale, entrambe con effetto stabilizzate.

9.2 Schematizzazione geotecnica e parametri di calcolo

Il terreno di riempimento a tergo della struttura è costituito da terre a grana medio/grossa idonee a realizzare un rilevato stradale. Nella valutazione delle spinte è stato assunto per questo terreno un peso di volume pari a 20 kN/m³, una coesione nulla e, cautelativamente, un angolo di attrito pari a 30°.

Le spalle del viadotto risultano poggiate sul substrato roccioso; per l'ammasso sono stati assunti i seguenti parametri: peso di volume pari a 26 kN/m³, una coesione efficace pari a 100 kPa ed un angolo di attrito pari a 37°. Nelle analisi di verifica non è stata considerata la presenza della falda.

9.3 Risultati delle analisi

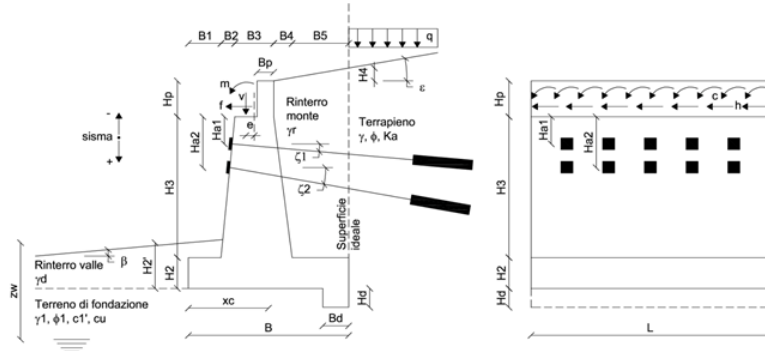
Nella tabella che segue sono riassunti i risultati ottenuti delle analisi effettuate in termini di coefficienti di sicurezza. Per le verifiche strutturali della stessa si rimanda alla specifica relazione di calcolo.

Tabella 16: Coefficienti di sicurezza per la spalla B carreggiata destra

	Coefficiente di sicurezza		
	Scorr.	Ribalt.	Q Limite
Sismica +	2.02	1.61	18.64
Sismica -	1.49	1.10	14.14

Spalla (combinazione SLV)

DATI DI PROGETTO:



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	1,45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,20	(m)
Spessore paraghiaia	Bp =	0,50	(m)
Altezza paraghiaia	Hp =	2,27	(m)
Inclinazione paramento di valle	$\eta_v =$	0,00	(°)
Inclinazione paramento di monte	$\eta_m =$	1,97	(°)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,50	(m)
Lunghezza Fondazione (L = 1000 Nastriforme)	L =	10,97	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,35	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Considerare la spinta passiva sul dente?		No	<input type="button" value="v"/>
Mezzzeria Sezione	Xc =	2,25	(m)

Altri dati

Profondità del piano di posa	H2' =	0,00	(m)
Profondità del piano di falda	Zw =	20,00	(m)
Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls} =$	25,00	(kN/m ³)

Geometria del Terrapieno e del Terreno a valle

Inclinazione del terrapieno	$\epsilon =$	0,00	(°)
Inclinazione del terreno a valle	$\beta =$	0,00	(°)

Elementi di ancoraggio

		Tipologia di ancoraggi:	Passivi	<input type="button" value="v"/>
Altezza della 1a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha1 =	0,60	(m)	
Forza nella prima fila di tiranti per ml	Fa1 =	550,00	(kN/m)	
Inclinazione della 1a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_1 =$	20,00	(°)	
Altezza della 2a fila di tiranti dalla testa del muro	Ha2 =	0,00	(m)	
Forza nella seconda fila di tiranti per ml	Fa2 =	0,00	(kN/m)	
Inclinazione della 2a fila di tiranti rispetto l'orizzontale	$\zeta_2 =$	0,00	(°)	

Rappresentazione grafica del muro



Indicazioni progettuali

Spinta da equilibrare con tiranti: fp+fs+Psh+Ptsh+SsismTt+Sq1acc	S =	742,05	(kN/m)
Spinta equilibrata tramite i tiranti	Seq =	550,00	(kN/m)
n° tiranti 1a fila	na1 =	6	(-)
n° tiranti 2a fila	na2 =	0	(-)
n° tiranti totali	nat =	6	(-)
Forza sulla 1a fila di tiranti	ta1 =	550,00	(kN/m)
Forza sulla 2a fila di tiranti	ta2 =	0,00	(kN/m)
Forza sull'i-esimo tirante della 1a fila	Ta1 =	1005,58	(kN)
Forza sull'i-esimo tirante della 2a fila	Ta2 =	0,00	(kN)
Lunghezza del cono di spinta statico	Lc.stat =	5,90	(m)
Lunghezza del cono di spinta sismico	Lc.sism =	9,38	(m)

Combinazioni coefficienti parziali di sicurezza

Combinazione delle azioni:

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	Altro
Permanenti	favorevole	γs	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,00
Variabili	favorevole	γq	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,30

