



PROVINCIA DI AREZZO

Settore Viabilità Lavori Pubblici



## PROGETTO DEFINITIVO

Prog 22-V103: Lavori di messa in sicurezza rete paramassi lungo la S.R. 71 Umbro Casentinese dal km 189+700 al km 198+950 in Comune di Bibbiena e Poppi - 1° e 2° stralcio

CUP I37H22002900001

## RELAZIONE DI CALCOLO DEGLI INTERVENTI

Codice: S22234-PD-RE-0005-0

REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	29/02/2024	F. Sangiorgi	F. Marchi	A. Mastrangelo
1				
2				



### ENSER SRL

C.F./P.IVA/Registro Imprese RA 02058800398 N. REA RA-167939 - Cap. Sociale € 105 000,00 i.v.

SEDE LEGALE  
Viale A. Baccarini, 29/2  
48018 Faenza (RA)  
Tel. (+39) 0546 663423

SEDE DI BOLOGNA - Via E. Zacconi, 16 - 40127 Bologna (BO)  
SEDE DI SANTARCANGELO - Via A. Costa, 115 - 47822 Santarcangelo di Romagna (RN)  
SEDE DI FIRENZE - Viale S. Lavagnini, 42 - 50129 Firenze (FI)  
SUCCURSALE DI PARIGI - 1 Rue de Stockholm, 75008 Paris (France)

www.enser.it  
www.enser.fr  
ingegneria@enser.it  
ensersrl-ra@legalmail.it





# INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>7</b>
<b>2.</b>	<b>DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>11</b>
2.1.	NORMATIVA.....	11
2.2.	DOCUMENTAZIONE TECNICA .....	11
2.3.	SOFTWARE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	11
2.4.	ELENCO ELABORATI.....	12
<b>3.</b>	<b>DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI.....</b>	<b>13</b>
3.1.	REMOZIONE DELLA VEGETAZIONE E DEL RIVESTIMENTO ESISTENTE .....	17
3.2.	OPERAZIONI DI PULIZIA E DISGAGGIO .....	17
3.3.	RAFFORZAMENTO CORTICALE .....	18
<b>4.</b>	<b>PARAMETRI DI PROGETTO .....</b>	<b>21</b>
4.1.	MATERIALI DI PROGETTO .....	21
4.1.1.	Barre e testate per chiodature e ancoraggi .....	21
4.1.2.	Funi perimetrali e diagonali .....	21
4.1.3.	Reti di contenimento per rafforzamento corticale.....	21
4.1.4.	Miscela cementizia per iniezioni.....	22
4.2.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	23
4.3.	CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA DI PROGETTO .....	24
4.3.1.	Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso .....	24
4.3.2.	Caratteristiche geometriche della scarpata .....	25
<b>5.</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA DELLE OPERE.....</b>	<b>31</b>
5.1.	RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	31
5.1.1.	Dimensionamento a taglio delle chiodature .....	32
5.1.2.	Dimensionamento della rete metallica .....	35
5.1.3.	Dimensionamento a trazione-sfilamento delle chiodature .....	38
5.1.4.	Quadro sinottico coefficienti di sicurezza per le verifiche dell'intervento di rafforzamento corticale .....	41
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO .....</b>	<b>43</b>
6.1.	RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 50 CM .....	43
6.1.1.	Verifica a trazione-sfilamento delle barre.....	45
6.2.	RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 100 CM .....	46
6.2.1.	Verifica a trazione-sfilamento delle barre.....	48
6.3.	RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 150 CM .....	49
6.3.1.	Verifica a trazione-sfilamento delle barre.....	51
6.4.	RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 250 CM .....	52



