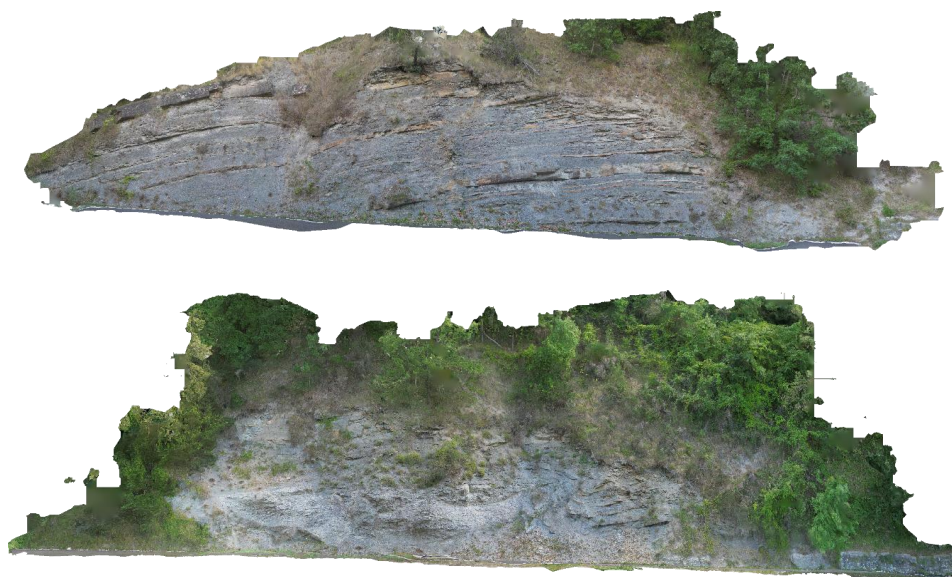




PROVINCIA DI AREZZO

Settore Viabilità Lavori Pubblici

Firmato digitalmente da:
Baecchi Giovanni
Data: 12/10/2026 12:44:52



PROGETTO ESECUTIVO

Rafforzamento corticale con rete e/o barriere paramassi lungo la SP. 63 Val di Corezzo, a tratti dal km 0+250 al km 0+500 in Comune di Chiusi della Verna" - CUP I57H22001190001.

Ordine di Prestazione n.1 nell'ambito dell'Accordo Quadro – OPERATORE 3 – per progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione, direzione dei lavori

RELAZIONE DI CALCOLO DEGLI INTERVENTI

Codice: 24146-PE-RE-005-1

REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO
0	12/09/2025	F. Sangiorgi	F. Marchi
1	07/10/2026	F. Ricci	F. Marchi - F. Moruzzi
2			

APPROVATO
A. Mastrangelo
A. Mastrangelo

INDICE

1.	PREMESSA	6
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	8
2.1.	NORMATIVA.....	8
2.2.	DOCUMENTAZIONE TECNICA	8
2.3.	SOFTWARE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	8
3.	DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI.....	9
3.1.	RIMOZIONE DELLA VEGETAZIONE E DEL RIVESTIMENTO ESISTENTE	11
3.2.	OPERAZIONI DI PULIZIA E DISGAGGIO	11
3.3.	RAFFORZAMENTO CORTICALE	12
4.	PARAMETRI DI PROGETTO	15
4.1.	MATERIALI DI PROGETTO	15
4.1.1.	Barre e testate per chiodature e ancoraggi	15
4.1.2.	Funi perimetrali e diagonali	15
4.1.3.	Reti di contenimento per rafforzamento corticale.....	15
4.1.4.	Miscela cementizia per iniezioni.....	16
4.2.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	17
4.3.	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA E GEOMECCANICA DI PROGETTO	18
4.3.1.	Parametri geometrici e geomeccanici adottati per i rafforzamenti corticali	18
5.	CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE.....	20
5.1.	RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	20
5.1.1.	Dimensionamento a taglio delle chiodature	21
5.1.2.	Dimensionamento della rete metallica	24
5.1.3.	Dimensionamento a trazione-sfilamento delle chiodature	27
5.1.4.	Quadro sinottico coefficienti di sicurezza per le verifiche dell'intervento di rafforzamento corticale 30	
5.2.	VERIFICHE DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI	31
5.2.1.	Rafforzamenti corticali – Scarpata nord.....	31
5.2.1.	Rafforzamenti corticali – Scarpata sud – porzione inferiore.....	35
5.2.2.	Rafforzamenti corticali – Scarpata sud – porzione superiore	38
5.2.3.	Quadro di sintesi delle verifiche dei rafforzamenti corticali	40

FIGURE

FIGURA 1-1. INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI INTERVENTO SU ORTOFOTO (SCALA GRAFICA).....	6
FIGURA 3-1. INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI INTERVENTO SU ORTOFOTO FORNITA DALLA REGIONE TOSCANA-SIPT	9
FIGURA 3-2. ORTOFOTO DELLA SCARPATA NORD.	9

FIGURA 3-3. MISURA DELLO SVILUPPO VERTICALE DELLA SCARPATA NORD.....	10
FIGURA 3-4. ORTOFOTO DELLA SCARPATA SUD.....	10
FIGURA 3-5. MISURA DELLO SVILUPPO VERTICALE DELLA SCARPATA SUD.	10
FIGURA 3-6. FOTO FRONTALE DELLA SCARPATA SUD. SI NOTINO L'ABBONDANTE VEGETAZIONE ARBUSTIVA E LE QUERCE PRESENTI IN SOMMITÀ ALLA SCARPATA, DA RIMUOVERE PRIMA DI PROCEDERE COL RIVESTIMENTO DELLA PARETE.....	11
FIGURA 3-7. SEZIONE TIPOLOGICA DELLA PARETE NORD CON INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI	13
FIGURA 3-8. SEZIONE TIPOLOGICA DELLA PARETE SUD CON INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI	14
FIGURA 5-1. SCHEMATIZZAZIONE DELLA PORZIONE CORTICALE INSTABILE.	20
FIGURA 5-2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SULLA RETE	25
FIGURA 5-3. CASO A E CASO B DEL VOLUME INSTABILE DI ROCCIA TRA LE FILE DI CHIODI	26
FIGURA 6-1. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA NORD - DATI IN INPUT.	32
FIGURA 6-2. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA NORD - RISULTATI	33
FIGURA 6-3. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI DELLA SCARPATA NORD	34
FIGURA 6-4. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA SUD, PORZIONE INFERIORE - DATI IN INPUT.	35
FIGURA 6-5. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA SUD, PORZIONE INFERIORE - RISULTATI	36
FIGURA 6-6. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI DELLA SCARPATA SUD, PORZIONE INFERIORE	37
FIGURA 6-7. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA SUD, PORZIONE SUPERIORE - DATI IN INPUT.	38
FIGURA 6-8. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER LA SCARPATA SUD, PORZIONE SUPERIORE - RISULTATI	39
FIGURA 6-9. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI DELLA SCARPATA SUD, PORZIONE SUPERIORE	40
FIGURA 6-10. QUADRO DI SINTESI DELLE VERIFICHE DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI.	40

TABELLE

TABELLA 4-1: CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO IN BARRE (TIPO GEWI O EQUIVALENTI)	15
TABELLA 4-2: CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO IN BARRE (TIPO RBS 560 O EQUIVALENTI).....	15
TABELLA 4-3: CARATTERISTICHE MECCANICHE GOLFARI, BULLONERIA, REDANCE E MORSETTI	15
TABELLA 4-4: CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO IN BARRE (TIPO SIRIVE O EQUIVALENTI)	15
TABELLA 4-5: CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE RETI DI CONTENIMENTO DEL RAFFORZAMENTO.....	16
TABELLA 4-6: CARATTERISTICHE MECCANICHE MISCELA CEMENTIZIA PER INIEZIONI	16
TABELLA 4-6: PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO.....	18
TABELLA 4-7. PARAMETRI GEOMETRICI E GEOMECCANICI DI PROGETTO ADOTTATI PER IL DIMENSIONAMENTO DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI DELLA PARETE NORD.....	19



TABELLA 4-8. PARAMETRI GEOMETRICI E GEOMECCANICI DI PROGETTO ADOTTATI PER IL DIMENSIONAMENTO DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI DELLA PORZIONE BASSA DELLA PARETE SUD	19
TABELLA 4-9. PARAMETRI GEOMETRICI E GEOMECCANICI DI PROGETTO ADOTTATI PER IL DIMENSIONAMENTO DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI DELLA PORZIONE ALTA DELLA PARETE SUD	19
TABELLA 5-1. FATTORI DI CORRELAZIONE ξ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI D'INDAGINE.....	29
TABELLA 5-2. QUADRO SINOTTICO COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER INTERVENTI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	31

1. PREMESSA

Il presente documento è stato redatto nell'ambito dell'incarico di progettazione definitiva ed esecutiva, coordinamento della sicurezza in fase di progettazione e di esecuzione e direzione dei lavori, per l'intervento "Rafforzamento corticale con rete e/o barriere paramassi lungo la SP. 63 Val di Corezzo, a tratti dal km 0+250 al km 0+500 in Comune di Chiusi della Verna" - CUP I57H22001190001.

La tratta stradale, nonché le due aree a monte della stessa indagate ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi, sono individuabili in Figura 1-1.