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	Altro
Angolo d'attrito	tan φ _k	γ _φ	1,00	1,25	1,00	1,25
Coesione	c _k	γ _c	1,00	1,25	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c _{sk}	γ _{cs}	1,00	1,40	1,00	1,40
Peso unità di volume	γ	γ _r	1,00	1,00	1,00	1,20

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	Altro
Capacità portante fondazione	γ _R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati Geotecnici

Dati Terrapieno e Rinterrò	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno e Rinterrò	Angolo di attrito del terrapieno	φ' (°)	30,00		30,00	24,79
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ' (kN/m ³)	20,00		20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ (°)	15,00		15,00	12,40
	Peso Unità di Volume del Rinterrò lato monte	γ _r (kN/m ³)	19,00		19,00	19,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni: Drenate					
	Coesione Terreno di Fondazione	c1' (kPa)	100,00		100,00	80,00
	Angolo di attrito Terreno-Fondazione	φ1' (°)	37,00		37,00	31,08
	Coefficiente di riduzione dell'attrito per le verifiche a scorrimento	fred (-)	0,929			
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ1 (kN/m ³)	26,00		26,00	26,00
	Peso saturo del Terreno di Fondazione	γsat1 (kN/m ³)	26,00		26,00	26,00
	Peso Unità di Volume del Rinterrò lato valle	γd (kN/m ³)	26,00		26,00	26,00
	Profondità "Significativa" (consigliata H = 2*B)	Hs (m)	20,00			
	Coefficiente di Poisson	ν (-)	0,25			
	Modulo di deformazione	E (kN/m ²)	1600000			

Carichi agenti

Combinazione delle azioni: 1

Carichi agenti	Parametro	Unità	valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente sulla zattera di monte	qp (kN/m ²)	0,00		0,00	0,00
	Forza Orizzontale nel piano del muro	hp (kN/m)	18,17		23,62	19,99
	Forza Orizzontale in Testa	fp (kN/m)	77,88		101,24	85,66
	Forza Verticale in Testa	vp (kN/m)	122,46		122,46	110,21
	Momento in Testa	mp (kNm/m)	0,00		0,00	0,00
	Momento in Testa nel piano del muro	cp (kNm/m)	29,17		37,92	32,08
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	ep (m)	0,250			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez.p (m)	0,350			
	Momento in Testa considerando eccentricità	mp (kNm/m)	57,87		75,23	63,66
	Momento in Testa nel piano del muro consid. eccentricità	cp (kNm/m)	35,53		46,18	39,08
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q (kN/m ²)	0,00		0,00	0,00
	Forza Orizzontale accidentale nel piano del muro	h (kN/m)	0,00		0,00	0,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale	f (kN/m)	0,00		0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale	v (kN/m)	0,00		0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale	m (kNm/m)	0,00		0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro	c (kNm/m)	0,00		0,00	0,00
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	e (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez (m)	0,000			
	Momento in Testa accidentale considerando eccentricità	m (kNm/m)	0,00		0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale nel piano del muro con eccentr.	c (kNm/m)	0,00		0,00	0,00
Coefficienti di combinazione						
condiz. frequente ψ1		0,75				
condiz. quasi permanente ψ2					0,00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale	qs (kN/m ²)	5,00			
	Forza Orizzontale sismico nel piano del muro	hs (kN/m)	0,00			
	Forza Orizzontale in Testa sismico	fs (kN/m)	0,00			
	Forza Verticale in Testa sismico	vs (kN/m)	0,00			
	Momento in Testa sismico	ms (kNm/m)	0,00			
	Momento in Testa sismico nel piano del muro	cs (kNm/m)	0,00			
	Eccentricità rispetto alla mezzera dello spessore	es (m)	0,000			
	Eccentricità dei carichi (altezza baggiolo)	ez.s (m)	0,000			
	Momento in Testa sismico considerando eccentricità	ms (kNm/m)	0,00			
	Momento in Testa sismico nel piano del muro con eccentricità	cs (kNm/m)	0,00			

Definizione dell'azione sismica

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,328	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,09	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1,10	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1,00	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,393	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,197	(-)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma -	$\theta^- = \arctg(kh/(1-kv))$	26,08	(°)
	Angolo d'inclinazione della spinta sismica sisma +	$\theta^+ = \arctg(kh/(1+kv))$	18,19	(°)
	Muro libero di traslare o ruotare:		No	
	Distribuzione della spinta:		Uniforme	
Usare la Spinta a Riposo (Statico) e la teoria di Wood (Sisma)?:		No		

Definizione dei coefficienti di spinta

Coefficienti di Spinta	SLE		STR/GEO		EQU	
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	K_a	0,301	0,301	0,370	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	K_{as+}	0,601	0,601	0,732		
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	K_{as-}	0,936	0,936	1,422		
Coeff. Di Spinta Passiva Statico	K_p	4,023	4,023	3,135		
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	K_{ps+}	2,352	2,352	1,821		
Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	K_{ps-}	1,904	1,904	#NUM!		