6.4.1.	Verifica a trazione-sfilamento delle barre.....	54
<b>7.</b>	<b>QUADRI DI SINTESI.....</b>	<b>55</b>
<b>FIGURE</b>		
FIGURA 1-1.	PLANIMETRIA DELL'AREA INTERESSATA DALL'INTERVENTO PRELIMINARE (IN ROSSO). CERCHIATA IN GIALLO L'AREA NEI PRESSI DELL'INTERVENTO OGGETTO DI PROGETTAZIONE, DENOMINATO Po.025. NON IN SCALA.....	7
FIGURA 1-2.	UBICAZIONE PLANIMETRICA DELL'AREA INTERESSATA DALL'INTERVENTO Po.025. SCALA GRAFICA.....	8
FIGURA 1-3.	INDIVIDUAZIONE IN PIANTA DEI DUE STRALCI IN CUI SI SONO SUDDIVISI GLI INTERVENTI DI PROGETTO.....	9
FIGURA 3-1.	ESTENSIONE DEL RIVESTIMENTO IN RETE SEMPLICE OLTRE IL CIGLIO DELLA SCARPATA.....	13
FIGURA 3-2.	CARATTERISTICHE DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE PER CIASCUN SETTORE IN CUI È STATO SUDDIVISO IL Po.025 SULLA BASE DELLE CARATTERISTICHE LOCALI DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	14
FIGURA 3-3.	RIPRESA AEREA FRONTALE DELLA PORZIONE SUD DELLA SCARPATA OGGETTO DI INTERVENTO CON TRACCIAMENTO INDICATIVO DEI SETTORI IN CUI SI È SUDDIVISO L'INTERVENTO.....	15
FIGURA 3-4.	RIPRESA AEREA FRONTALE DELLA PORZIONE IMMEDIATAMENTE A SUD DELLA CURVA PRINCIPALE DELLA SCARPATA OGGETTO DI INTERVENTO CON TRACCIAMENTO INDICATIVO DEI SETTORI IN CUI SI È SUDDIVISO L'INTERVENTO.....	15
FIGURA 3-5.	RIPRESA AEREA FRONTALE DELLA PORZIONE IMMEDIATAMENTE A NORD DELLA CURVA PRINCIPALE DELLA SCARPATA OGGETTO DI INTERVENTO CON TRACCIAMENTO INDICATIVO DEI SETTORI IN CUI SI È SUDDIVISO L'INTERVENTO.....	16
FIGURA 3-6.	RIPRESA AEREA FRONTALE DELLA PORZIONE NORD DELLA SCARPATA OGGETTO DI INTERVENTO CON TRACCIAMENTO INDICATIVO DEI SETTORI IN CUI SI È SUDDIVISO L'INTERVENTO.....	16
FIGURA 3-7.	FOTO TIPOLOGICA DELL'AREA DI INTERVENTO SCATTATA IL 14/02/2024. SI NOTI L'ABBONDANTE VEGETAZIONE ARBUSTIVA E ARBOREA CRESCIUTA ATTRAVERSO LE MAGLIE DEL RIVESTIMENTO ESISTENTE.....	17
FIGURA 3-8.	DETTAGLI TIPICI DEGLI ANCORAGGI IN SOMMITÀ E LUNGO LA SCARPATA.....	19
FIGURA 3-9.	PROSPETTO TIPOLOGICO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE CON MAGLIA DI ANCORAGGI QUADRATA 3x3 M.....	19
FIGURA 3-10.	PROSPETTO TIPOLOGICO DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE CON MAGLIA DI ANCORAGGI RETTANGOLARE 3x6 M.....	20
FIGURA 4-1.	GRAFICO DI BUSTAMANTE-DOIX PER GESSI E MARNE, CON IDENTIFICAZIONE DELLA TENSIONE DI ADERENZA ADOTTATA AI FINI DELLE VERIFICHE.....	25
FIGURA 4-2.	INDIVIDUAZIONE PER CIASCUN SETTORE IN CUI SI È SUDDIVISA LA SCARPATA DEGLI SPESSORI INSTABILI ATTESI UNA VOLTA ESEGUITE LE OPERAZIONI DI SVUOTAMENTO DELLA RETE ESISTENTE, PULIZIA E DISGAGGIO.....	26
FIGURA 4-3.	INDIVIDUAZIONE DELLA PENDENZA MEDIA DI CIASCUN SETTORE IN CUI SI È SUDDIVISA LA SCARPATA.....	26
FIGURA 4-4.	STEREODIAGRAMMA CON LE PRINCIPALI FAMIGLIE DI FRATTURAZIONE (SG1). SI SONO INDICATI I PUNTI CRITICI CHE INDIVIDUANO LE INCLINAZIONI DEI CINEMATISMI DI SCIVOLAMENTO PLANARE O DI CUNEO.....	27
FIGURA 4-5.	STEREODIAGRAMMA CON LE PRINCIPALI FAMIGLIE DI FRATTURAZIONE (SG1). SI SONO INDICATI I PUNTI CRITICI CHE INDIVIDUANO LE INCLINAZIONI DEI CINEMATISMI DI SCIVOLAMENTO PLANARE O DI CUNEO.....	28
FIGURA 4-6.	INDIVIDUAZIONE SULLO STEREODIAGRAMMA DI SG1 DELLE POSSIBILI INCLINAZIONI DEI GIUNTI CHE POSSONO ORIGINARE CINEMATISMI DI SCIVOLAMENTO PLANARE O DI CUNEO.....	29
FIGURA 4-7.	INDIVIDUAZIONE SULLO STEREODIAGRAMMA DI SG2 DELLE POSSIBILI INCLINAZIONI DEI GIUNTI CHE POSSONO ORIGINARE CINEMATISMI DI SCIVOLAMENTO PLANARE O DI CUNEO.....	29
FIGURA 5-1.	SCHEMATIZZAZIONE DELLA PORZIONE CORTICALE INSTABILE.....	31
FIGURA 5-2.	SCHEMATIZZAZIONE DELLE FORZE AGENTI SULLA RETE.....	36