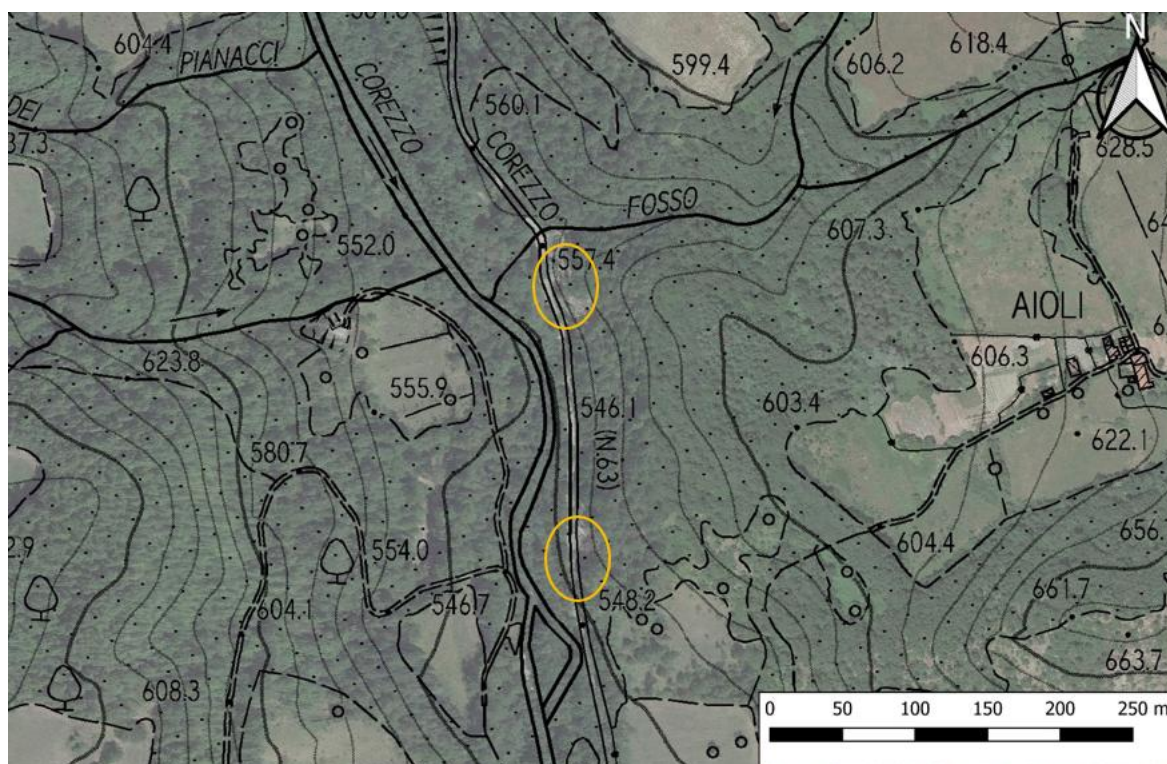


Figura 1-1. Individuazione delle aree di intervento su Ortofoto (Scala grafica)

Gli interventi previsti riguardano il rafforzamento corticale dell'ammasso roccioso e prevedono le seguenti lavorazioni:

- Pulizia della scarpata e dei cigli dalla vegetazione arbustiva e arborea (diametri inferiori ai 15 cm);
- Disgaggio e rimozione di blocchi isolati e dei cigli di coltre maggiormente instabili, anche con demolizione meccanica, e trasporto della terra di risulta a discarica autorizzata;
- Installazione di rafforzamenti corticali formati da un geocomposito metallico in rete a doppia torsione, armata con funi e ancoraggi in barre.

La progettazione è stata svolta ai sensi della vigente normativa, in particolare le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) di cui al DM 14/01/2018 e la UNI 11211-4:2018: "Opere di difesa dalla caduta massi. Parte4: Progetto Definitivo ed esecutivo".

La progettazione è stata sviluppata secondo i seguenti passi:

- rilievi topografici e fotogrammetrici dell'area mediante droni;
- rilevamenti ed ispezioni dirette in sito eseguite da geologi ed ingegneri;
- selezione delle tipologie di intervento per lo specifico sito in oggetto e per le specifiche problematiche di dissesti rilevati;
- definizione dei criteri di calcolo e dimensionamento di massima delle opere;
- produzione degli elaborati.

Il presente Progetto Esecutivo fornisce il dimensionamento e la quantificazione dei costi degli interventi necessari per la mitigazione del rischio da caduta massi che insiste sulla tratta stradale oggetto di studio.

Nel presente documento si riportano:

- I parametri di progetto: le azioni di progetto, i materiali da impiegare, il riepilogo della caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e i parametri geotecnici utilizzati per le verifiche;
- La definizione dei criteri applicati nell'ambito delle verifiche strutturali e geotecniche;
- La sintesi delle verifiche strutturali e geotecniche.

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. NORMATIVA

- Rif. [1] Decreto Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 17/01/2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Rif. [2] C.S.LL.PP., Circolare n°7 del 21/01/2019, Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14/01/2018”.
- Rif. [3] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- Rif. [4] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo;
- Rif. [5] UNI 11211-4:2018 – Opere di difesa dalla caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed esecutivo”

2.2. DOCUMENTAZIONE TECNICA

- Rif. [6] Raccomandazioni AGI giugno 2012 “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, raccomandazioni”.
- Rif. [7] Ribacchi R. Meccanica delle Rocce: Teoria e applicazioni nell’ingegneria. Helvius Edizioni (2018)
- Rif. [8] R. Lancellotta Geotecnica, seconda edizione. Zanichelli (1993)
- Rif. [9] Ferraiolo F., Giacchetti G. Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull’applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa. Peila D. editor. In Italian (2004)
- Rif. [10] R. P. Giani - Rock Slope Stability Analysis – 1992.

2.3. SOFTWARE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

- Rif. [11] MACRO1 Ver.4.0.14 / 2022

3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI

Oggetto di intervento sono due scarpate rocciose situate a Nord dell'abitato di Rimbocchi (AR), rispettivamente a circa 200 e 400 metri procedendo lungo la Strada Provinciale Val di Corezzo. Le due zone di intervento verranno di seguito denominate "Scarpata Sud" (Figura 3-2 e Figura 3-3) e "Scarpata Nord" (Figura 3-4 e Figura 3-5), come indicato in Figura 3-1.

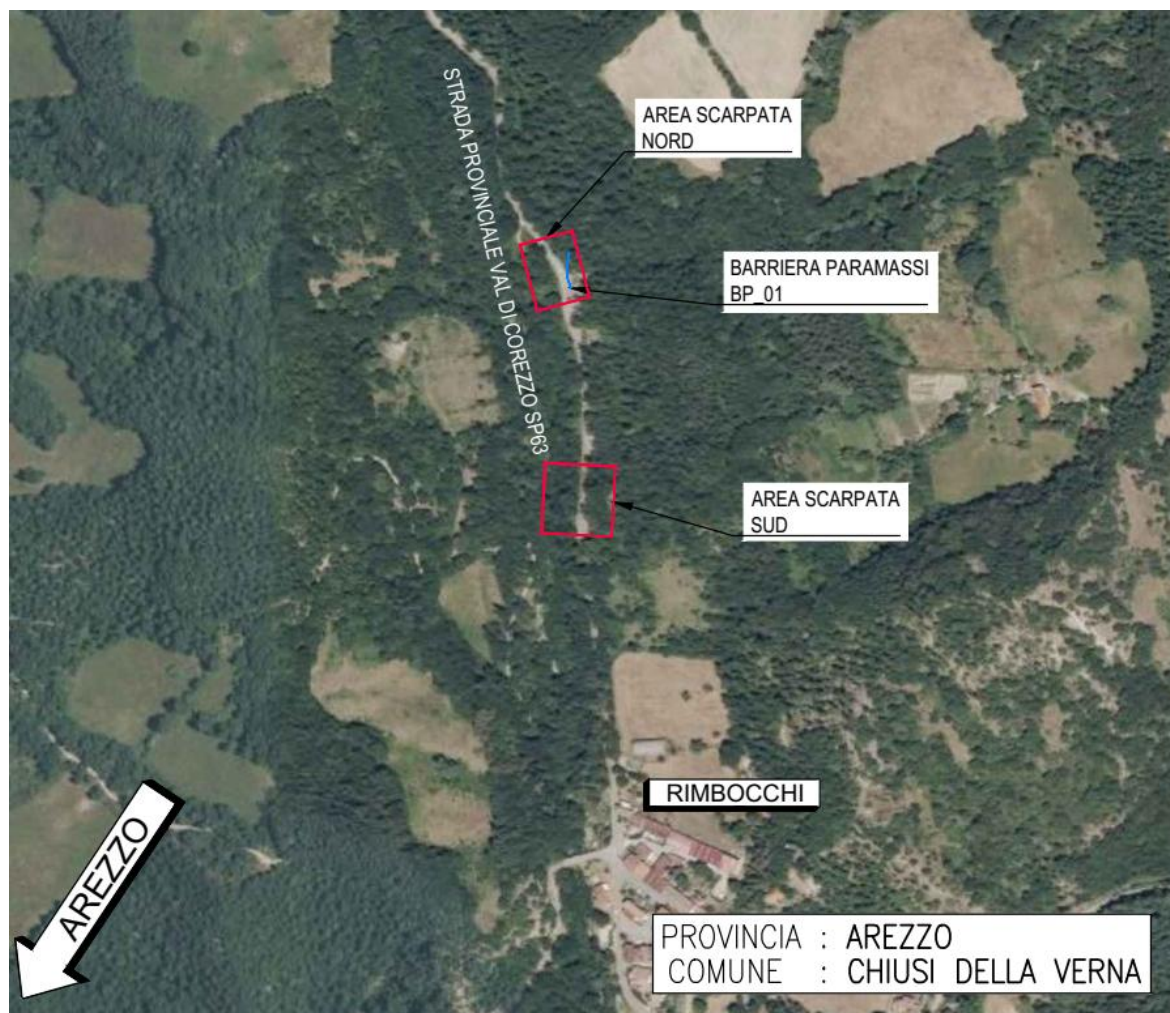


Figura 3-1. Individuazione delle aree di intervento su ortofoto fornita dalla Regione Toscana-SIPT



Figura 3-2. Ortofoto della scarpata nord.



Figura 3-3. Misura dello sviluppo verticale della scarpata nord.

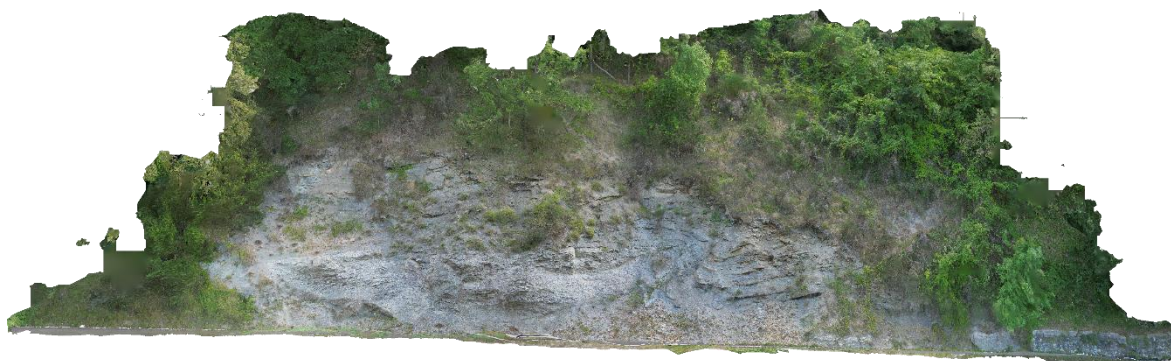


Figura 3-4. Ortofoto della scarpata sud



Figura 3-5. Misura dello sviluppo verticale della scarpata sud.

In progetto sono previsti i seguenti interventi:

- Rafforzamento corticale della scarpata Sud;
- Rafforzamento corticale della scarpata Nord.