Spinta definita da utente

Considerare una spinta definita da utente in condizioni statiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Statica (dal piano di posa della fondazione)	hstat	0,00	(m)		
Spinta caratteristica in condizione Statica	Sst1,stat	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Considerare una spinta definita da utente in condizioni sismiche?		No			
Punto di applicazione della spinta Sismica (dal piano di posa della fondazione)	hsism	4,61	(m)		
Incremento di Spinta Sismica sisma +	Sst,sism +	(kN/m)	400,05	400,05	400,05
Incremento di Spinta Sismica sisma -	Sst,sism -	(kN/m)	268,58	268,58	268,58

FORZE VERTICALI

	SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 = $(B2*H3*yc) / 2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 = $(B3*H3*yc) / 2$	(kN/m)	210,25	189,23
Pm3 = $(B4*H3*yc) / 2$	(kN/m)	14,50	13,05
Pm4 = $(B*H2*yc) / 2$	(kN/m)	129,38	116,44
Pm5 = $(Bd*Hd*yc) / 2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm6 = $(Bp*Hp*yc) / 2$	(kN/m)	28,38	25,54
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 + Pm6	(kN/m)	382,50	344,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 = $(B5*(H3+Hp)*yr) / 2$	(kN/m)	207,00	186,30
Pt2 = $(0,5*(B4+B5)*H4*yr) / 2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 = $(B4*H3*yr) / 2$	(kN/m)	11,02	9,92
Pt4 = $(B4*Hp*yr) / 2$	(kN/m)	8,63	3,88
Sovr = qp * (B4+B5)	(kN/m)	0,00	0,00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Pt4 + Sovr	(kN/m)	226,64	200,10
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat q * (B4+B5)	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr acc. Sism qs * (B4+B5)	(kN/m)	7,75	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)			
Mm1 = $Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 = $Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	467,81	421,03
Mm3 = $Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	43,74	39,37
Mm4 = $Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	291,09	261,98
Mm5 = $Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm6 = $Pm6*(B1 + B2 B3 - Bp/2)$	(kNm/m)	76,61	68,95
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 + Mm6	(kNm/m)	879,25	791,33
- Riempimento e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 = $Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	791,76	712,58
Mt2 = $Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 = $Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	33,98	30,58
Mt4 = $Pt4*(B1+B2+B3+B4/2)$	(kNm/m)	26,31	11,84
Msovr = $Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	852,05	755,00

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	28,87	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	150,43	
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	75,21	

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	87,44	
Ptsh v =	$Pt*kv$	(kN/m)	43,72	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	334,88	
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2 + H3/3)$	(kNm/m)	17,58	
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	29,26	
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs6 h=	$kh*Pm6*(H3+Hp/2)$	(kNm/m)	64,72	
MPs h=	$MPs1h + MPs2h + MPs3h + MPs4h + MPs5h + MPs6h$	(kNm/m)	446,44	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	91,99	
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	8,60	
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	57,24	
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs6 v=	$kv*Pm6*(B1 + B2 - B3 - Bp/2)$	(kNm/m)	15,06	
MPs v=	$MPs1v + MPs2v + MPs3v + MPs4v + MPs5v$	(kNm/m)	172,89	

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + (H3+Hp)/2)$	(kNm/m)	422,09	
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + Hp + H4/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2 + H3*2/3)$	(kNm/m)	21,74	
MPts4 h=	$kh*Pt4*(H2 + H3 + Hp/2)$	(kNm/m)	13,71	
MPts h=	$MPts1h + MPts2h + MPts3h + MPts4h$	(kNm/m)	457,54	

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv*Pt1*(B - B5/2)$	(kNm/m)	155,69	
MPts2 v=	$kv*Pt2*(B - B5/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPts3 v=	$kv*Pt3*(B1 + B2 + B3 + 2/3*B4)$	(kNm/m)	6,68	
MPts4 v=	$kv*Pt4*(B1 + B2 + B3 + B4/2)$	(kNm/m)	2,59	
MPts v=	$MPts1v + MPts2v + MPts3v$	(kNm/m)	164,96	

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5*γ*(H2+H3+Hp+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	256,23	256,23	314,86
Sst1 sism =	$0,5*γ*(1+kv)*(H2+H3+Hp+H4+Hd)*kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m)	355,38	355,38	429,60
Ssq1 perm=	$qp*(H2+H3+Hp+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs*(H2+H3+Hp+H4+Hd)*kas^+$	(kN/m)	27,72	27,72	33,74

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 stat * cosδ$	(kN/m)	247,50	247,50	307,52
Sst1h sism =	$Sst1 sism * cosδ$	(kN/m)	343,27	343,27	419,59
Ssq1h perm=	$Ssq1 perm * cosδ$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 acc * cosδ$	(kN/m)	26,77	26,77	32,95

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 stat * senδ$	(kN/m)	66,32	66,32	67,59
Sst1v sism =	$Sst1 sism * senδ$	(kN/m)	91,98	91,98	92,22
Ssq1v perm=	$Ssq1 perm * senδ$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 acc * senδ$	(kN/m)	7,17	7,17	7,24