FIGURA 5-3. CASO A E CASO B DEL VOLUME INSTABILE DI ROCCIA TRA LE FILE DI CHIODI .....	37
FIGURA 6-1. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 50 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° - DATI IN INPUT. ....	43
FIGURA 6-2. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 50 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° - RISULTATI.....	44
FIGURA 6-3. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 50 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° .....	45
FIGURA 6-4. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 100 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° - DATI IN INPUT. ....	46
FIGURA 6-5. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 100 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° - RISULTATI.....	47
FIGURA 6-6. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 100 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 60° .....	48
FIGURA 6-7. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 150 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° - DATI IN INPUT. ....	49
FIGURA 6-8. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 150 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° - RISULTATI.....	50
FIGURA 6-9. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 150 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° .....	51
FIGURA 6-10. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 250 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° - DATI IN INPUT. ....	52
FIGURA 6-11. VERIFICA RAFFORZAMENTI CORTICALI COL SOFTWARE MARCO 1 PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 250 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° - RISULTATI.....	53
FIGURA 6-12. VERIFICHE A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE CHIODATURE DEI RAFFORZAMENTI PER SETTORI CON SPESSORE INSTABILE 250 CM E PENDENZA MEDIA FINO A 55° .....	54

## TABELLE

TABELLA 4-1: CARATTERISTICHE MECCANICHE ACCIAIO IN BARRE (TIPO GEWI O EQUIVALENTI) .....	21
TABELLA 4-2: CARATTERISTICHE MECCANICHE GOLFARI, BULLONERIA, REDANCE E MORSETTI .....	21
TABELLA 4-3: CARATTERISTICHE MECCANICHE FUNI D'ACCIAIO .....	21
TABELLA 4-4: CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE RETI DI CONTENIMENTO DEL RAFFORZAMENTO.....	21
TABELLA 4-5: CARATTERISTICHE MECCANICHE MISCELA CEMENTIZIA PER INIEZIONI .....	22
TABELLA 4-6: PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO.....	24
TABELLA 4-7. CONFIGURAZIONI ANALIZZATE AI FINI DEL DIMENSIONAMENTO DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	27
TABELLA 5-1. FATTORI DI CORRELAZIONE $\xi$ PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA IN FUNZIONE DEL NUMERO DI VERTICALI D'INDAGINE.....	40
TABELLA 5-2. QUADRO SINOTTICO COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER INTERVENTI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE .....	42
TABELLA 7-1. QUADRO DI SINTESI DEGLI SPESSORI INSTABILI, DELLE PENDENZE MEDIE E DELLE CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI PER CIASCUN SETTORE IN CUI SI È SUDDIVISA L'AREA DI INTERVENTO Po.025.....	55



---

TABELLA 7-2. QUADRO DI SINTESI DELLE VERIFICHE DEI RAFFORZAMENTI CORTICALI.....	55
---	----



# 1. PREMESSA

Il presente documento fa parte del Progetto Definitivo del **1° e 2° stralcio di interventi di mitigazione del rischio idrogeologico** nell'ambito dell'incarico di redazione del Progetto Definitivo e coordinamento della sicurezza in fase di progettazione per "Lavori di messa in sicurezza rete paramassi lungo la S.R. 71 Umbro Casentinese dal km 189+700 al km 198+950 in Comune di Bibbiena e Poppi - 1° stralcio e 2° stralcio CUP I37H22002900001".

