

Variante alla S.S. 45 "Val di Trebbia"
Comuni di Torriglia e Montebruno
dal Km 31+500 (Costafontana) al Km 35+600 (Montebruno)
2° stralcio funzionale

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

I PROGETTISTI:

Ing. Vincenzo Marzi
Ordine Ing. di Bari n. 3594

Ing. Giuseppe Danilo Malgeri
Ordine Ing. di Roma n. A34610

Geol. Serena Majetta
Ordine Geologi del Lazio n. 928

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Fabio Quondam

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giancarlo Luongo

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MINORI

Percorsi di Cantiere Accesso Viadotti – Opere Provvisionali

Relazione Geotecnica e di Calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROC.	N. PROG.	T000M00GETRE01A			
DPGE03	D	1701	CODICE ELAB.	T000M00GETRE01	A	-
C						
B						
A	EMISSIONE		Ing. A. Mangiola	Ing. E. Mittiga	Ing. A. Micheli
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

OPERA OM00
Percorsi di Cantiere per Accesso Viadotti
Opere Provvisorie
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

Sommario

1	<i>Premessa</i>	3
2	<i>Normative</i>	5
3	<i>Bibliografia</i>	6
4	<i>Materiali utilizzati</i>	8
5	<i>Contesto geologico</i>	11
6	<i>Modello geotecnico</i>	11
7	<i>Carpenteria dei muri</i>	13
8	<i>Analisi dei carichi</i>	14
8.1	Carichi permanenti	14
8.2	Azione sismica	15
9	<i>Criteri di calcolo</i>	16
10	<i>Criteri di calcolo in caso di urto da traffico veicolare</i>	19
11	<i>Verifiche di calcolo dei Muri di Sostegno</i>	20
12	<i>Opere di chiodatura</i>	22
12.1	Analisi di stabilità del pendio	22
12.2	Risultati dell'analisi di stabilità locale	27
12.3	Risultati dell'analisi di stabilità locale	29
12.4	Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi	32
12.5	Risultati dell'Analisi di Stabilità Globale del Pendio	34

1 Premessa

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere di sostegno presenti lungo i percorsi di cantiere di accesso alla base delle pile dei viadotti, nell'ambito del progetto definitivo della Variante alla S.S. 45 "Val Trebbia" Comuni di Torriglia e Montebruno dal km 31+500 (Costafontana) al km 35+600 (Montebruno) 2° Stralcio funzionale".

Le opere di sostegno sono opere di controripa, ubicate nei percorsi di cantiere, in tratti di percorso in trincea o a mezza costa di cui alle tavole riportate in Tabella 1.

Cod. Elab.	Titolo	Oggetto
T00OM24GETDI01A	OM24 - Chiodatura Provvisionale - Percorso di Cantiere da km 32+445 a 32+619	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00OM25GETDI01A	OM25 - Opere Provvisionali - Percorso di Cantiere n. 1 - VI01	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00OM26GETDI01A	OM26 - Opere Provvisionali - Percorsi di Cantiere n. 2 e n. 3 - VI02	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00OM27GETDI01A	OM27 - Opere Provvisionali - Percorsi di Cantiere n. 4 e n. 5 - VI03	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00OM28GETDI01A	OM28 - Opere Provvisionali - Percorso di Cantiere n. 6 - VI04	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00OM29GETDI01A	OM29 - Opere Provvisionali - Percorso di Cantiere n. 7 - VI04	Planimetria, prospetto, dettagli costruttivi
T00VI00GETCA01A	Percorsi di Cantiere per Accesso Viadotti	Planimetria Generale con Opere Provvisionali

Tabella 1: Tavole di progetto inerenti le opere d'arte minori ubicate lungo i percorsi di cantiere

Trattasi di opere di chiodatura di controripa, e muri di sostegno, fondati su micropali, in sottoscarpa.

In particolare, per le opere di chiodatura, presenti in tutti i percorsi di cantiere, è previsto uno scavo con riprofilatura del versante secondo un angolo di 27° circa sulla verticale ($H/B=2/1$), consolidato attraverso spritz-beton armato con rete elettrosaldato e chiodatura passiva disposta con maglia regolare 2.0 x 2.5m. L'intervento sarà realizzato attraverso barre tipo Dywidag DN 25 mm, immerse in malta per micropali Classe 25/30, posta in opera con il metodo di iniezione globale unica (IGU). L'inclinazione dei chiodi risulta sempre pari 27° circa sull'orizzontale e la loro lunghezza pari a 12.0m, 10.0m, 8.0m, 6.0m, rispettivamente per il primo, secondo, terzo e quarto ordine partendo dalla cima della riprofilatura.

I muri di sottoscarpa, presenti in tutti i percorsi di cantiere, eccetto il percorso da km 32+445 a 32+619, presentano dimensioni geometriche riportate in Tabella 2. Si tratta di muri in cemento armato ordinario a mensola, eseguiti in Cls Classe 28/35, sottofondati su

micropali. La sezione della carpenteria, per altezza di paramento $h < 4.00$ m prevede un paramento verticale su entrambi i lati interno ed esterno del muro; mentre per altezze di paramento superiori, ed in particolare per l'unico caso del muro OM26, si ripropone la sezione con la pendenza del paramento interno del muro del 10%, al fine di agevolare la costipazione del terreno di riempimento.

<i>Tav.</i>	<i>Lunghezza del muro</i>	<i>Altezza min Paramento del muro</i>	<i>Altezza max Paramento del muro</i>	<i>Altezza della piastra di fondazione</i>	<i>Larghezza della piastra di fondazione</i>	<i>Lunghezza Micropali di Fondazione</i>
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
T00OM25GETDI01A	20.00	2.35	2.35	0.70	2.00	4.0
T00OM26GETDI01A	13.00	6.19	9.82	1.30	5.00	11.0 e 8.0
T00OM27GETDI01A	25.00	0.88	2.40	0.70	2.00	4.0
T00OM28GETDI01A	18.90	1.80	3.60	0.70	2.00 e 3.00	4.0
T00OM29GETDI01A	30.00	2.50	4.00	0.70	3.00	4.0

Tabella 2: Specifiche dei muri di sostegno di sottoscarpa ubicati lungo i percorsi di cantiere

La tipologia di fondazione indiretta adottata è costituita da micropali DN 240 mm armati con tubolare in acciaio diametro DN 168.3 mm spessore 10 mm, disposti a quinconce con interasse 1.00 m in direzione trasversale e 0.80 m in direzione longitudinale. Stante tale disposizione, dal calcolo è risultato che per altezze di paramento superiori a 9 m la lunghezza dei micropali cresce da 8 m a 11 m, altrimenti sono sufficienti micropali di lunghezza 4m. Questi sono iniettati secondo il metodo IGU – Iniezione Globale Unica, considerato il loro ammorsamento nel massivo calcareo descritto nei paragrafi inerenti il sito fondale.

Nel prosieguo della relazione, sono trattati prima i muri di sostegno, infine le opere di chiodatura.

2 Normative

Sono state osservate le seguenti norme in vigore per la valutazione delle condizioni di carico, il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento delle sezioni e dei collegamenti e per le altre considerazioni progettuali in genere:

- Testo Unico: Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018;
- Circ. Min. LL. PP. N°617 del 02/02/2009 – Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008;
- Legge 5/11/1971 n°1086 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 09/01/1996 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Circolare Min. 15/10/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996 "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circolare Min. 04/07/1996 n°156AA.GG./STC. "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- D.M. 11/03/1988 "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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 – L. 02/02/1974, n° 64 – art. 1 D.M. 11/03/1988 "Istruzioni 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- UNI 9858 ENV 206 "Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

3 Bibliografia

Nella tabella successiva, sono riportati i principali testi consultati per la redazione della presente relazione.