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * γ * i * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c * i * kps^{0.5} + γ * i * (1+kv) * kps^+ * H2) * Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

ANCORAGGI

- Ancoraggi

Fa1v =	$Fa1 * senζ1$	(kN/m)	188,11	188,11	169,30
Fa1h =	$Fa1 * cosζ1$	(kN/m)	516,83	516,83	465,15
Fa2v =	$Fa2 * senζ2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2h =	$Fa2 * cosζ2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
 - Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m)	760,65	760,65	945,11
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	1582,48	1582,48	1934,30
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	298,43	298,43	304,15
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	413,91	413,91	414,98
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	123,42	123,42	151,91
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	32,28	32,28	32,59
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^7 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		57,87
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		541,24
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		272,47
Mfext4 =	(hp + hs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		126,27
Mfext5 =	cp+cs	(kNm/m)		35,53

MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI

Ma1v =	Fa1v*(B1+B2-Ha1*tg(nv))	(kNm/m)	282,17	282,17	253,95
Ma1h =	Fa1h*(H2+H3-Ha1)	(kNm/m)	3281,88	3281,88	2953,69
Ma2v =	Fa2v*(B1+B2-Ha2*tg(nv))	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2h =	Fa2h*(H2+H3-Ha2)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + Fa1v + Fa2v	1204,11	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
Tb =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h	416,45	(kN/m)	
Tl =	hp + hs	18,17	(kN/m)	
T =	$\sqrt{(Tb^2 + Tl^2)}$	416,85	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	tgφ1	0,70	(-)	
Fs scorrimento	(N*f + Sp) / T	2,02	>	1,10

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3 + Ma1v + M1ah + Ma2v + Ma2h	5554,66	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	3444,83	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,61	>	1,00

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) + Fa1v + Fa2v	1204,11	1211,86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
Tb =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Fa1h - Fa2h - Sp	416,85		(kN/m)
Tl =	hs + hp	18,17		(kN/m)
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	417,24		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMb =	$\sum Mbi$	2680,64	2709,51	(kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MMI =	$\sum Mii$	161,80	161,80	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
Mb =	Xc*N - MMb	28,62	17,18	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
MI =	MMI	161,80	161,80	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)
 $q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot s_c \cdot z_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot s_q \cdot z_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot z_{\gamma}$

c1'	coesione terreno di fondaz.	100,00		(kN/m ²)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	26,00		(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
eb = M / N	eccentricità	0,02	0,01	(m)
B' = B - 2eb	larghezza equivalente	4,45	4,47	(m)
el = MI / N	eccentricità	0,13	0,13	(m)
L' = L - 2el	larghezza equivalente	10,70	10,70	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ1'/2) * e ^{(im*tg(φ1'))}	(1 in cond. nd)	42,92		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ1')	(2+p in cond. nd)	55,63		(-)
Nγ = 2(Nq + 1)*tg(φ1')	(0 in cond. nd)	66,19		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$mb = (2+B/L) / (1+B/L)$	1,71	1,71	(-)
$ml = (2+L/B) / (1+L/B)$	1,29	1,29	(-)
$\theta = \arctg(Tb/Tl)$	87,50	87,50	(°)
$m\theta = ml \cdot \cos^2\theta + mb \cdot \sin^2\theta$	1,71	1,70	(-)
$iq = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cot\phi))^m$ (1 in cond. nd)	0,637	0,639	(-)
$ic = iq \cdot (1 - iq)/(Nc \cdot \tan\phi)$	0,628	0,630	(-)
$iy = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cot\phi))^{m+1}$	0,489	0,491	(-)

I valori di gc, gq e gy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$gq = \cos^2(1 - tge)^2$	1,000		(-)
$gc = gq \cdot (1 - gq) / (Nc \cdot \tan\phi)$	1,000		(-)
$gy = gq / \cos^2$	1,000		(-)

I valori di sc, sq e sy sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$sq = 1 + B/L \cdot \tan(\phi/1)$	1,314		(-)
$sc = 1 + (B/L) \cdot (Nq/Nc)$	1,321		(-)
$sy = 1 - 0,4 \cdot B/L$	0,834		(-)

I valori di zc, zq e zy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker (1997)

$zq = (1 - kh/\tan\phi)^{0,35}$	0,772		(-)
$zc = 1 - 0,36 \cdot k_n$	0,858		(-)
$zy = zq$	0,772		(-)
qlim (carico limite unitario)	5168,89	5193,07	(kN/m ²)

FS carico limite	F = qlim * B * L / (N * L)	Nmin	18,64	>	1,40
		Nmax	18,70	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot ka$	(kN/m)	256,23	256,23	314,86
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot kas$	(kN/m)	383,15	383,15	655,94
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot kas$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H_2+H_3+H_p+H_4+H_d) \cdot kas$	(kN/m)	43,16	43,16	65,53
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	247,50	247,50	307,52
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	370,10	370,10	640,65
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	41,69	41,69	64,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	66,32	66,32	67,59
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	99,17	99,17	140,80
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	11,17	11,17	14,07
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0,5} + \gamma \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