Il presente Progetto Definitivo dà seguito allo Studio Preliminare ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi (Rif. [11], Rif. [12] e Rif. [13]) lungo la tratta stradale di interesse, consegnato nel febbraio 2024 da ENSER srl alla committente Provincia di Arezzo - Settore Viabilità Lavori Pubblici.

La tratta stradale, nonché l'area a monte della stessa, indagata ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi è individuabile in Figura 1-1.



Figura 1-1. Planimetria dell'area interessata dallo Studio Preliminare (in rosso). Cerchiata in giallo l'area nei pressi dell'intervento oggetto di progettazione, denominato Po.025. Non in scala.

Tale studio individua, lungo tutta la tratta di interesse le aree di potenziale distacco di blocchi e gli interventi di mitigazione esistenti e definisce una proposta di interventi areali (consolidamenti, rafforzamenti corticali, rivestimenti in rete semplice, abbattimenti e disgaggi) e lineari (barriere paramassi) volti alla completa messa in sicurezza della viabilità nei confronti della caduta massi. Agli oltre 120 interventi proposti, è stato attribuito un grado di priorità variabile da 1 (priorità massima) a 5 (priorità minima). Tra gli interventi in priorità massima, il gestore dell'infrastruttura ha individuato l'intervento denominato Po.025 come quello per il quale procedere alla redazione del Progetto di

Fattibilità Tecnico-Economica e del Progetto Definitivo. Trattasi di un intervento di rafforzamento corticale lungo la scarpata stradale in roccia affiorante.

L'area interessata dall'intervento Po.025 si colloca lungo una scarpata stradale alta 15-20 m, a monte della tratta compresa tra le Pk 191+300 e 191+500 circa, nel Comune di Bibbiena (AR). L'ubicazione planimetrica di dettaglio è visibile in Figura 1-2.