L'installazione dei rafforzamenti corticali verrà realizzata successivamente alla pulizia della scarpata dalla vegetazione arbustiva e arborea (fusti con diametro ≤ 15 cm e all'abbattimento delle porzioni di ammasso maggiormente instabili sia mediante escavatore che mediante disgaggio tradizionale.

3.1. RIMOZIONE DELLA VEGETAZIONE E DEL RIVESTIMENTO ESISTENTE

Per poter procedere alla realizzazione degli interventi di rafforzamento è necessario prima pulire la superficie di lavoro dalla vegetazione esistente.

Le porzioni di scarpata maggiormente acclivi e subverticali sono praticamente spoglie, per cui tale operazione coinvolgerà soprattutto i cigli in sommità alle due scarpate, in particolare la scarpata Sud, dove è presente abbondante vegetazione arbustiva (ginestre, rovi, ecc.) oltre ad alcune querce con fusti dal diametro ≤ 15 cm (Figura 3-6).



Figura 3-6. Foto frontale della scarpata Sud. Si notino l'abbondante vegetazione arbustiva e le querce presenti in sommità alla scarpata, da rimuovere prima di procedere col rivestimento della parete.

Particolare attenzione dovrà essere posta durante le operazioni di rimozione della vegetazione esistente, in quanto si possono verificare mobilitazioni di porzioni di ammasso ammalorate e già isolate; pertanto, le operazioni di pulizia della scarpata andranno coadiuvate con quelle di abbattimento mediante escavatore e disgaggio manuale.

3.2. OPERAZIONI DI PULIZIA E DISGAGGIO

Le operazioni di abbattimento e disgaggio sono volte alla rimozione del materiale particolarmente instabile, eventualmente già mobilizzatosi, ovvero prossimo al distacco/rimobilizzazione. L'obiettivo di tali operazioni è non solo rimuovere il pericolo immediato dato dall'instabilità dei volumi rocciosi, ma anche di ridurre gli spessori instabili da trattenere col rafforzamento corticale ed eliminare la porzione più superficiale dell'ammasso che, presentando numerosi vuoti, può portare ad una dispersione della boiacca degli ancoraggi con conseguenti difficoltà esecutive.

Le operazioni verranno eseguite da personale rocciatore specializzato mediante accesso e posizionamento su fune e l'utilizzo di semplici utensili quali leverini (palanchi). Occasionalmente può essere necessario l'impiego di martinetto idraulico o di malte espansive. Per l'abbattimento dei volumi di roccia più voluminosi si suggerisce l'utilizzo di escavatori a sbraccio lungo e/o mezzi di demolizione meccanica.

Per quanto riguarda il volume di materiale rimosso/abbattuto durante le lavorazioni si prevede di svolgere le analisi di laboratorio ai fini della caratterizzazione ambientale e di provvedere allo smaltimento presso idoneo impianto di trasformazione o discarica.

Oltre alla rimozione del materiale instabile, si prevede la pulizia delle banchine alla base delle due scarpate, che risultano colme di scaglie prodotte dall'alterazione degli strati di marnosi.

3.3. RAFFORZAMENTO CORTICALE

Il rafforzamento corticale consiste nell'installazione, al di sopra della superficie potenzialmente soggetta a distacchi di materiale, di un rivestimento in rete metallica di diverse tipologie possibili, abbinato all'impiego di ancoraggi costituiti da barre d'acciaio o funi spiroïdali, oltre all'eventuale impiego di funi metalliche solidali agli ancoraggi che garantiscano l'aderenza della rete alla morfologia del terreno. Alla rete metallica può essere accoppiata una rete a maglia più fine con funzione antiersiva.

La rete ha la funzione di inibire e/o di contenere i potenziali distacchi, favorendo il mantenimento di un certo grado di confinamento e contatto tra le pareti delle discontinuità che definiscono i volumi instabili e trattenendo gli eventuali elementi litoidi mobilizzati.

L'armatura della rete, costituita da ancoraggi disposti a maglia regolare, integrati con funi d'acciaio o piastre di ripartizione, vincola la rete e le porzioni più parietali dell'ammasso roccioso (normalmente i più detensionati e alterati e dunque instabili) a porzioni più interne e più stabili dell'ammasso, in funzione della profondità degli ancoraggi stessi.

Per il **rafforzamento della parete Nord** si prevede un rafforzamento con le seguenti caratteristiche:

- Rete metallica a doppia torsione con resistenza a trazione del filo elementare 350-550 N/mm², diametro del filo ≥ 2.70 mm, con protezione contro la corrosione in lega di Zinco-Alluminio, conformato in maglie esagonali tipo 8 x 10;
- Ancoraggi in barre GEWI (500/550 N/mm²) dotate di golfari in testa, disposti in maglie 3x3 m, diametro del foro $\varnothing 40$ mm, diametro della barra $\varnothing 25$ mm e lunghezza 3.0 m;
- Funi metalliche perimetrali (in testa, alla base e lungo i fianchi del rivestimento) con diametro minimo pari a 16 mm, e diagonali con diametro minimo pari a 12 mm, passanti per

i golfari delle barre di ancoraggio a costituire una maglia di funi incrociate.

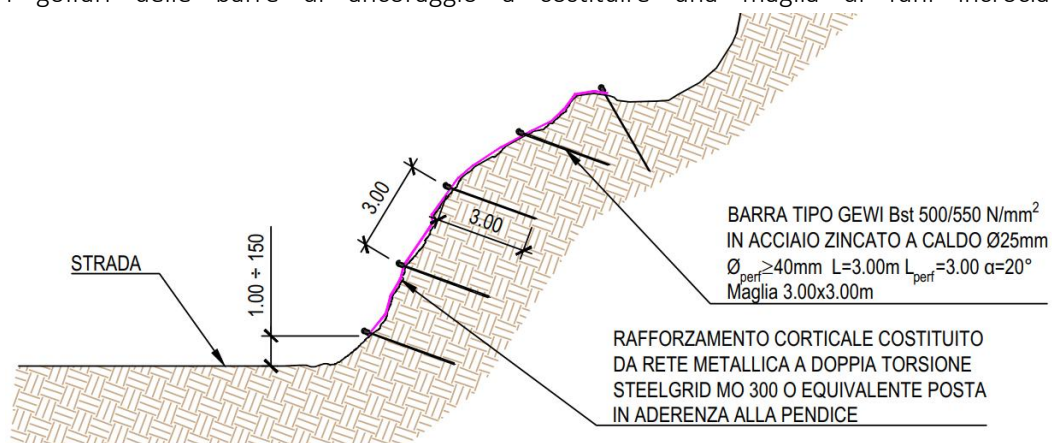


Figura 3-7. Sezione tipologica della parete Nord con individuazione degli interventi

Per il **rafforzamento della parete Sud** si prevedono due rafforzamenti con diverse caratteristiche. Il primo rafforzamento disposto nella parte bassa della scarpata, dove il substrato risulta affiorante, avrà le seguenti caratteristiche:

- Rete metallica a doppia torsione con resistenza a trazione del filo elementare 350-550 N/mm², diametro del filo ≥ 2.70 mm, con protezione contro la corrosione in lega di Zinco-Alluminio, conformato in maglie esagonali tipo 8 x 10;
- Ancoraggi in barre GEWI (500/550 N/mm²) dotate di golfari in testa, disposti in maglie 3x3 m, diametro del foro $\varnothing 40$ mm, diametro della barra $\varnothing 25$ mm e lunghezza 3.0 m;
- Funi metalliche perimetrali (in testa, alla base e lungo i fianchi del rivestimento) con diametro minimo pari a 16 mm, e diagonali con diametro minimo pari a 12 mm, passanti per i golfari delle barre di ancoraggio a costituire una maglia di funi incrociate.

Il secondo rafforzamento disposto nella parte alta della scarpata, dove il substrato risulta coperto da uno spesso strato di coltre, avrà le seguenti caratteristiche:

- Rete metallica a doppia torsione con resistenza a trazione del filo elementare 350-550 N/mm², diametro del filo ≥ 2.70 mm, con protezione contro la corrosione in lega di Zinco-Alluminio, conformato in maglie esagonali tipo 8 x 10;
- Ancoraggi in barre tipo RBS 560 (560/670 N/mm²) dotate di golfari in testa, disposti in maglie 3x3 m, diametro del foro $\varnothing 76$ mm, diametro della barra $\varnothing 38$ mm e lunghezza 6.0 m;
- Funi metalliche perimetrali (in testa, alla base e lungo i fianchi del rivestimento) con diametro minimo pari a 16 mm, e diagonali con diametro minimo pari a 12 mm, passanti per i golfari delle barre di ancoraggio a costituire una maglia di funi incrociate.

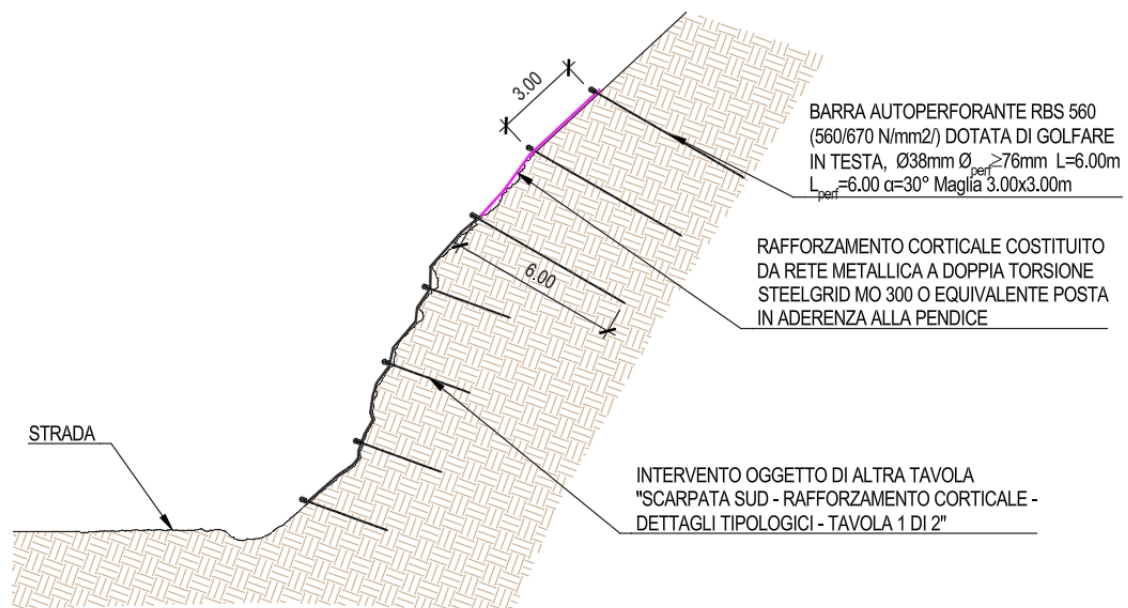


Figura 3-8. Sezione tipologica della parete Sud con individuazione degli interventi

4. PARAMETRI DI PROGETTO

4.1. MATERIALI DI PROGETTO

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei diversi materiali impiegati nelle opere in progetto, con l'indicazione dei valori adottati nelle verifiche, nel rispetto delle indicazioni del DM 17/01/2018.