ANCORAGGI

- Ancoraggi					
Fa1v =	Fa1 * sen ζ_1	(kN/m)	188,11	188,11	169,30
Fa1h =	Fa1 * cos ζ_1	(kN/m)	516,83	516,83	465,15
Fa2v =	Fa2 * sen ζ_2	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Fa2h =	Fa2 * cos ζ_2	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	760,65	760,65	945,11
MSst1 sism =	Sst1h sism * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	1706,15	1706,15	2953,39
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	298,43	298,43	304,15
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	446,25	446,25	633,62
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+Hp+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	192,19	192,19	295,06
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	50,27	50,27	63,30
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps + \gamma \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp + ms	(kNm/m)		57,87	
Mfext2 =	(fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)		541,24	
Mfext3 =	(vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		272,47	
Mfext4 =	(hp + hs) * (H3 + H2)	(kNm/m)		126,27	
Mfext5 =	cp + cs	(kNm/m)		35,53	

MOMENTI DOVUTI AGLI ANCORAGGI

Ma1v =	Fa1v * (B1+B2-Ha1) * tg(η_v)	(kNm/m)	282,17	282,17	253,95
Ma1h =	Fa1h * (H2+H3-Ha1)	(kNm/m)	3281,88	3281,88	2953,69
Ma2v =	Fa2v * (B1+B2-Ha2) * tg(η_v)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Ma2h =	Fa2h * (H2+H3-Ha2)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + F_{a1v} + F_{a2v}$	977,44 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T _b	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - F_{a1h} - F_{a2h}$	458,19 (kN/m)
T _l	=	$h_p + h_s$	18,17 (kN/m)
T	=	$\sqrt{(T_b)^2 + T_l^2}$	458,55 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$tg\phi^1$	0,70 (-)

Fs scorrimento	(N*f + Sp) / T	1,49	>	1,10
-----------------------	-----------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
M _s	=	$M_m + M_t + M_{fext3} + M_{a1v} + M_{a1h} + M_{a2v} + M_{a2h}$	5554,66 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
M _r	=	$M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	5033,44 (kNm/m)

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,10	>	1,00
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		N _{min}	N _{max}	
N	=	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + F_{a1v} + F_{a2v}$	977,44	985,19 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T _b	=	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - F_{a1h} - F_{a2h} - Sp$	458,55	(kN/m)
T _l	=	$h_p + h_s$	18,17	(kN/m)
T	=	$\sqrt{(T_b)^2 + T_l^2}$	458,91	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
M _{Mb}	=	$\sum M_{bi}$	1862,84	1891,71 (kNm/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
M _{Ml}	=	$\sum M_{li}$	161,80	161,80 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M _b	=	$X_c * N - M_{Mb}$	336,39	324,96 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M _l	=	M _{Ml}	161,80	161,80 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Vesic, 1975)

$$q_{lim} = c^1 * ic^1 * gc^1 * sc^1 * zc + q_0 * N_q^1 * iq^1 * qq^1 * sq^1 * zq + 0,5 * \gamma^1 * B^1 * N_{\gamma^1}^1 * iy^1 * gv^1 * sy^1 * zy$$

c ¹	coesione terreno di fondaz.	100,00		(kN/m ²)
φ ¹	angolo di attrito terreno di fondaz.	37,00		(°)
γ _i	peso unità di volume terreno fondaz.	26,00		(kN/m ³)
q ₀ = γ _d * H ₂	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,34	0,33	(m)
B ¹ = B - 2eb	larghezza equivalente	3,81	3,84	(m)
el = M _l / N	eccentricità	0,17	0,16	(m)
L ¹ = L - 2el	larghezza equivalente	10,64	10,64	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ ¹ /2) * e ^(tanφ¹)	(1 in cond. nd)	42,92		(-)
N _c = (N _q - 1) / tgφ ¹	(2+p in cond. nd)	55,63		(-)
N _γ = 2(N _q + 1) * tgφ ¹	(0 in cond. nd)	66,19		(-)

I valori di i_c , i_q e i_y sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$m_b = (2+B/L) / (1+B/L)$	1,74	1,73	(-)
$m_l = (2+L/B) / (1+L/B)$	1,26	1,27	(-)
$\theta = \arctg(Tb/Il)$	90,00	90,00	(°)
$m\theta = m_l \cos^2\theta + m_b \sin^2\theta$	1,74	1,73	(-)
$i_q = (1 - T/(N + B^*c \cot\phi^1))^m$ (1 in cond. nd)	0,526	0,529	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nc^*tg\phi^1)$	0,515	0,518	(-)
$i_y = (1 - T/(N + B^*c \cot\phi^1))^{m+1}$	0,363	0,367	(-)