Autore	Titolo	Editore	Anno
AA. VV.	Ingegneria Antisismica.	Liguori	1985
AA. VV.	Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi.	Hevelius	1997
Aicap	Dettagli costruttivi di strutture in calcestruzzo armato.	Pubblicemento	2011
Aicap	Commentario alle norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14/01/2008 - Costruzioni in Calcestruzzo, Costruzioni composte in acciaio-calcestruzzo.	Pubblicemento	2011
Aicap - AGI	Ancoraggi nei terreni e nelle rocce – Raccomandazioni	AGI	2012
Annunziata F. et al.	Progettazione Stradale Integrata.	Zanichelli	2004
Associazione Geotecnica Italiana	Aspetti geotecnici della Progettazione in zona sismica.	Patron Editore	2005
Belluzzi O.	Scienza delle Costruzioni.	Zanichelli	1941
Boscolo Bielo M.	Progettazione Strutturale.	Legislazione Tecnica	2010
Bowles E. B.	Fondazioni - progetto e analisi.	McGraw-Hill	1998
Bruschi A.	Meccanica delle Rocce.	Flaccovio	2004
Capurso M.	Introduzione al calcolo automatico delle strutture.	ESAC	1986
Clayton C.R.I., Milititsky J. e Woods R.I.	La spinta delle terre e le opere di sostegno.	Hevelius	1993
Collotta T.	Prontuario Interattivo di Geotecnica.	Flaccovio	1951
Desideri A., Miliziano S. e Rampello S.	Drenaggi a gravità per la stabilizzazione dei pendii.	Hevelius	1997

Autore	Titolo	Editore	Anno
<i>Di Francesco R.</i>	Geotecnica - guida pratica alle nuove norme tecniche.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Ferrari P. e Giannini F.</i>	Ingegneria Stradale.	<i>ISED</i>	1979
<i>Garbin F. e Storoni Ridolfi S.</i>	Geologia e geotecnica stradale.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Gherzi A.</i>	Il cemento armato.	<i>Flaccovio</i>	2010
<i>Giangreco E.</i>	Teoria e tecnica delle costruzioni.	<i>Liguori</i>	1963
<i>Lai C. G., Foti S. e Rota M.</i>	Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione.	<i>IUSS Press</i>	2009
<i>Lancellotta R.</i>	Meccanica dei Terreni e Fondazioni - Resistenza al taglio e deformabilità.	<i>Levrotto e Bella</i>	1983
<i>Lancellotta R.</i>	Geotecnica.	<i>Zanichelli</i>	1987
<i>Lancellotta R. e Cavallera J.</i>	Fondazioni.	<i>McGraw-Hill</i>	1999
<i>Leonhardt F.</i>	Calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso.	<i>ETS</i>	1977
<i>Mancina M., Nori R. e Iasiello P.</i>	Progetti e calcoli di geotecnica con excel - Vol. I e II.	<i>DEI</i>	2006
<i>Pane V. e Tamagnini C.</i>	Analisi dei diaframmi multiancorati.	<i>Hevelius</i>	2004
<i>Pasqualini E.</i>	Standard Penetration Test SPT	<i>Atti delle C.G. di Torino, XI ciclo</i>	1983
<i>Perretti A., Gherzi A., Sattamino P. e Brenna A.</i>	La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer.	<i>Maggioli Editore</i>	2007
<i>Poulos H.G. and Davis E. H.</i>	Analisi e Progettazione di fondazioni su pali.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tamagnini C.</i>	Analisi limite in ingegneria geotecnica.	<i>Hevelius</i>	2005
<i>Tanzini M.</i>	Micropali e pali di piccolo diametro.	<i>Flaccovio</i>	2004
<i>Tanzini M.</i>	L'indagine geotecnica.	<i>Flaccovio</i>	2002
<i>Tesoriere G.</i>	Strade, Ferrovie e Aeroporti.	<i>UTET</i>	1996
<i>Viggiani C.</i>	Fondazioni.	<i>Hevelius</i>	1999
<i>William Lambe T. e Whitman V.</i>	Meccanica dei Terreni.	<i>Flaccovio</i>	1997

4 Materiali utilizzati

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

MATERIALI MURI DI SOSTEGNO

Calcestruzzo Magro:

Classe di resistenza minima 12/15

Calcestruzzo per fondazione ,elevazione muro:

Classe 28/35

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 35 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 16,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,83 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1,5} = 1,32 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2,25 \cdot f_{ctk} = 4,46 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1,5} = 2,97 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armature muro:

B450C - ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$

Copriferro Muro 5 cmMiscela Cementizia per Micropali:

Classe 25/30

- Resistenza caratteristica a compressione: $R_{ck} > 30 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.9 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 14.11 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza media a trazione semplice assiale: $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.19 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza: $f_{bk} = 2.25 \cdot f_{ctk} = 4.02 \frac{N}{mm^2}$
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo: $f_{bd} = \frac{f_{bk}}{1.5} = 2.68 \frac{N}{mm^2}$

Acciaio per armatura micropali:S355 – Profilo a sezione cava laminato a caldo con spessore $t \leq 40$ mm

- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} \geq 510 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 355 \frac{N}{mm^2}$
- Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 308.7 \frac{N}{mm^2}$

Copriferro Micropali 3.5 cm

MATERIALI OPERE DI CHIODATURA

Calcestruzzo proiettato:

- Resistenza media a compressione a 48 ore:

$$f_{cm} \geq 13 \text{ MPa};$$

- Resistenza media a compressione a 28gg:

$$f_{cm} \geq 20 \text{ MPa}.$$

Acciaio per armatura rete elettrosaldata:

B450C – ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

-Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 540 \frac{N}{mm^2}$$

-Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 450 \frac{N}{mm^2}$$

-Tensione di snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391 \frac{N}{mm^2}$$

Acciaio per armatura chiodi

Barre tipo Diwidag $\Phi 25\text{mm}$

-Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{0,2k} \geq 670 \frac{N}{mm^2}$$

-Tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{ptk} \geq 800 \frac{N}{mm^2}$$

Miscela cementizia per chiodi

- Cemento tipo: 42.5

- Rapporto A/C ≤ 0.5

5 Contesto geologico

Le opere oggetto della presente relazione s'inseriscono in un tratto stradale a mezzacosta in cui la SS 45 costeggia il fianco di un versante.

Per la progettazione definitiva degli interventi è stata programmata ed eseguita una specifica campagna di indagini, in sito e in laboratorio, che è consistita in 5 sondaggi: S4_pz, S5_DH, S6_h, S7_DH, S8_DH, le cui ubicazioni cartografiche, stratigrafie, foto, risultati delle prove in sito ed i certificati di laboratorio geotecnico sono allegati nell'elaborato cod.: T00GE00GEORE01A Rapporto indagini geognostiche e geofisiche anno 2014.

6 Modello geotecnico

Come illustrato nel modello geologico, il sito fondale del progetto mostra la presenza di uno strato di coltre superficiale costituita da sabbie limose e talvolta riporti, che sovrasta un substrato lapideo di marne e calcare, con grado di fratturazione che si riduce rapidamente con la profondità.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni suddetti è stata basata sui risultati sia delle prove in sito, sia delle prove di laboratorio.

Litotipo	Codice litotipo	Profondità Iniziale ÷ Prof. finale [m]	γ_k [kN/m ³]	φ'_k [°]	$(c')_k$ [kPa]	E_{vc} [Mpa]	E_{ur} [Mpa]
Coltre superficiale	e-c	0 ÷ 2.0	18	30	0	20	180
Roccia Fratturata	Rf	2.0 ÷ 5.0	26	30	44	280	840
Roccia Integra	Ri	> 5.0	26	38	55	350	1050

Tabella 3 stratigrafia di progetto e caratteristiche meccaniche dei litotipi

Dove:

γ_k rappresenta il valore del peso dell'unità di volume del terreno;

φ'_k rappresenta il valore dell'angolo di resistenza al taglio del terreno;

$(c')_k$ rappresenta il valore della coesione drenata del terreno;

E_{vc} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di carico vergine;

E_{ur} rappresenta il valore del modulo di elasticità longitudinale in un ciclo di scarico ricarico.

Per ogni strato il valore del modulo di Poisson è scelto pari a 0.3.

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta del terreno sono stati adottati i seguenti criteri:

- il coefficiente di spinta a riposo, dipende dall'OCR. Nel caso in essere, terreno normal consolidato, è stato valutato mediante la formula di Jaky (1944);
- il coefficiente di spinta attiva dipende dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno, ed all'inclinazione del terreno a tergo della paratia. Sono state utilizzate le formule di Coulomb, che ipotizzano una superficie di rottura piana;
- il coefficiente di spinta passiva dipende anch'esso dall'angolo di resistenza al taglio del terreno, dall'angolo di attrito muro terreno e dall'inclinazione del pendio. Il valore scelto è stato determinato mediante le relazioni proposte da Caquot – Kerisel. In tal caso la superficie di rottura ipotizzata è curvilinea.

In tutti i casi l'angolo di attrito terreno-muro è assunto pari al 50% dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, per ciascun litotipo.

In Tabella 4 si riportano i valori dei coefficienti di spinta attiva (formulazione di Coulomb assumendo $\delta=2\cdot\phi'/3$) e passiva (formulazione di Caquot-Kerisel assumendo $\delta=2\cdot\phi'/3$) utilizzati nel modello di calcolo.