Tutti gli acciai utilizzati per gli interventi, compresa bulloneria e minuteria di assemblaggio, sono da proteggere dai fenomeni di corrosione mediante zincatura a caldo di spessore minimo 70µm.

4.1.1. BARRE E TESTATE PER CHIODATURE E ANCORAGGI

Acciaio B500B (DIN 488) zincato a caldo in barre (tipo Gewi o equivalenti)	
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tk} = 550 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = 434 \text{ MPa}$

Tabella 4-1: Caratteristiche meccaniche acciaio in barre (tipo Gewi o equivalenti)

Acciaio zincato a caldo in barre (tipo RBS 560 o equivalenti)	
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 560 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tk} = 670 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo dell'acciaio	$f_{yd} = 487 \text{ MPa}$

Tabella 4-2: Caratteristiche meccaniche acciaio in barre (tipo RBS 560 o equivalenti)

Acciaio S355J0 (UNI EN 10025-2) Zincato a Caldo per Golfari, Bulloneria, Redance e Morsetti	
Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$

Tabella 4-3: Caratteristiche meccaniche golfari, bulloneria, redance e morsetti

4.1.2. FUNI PERIMETRALI E DIAGONALI

Acciaio grado 1770 (UNI EN 12385-4) zincato in classe A per funi AMZ (ad anima metallica)	
Grado di resistenza a trazione dei fili	$f_{tk} = 1770 \text{ MPa}$

Tabella 4-4: Caratteristiche meccaniche acciaio in barre (tipo Sirive o equivalenti)

4.1.3. RETI DI CONTENIMENTO PER RAFFORZAMENTO CORTICALE

Rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale 8x10 in acciaio zincato in classe A	
Resistenza a trazione minima del filo (EN 10218-1 ed EN 10218-2)	$f_{tk} = 350 - 550 \text{ MPa}$
Resistenza nominale a punzonamento	$M_0 \geq 82 \text{ kN}$
Resistenza a trazione longitudinale	$F_0 \geq 65 \text{ kN/m}$

Tabella 4-5: Caratteristiche meccaniche delle reti di contenimento del rafforzamento

4.1.4. MISCELA CEMENTIZIA PER INIEZIONI

Miscela cementizia per iniezioni	
Tipo di cemento	Portland con additivo antiritiro
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} = 42.5 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 35.3 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 20.0 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 5.1 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo di aderenza	$f_{bd} = 2.4 \text{ MPa}$

Tabella 4-6: Caratteristiche meccaniche miscela cementizia per iniezioni

4.2. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Le opere in progetto si trovano nel comune di Bibbiena (AR), all'incirca alle seguenti coordinate (WGS84):

- Latitudine 43.75147
- Longitudine 11.92351

Alle strutture di protezione corticale si attribuisce una vita nominale $V_N = 50$ anni e Classe d'uso II, ottenendo un periodo di riferimento, $V_R = 50$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell'azione sismica, $P_{VR} = 10\%$, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo V_R dell'opera in progetto, si determina il periodo di ritorno T_R del sisma di progetto:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato con approccio semplificato (cfr. § 3.2.2 del DM 17/01/2018) basato sulla classificazione del sottosuolo sulla base dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, Tab. 3.3.II del DM 17/01/2018.

Adottando i parametri indicati nell'elaborato di progetto S24146-PE-RE-002-0_ *Relazione geologica, geomorfologica e sismica*, è stata assegnata la **categoria di sottosuolo di tipo B**:

“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”.

Tenendo conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (cfr. cap. 7 DM 17/01/2018):

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)$$

dove:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riportati nella seguente tabella:

Ubicazione	Strada Provinciale Val di Corezzo Rimbocchi (AR)
Latitudine:	43.75147
Longitudine:	11.92351
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale	$V_N = 50$ anni

Tempo di ritorno (SLV)	$T_R = 475 \text{ anni}$
Accelerazione orizz. massima al sito	$a_g = 0.205 g$
Fattore di amplificazione dello spettro orizz.	$F_0 = 2.361$
Categoria sottosuolo	B
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S = 1.20$
Categoria Topografica	T2 – In corrispondenza della sommità del pendio
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.20$

Tabella 4-7: Parametri sismici di progetto

da cui:

$$a_{max} = 0.205 \cdot 1.20 \cdot 1.20 = 0.295 g$$

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} = 0.28 \cdot 0.295 = 0.083$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.041$$

Adottando il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attese al sito β_s indicato per le verifiche di stabilità dei pendii (Tab. 7.11.I, D.M. 17/01/2018) con categoria di sottosuolo B:

$$\beta_s = 0.28$$

4.3. CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA E GEOMECCANICA DI PROGETTO

Ai fini della scelta dei parametri geomeccanici relativi alle pareti in oggetto, i valori sono stati attribuiti seguendo il principio di massima cautela. I parametri sono stati scelti sulla base dei risultati del rilevamento geomeccanico riportati nell'elaborato "S24146-PE-RE-0003-0_Relazione geotecnica geomeccanica".

4.3.1. PARAMETRI GEOMETRICI E GEOMECCANICI ADOTTATI PER I RAFFORZAMENTI CORTICALI

I parametri per il dimensionamento dei rafforzamenti corticali si sono definiti considerando che il comportamento dell'ammasso roccioso in esame, così come le sue caratteristiche geomeccaniche, sono influenzate più dalla sua frazione pelitica che dal sistema di fratturazione degli strati arenacei.

In particolare i parametri assunti ai fini delle verifiche sono riportati in Tabella 4-8, Tabella 4-9 e Tabella 4-10

Parametro	Valore
Peso di volume roccia instabile	24 kN/m ³
JRC	2
JCS	20 MPa
Spessore porzione instabile	0.50 m
Inclinazione media del pendio	60°
Inclinazione del giunto più sfavorevole	50°
Tensione di aderenza limite τ_{lim}	200 KPa

Coefficiente di sbulbatura α	1 (unitario a favore di sicurezza)
-------------------------------------	------------------------------------

Tabella 4-8. Parametri geometrici e geomeccanici di progetto adottati per il dimensionamento dei rafforzamenti corticali della parete Nord

Porzione inferiore, substrato da affiorante a subaffiorante	
Parametro	Valore
Peso di volume roccia instabile	24 kN/m ³
JRC	2
JCS	20 MPa
Spessore porzione instabile	0.50 m
Inclinazione media del pendio	55°
Inclinazione del giunto più sfavorevole	45°
Tensione di aderenza limite τ_{lim}	200 KPa
Coefficiente di sbulbatura α	1 (unitario a favore di sicurezza)

Tabella 4-9. Parametri geometrici e geomeccanici di progetto adottati per il dimensionamento dei rafforzamenti corticali della porzione bassa della parete Sud

Porzione superiore, substrato ricoperto da uno spesso strato di coltre	
Parametro	Valore
Peso di volume roccia instabile	20 kN/m ³
JRC	2
JCS	20 MPa
Spessore porzione instabile	2.00 m
Inclinazione media del pendio	45°
Inclinazione del giunto più sfavorevole	30° (assimilato all'angolo d'attrito della coltre)
Tensione di aderenza limite τ_{lim}	200 KPa
Coefficiente di sbulbatura α	1 (unitario a favore di sicurezza)

Tabella 4-10. Parametri geometrici e geomeccanici di progetto adottati per il dimensionamento dei rafforzamenti corticali della porzione alta della parete Sud

5. CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE

I dimensionamenti sono stati condotti in accordo con la norma UNI 11211-Parte4 (Rif. [5]), oltre al DM 17/01/2018 e relativa Circolare n.7/19 (Rif. [1]- Rif. [2]).

Ove ritenuto necessario per integrare le indicazioni delle normative sopracitate si è fatto riferimento alle “Raccomandazioni per gli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” emesse da AGI e AICAP (Rif. [6]).

5.1. RAFFORZAMENTI CORTICALI

Le verifiche sono state condotte in accordo con le prescrizioni e le indicazioni del DM 17/01/2018 e della Circolare n.7/19 (Rif. [1]- Rif. [2]), oltre alla specifica norma UNI 11211-Parte 4 (Rif. [6])

L'analisi considera che esista uno spessore di ammasso roccioso superficiale instabile a cui è applicato il consolidamento. Tale porzione è costituita da uno spessore "s" con inclinazione " β " parallela alla scarpata, ed è attraversata dalla totalità delle famiglie di discontinuità, delle quali la più sfavorevole ha inclinazione " α " (Figura 5-1).



Figura 5-1. Schematizzazione della porzione corticale instabile.

I parametri caratteristici della porzione instabile derivano dai rilievi geomeccanici eseguiti in sito. Si noti che lo spessore "s" è stato ottenuto come somma di tutti i volumi rocciosi disarticolati (cunei, diedri, prismi, ecc.), che staccandosi originano gli episodi di caduta massi.

I meccanismi di instabilità possono essere vari: i cinematismi comuni sono lo scivolamento planare o a cuneo, il ribaltamento primario e/o quello per flessione. La possibilità che ognuno di essi possa manifestarsi in relazione all'orientazione della scarpata e delle fratture è studiata mediante le analisi cinematiche sugli stereodiagrammi.

In un evento di crollo reale che può coinvolgere sia un singolo blocco sia un insieme di blocchi disarticolati, i cinematismi sono spesso combinati tra loro a formare eventi complessi.

Il software utilizzato (Rif. [11]) effettua le analisi delle seguenti condizioni limite:

- L'analisi delle instabilità locali tra singoli chiodi, che permette di valutare le sollecitazioni agenti sulla rete metallica e ne guidano il dimensionamento.
- L'analisi dell'instabilità superficiale parallela al versante, che permette di valutare le sollecitazioni agenti sulle barre costituenti la chiodatura e ne guidano il dimensionamento.

Entrambi i meccanismi di rottura inducono delle azioni di trazione-sfilamento sui singoli chiodi, per cui si svolgerà la verifica della lunghezza di ancoraggio adottando la condizione più gravosa.