I valori di g_c , g_q e g_y sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$g_q = \cos\epsilon * (1 - tg\epsilon)^2$	1,000		(-)
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc^*tg\phi^1)$	1,000		(-)
$g_y = g_q / \cos\epsilon$	1,000		(-)

I valori di s_c , s_q e s_y sono stati valutati con le espressioni suggerite da de Beer (1967)

$s_q = 1 + B/L^* tg(\phi^1)$	1,270		(-)
$s_c = 1 + (B/L)^* (Nq/Nc)$	1,276		(-)
$s_y = 1 - 0,4^*B/L$	0,857		(-)

I valori di z_c , z_q e z_y sono stati valutati con le espressioni suggerite da Paolucci e Pecker(1997)

$z_q = (1 - kh/ltg\phi^1)^{0,35}$	0,772		(-)
$z_c = 1 - 0,36^*k_n$	0,858		(-)
$z_y = z_q$	0,772		(-)

q_{lim} (carico limite unitario)	3924,53	3959,85	(kN/m ²)
------------------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*L/(N*L)	Nmin	14,84	>	1,40
		Nmax	14,97	>	

9.4 Verifiche di stabilità globale

Le analisi di stabilità globale della spalla sono state effettuate utilizzando gli stessi criteri e lo stesso software di calcolo utilizzato per le verifiche delle scarpate a valle delle fondazioni (SLOPE/W della GEOSLOPE International Ltd).

Le verifiche di stabilità sono state condotte per le condizioni sismiche (SLV), più severe di quelle statiche

Per l'ammasso roccioso è stato assunto un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb; nelle analisi è stato considerato un peso di volume di 26 kN/m³, un angolo di attrito di 37° ed una coesione pari a 150 kPa. Per il terreno a tergo della spalla è stato assunto un peso di volume pari a 20 kN/m³, una coesione nulla e un angolo di attrito pari a 30°.

Nella tabella sono riassunti i risultati ottenuti delle analisi di stabilità in termini di coefficienti di sicurezza mentre nelle figure che seguono è rappresentato il modello geometrico delle sezioni analizzate con indicazione delle superfici di scorrimento più critiche.