Litotipo	k_{Ah}	k_{ph}
Coltre superficiale	0.291	4.622
Roccia Fratturata	0.291	4.622
Roccia Integra	0.205	8.273

Tabella 4 Coefficienti di Spinta attiva e passiva per ciascun litotipo, utilizzati nel modello di calcolo.

7 Carpenteria dei muri

Le opere di sostegno oggetto della presente relazione sono muri in c.a. a mensola, fondati su micropali, la cui carpenteria tipo è rappresentata in Figura 1 per altezze di paramento di muro $h < 4.00$ m, eccetto i muri codificati OM26, rappresentati in Figura 2.

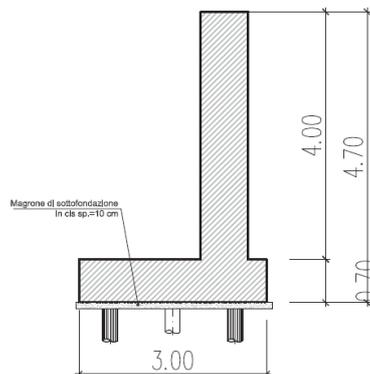


Figura 1: sezione tipologica del muro OM29
(rappresentativa per $h_{Param} < 4.00$ m)

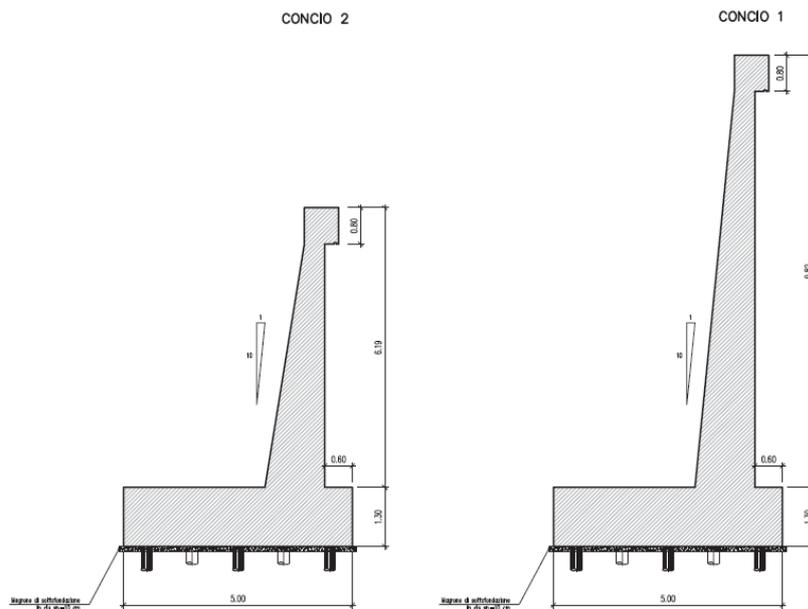


Figura 2: sezione tipologica del muro OM26

Nel caso delle Opere Minori OM26, il cordolo di sommità è largo 0.75 m, per tutto lo sviluppo del muro. Questo è, infatti, munito di una mensola esterna di 0.30 m di spessore e 0.80 m di altezza, pensata per consentire l'installazione della barriera stradale. Al fine di agevolare la costipazione del terreno di riempimento, la pendenza dell'intradosso del paramento è del 10%.

La tipologia di fondazione indiretta adottata è costituita da micropali DN240 mm armati con tubolare in acciaio diametro DN168.3 mm spessore 10 mm, disposti a quinconce con interasse 1.00 m in direzione trasversale e 0.80 m in direzione longitudinale. I micropali sono iniettati secondo il metodo IGU – Iniezione Globale Unica, considerato il loro ammorsamento nel massivo calcareo descritto nei paragrafi inerenti il sito fondale.

Le caratteristiche geometriche dei muri sono riportate in Premessa in Tabella 2, maggiori dettagli negli elaborati grafici di riferimento ivi citati.

8 Analisi dei carichi

8.1 Carichi permanenti

I carichi permanenti sono rappresentati dai pesi propri del terreno e del calcestruzzo, definiti nei paragrafi relativi.

Il carico accidentale è rappresentato dal traffico stradale, che è stato simulato da un carico variabile verticale di 20 kPa agente sulla piattaforma stradale, per un'estensione di 10 m, a partire dal vertice interno più alto del paramento del muro.

Inoltre, essendo sulla testa del paramento del muro ubicata la barriera stradale, il muro è gravato da una forza che simula l'urto da traffico veicolare. La forza è orizzontale di 100 kN ed una coppia di 100 kNm in sommità al paramento e diretta verso il lato esterno al nastro stradale. I dettagli, al paragrafo: "Criteri di calcolo in caso di urto da traffico veicolare".

Benchè i percorsi di cantiere non debbano supportare traffico veicolare in fase di esercizio dell'arteria stradale, i muri sono calcolati come opere definitive, al fine di garantire l'accesso alla base dei viadotti in caso esigenze manutentive.

8.2 Azione sismica

I parametri scelti per la definizione dell'azione sismica sono di seguito riportati:

Opera sita in località		Torriglia (GE)
Categoria del suolo di fondazione		B
Condizione topografiche		T2
Categoria opera – Classe d'uso		III
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s =$	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T =$	1.08
Vita nominale dell'opera	$V_N =$	≥ 100 anni
Coefficiente d'uso	$C_U =$	1.5
Periodo di riferimento	$V_R =$	150 anni
Tempo di ritorno	$T_R =$	1988 anni

Utilizzando il foglio di calcolo della Normativa vigente, sono stati determinati i seguenti parametri sismici allo SLE ed allo SLU utilizzati per il calcolo.

SLU	SLE
$a_g = 0.143$ [g]	$a_g = 0.60$ [g]
$F_0 = 2.465$	$F_0 = 2.527$
$T_C^* = 0.289$	$T_C^* = 0.264$

Tabella 5 Parametri dell'azione sismica di progetto

9 Criteri di calcolo

Ai fini del dimensionamento strutturale della presente opera di sostegno, è stato scelto lo schema statico di un muro a mensola in c.a., fondato anche su pali.

Ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018, paragrafo 6.5.3.1.1, vengono effettuate le seguenti verifiche:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Tutte le verifiche suddette sono state eseguite secondo l'Approccio 1 previsto dalle suddette norme.

I calcoli di verifica, facendo riferimento alla normativa vigente suddetta, sono espressi adottando la seguente simbologia:

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Di seguito sono riportati i valori utilizzati per i coefficienti di partecipazione nelle diverse combinazioni previste.

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le verifiche dei pali di fondazione:

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	γ_s	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	γ_t	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione	γ_{st}	1,00	1,60	1,25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

		R1	R2	R3
	γ_T	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

10 Criteri di calcolo in caso di urto da traffico veicolare

Il progetto dell'opera prevede l'installazione della barriera stradale in cima al paramento, pertanto, è stato previsto che questo abbia, nella parte sommitale, le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza di 0.75 m;
- presenza di una mensola di valle di altezza di 0.80 m.

Tali dimensioni consentono, infatti:

- un agevole alloggiamento della piastra di fondazione della barriera sulla superficie superiore del cordolo del muro;
- la possibilità per il montaggio di altre eventuali opzioni progettuali, quali la rete di protezione.

La verifica strutturale è stata svolta ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, paragrafo 3.6.3.3.2 "Traffico Veicolare sopra i Ponti".

Pertanto, in sommità del muro, considerato per metro lineare, è applicata una forza orizzontale da 100 kN ed una coppia di 100 kNm aventi verso, rispettivamente, uscente dal piano viabile e antiorario.

Dato il carattere eccezionale dell'azione di urto veicolare, le norme NTC18, paragrafo 2.5.3, prevedono che sia considerata la combinazione eccezionale delle azioni:

$$G_1+G_2+P+A_d+\psi_{21}Q_{k1}$$

Dove:

G_1 : peso proprio degli elementi strutturali e del terreno - definito tramite i pesi per unità di volume di cui ai paragrafi precedenti;

G_2 : peso proprio degli elementi non strutturali – considerato nullo;

P : carico di pretensione – considerato nullo;

A_d : carico eccezionale – considerato con una forza di 100 kN ed una coppia di 100 kNm agenti sulla sommità del muro, come sopra descritto;

Q_{k1} : azioni variabili – traffico stradale.