5.1.1. DIMENSIONAMENTO A TAGLIO DELLE CHIODATURE

5.1.1.1. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI TAGLIO AGENTI SULLE CHIODATURE LUNGO IL GIUNTO DI SCORRIMENTO

Analisi delle instabilità superficiali parallele al versante: lo strato superficiale di copertura, soggetto a scivolamento su strato stabile, deve essere trattenuto mediante il posizionamento di chiodi. Ogni chiodo deve essere in grado di trattenere un corpo di larghezza a , lunghezza b e spessore t con un determinato grado di sicurezza.

L'approccio progettuale adottato segue i concetti generali dell'Eurocodice (UNI ENV 1997-1:2005).

In particolare, le forze destabilizzanti sono incrementate per mezzo di un coefficiente di sicurezza γ_{DW} e le forze stabilizzanti sono ridotte attraverso un coefficiente di sicurezza γ_{RW} .

Tali coefficienti derivano dalla morfologia del pendio e dal comportamento della rete e sono basati sull'osservazione diretta dell'area oggetto di studio.

Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH}$$

dove

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare lo spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana;
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05;
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del versante, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{Mo} \cdot \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la scarpata e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati può essere assunto pari a 1.10. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della scarpata, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, dovrebbe essere applicato un coefficiente di 1.30;
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AICAP 1993, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero et Al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$forze\ stabilizzanti = W \cdot \sin \beta = forze\ destabilizzanti$$

dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$W \cdot (\sin \beta - c \cdot \sin \beta \tan \varphi) + R_{STAB,d} \geq W \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

con

$R_{STAB,d}$ = contributo stabilizzante che deve essere garantito dai chiodi;

c = coefficienti sismici;

φ = angolo di attrito residuo del giunto.

In accordo al criterio di rottura di Barton-Bandis, l'angolo di attrito φ può variare tra i 28° e i 70°, spesso può essere considerato cautelativamente pari a 45°. Assumendo $\tan \varphi \approx 1$ e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità sarebbe:

$$W \cdot \frac{\sin \beta (1 - c)}{\gamma_{RW}} + R_{STAB,d} \geq W \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta) \cdot \gamma_{DW}$$

Dove:

$$W \cdot \frac{\sin\beta(1-c)}{\gamma_{RW}} = \tau_{s,d} = \text{somma delle forze stabilizzanti}$$

$$W \cdot (\sin\beta + c \cdot \cos\beta) \cdot \gamma_{DW} = \tau_{D,d} = \text{somma delle forze destabilizzanti}$$

Tale equazione è conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento.

La forza stabilizzante che deve quindi essere garantita dal singolo chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite si ottiene quindi da tale equazione:

$$R_{STAB,d} = \tau_{D,d} - \tau_{s,d}$$

5.1.1.2. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLE CHIODATURE LUNGO IL GIUNTO DI SCORRIMENTO

I chiodi di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente F_{yd} , che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

$$F_{yd} = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e$$

dove:

- $m = \cotg(\varepsilon + \delta)$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunto di scivolamento = $90^\circ - \beta - \theta_0$

θ_0 = inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

- N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $S_d \cdot f_{yd}$

f_{yd} = resistenza a snervamento della barra;

S_d = area efficace della barra di acciaio = $\pi/4 \cdot ((\phi_e - 2\phi_c)^2 - \phi_i^2)$

- ϕ_e = diametro esterno della barra di acciaio;
- ϕ_c = spessore di corrosione della corona esterna;
- ϕ_i = diametro minore della barra di acciaio.

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore δ è approssimato come:

$$\delta \approx \frac{JRC \cdot \log \left[\frac{JCS}{\sigma_{plan}} \right]}{3}$$

dove:

- $\sigma_{plan} = \text{sforzo di trazione sul piano di scivolamento} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \cos \alpha}{i_x \cdot i_y}$;
- $\alpha = \text{inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole}$;
- $JRC = \text{coefficiente di rugosità del giunto} = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$;
- $JCS = \text{resistenza a compressione semplice del giunto} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$;
 - $JCS_0 = \text{resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione}$;
 - $JRC_0 = \text{coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione}$;
 - $L_0 = \text{lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)}$;
 - $L_g = \text{lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi)}$.

Si prega di notare che i valori di rugosità e di resistenza a compressione semplice sono stimati sul giunto più sfavorevole.

5.1.1.3. VERIFICA A TAGLIO DELLE CHIODATURE LUNGO IL GIUNTO DI SCORRIMENTO

Note dai paragrafi precedenti i seguenti parametri:

- $\tau_{S,d} = \text{somma delle forze stabilizzanti}$
- $\tau_{D,d} = \text{somma delle forze destabilizzanti}$
- $R_{STAB,d} = \text{forza stabilizzante che deve quindi essere garantita dal singolo chiodo}$
- $F_{yd} = \text{forza resistente del singolo chiodo lungo il giunto di scorrimento}$

È possibile effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica allo scorrimento lungo il giunto, soddisfatta se il fattore di sicurezza in condizione di equilibrio limite è superiore all'unità:

$$FOS_{R\ Slope} = \frac{F_{yd} + \tau_{S,d}}{\tau_{D,d}} \geq 1$$

- Verifica della resistenza dell'ancoraggio, che è soddisfatta se lo sfruttamento dell'ancoraggio in condizione di equilibrio limite è inferiore al 100%:

$$\eta_A = \frac{R_{STAB,d}}{F_{yd}} \leq 100 \%$$

5.1.2. DIMENSIONAMENTO DELLA RETE METALLICA

5.1.2.1. VALUTAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SULLA RETE

Analisi delle instabilità locali tra singoli chiodi: è necessario valutare la possibile insorgenza di instabilità locali, ovvero alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento.

La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due file di chiodi.

Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema semplificato (Figura 5-2).

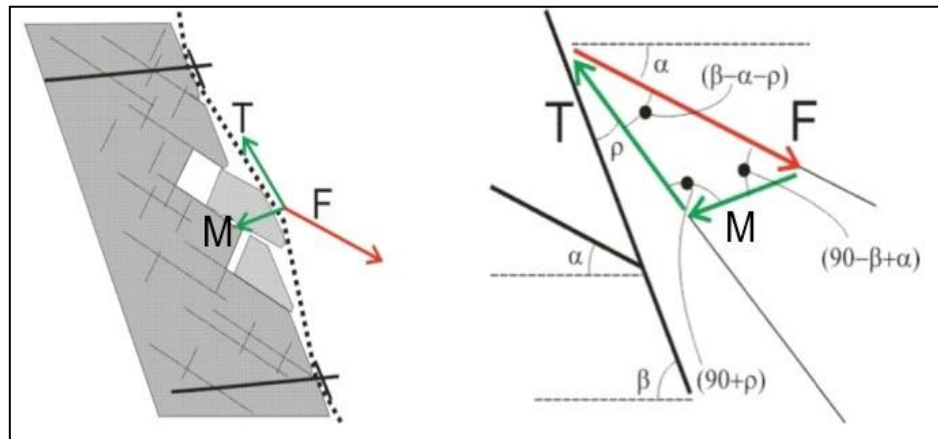


Figura 5-2. Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

- F , la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α ;
- T , la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete;
- M (indicata anche come M_d), la forza di punzonamento agente perpendicolarmente al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come la chiodatura (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole) e può essere calcolata con la seguente equazione:

$$M_d = F \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x$$

dove:

- $M_{bdrv} = (M_b \sin \alpha + c \cdot \cos \alpha) \cdot \gamma_{DW} =$ forze agenti;
- $M_{bstb} = \frac{(M_b \sin \alpha (1 - c))}{\gamma_{RW}} =$ forze resistenti;
- $M_b = \gamma \cdot V =$ peso della massa di roccia instabile;
- $V =$ volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue (Figura 5-3):

○ Caso A - forma del blocco "trapezoidale"

$$\text{se } \alpha < \beta - \arctan\left(\frac{s}{i_y}\right) \quad V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

○ Caso B - forma del blocco "triangolare"

$$\text{se } \alpha \geq \beta - \arctan\left(\frac{s}{i_y}\right) \quad V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

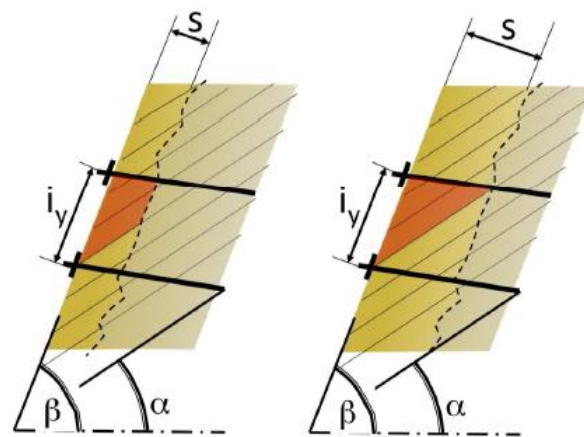


Figura 5-3. Caso A e caso B del volume instabile di roccia tra le file di chiodi

Viene assunto che, in ogni caso, la forza di punzonamento sulla rete M_d , non può superare l'azione esercitata dal peso proprio della massa di roccia instabile, definita dalla maglia di chiodi di ancoraggio, ovvero:

$$\frac{M_d}{i_x \cdot \sin(\beta - \alpha - \rho_p)} \leq M_b \cdot \sin \beta$$

con

- $\rho_p = \arctan\left(\frac{Z_{bulg}}{1.5}\right)$ = angolo della deformazione della rete
- Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M. Viene valutata mediante curve carico-spostamento ottenute sperimentalmente.

5.1.2.2. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA RETE

La resistenza di una rete metallica a punzonamento è data da:

$$M_{Rd} = \frac{M_{MH}}{\gamma_{MH}}$$

- M_{MH} = resistenza a punzonamento ottenuta mediante test di laboratorio in conformità alle norme UNI 11437:2012, ISO 17745:2016, ISO 17746:2016.
- γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tiene in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete e il valore minimo suggerito in letteratura è di 1.30.