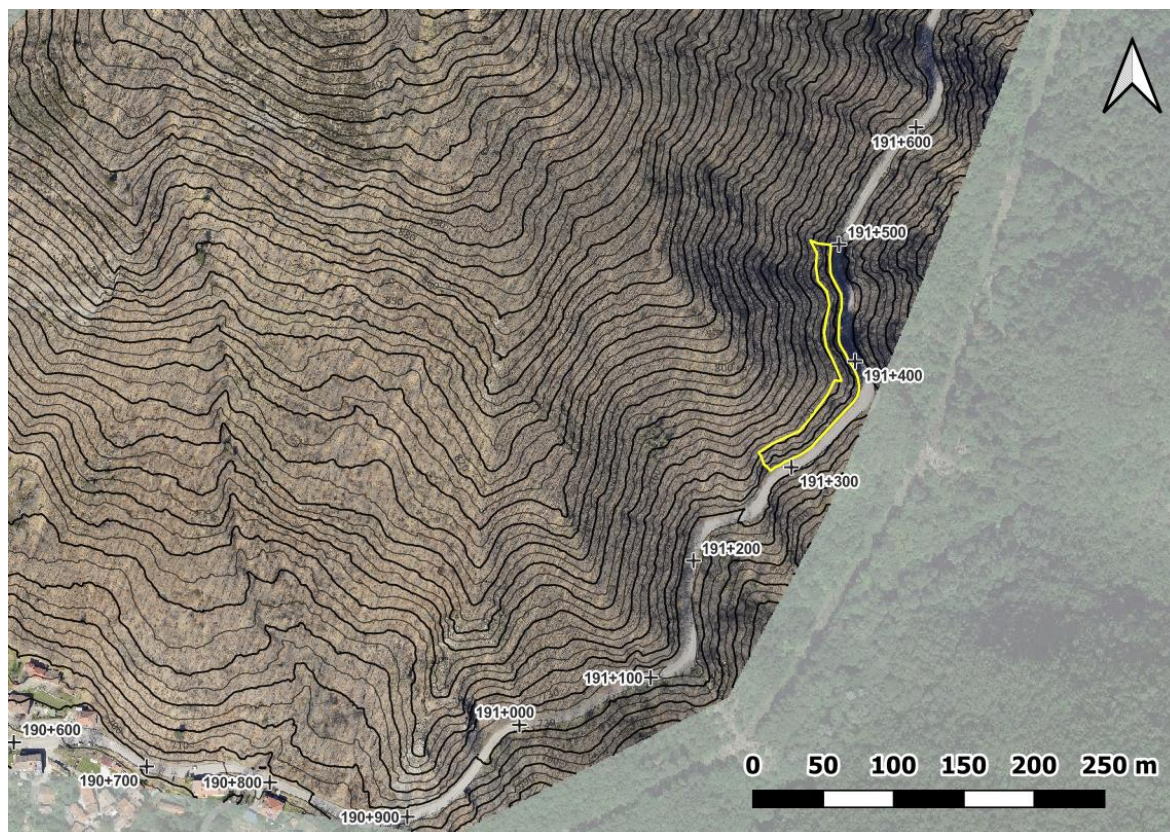


Figura 1-2. Ubicazione planimetrica dell'area interessata dall'intervento Po.025. Scala grafica

Come riportato nella "Relazione per affidamento" allegata alla Determina Dirigenziale n. 583 del 21/04/2023 emessa dal Settore Viabilità LL.PP. il progetto dei lavori dovrà essere modulato su due annualità che dovranno essere affidate con due procedure di gara separate, pertanto lo stesso sarà caratterizzato da due stralci funzionali.

**Gli interventi di progetto sono quindi stati suddivisi in I° e II° stralcio** (Figura 1-3), sulla base dei costi stimati degli interventi e degli importi lavori fissati nella Determinazione Dirigenziale di cui sopra.