ψ_{21} : carico tandem

11 Verifiche di calcolo dei Muri di Sostegno

Gli esiti delle verifiche sono riportati, per tutte le classi di muro, in altri elaborati di progetto, le cui condizioni di calcolo sono identiche a quelle dei percorsi di cantiere. In Tabella 6 si riportano per ogni muro disposto lungo i percorsi di cantiere, l'opera corrispondente presente sull'asse principale (o su viabilità secondarie), la sezione di calcolo e gli elaborati di riferimento.

Percorso di Cantiere	OM	Sez. di Calcolo	Altezza Max Paramento Muro (m)	Opera Corrispondente	Sez. di Calcolo / Conci di Applicazione	Elaborati di riferimento: ▪ Elab. Grafico ▪ Elab. Relazione
N. 1 – VI01	OM25	2	2.35	OM21	Conci 3 - 11	S01OM21GETDI01A S01OM21GETRE01A
N. 3 – VI02	OM26	3	9.82	OM14	Conci 4 - 5	T00OM14GETDC01A T00OM14GETRE01A
N. 4 – VI03	OM27	4	2.40	OM21	Conci 3 - 11	S01OM21GETDI01A S01OM21GETRE01A
N. 6 – VI04	OM28	2	3.60	OM22	Conci 15 - 16	S01OM22GETDI01A S01OM22GETRE01A
N. 7 – VI04	OM29	4	4.00	OM22	Conci 15 - 16	S01OM22GETDI01A S01OM22GETRE01A

Tabella 6: corrispondenza tra i muri di sostegno presenti sui percorsi di cantiere e quelli presenti sull'asse principale e viabilità secondarie, con relativi elaborati a cui si rimanda per la consultazione delle verifiche di calcolo.

La combinazione di carico significativa è quella A1-M1, che è l'unica riportata nell'output di calcolo. Per la condizione di carico suddetta, l'opera, così come armata, soddisfa i criteri di stabilità e sicurezza prescritti dalla norma.

Come mostrato nel tavole grafiche riportate in Tabella 2, per ogni muro sono stati individuati diversi conci, e per ciascuno di questi vi sono dei differenti modelli di calcolo, uno per ciascuna tipologia di muro, riportati negli allegati degli elaborati citati in Tabella 6. Tali modelli definiscono i pali di fondazione, che vengono riportati nelle tavole di progetto da OM24 a OM29. L'incidenza delle armature invece riportata in Tabella Materiali Opere Geotecniche.

Negli elaborati riportati in Tabella 6 sono riportate anche le verifiche comprendenti il caso di forze d'urto da traffico veicolare. È stata eseguita una verifica specifica facendo agire la forza orizzontale di 100 kN in cima al paramento, diretta verso il lato del muro esterno alla piattaforma stradale, assieme ad una coppia di 100 kNm, agente in senso antiorario. Quest'azione eccezionale è applicata all'interno della combinazione eccezionale prevista dalla norma. L'esito positivo di tale verifica dimostra che il muro, così come definito ed armato secondo i modelli suddetti, soddisfa i criteri normativi anche in caso di azione eccezionale dovuta ad urto da traffico veicolare.

12 Opere di chiodatura

12.1 *Analisi di stabilità del pendio*

Le analisi di stabilità del versante (verifiche di stabilità globale e locale) sono state condotte secondo quanto previsto nelle NTC2018 (D.M. 17/01/2018) sia per la fase statica che per la fase sismica.

Per le analisi è stato utilizzato il codice di calcolo SLOPE/W della GEOSLOPE International Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

- ✓ il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;
- ✓ la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento.
- ✓ la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

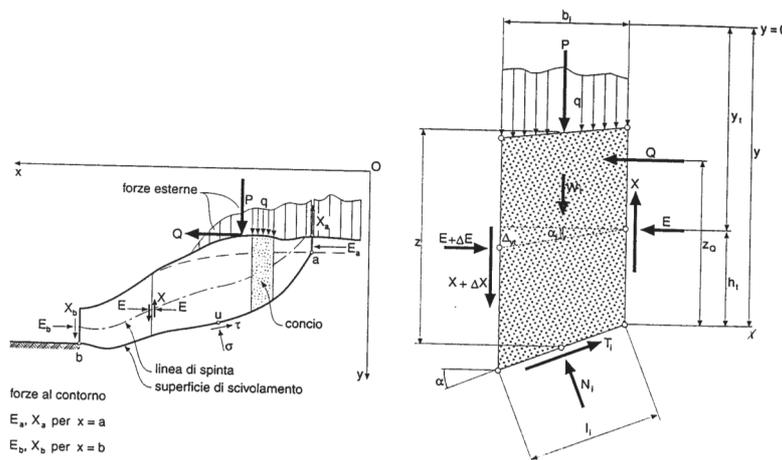


Figura 3 Schematizzazione di calcolo del Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $(5n-2)$ così composte:

- ✓ n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- ✓ $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- ✓ $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- ✓ n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- ✓ 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $(2n-2)$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie

per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera; nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

Secondo le NTC 2018, il livello di sicurezza di un versante è espresso come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento:

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

dove τ_s è la resistenza al taglio disponibile, valutata con parametri caratteristici, e τ_m lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento sotto l'azione dei carichi. Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

Ai sensi del paragrafo 6.8.2 delle NTC2018 le analisi di stabilità vengono svolte secondo la combinazione di carico A2+M2+R2. In tali verifiche:

- i coefficienti moltiplicativi tipo A, incrementali delle azioni, si considerano unitari, ai sensi del paragrafo 7.11.1 (NTC2018);
- i coefficienti moltiplicativi tipo M, riduttivi delle resistenze, sono riportati nel paragrafo Criteri di Calcolo;
- i coefficienti R2 definiti ai sensi della tabella 6.8.I delle NTC non sono considerati nell'analisi perché non si considera l'effetto dei tiranti.

In Tabella 7 sono riportati valori di calcolo dei parametri assunti per le analisi di stabilità svolte.

	γ	ϕ	c'k
	(kN/m ³)	(deg)	(kPa)
Coltre superficiale	18	30	0
Roccia fratturata	26	30	44
Roccia integra	26	38	55

Tabella 7: Caratteristiche dei terreni per le verifiche di stabilità

Ai sensi delle NTC 2018 paragrafo 7.11.3.5.2, l'analisi può venire svolta con metodi pseudo statici. Per cui l'accelerazione massima attesa al sito è definita come:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove i valori riguardanti gli effetti di amplificazione stratigrafica topografica e di accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido sono stati già definiti al paragrafo 8.2 Azione sismica.

L'accelerazione così determinata definisce i coefficienti sismici orizzontale e verticale, k_h e k_v , mediante le relazioni, che si svolgono per il caso in essere:

$$k_h = \beta_s a_g/g S_S S_T = 0.24 \cdot 0.143 \cdot 1.2 \cdot 1.08 = 0.0445$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0.0222$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ($\beta_s=0.24$ da Tab. 7.11.I del DM18);

g = accelerazione di gravità.

Per la verifica allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica sono espresse a loro volta in funzione dei coefficienti sismici secondo la relazione:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W rappresenta il volume di terreno potenzialmente instabile.

L'analisi di stabilità è eseguita applicando l'azione del sisma nelle direzioni sia orizzontale sia verticale.

Gli esiti delle verifiche sono riportati, per tutte le opere di chiodatura, in altri elaborati di progetto, le cui condizioni di calcolo sono identiche a quelle dei casi riprodotti lungo percorsi di cantiere. In Tabella 8 si riportano per ogni opera di chiodatura ubicata lungo percorsi di cantiere, l'opera di chiodatura corrispondente presente sull'asse principale o su viabilità secondarie, la sezione di calcolo e gli elaborati di riferimento. Nella presente relazione si riporta soltanto il caso più significativo di 6 ordini di chiodi, rimandando agli elaborati citati in tabella, per la consultazione dei calcoli di dimensionamento degli altri casi.