5.1.2.3. VERIFICA DELLA RETE

Note dai paragrafi precedenti i seguenti parametri:

- M_d = azione di punzonamento agente sulla rete
- M_{Rd} = resistenza a punzonamento di progetto della rete

È possibile effettuare la verifica a punzonamento della rete, soddisfatta se il fattore di sicurezza è superiore all'unità:

$$FOS_{R\ def} = \frac{M_{Rd}}{M_d} \geq 1$$

La verifica può essere anche restituita in termini di sfruttamento della rete:

$$\eta_{def} = \frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{1}{FOS_{R\ def}} \leq 100\%$$

5.1.3. DIMENSIONAMENTO A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE

5.1.3.1. VALUTAZIONE DELLE AZIONI DI TRAZIONE AGENTI SULLE CHIODATURE

L'azione di trazione-sfilamento agente sulle chiodature è pari alla massima tra le seguenti azioni:

$$P = \max (P_1; P_2)$$

- Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso. Riprendendo le valutazioni fatte al §5.1.1.1 sulle azioni a taglio agenti sulle chiodature, la forza di trazione è pari a:

$$P_1 = R_{STAB,d} \cdot \cos (90^\circ - \theta_0)$$

- Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete. Riprendendo le valutazioni fatte al §5.1.2.1 sull'azione di punzonamento agente sulla rete, la forza di trazione agente sulle chiodature è pari a:

$$P_2 = M_d \cdot \cos \theta_0$$

Con:

θ_0 = angolo tra la chiodatura e il piano di scorrimento

5.1.3.2. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE

La resistenza nei confronti delle azioni di trazione agenti sulle chiodature è pari al minore dei seguenti valori:

- Resistenza della barra a trazione ($N_{s,Rd}$)
- Resistenza a sfilamento all'interfaccia barra-boiacca ($N_{b,Rd}$)
- Resistenza a sfilamento all'interfaccia boiacca-roccia (R_{ad})

$$P_{Rd} = \min (N_{s,Rd}, N_{b,Rd}, R_{ad})$$

Nei seguenti paragrafi si esplicitano i valori di tali resistenze.

Resistenza a trazione della barra (STR)

La resistenza caratteristica a trazione delle barre si ottiene mediante la seguente formulazione:

$$N_{s,Rd} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}$$

Con:

- A_s = sezione utile della barra;
- f_{yk} = resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio costituente la barra;
- γ_s = coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (in accordo al § 4.1.2.1.1.3 del D.M. 17/01/2018) = 1.15

Resistenza a sfilamento all'interfaccia barra – boiacca (STR)

La verifica a sfilamento all'interfaccia barra-boiacca viene condotta considerando una tensione di aderenza costante agente lungo la superficie esterna della barra, facendo riferimento alle indicazioni del paragrafo § 4.1.2.1.1.4. del D.M. 17/01/2018 (Rif. [1]):

$$N_{b,Rd} = f_{bd} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L_p$$

Con:

- ϕ = diametro della barra;
- L_p = lunghezza di ancoraggio della barra, considerata pari alla lunghezza della barra all'interno della porzione stabile dell'ammasso
- f_{bd} = tensione tangenziale di aderenza di progetto = $\frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.4 \text{ MPa}$
 - γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo = 1.5;
 - f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

- $\eta_1 = 0.7$ considerando condizioni di non buona aderenza;
- $\eta_2 = 1.0$ per barre di diametro $\leq 32\text{mm}$, oppure $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per diametri maggiori;
- f_{ctk} = resistenza caratteristica della boiacca a trazione = $0.7 \cdot f_{ctm} = 2.5 \text{ MPa}$
- f_{ctm} = resistenza media della boiacca a trazione = $0.30 f_{ctk}^{\frac{2}{3}} = 3.6 \text{ MPa}$

Resistenza a sfilamento all'interfaccia boiacca – roccia (GEO)

La verifica a sfilamento all'interfaccia boiacca-roccia viene condotta considerando una tensione unitaria di aderenza di progetto τ_l costante, agente lungo la superficie esterna nominale della perforazione:

$$R_{t,cal} = \tau_l \cdot \pi \cdot D_p \cdot L_p$$

Con:

- τ_l = tensione limite di ancoraggio. È direttamente dipendente dalla tecnologia con cui verrà eseguito il tirante e dalla natura dei terreni; nel nostro caso, viene preso in accordo con quanto indicato al §4.3;
- D_p = diametro nominale, pari al diametro della perforazione, amplificato di un coefficiente di sbulbatura α che dipende dalla tecnologia con cui verrà eseguito il tirante e dalla natura

dei terreni. A favore di sicurezza si è assunto tale valore unitario, in accordo con quanto indicato al §4.3, per cui il diametro di progetto è pari al diametro della perforazione:

$$D_p = \phi_{foro}$$

- L_p = lunghezza di ancoraggio della barra, considerata pari alla lunghezza della barra all'interno della porzione stabile dell'ammasso, epurata anche della lunghezza di plasticizzazione.

La resistenza caratteristica R_{tk} della chiodatura viene ricavata attraverso correlazioni empiriche che prevedono l'utilizzo di parametri geotecnici o risultati di prove in sito e sarà dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{t,cal}$ i fattori di correzione ξ riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine:

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

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 5-1. Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali d'indagine

Nel caso in esame, non avendo a disposizione alcuna indagine, si è considerato a favore di sicurezza il valore massimo proposto in Tabella 5-1:

$$\xi = 1.80$$

La resistenza di progetto R_{ad} della chiodatura all'interfaccia boiacca-roccia è pari a:

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

Con:

- R_{ak} = valore caratteristico della resistenza a sfilamento all'interfaccia boiacca-roccia;
- γ_R = coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi, da prendersi in accordo col § 6.6.2 del D.M. 17/01/2018. Nel caso in oggetto trattasi di tiranti permanenti, per cui:

$$\gamma_R = 1.20$$

Per cui il coefficiente di sicurezza da applicare nei confronti dello sfilamento all'interfaccia boiacca-roccia, a partire da $R_{t,cal}$, è pari a:

$$\gamma_T = \gamma_R \cdot \xi = 1.20 \cdot 1.80 = 2.16$$

5.1.3.3. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE

La verifica a trazione-sfilamento è soddisfatta se il fattore di sicurezza è superiore all'unità per tutti i possibili meccanismi di rottura:

- Rottura della barra a trazione:

$$FS = \frac{N_{s,Rd}}{P} \geq 1$$

- Sfilamento della barra all'interfaccia barra-boiaccia:

$$FS = \frac{N_{b,Rd}}{P} \geq 1$$

- Sfilamento della barra all'interfaccia boiaccia-roccia:

$$FS = \frac{R_{ad}}{P} \geq 1$$

5.1.4. QUADRO SINOTTICO COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LE VERIFICHE DELL'INTERVENTO DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

Per il dimensionamento dei rafforzamenti corticali, si è fatto riferimento alle specifiche di rafforzamenti corticali tipologici. I calcoli per le verifiche sono stati effettuati con il software MACRO1 Ver. 4.0.14 2022-09-30.

I coefficienti sono stati diversificati in base al fatto che il rafforzamento sia realizzato su roccia affiorante piuttosto che su uno strato principalmente detritico.

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i coefficienti di sicurezza adottati descritti precedentemente.

Coefficiente	Descrizione	Su substrato	Su coltre
γ_{THI}	Incertezza spessore superficiale instabile, s	1.20	1.30
γ_{WG}	Incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa	1.02	1.02
γ_{BH}	Incertezze relative al comportamento della massa rocciosa	1.05	1.05
γ_{RW}	Coefficiente riduttivo forze stabilizzanti $\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH}$	1.29	1.39
γ_{MO}	Incertezze relative alla morfologia del versante	1.20	1.20
γ_{OL}	Incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati	1.10	1.10
γ_{DW}	Coefficiente di amplificazione delle azioni destabilizzanti $\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL}$	1.32	1.32

γ_{MH}	Coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione della rete	1.50	1.50
γ_A	Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (NTC18)	1.15	1.15
γ_{DT}	Coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia dato da γ_R e ξ - $\gamma_R = 1.20$, Tab. 6.6.I – NTC18; - $\xi = 1.80$, Tab. 6.6.III – NTC18;	2.16	2.16

Tabella 5-2. Quadro sinottico coefficienti di sicurezza per interventi di rafforzamento corticale

5.2. VERIFICHE DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI

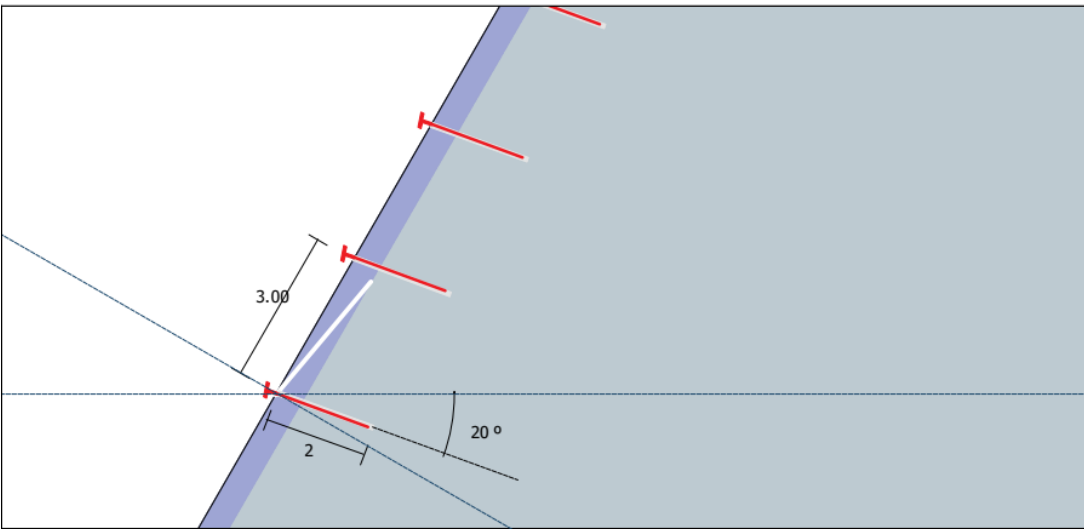
Di seguito si riporta una sintesi dei dati di input e dei risultati ottenuti per il rafforzamento corticale.

La modellazione è stata effettuata mediante il Software Macro1 che implementa i prodotti dell'sulla base di caratteristiche assunte da catalogo. Resta a cura dell'azienda appaltatrice verificare, in fase esecutiva a seguito della scelta del prodotto commerciale, che permangano le condizioni di validità del dimensionamento e, eventualmente, stabilire la similarità dei prodotti effettivamente installati rispetto a quelli indicati in progetto.

5.2.1. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SCARPATA NORD

Si riporta di seguito la verifica dei rafforzamenti corticali previsti per la scarpata Nord.

Dati di input



Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	β	60
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	S	0.50
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	γ	24.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	L_p	0.30

Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	α	50
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	JCS_o	20.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC_o	2.00

Sismicità

Coefficiente sismico orizzontale	ch	0.08
Coefficiente sismico verticale	cv	0.04

Sovraccarichi esterni sul pendio

Forza esterna applicata sull'ancoraggio [kN]	E	0.00
Inclinazione della forza rispetto all'orizzontale [°]	ω	90.00

Ancoraggi

Geometria

Interasse orizzontale degli ancoraggi [m]	ix	3.00
Interasse verticale degli ancoraggi [m]	iy	3.00
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	ε	20

Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_i	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_e	25
Spessore della corona di corrosione [mm]	T_c	0.00
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	$F_{y,k}$	500.00
Tensione limite di aderenza malta-roccia [MPa]	τ_{lim}	0.20

Rete

Tipo di rete	Steelgrid MO 300	
Resistenza nominale a punzonamento [kN]	M_0	82.00

Figura 5-4. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Nord - Dati in input.