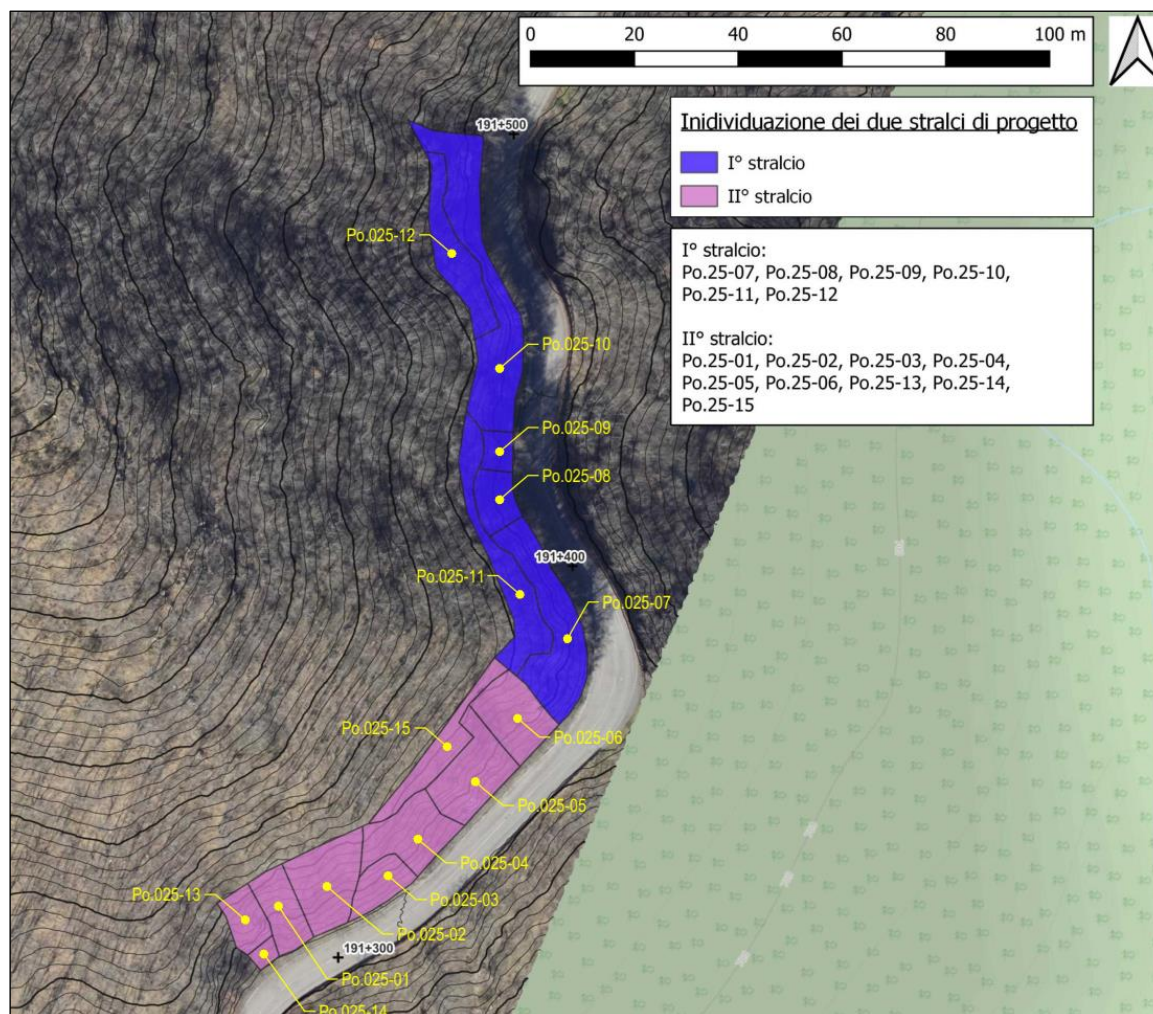


Figura 1-3. Individuazione in pianta dei due stralci in cui si sono suddivisi gli interventi di progetto.

L'intervento prevede le seguenti lavorazioni:

- Pulizia della scarpata dalla vegetazione arbustiva e arborea (diametri inferiori ai 10 cm);
- Rimozione della rete semplice a doppia torsione che attualmente riveste la scarpata (opera esistente identificata nello studio preliminare col codice PoE.21);
- Disgaggio e rimozione dei blocchi maggiormente instabili, anche con demolizione meccanica, e trasporto della stessa a discarica autorizzata;
- Installazione di rafforzamenti corticali formati da un geocomposito metallico in rete a doppia torsione (tipo Steelgrid MO 300), armata con funi e ancoraggi in barre a costituire una maglia quadrata o rettangolare.

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 Definitivo 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, tra la Pk 191+300 e la Pk 191+500.

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.
- Rif. [11] S22234-CT-RE-001-0\_Relazione Tecnica Illustrativa, redatta dalla scrivente Enser srl nell’ambito delo “Studio preliminare ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi” – CUP I37H22002900001 – CIG 97057638FF
- Rif. [12] S22234-CT-TV-002-0\_AO\_Stato di Fatto\_TAV02, redatta dalla scrivente Enser srl nell’ambito delo “Studio preliminare ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi” – CUP I37H22002900001 – CIG 97057638FF
- Rif. [13] S22234-CT-TV-010-0\_AO\_Stato di Progetto\_TAV02, redatta dalla scrivente Enser srl nell’ambito delo “Studio preliminare ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi” – CUP I37H22002900001 – CIG 97057638FF

### 2.3. SOFTWARE E PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

- Rif. [14] MACRO1 Ver.4.0.14 / 2022

## 2.4. ELENCO ELABORATI

Sono parte integrante del presente progetto i seguenti elaborati:

Nome file	Titolo
Relazioni	
S22234-PD-RE-0001-0	Relazione generale di progetto
S22234-PD-RE-0002-0	Relazione geologica, geomorfologica e sismica
S22234-PD-RE-0003-0	Relazione geotecnica geomeccanica
S22234-PD-RE-0004-0	Relazione paesaggistica
S22234-PD-RE-0005-0	Relazione di calcolo degli interventi
S22234-PD-RE-0006-0	Elenco prezzi unitari
S22234-PD-RE-0007-0	Computo metrico estimativo
S22234-PD-RE-0008-0	Quadro economico
S22234-PD-RE-0009-0	Cronoprogramma
S22234-PD-RE-0010-0	Capitolato speciale d'appalto
S22234-PD-RE-0011-0	Aggiornamento delle prime indicazioni per la stesura dei piani di sicurezza
Tavole	
S22234-PD-TV-0001-0	Corografia e planimetrie di inquadramento
S22234-PD-TV-0002-0	Carta geologica e geomorfologica - Sezioni geologiche
S22234-PD-TV-0003-0	Planimetria degli interventi
S22234-PD-TV-0004-0	Intervento di rafforzamento corticale - Dettagli costruttivi