Percorso di Cantiere	OM	Sez. di Calcolo	Ordini di Chiodi (ordini)	Opera Corrispondente	Sez. di Calcolo	Elaborati di riferimento:
						<ul style="list-style-type: none"> ▪ Elab. Grafico ▪ Elab. Relazione
PdC da Km 32+445 a Km 32+619	OM24	11	4 (ordini)	VI03	Sez. Long. P1	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A
N. 1 – VI01	OM25	12	4 (ordini)	VI03	Sez. Long. P1	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A
N. 2 – VI02	OM26	16	5 (ordini)	VI01	Sez. Trav. P1	T00VI01GETDI01A T00VI01GETRE01A
N. 3 – VI02	OM26	3	6 (ordini)	VI03	Sez. Long. P2	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A
N. 4 – VI03	OM27	10	3 (ordini)	VI01	Sez. Long. P1	T00VI01GETDI01A T00VI01GETRE01A
N. 5 – VI03	OM27	13	6 (ordini)	VI03	Sez. Long. P2	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A
N. 6 – VI04	OM28	12	4 (ordini)	VI03	Sez. Long. P1	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A
N. 7 – VI04	OM29	7	6 (ordini)	VI03	Sez. Long. P2	T00VI03GETDI01A T00VI03GETRE01A

Tabella 8: corrispondenza tra le opere di chiodatura presenti sui percorsi di cantiere e quelle sull'asse principale e viabilità secondarie

12.2 Risultati dell'analisi di stabilità locale

Le pareti di scavo prevedono la seguente chiodatura:

	Lato sx
Prima fascia	
1° ordine	12 m
2° ordine	10 m
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m
Seconda fascia	
3° ordine	8 m
4° ordine	6 m

Tabella 9: Disposizione chiodi sulla parete di scavo

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.54
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.41
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.42

Tabella 10: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

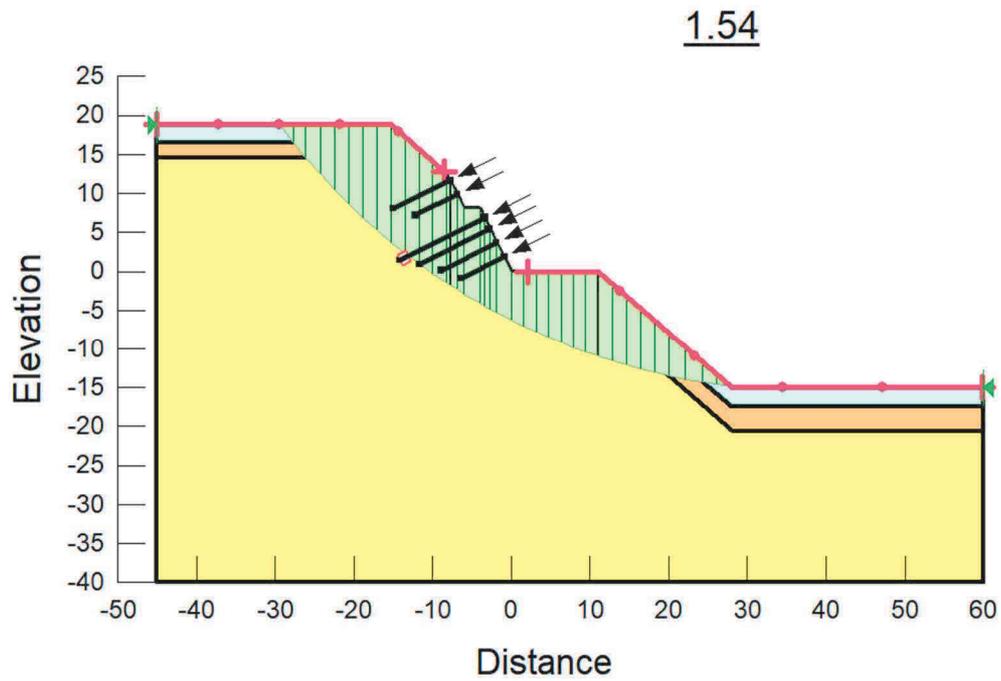


Figura 4: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

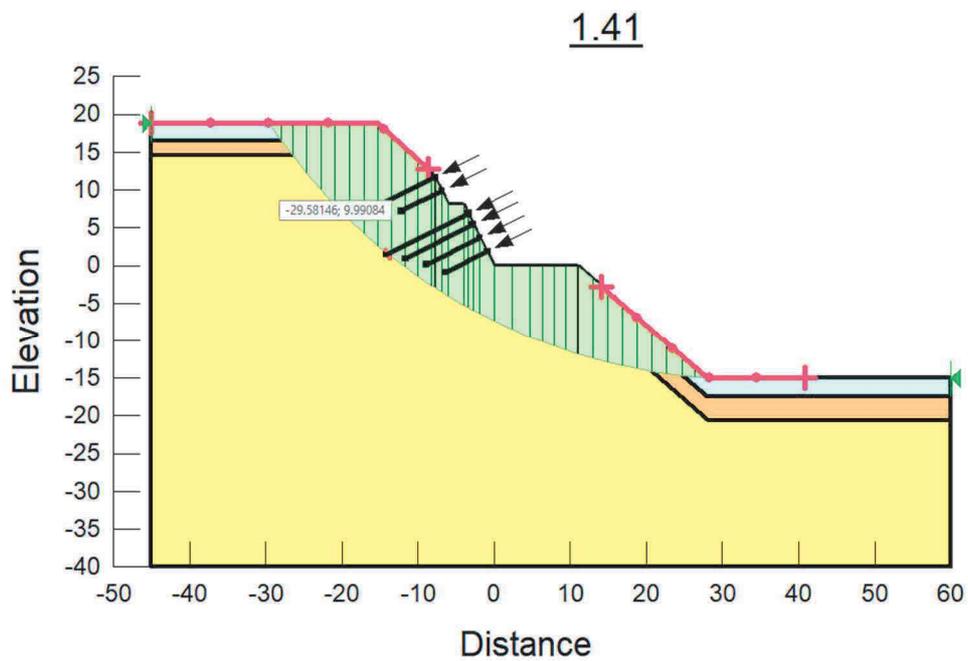


Figura 5: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

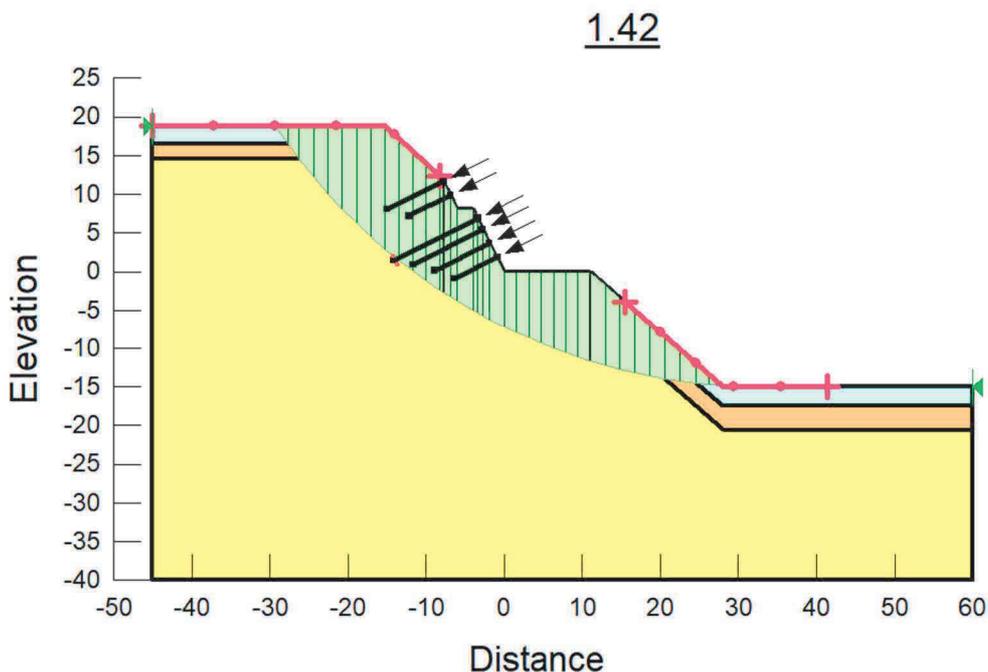


Figura 6: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

12.3 Risultati dell'analisi di stabilità locale

È stata eseguita la verifica per la sezione più critica. I risultati, in termini di coefficiente di sicurezza minimo, sono riportati nella tabella seguente per le combinazioni di carico statiche e sismiche.

Come si osserva il coefficiente di sicurezza minimo per ogni analisi non è mai inferiore al valore di 1.1.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.62
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.50
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.50

Tabella 11: Fattori di sicurezza per la stabilità locale dello scavo

In tutte le verifiche svolte, per la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo, il meccanismo di lavoro dei chiodi è quello di sfilamento. Secondo la gerarchia delle resistenze, infatti, la resistenza di pull out (sfilamento) massima ha come limite superiore quella di trazione della barra di armatura.

Per quanto detto, il profilo di scavo, consolidato dall'opera di chiodatura suddetta, può essere considerato ottemperante ai requisiti di norma.