Risultati

Analisi di stabilità della porzione superficiale

FOS_R	1.47
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	51.67 %

Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $\tau_{S,d} + F_{y,d}$ [kN]	193.73
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento $\tau_{D,d}$ [kN]	131.52
Fattore di sicurezza $FOS_{R\ slope}$	1.47

Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $R_{STAB,d}$ [kN]	66.50
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio $F_{y,d}$ [kN]	128.71
Tasso di lavoro dell'ancoraggio ηA	51.67

Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale ε [°]	20
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio $f_{y,d}$ [MPa]	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio S_d [mm ²]	490.87
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio $F_{y,d}$ [kN]	128.71
Diametro nominale di perforazione ϕ_{drill} [mm]	40.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete P_2 [kN]	10.00
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso P_1 [kN]	11.55
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) P [kN]	11.55
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile L_s [m]	0.99
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile L_i [m]	0.67
Lunghezza minima dell'ancoraggio L_t [m]	2.00

FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti) γ_R	1.29
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti) γ_D	1.32

Analisi della Rete

FOS_R	4.33
Tasso di lavoro	23.09 %

Rete

Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto [kN] $M_{MESH/\gamma_{MESH}}$	21.99
Forza di punzonamento di progetto [kN] M_d	5.08
Fattore di sicurezza $FOS_{R\ Defl}$	4.33

Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi V_b [m ³]	2.44
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi B_k [kN]	58.55
Sommatoria delle forze agenti di progetto $B_{D,d}$ [kN]	64.00
Sommatoria delle forze resistenti di progetto $B_{R,d}$ [kN]	34.77
Forza di punzonamento di progetto [kN] M_d	5.08
Deformazione nominale della rete Z_M [m]	0.449

Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete γ_{MESH}	1.50
---	------

Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio γ_A	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia γ_T	2.16

Figura 5-5. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Nord - Risultati

VERIFICHE SODDISFATTE

5.2.1.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE – SCARPATA NORD

L'azione di trazione di progetto agente sulla singola barra è riquadrata in rosso nel prospetto di cui al paragrafo precedente:

$$P = 11.55 \text{ kN}$$

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 67 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 300 - 67 - 30 = 203 \text{ cm}$$

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre GEWI, aventi diametro 25 mm e ancorate in fori aventi diametro 40 mm:

VERIFICA DELLE CHIODATURE A TRAZIONE E SFILAMENTO			
SOLLECITAZIONI		RESISTENZE E VERIFICHE	
Forza di trazione sulla chiodatura $T_{ed} = 11.55$ kN		<i>Resistenza a trazione delle barre - Verifica STR a trazione</i>	
		$N_{srd} = A_s \cdot f_{yd} = 213.3$ kN Fattore di Sicurezza FS = 18.47 ≥ 1	
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica STR all'interfaccia barra-boiaccia</i>	
Tipologia barra chiodatura	Barra Gewi 500		
$\phi_{est} = 25$ mm			
$\phi_{int} =$ mm			
$f_{yk} = 500.0$ Mpa			
$f_{yd} = 434.8$ Mpa			
$A_s = 491$ mmq			
Classe di resistenza boiaccia	42.5 Mpa		
$f_{ck} = 35.3$ Mpa	buona aderenza		
$f_{cd} = 20.0$ Mpa	$\eta_1 = 1$		
$f_{bd} = 3.4$ Mpa	$\eta_2 = 1$		
Tipologia ancoraggi	permanenti	<i>Resistenza a sfilamento - Verifica GEO all'interfaccia boiaccia-roccia</i>	
Coefficiente parziale per la resistenza $\gamma_R = 1.2$			
Fattore di correlazione $\xi_a = 1.8$			
$\phi_{foro} = 40$ mm	Sup. lat barra $S_{lb} = 159355$ mmq		
$L_{eff} = 2.03$ m	Sup. lat foro $S_{lf} = 254968$ mmq		
$\alpha (B-D) = 1$	$\tau_{lim} \text{ roccia} = 200$ kPa		
		<i>La rottura dell'ancoraggio è governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiaccia-roccia</i>	
		SINTESI VERIFICHE	
		FATTORE DI SICUREZZA 2.04	

Figura 5-6. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti della scarpata Nord

VERIFICHE SODDISFATTE

5.2.1. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SCARPATA SUD – PORZIONE INFERIORE

Si riporta di seguito la verifica dei rafforzamenti corticali previsti per la porzione inferiore della scarpata Sud con substrato affiorante

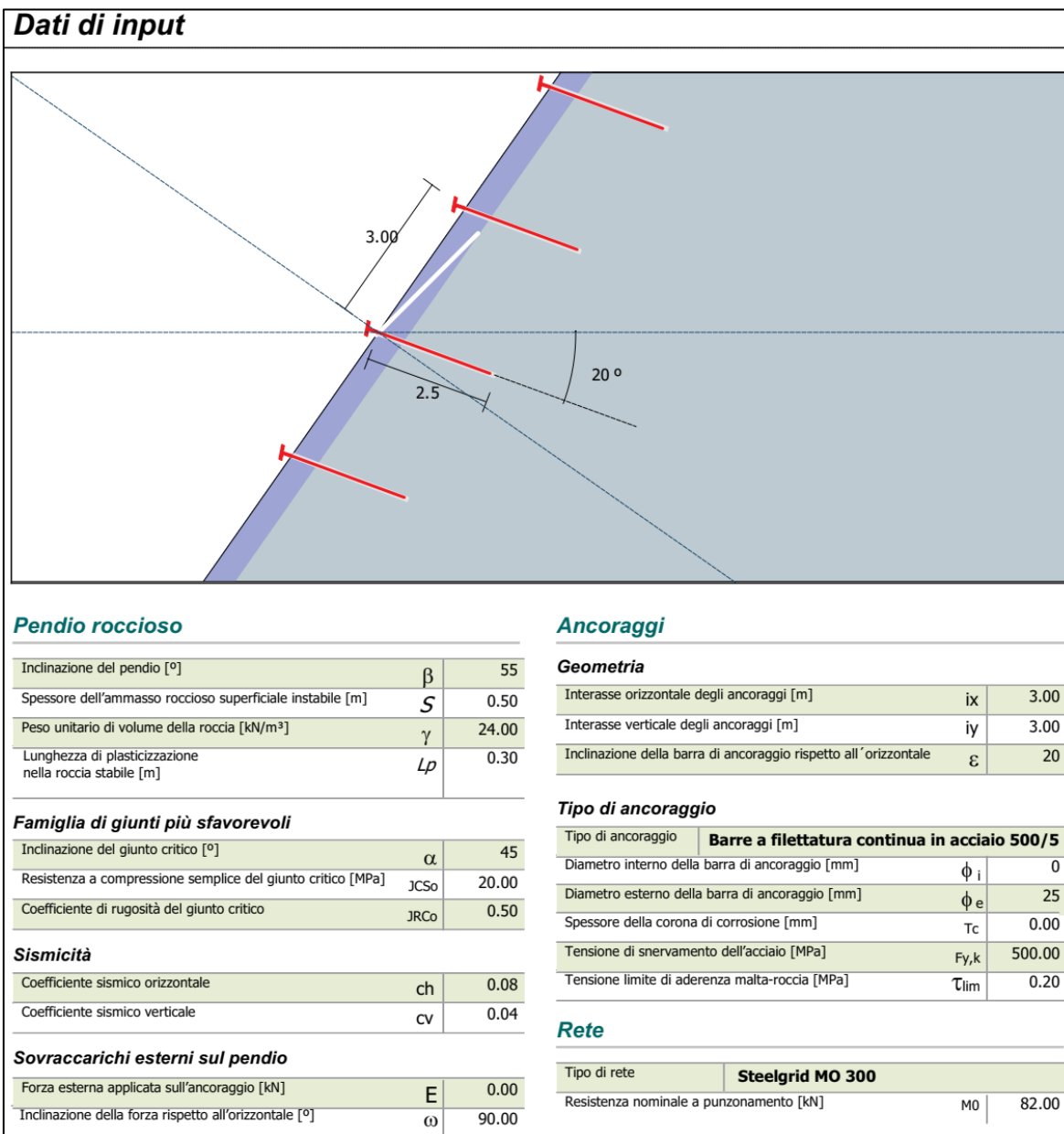


Figura 5-7. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Sud, porzione inferiore - Dati in input.

Risultati			
Analisi di stabilità della porzione superficiale		Analisi della Rete	
FOS_R	1.60	FOS_R	4.54
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	45.72 %	Tasso di lavoro	22.04 %
Analisi di stabilità della porzione superficiale		Rete	
Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $\tau_{S,d} + F_{y,d}$ [kN]		Punzonamento	
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento $\tau_{D,d}$ [kN]		Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	M_{MESH} / γ_{MESH} 21.99
Fattore di sicurezza FOS _{R slope}		Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d 4.85
		Fattore di sicurezza FOS _{R Defl}	4.54
Ancoraggi		Progettazione della rete	
Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $R_{STAB,d}$ [kN]		Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [m³]	V_b 2.47
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio $F_{y,d}$ [kN]		Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [kN]	B_k 59.37
Tasso di lavoro dell'ancoraggio ηA		Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$ 60.45
		Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$ 32.54
		Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d 4.85
Progettazione degli ancoraggi		Deformazione nominale della rete [m]	Z_M 0.441
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	ε 20	Rete	
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	$f_{y,d}$ 434.78	Coefficiente applicato alla resistenza della rete γ_{MESH}	
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm²]	S_d 490.87	Ancoraggio	
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$ 139.49	Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio γ_A	
Diametro nominale di perforazione [mm]	ϕ_{drill} 40.00	Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia γ_T	
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	P_2 11.79		
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	P_1 16.50		
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	P 16.5		
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	L_S 1.42		
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	L_I 0.68		
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	L_t 2.50		
FS Fattore di Sicurezza			
Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	γ_R 1.29		
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	γ_D 1.32		

Figura 5-8. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Sud, porzione inferiore - Risultati

VERIFICHE SODDISFATTE

5.2.1.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE – SCARPATA SUD – PORZIONE INFERIORE