Tabella 17: Fattori di sicurezza stabilità globale

Verifiche	FS
Sismica	4,09

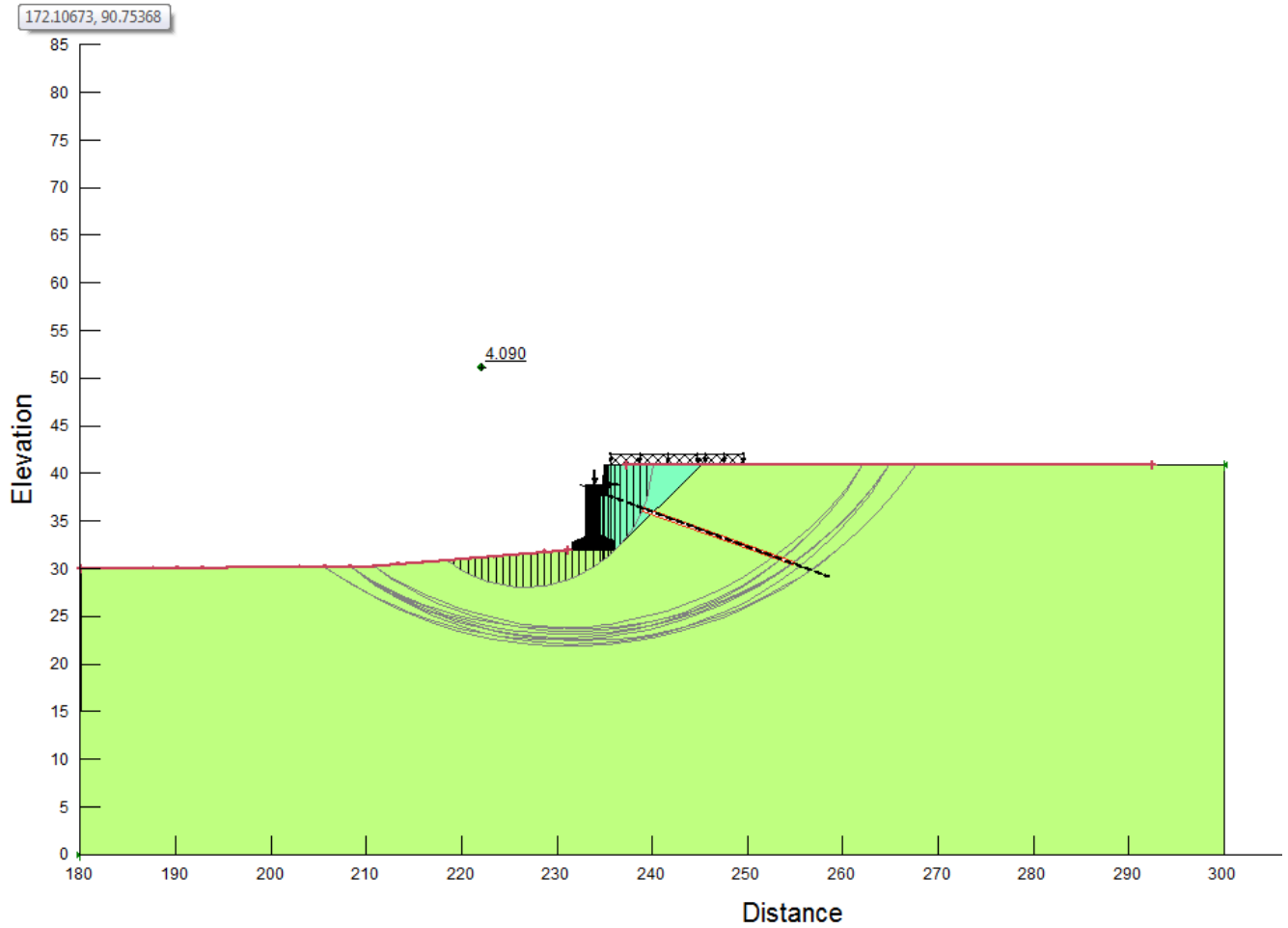


Figura 16: Spalla - Condizioni sismiche - Profilo Longitudinale - F_s : 4.09

9.5 Verifiche degli ancoraggi

Per contrastare l'azioni orizzontali che agiscono sulle spalle in condizioni sismiche, sono stati previsti micropali (ancoraggi passivi) inclinati di circa 20° rispetto l'orizzontale, del tipo TITAN 103/78 (vedi tabella sottostante), da ancorarsi sul realizzando cordolo in calcestruzzo armato di ciascuna spalla. Gli ancoraggi hanno una lunghezza variabile tra 21 m e 24m.

Tabella 18: Caratteristiche dei micropali tipo TITAN

Descrizione	Unità di misura	TITAN 30/16	TITAN 30/11	TITAN 40/20	TITAN 40/16	TITAN 52/26	TITAN 73/56	TITAN 73/53	TITAN 73/45	TITAN 73/35	TITAN 103/78	TITAN 103/51	TITAN 103/43	TITAN 127/103	TITAN 196/130
Diametro nominale D_{acciaio} esterno	mm	30	30	40	40	52	73	73	73	73	103	103	103	127	196
Diametro nominale D_{acciaio} interno	mm	16	11	20	16	26	56	53	45	35	78	51	43	103	130
Sezione effettiva A_{eff}	mm ²	340	415	730	900	1250	1360	1615	2239	2714	3140	5680	6025	3475	16200
Carico di rottura F_{r}	kN	245	320	540	660	925	1035	1160	1575	1865	2270	3660	4155	2320 ⁴	10300
Resistenza caratteristica R_{Rk} secondo omologazione DiBt ¹	kN	155 ²¹	225 ²¹ (250)	372	490	650	695 ²¹	900	1218	1386	1626	2500	3015 ²¹	1800 ²¹	7040
Forza al limite di snervamento - allungamento al 0,2% - (valore medio) $F_{\text{0,2\%}}$	kN	190	260	425	525	730	830	970	1270	1430	1800	2670	3398	2030	7152
Rigidità assiale $E \cdot A^{\text{2}}$	10 ³ kN	63	83	135	167	231	251	299	414	502	580	1022	1202	640	3310
Rigidità alla flessione $E \cdot I^{\text{2}}$	10 ⁶ kNm ²	3.7	4.6	15	17	42	125	143	178	195	564	794	838	1163	11037
Peso	kg/m	2.7	3.29	5.8	7.17	9.87	10.75	13.75	17.8	21.0	25.3	44.6	47.3	28.9	127.5
Lunghezze standard	m	3	2/3/4	3/4	2/3/4	3	6.25	3	3	3	3	3	3	3	3
Filettatura sinistrorsa/destrorsa	-	sin.	sin.	sin.	sin.	sin. e des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.	des.

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 $N_{\text{Rd}} = N_{\text{Rk}} / \gamma_s = 1413.91$ kN

dove:

N_{Rk} è la resistenza caratteristica secondo omologazione DiBt pari a 1626 kN

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio = 1.15.

Il valore massimo della forza negli ancoraggi vale $N_{\text{sd}} = 1006$ kN, minore quindi della resistenza di calcolo; le verifiche risultano dunque soddisfatte.

SLU di tipo geotecnico (GEO) per sfilamento

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 negli ancoraggi;

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

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

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

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

dove:

- D_b è il diametro del bulbo, posto pari al diametro della perforazione (175 mm), moltiplicato per un coefficiente a pari ad 1.1;
- L_b è la lunghezza del bulbo (tratto al di fuori del cono di spinta $L_b = 15\text{m}$);
- q_s è l'aderenza limite bulbo-terreno, posta pari a 300 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 D.M. 14 gennaio 2008:

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

Nella tabella è riportata la lunghezza minima da assegnare al tirante affinché la verifica allo sfilamento risulti soddisfatta. Nell'analisi in esame, avendo utilizzato una lunghezza maggiore rispetto a quella necessaria, è stato garantito il rispetto delle prescrizioni normative.