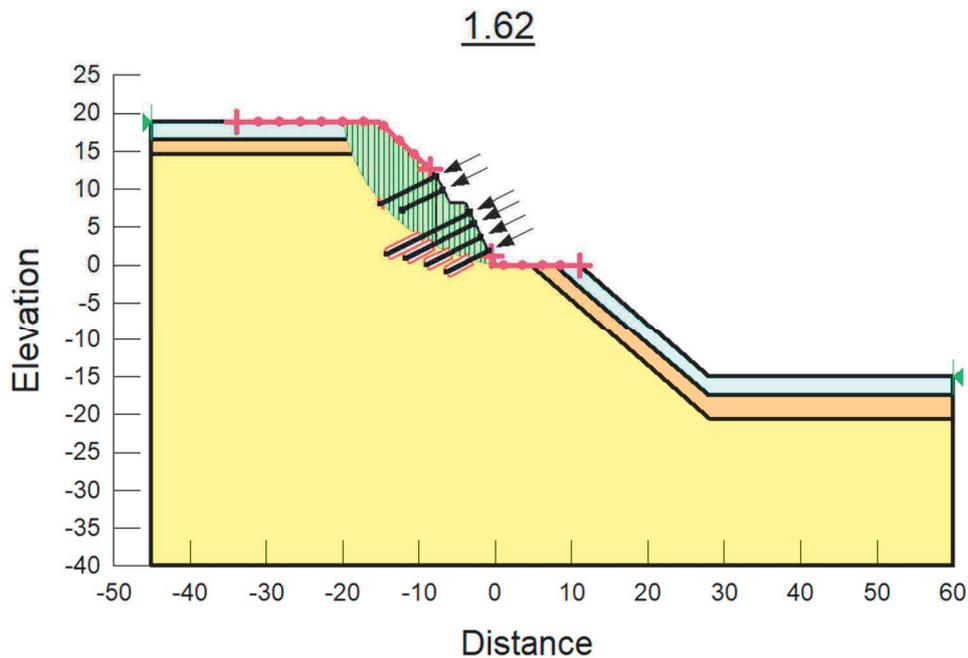


Figura 7: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

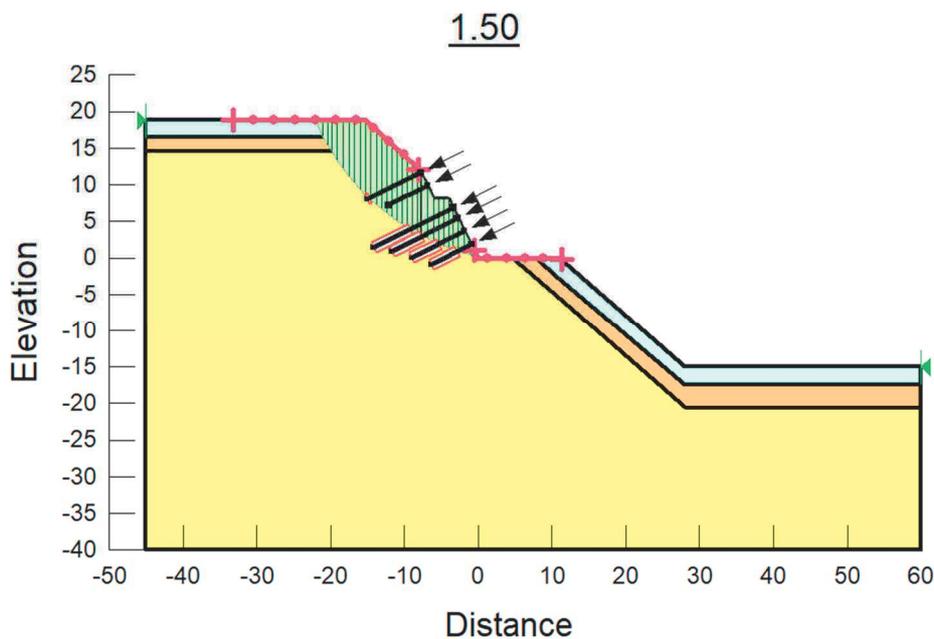


Figura 8: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

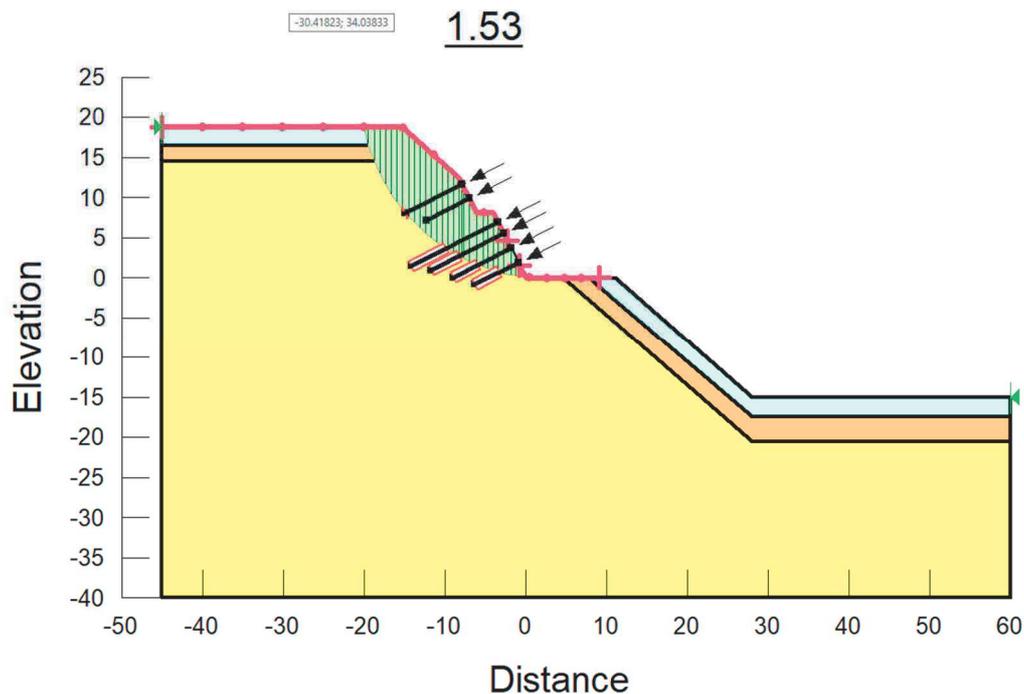


Figura 9: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

12.4 Verifica strutturale e geotecnica dei chiodi

La resistenza a trazione fattorizzata, Factored Tensile Capacity (FTC), è data dalla resistenza a trazione della barra di armatura, diviso per un coefficiente di sicurezza RF (Reduction Factor) e l'interasse dei chiodi. Essendo il diametro della barra di armatura $\varnothing 25\text{mm}$, la tensione caratteristica di snervamento delle barre tipo Dywidag di acciaio pari a 670 Mpa ed il diametro di perforazione pari a $D_{\text{perf}}=150\text{mm}$, si ha:

$$FTC = \frac{TC}{RF \cdot (\text{interasse chiodi})} = \frac{329 \text{ kN}}{1.5 \cdot 2.5\text{m}} = 87.7 \text{ kN}$$

La resistenza allo sfilamento fattorizzata, Factored Pull out Resistance (FPR), rappresenta la forza che può essere mobilitata per unità di lunghezza del chiodo, ed è pari a:

$$FPR = \frac{\tau_{\text{sfil}} \cdot (\text{Suplaterale al metro})}{RRF \cdot (\text{intyrasse chiodi})} = \frac{100 \text{ kPa} \cdot (\pi \cdot D_{\text{perf}})}{1.5 \cdot 2\text{m}} = 12.57 \text{ kN/m}$$

Dove $RRF=1.5$ (Resistance Reduction Factor) rappresenta un coefficiente di sicurezza che tiene in conto gli effetti di danneggiamento durante l'installazione che possono ridurre la capacità del chiodo.

Da quanto sopra detto, considerando le due quantità sopra riportate si ottiene la lunghezza massima di ancoraggio del chiodo pari a $L_{\text{fond_max}}=FTC/FPR=6.98 \text{ m}$

La forza di sfilamento massima, Max Pull out Force (MPF), agente sul chiodo, non può superare la resistenza a trazione fattorizzata; pertanto la forza di sfilamento massima, Max Pull out Force risulta:

$$MPF = FPR \cdot L_{\text{fond_max}} = 87.7 \text{ kN}$$

Nella tabella seguente sono sintetizzati i valori ottenuti dall'analisi in termini di Pull out Force (forza di sfilamento) per ogni singolo chiodo nelle combinazioni A2+M2 e EQK+M2.