L'azione di trazione di progetto agente sulla singola barra è riquadrata in rosso nel prospetto di cui al paragrafo precedente:

$$P = 16.50 \text{ kN}$$

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 67 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 300 - 68 - 30 = 202 \text{ cm}$$

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre GEWI, aventi diametro 25 mm e ancorate in fori aventi diametro 40 mm:

VERIFICA DELLE CHIODATURE A TRAZIONE E SFILAMENTO			
SOLLECITAZIONI		RESISTENZE E VERIFICHE	
Forza di trazione sulla chiodatura $T_{ed} = 16.5$ kN		<i>Resistenza a trazione delle barre - Verifica STR a trazione</i>	
		$N_{srd} = A_s \cdot f_{yd} = 213.3$ kN Fattore di Sicurezza FS = 12.93 ≥ 1	
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica STR all'interfaccia barra-boiaccia</i>	
Tipologia barra chiodatura	Barra Gewi 500		
	$\phi_{est} = 25$ mm		
$f_{yk} = 500.0$ Mpa	$\phi_{int} =$ mm		
$f_{yd} = 434.8$ Mpa	$A_s = 491$ mmq		
Classe di resistenza boiaccia 42.5 Mpa		$N_{brd} = S_{lb} \cdot f_{bd} = 537.2$ kN Fattore di Sicurezza FS = 32.56 ≥ 1	
$f_{ck} = 35.3$ Mpa	buona aderenza	<i>Resistenza a sfilamento - Verifica GEO all'interfaccia boiaccia-roccia</i>	
$f_{cd} = 20.0$ Mpa	$\eta_1 = 1$		
$f_{bd} = 3.4$ Mpa	$\eta_2 = 1$		
Tipologia ancoraggi	permanenti	$Rad = (S_{lf} \cdot \tau_{lim} \cdot \alpha) / (\gamma_R \cdot \xi_a) = 23.5$ kN Fattore di Sicurezza FS = 1.42 ≥ 1	
Coefficiente parziale per la resistenza $\gamma_R = 1.2$		SINTESI VERIFICHE	
Fattore di correlazione $\xi_a = 1.8$		FATTORE DI SICUREZZA 1.42	
ϕ foro = 40 mm	Sup. lat barra $S_{lb} = 158570$ mmq	La rottura dell'ancoraggio è governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiaccia-roccia	
$L_{eff} = 2.02$ m	Sup. lat foro $S_{lf} = 253712$ mmq		
α (B-D) = 1	τ_{lim} roccia = 200 kPa		

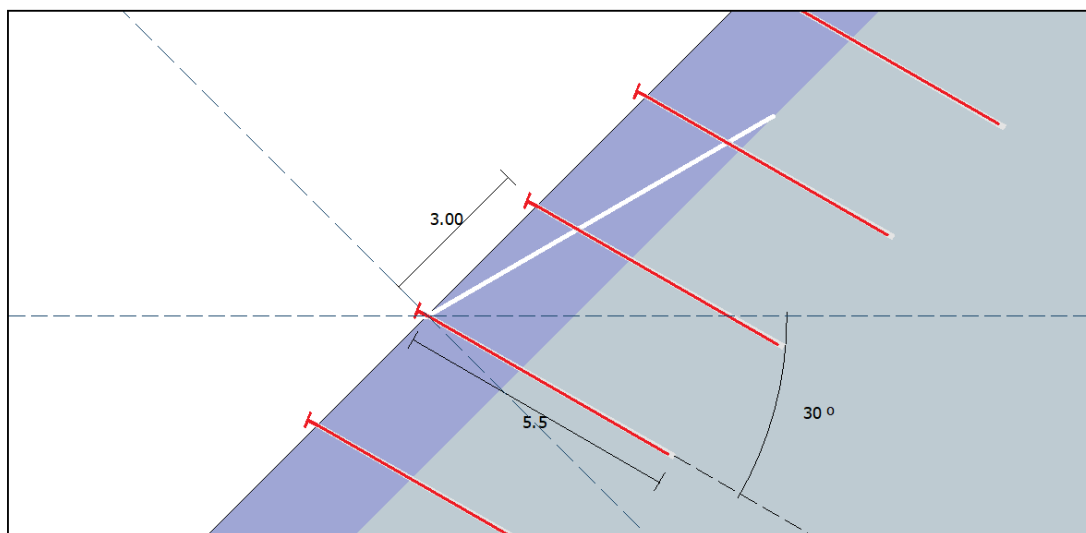
Figura 5-9. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti della scarpata Sud, porzione inferiore

VERIFICHE SODDISFATTE

5.2.2. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SCARPATA SUD – PORZIONE SUPERIORE

Si riporta di seguito la verifica dei rafforzamenti corticali previsti per la porzione superiore della scarpata Sud con strato di coltre superficiale.

• Dati di input



Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	β	45
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	S	2.00
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	γ	20.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	L_p	0.30

Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	α	30
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	JCS_0	20.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC_0	1.00

Sismicità

Coefficiente sismico orizzontale	ch	0.08
Coefficiente sismico verticale	cv	0.04

Sovraccarichi esterni sul pendio

Forza esterna applicata sull'ancoraggio [kN]	E	0.00
Inclinazione della forza rispetto all'orizzontale [°]	ω	90.00

Ancoraggi

Geometria

Interasse orizzontale degli ancoraggi [m]	ix	3.00
Interasse verticale degli ancoraggi [m]	iy	3.00
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	ε	30

Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	SIRIVE	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_i	22
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	ϕ_e	38
Spessore della corona di corrosione [mm]	T_c	0.00
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	$F_{y,k}$	560
Tensione limite di aderenza malta-roccia [MPa]	τ_{lm}	0.20

Rete

Tipo di rete	Steelgrid MO 300	
Resistenza nominale a punzonamento [kN]	M_0	82.00

Figura 5-10. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Sud, porzione superiore - Dati in input.

• Risultati

Analisi di stabilità della porzione superficiale

FOS_R	1.10
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	84.37 %

Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$U_{S,d} + F_{y,d}$	404.31
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$T_{D,d}$	366.56
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ slope}$	1.10

Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$R_{STAB,d}$	203.79
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	241.54
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	ηA	84.37

Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	ε	30
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	f_{ynd}	486.96
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm ²]	S_d	753.98
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	241.54
Diametro nominale di perforazione [mm]	ϕ_{drill}	76.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	P_2	15.18
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	P_1	52.75
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	P	52.75
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	L_S	2.39
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	L_I	2.73
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	L_t	5.50

FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	γ_R	1.39
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	γ_D	1.32

Analisi della Rete

	<i>Punzonamento</i>
FOS_R	2.80
Tasso di lavoro	35.73 %

Rete

Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	M_{MESH}/γ_{MESH}	21.99
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d	7.86
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ Defl}$	2.80

Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [m ³]	V_b	3.90
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [kN]	B_k	77.94
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$	58.40
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$	28.04
Forza di punzonamento di progetto [kN]	M_d	7.86
Deformazione nominale della rete [m]	Z_M	0.532

Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	γ_{MESH}	1.50
---	-----------------	------

Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	γ_A	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	γ_T	2.16

Figura 5-11. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per la scarpata Sud, porzione superiore - Risultati

VERIFICHE SODDISFATTE

5.2.2.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE – SCARPATA SUD – PORZIONE SUPERIORE

L'azione di trazione di progetto agente sulla singola barra è riquadrata in rosso nel prospetto di cui al paragrafo precedente:

$$P = 52.75 \text{ kN}$$


$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 600 - 273 - 30 = 297 \text{ cm}$$

VERIFICA DELLE CHIODATURE A TRAZIONE E SFILAMENTO			
SOLLECITAZIONI		RESISTENZE E VERIFICHE	
Forza di trazione sulla chiodatura		$T_{ed} = 52,75 \text{ kN}$	
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		$N_{srd} = A_s \cdot f_{yd} = 367,0 \text{ kN}$ Fattore di Sicurezza FS = 6,96 ≥ 1	
Tipologia barra chiodatura		$N_{brd} = S_{lb} \cdot f_{bd} = 1128,6 \text{ kN}$ Fattore di Sicurezza FS = 21,40 ≥ 1	
$RBS \ 560$ $\emptyset_{est} = 38 \text{ mm}$ $\emptyset_{int} = 22 \text{ mm}$ $A_s = 754 \text{ mm}^2$		$R_{sfilamento} = \frac{S_{lf} \cdot \tau_{lim} \cdot \alpha}{(\gamma_R \cdot \xi_a)} = 65,6 \text{ kN}$ Fattore di Sicurezza FS = 1,24 ≥ 1	
$f_{yk} = 560,0 \text{ Mpa}$ $f_{yd} = 487,0 \text{ Mpa}$		SINTESI VERIFICHE FATTORE DI SICUREZZA 1,24	
Classe di resistenza boiacca		$\alpha(B-D) = 1$	
$f_{ck} = 35,3 \text{ Mpa}$ $f_{cd} = 20,0 \text{ Mpa}$ $f_{bd} = 3,2 \text{ Mpa}$		$\eta_1 = 1$ $\eta_2 = 0,94$	
Tipologia ancoraggi		$\tau_{lim} \text{ roccia} = 200 \text{ kPa}$	
buona aderenza $\eta_1 = 1$ $\eta_2 = 0,94$		$\text{coefficiente parziale per la resistenza } \gamma_R = 1,2$ $\text{Fattore di correlazione } \xi_a = 1,8$	
$\emptyset \text{ foro} = 76 \text{ mm}$ $L_{eff} = 2,97 \text{ m}$ $\alpha(B-D) = 1$		$\text{Sup. lat barra } S_{lb} = 354380,4 \text{ mm}^2$ $\text{Sup. lat foro } S_{lf} = 708760,8 \text{ mm}^2$	
$\text{Fattore di correlazione } \xi_a = 1,8$		$\text{Fattore di Sicurezza FS} = 1,24$	
$\text{La rottura dell'ancoraggio \u00e8 governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiacca-roccia}$			

VERIFICHE SODDISFATTE

Spessore instabile	Verifica stabilità del pendio $FS \geq 1$	Verifica a taglio dell'ancoraggio $\eta \leq 100 \%$	Verifiche a traz. e sfilamento $FS \geq 1$	Verifica della rete a punzonamento $FS \geq 1$
Scarpata NORD	$1.47 \geq 1$	$51.67 \% \leq 100 \%$	$2.04 \geq 1$	$4.33 \geq 1$
Scarpata SUD inferiore	$1.60 \geq 1$	$45.72 \% \leq 100 \%$	$1.42 \geq 1$	$4.54 \geq 1$
Scarpata SUD superiore	$1.10 \geq 1$	$84.37 \% \leq 100 \%$	$1.24 \geq 1$	$2.80 \geq 1$

Pag. 40 di 40