TIRANTI DI ANCORAGGIO
LAVORO: Valle Monito

DATI DI INPUT:

Terreno: Roccia alterata

Tirante tipo: TITAN 103/78

 Diametro armatura: $d_{arm} = 103$ (mm)

 Area complessiva dell'armatura: $A_{arm} = 3140$ (mm²)

coefficienti parziali		Azioni		Resistenza
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_a
		γ_G	γ_Q	
Stato limite ultimo permanenti	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,20
Stato limite ultimo temporanei	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,10
Tensioni ammissibili (permanenti)	<input type="radio"/>	1,00	1,00	2,50
Tensioni ammissibili (temporanei)	<input type="radio"/>	1,00	1,00	2,00
definiti dal progettista	<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,20

n	1	2	3	4	≥5	T.A.	altro
ξ_3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60	1,00	1,27
ξ_4	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55	1,00	1,12

 N_G Azione permanente sul tirante: 1100 kN

 N_Q Azione variabile sul tirante: 0 kN

 N_t Azione di calcolo ($N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$): 1100 kN

Verifica della resistenza esterna $L = N_t / (D_s \cdot \pi \cdot s_d)$

D (cm) Diametro della perforazione = 175 (mm)

 α (-) Coeff. moltiplicativo = 1,1

 D_s (cm) Diametro di calcolo ($D_s = \alpha \cdot D$) = 192,5 (mm)

 $s_{k,med}$ (MPa) tensione unitaria media di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

 $s_{k,min}$ (MPa) tensione unitaria minima di aderenza malta - terreno = 0,30 (Mpa)

 s_d (MPa) tensione unitaria di progetto aderenza malta - terreno = 0,14 (Mpa)

Lunghezza minima dell'ancoraggio $L_{min} = 13,10$ (m)

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

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.

10. 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 17 (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 $(N_1)_{60} > 30$.

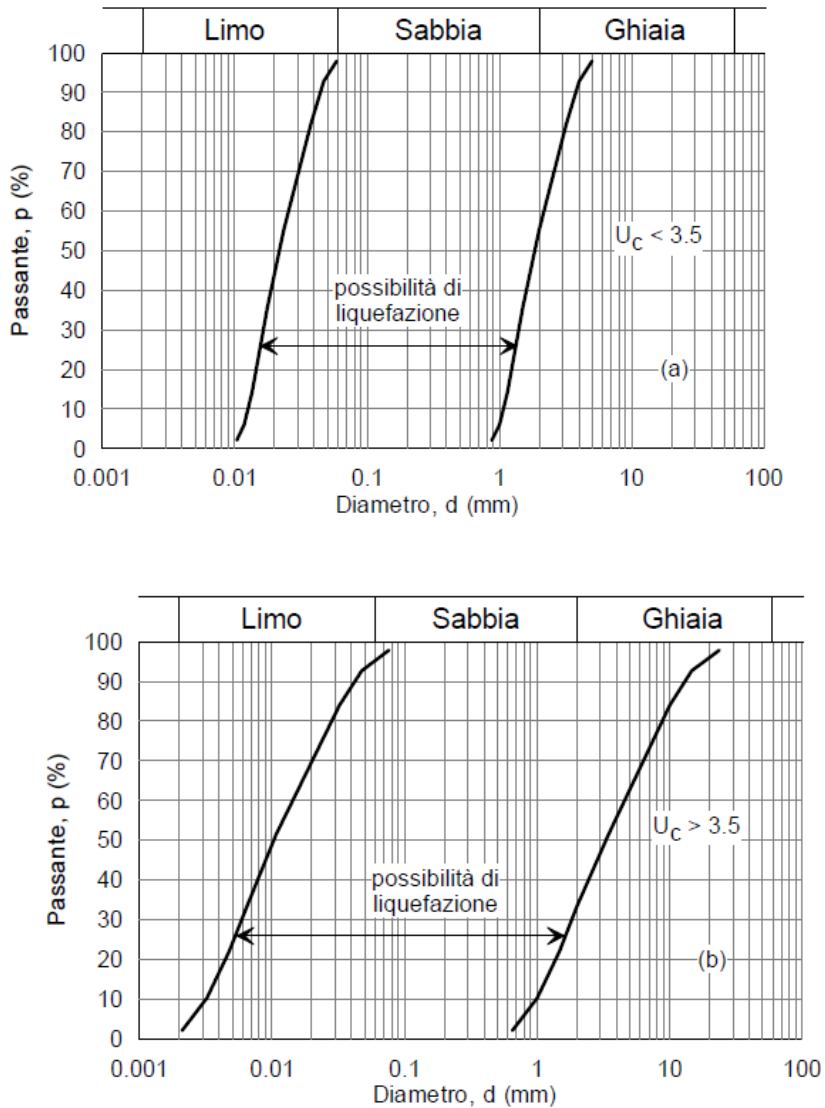


Figura 17 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Nel caso in esame le fondazioni del viadotto 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.