In tutti i casi, essendo $L_{\text{fond_max}} > L_{\text{fond}}$, il comportamento del chiodo è governato dall'attrito laterale. Inoltre le tensioni nell'acciaio di armatura risultano sempre verificate, in

quanto sono proprio queste che determinano la massima forza di sfilamento del chiodo sul terreno, come sopra riportato.

Superficie inferiore		1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE
Pullout Force (kN)	A2+M2	61	49	44	75
	EQK+M2 (+)	69	57	52	50
	EQK+M2 (-)	61	48	43	42
Required Length (m) Available length (m)	A2+M2	4.9	3.9	3.5	3.4
	EQK+M2 (+)	5.5	4.5	4.1	4.0
	EQK+M2 (-)	4.8	3.8	3.4	3.4

Factored Tensile Capacity (kN)	FTC	87.7
Factored Pull out Resistance (kN/m)	FPR	12.6
Lunghezza massima di ancoraggio (m)	L _{fond_MAX}	6.98

Con riferimento alla verifica di aderenza acciaio malta cementizia, considerando che la malta ha una resistenza caratteristica a compressione R_{ck} 25/30 (Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza pari a 2.69 MPa), il diametro della barra di armatura $\varnothing 25$ mm, la forza di sfilamento malta acciaio è pari a 211 kN per unità di lunghezza di armatura. Questo valore, considerando il massimo ammorsamento pari a 6.98 m nel terreno produce una forza massima di sfilamento acciaio-malta di 1475 kN nettamente superiore a 87.7 kN, massima forza di sfilamento malta-terreno. Pertanto, il criterio della gerarchia delle resistenze risulta in tal modo rispettato.

12.5 Risultati dell'Analisi di Stabilità Globale del Pendio

Come si evince dalla tavola T00VI00GETCA01A, nei casi di VI01 (sez. al km 0+440), di VI03 (sez. al km 1+340), e di VI04 (sez. al km 1+540), i percorsi di cantiere prevedono delle trincee ubicate nella zona di valle del pendio dove più a monte si trova il tracciato dell'asse principale, in casi in cui sono necessarie opere di sostegno di controripa o di sottoscarpa. Viene indagata, pertanto, la stabilità d'insieme del pendio in presenza della trincea del percorso di cantiere sormontata a monte sia da una paratia di controripa, sia di un'opera di sottoscarpa. In quest'ultimo caso si considera la fase di esecuzione della paratia provvisoria come fase critica rispetto alla fase finale (muro sottofondato su micropali completato).

Le analisi di stabilità sono eseguite in condizioni statiche (A2+M2) e sismiche (EQK+M2) (\pm), ed in tutti i casi la stabilità del pendio è confermata. Si riportano di seguito i risultati per entrambi i casi.

a. Paratia di Controripa a monte del Percorso di Cantiere

Esito delle analisi di stabilità nell'ipotesi esecutiva di eseguire in sequenza temporale:

1. Paratia di controripa – conclusa la fase dello scavo di sbancamento a valle della paratia;
2. Percorso di cantiere – conclusa la fase di scavo della trincea (ma non eseguite le opere di chiodatura).

Come si osserva in Tabella 12, ed in Figura 10, Figura 11 e Figura 12 l'apertura della pista di cantiere, anche prima di eseguire le opere di chiodatura, non pregiudica la stabilità globale del pendio.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.74
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.57
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.58

Tabella 12: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo

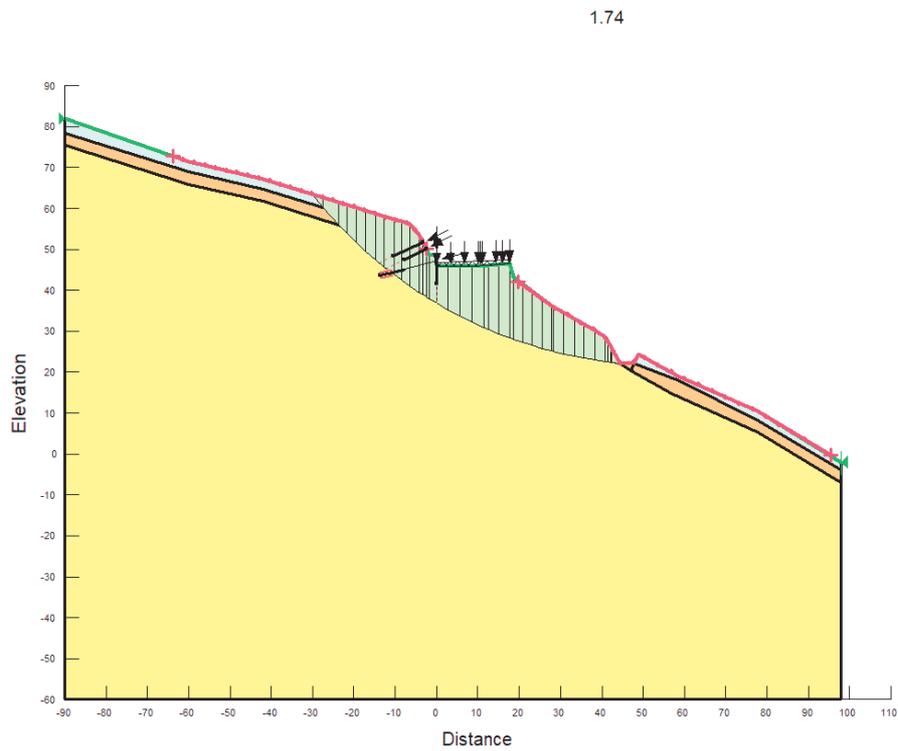


Figura 10: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

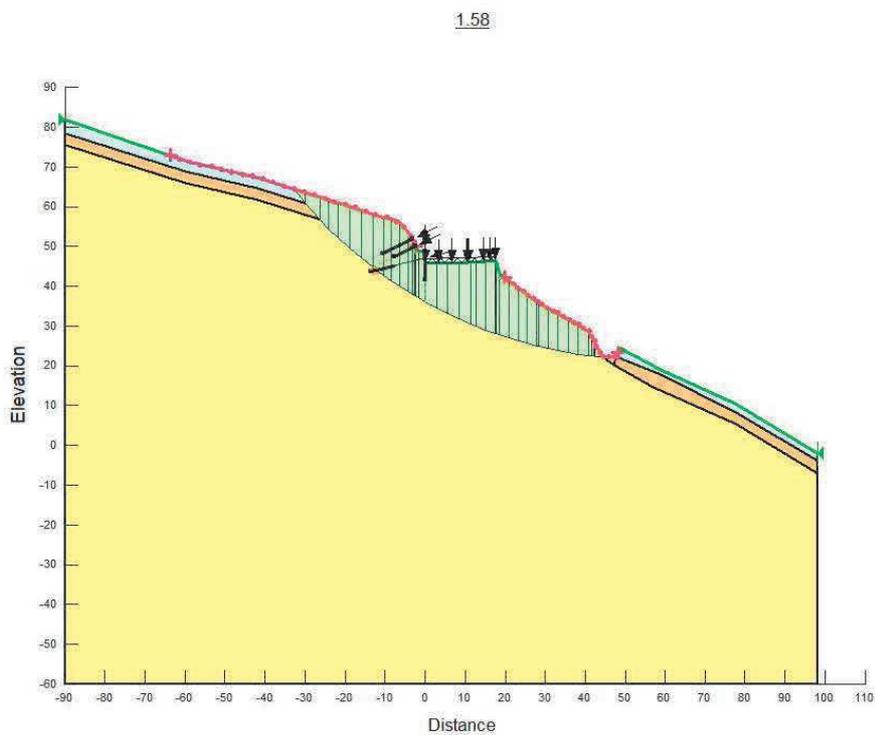


Figura 11: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

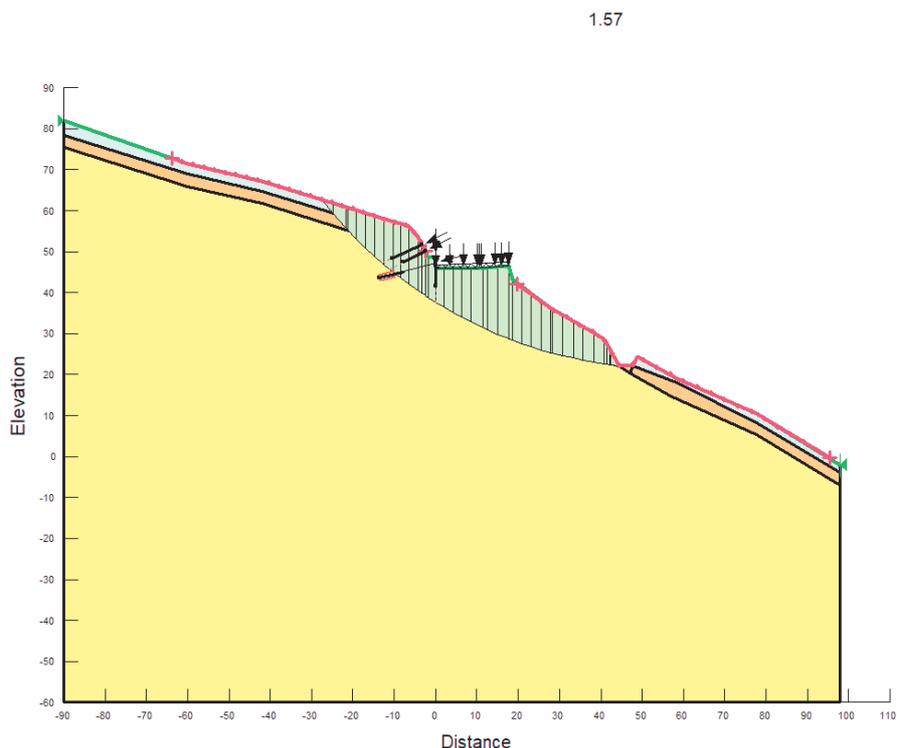


Figura 12: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)

b. Paratia di provvisoriale per Muro di Sottoscarpa a monte del Percorso di Cantiere

Esito delle analisi di stabilità nella seguente ipotesi di sequenza esecutiva temporale:

1. Paratia provvisoriale per il muro di sottoscarpa – conclusa la fase dello scavo di sbancamento a valle della paratia;
2. Percorso di cantiere - – conclusa la fase di scavo della trincea (ma non eseguite le opere di chiodatura).

L'effetto dell'esecuzione della pista di cantiere contestuale alla paratia provvisoriale (per poter realizzare il muro di sottoscarpa definitivo) è riportato in Tabella 13 e nei diagrammi in Figura 10, Figura 13, Figura 14 e Figura 15, dove si evince che è confermata la stabilità globale complessiva del pendio, anche in fase di rimodellamento della scarpata con la trincea del percorso di cantiere, prima dell'esecuzione delle opere di chiodatura.

SLU Statica (A2+M2+R2)	1.31
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (+)	1.20
SLV Sismica (EQK+M2+R2) (-)	1.21

Tabella 13: Fattori di sicurezza per la stabilità dello scavo – caso B

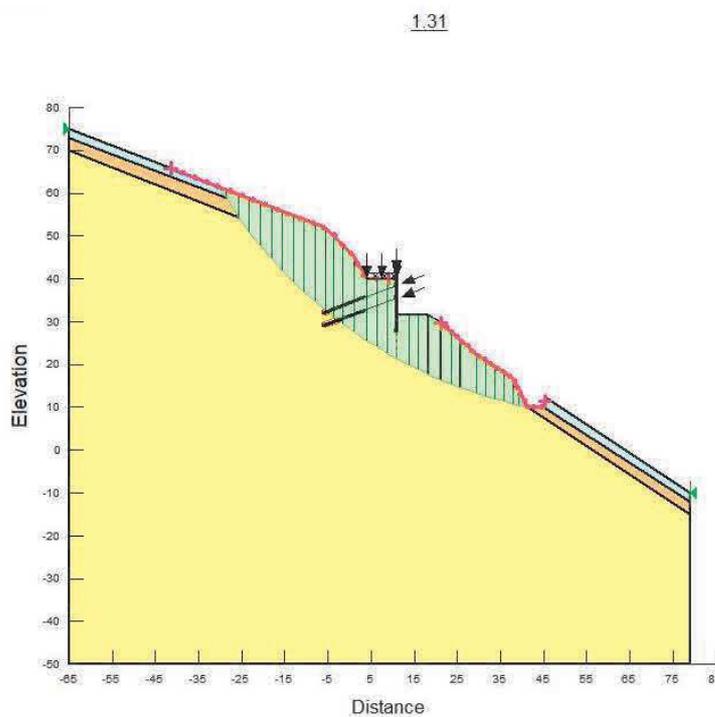


Figura 13: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni statiche (A2+M2)

Paragonando tra i due casi, i coefficienti di sicurezza nel caso b (paratia provvisoria a monte della trincea del percorso di cantiere) sono inferiori rispetto al caso a (paratia definitiva di controripa a monte della trincea del percorso di cantiere). Questo è presumibilmente riconducibile alla distanza planimetrica tra le due opere: inferiore nel caso b rispetto al caso a.

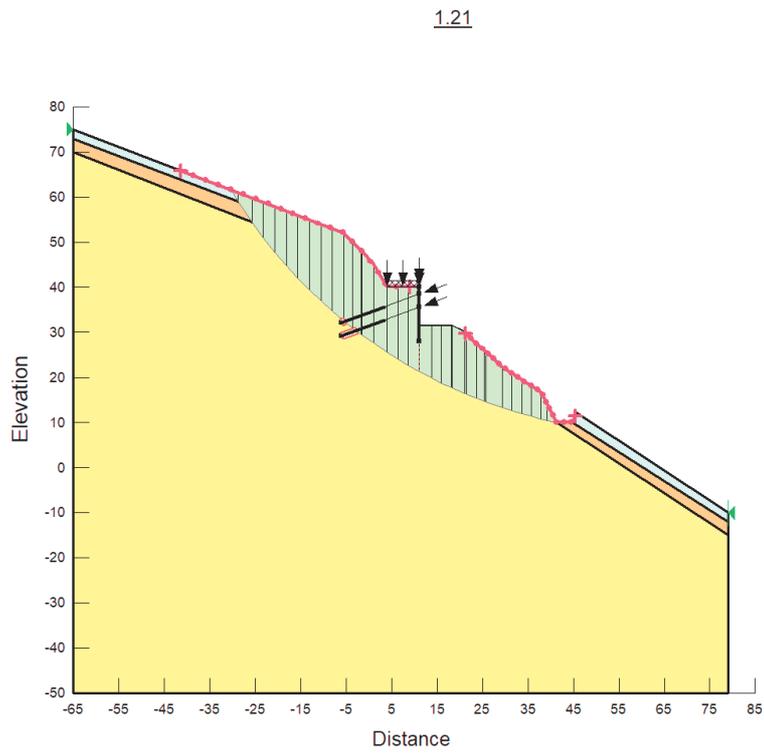


Figura 14: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (-)

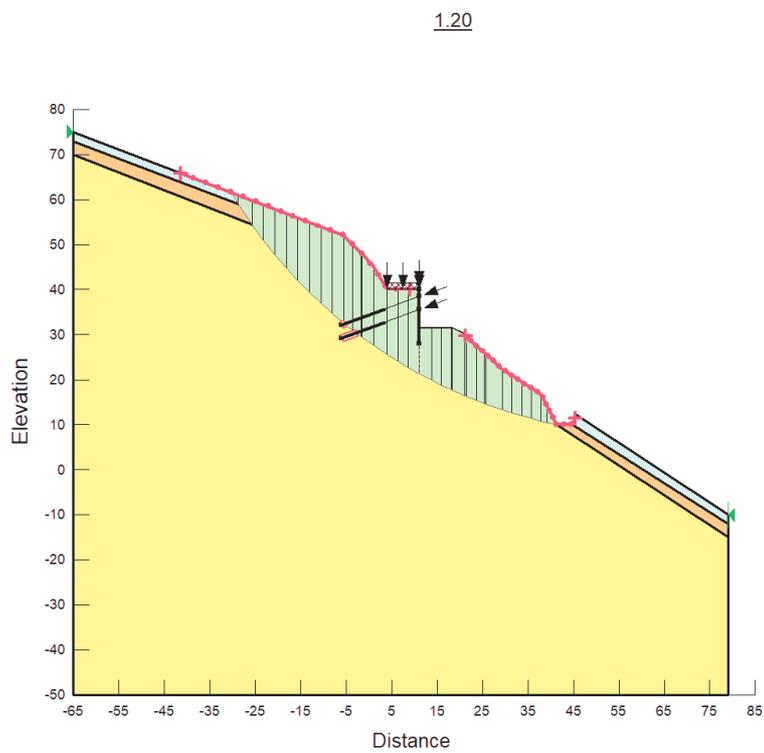


Figura 15: Coefficiente di sicurezza minimo per la stabilità in condizioni sismiche (EQK+M2) (+)