### 3. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI

La scarpata rocciosa oggetto di intervento presenta un'altezza variabile tra 15 e 20 m, è inclinata in media circa 50° con vari settori > 60° ed è attualmente rivestita da una rete zincata semplice che si presenta preoccupantemente riempita di materiale trattenuto, di natura detritica, ma che include anche grossi blocchi (fino a 1 m<sup>3</sup>). L'ammasso roccioso ancora in posto si presenta in più punti ammalorato, detensionato e disarticolato.

La mobilizzazione di porzioni di ammasso roccioso può portare ad eventi di frana con volumi complessivi anche superiori anche ai 10 m<sup>3</sup> ai quali vanno sommati quelli che verrebbero rilasciati dal cedimento del rivestimento attuale; al fine di mitigare la pericolosità da caduta massi riconducibile ai potenziali dissesti lungo la scarpata stradale, si prevede di intervenire realizzando un **rafforzamento corticale dell'ammasso**.

A monte dei rafforzamenti corticali l'acclività cala drasticamente, per cui si prevede di estendere le reti dei rafforzamenti per realizzare un **rivestimento in rete semplice** del ciglio della scarpata (Figura 3-1) fino alla linea di tracciamento delle barriere paramassi Li.010 e Li.011 proposte nell'ambito dello "Studio preliminare ai fini della valutazione della pericolosità da caduta massi" (Rif. [11]).

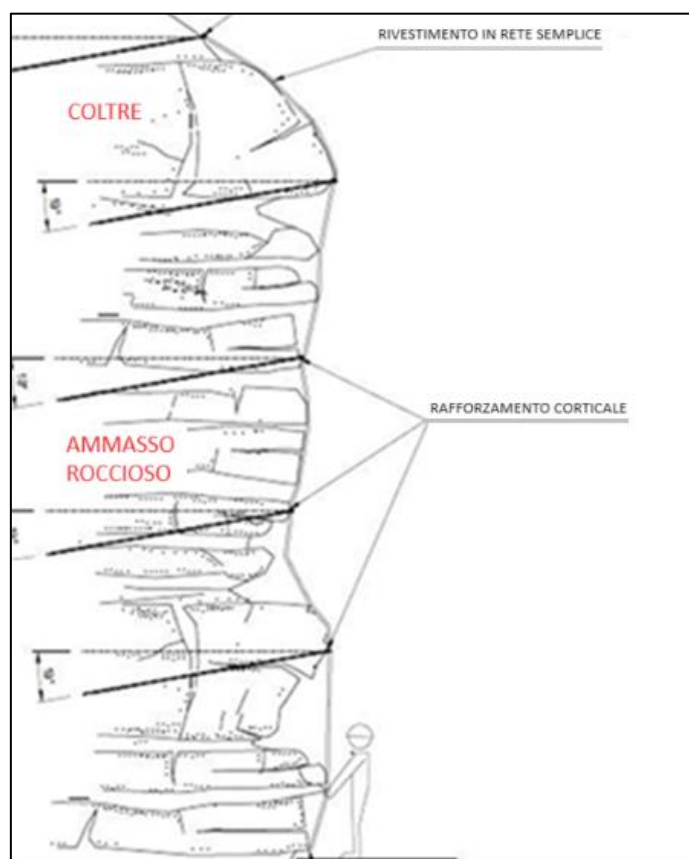


Figura 3-1. Estensione del rivestimento in rete semplice oltre il ciglio della scarpata

L'ammasso roccioso oggetto di rafforzamento, a seconda della fratturazione locale, dell'esposizione e dall'acclività, è stato discretizzato in settori, considerati omogenei, per i quali si sono fatte assunzioni differenti circa i volumi da disaggiare e lo spessore di materiale instabile. Sulla base della caratterizzazione eseguita per ciascun settore, si è pervenuti al dimensionamento dei singoli

interventi. Si riportano in Figura 3-2 le caratteristiche del rafforzamento corticale definite per ciascun settore in cui è stato suddiviso il Po.025, indicando la maglia degli ancoraggi, le dimensioni minime dei fori e le dimensioni delle barre.

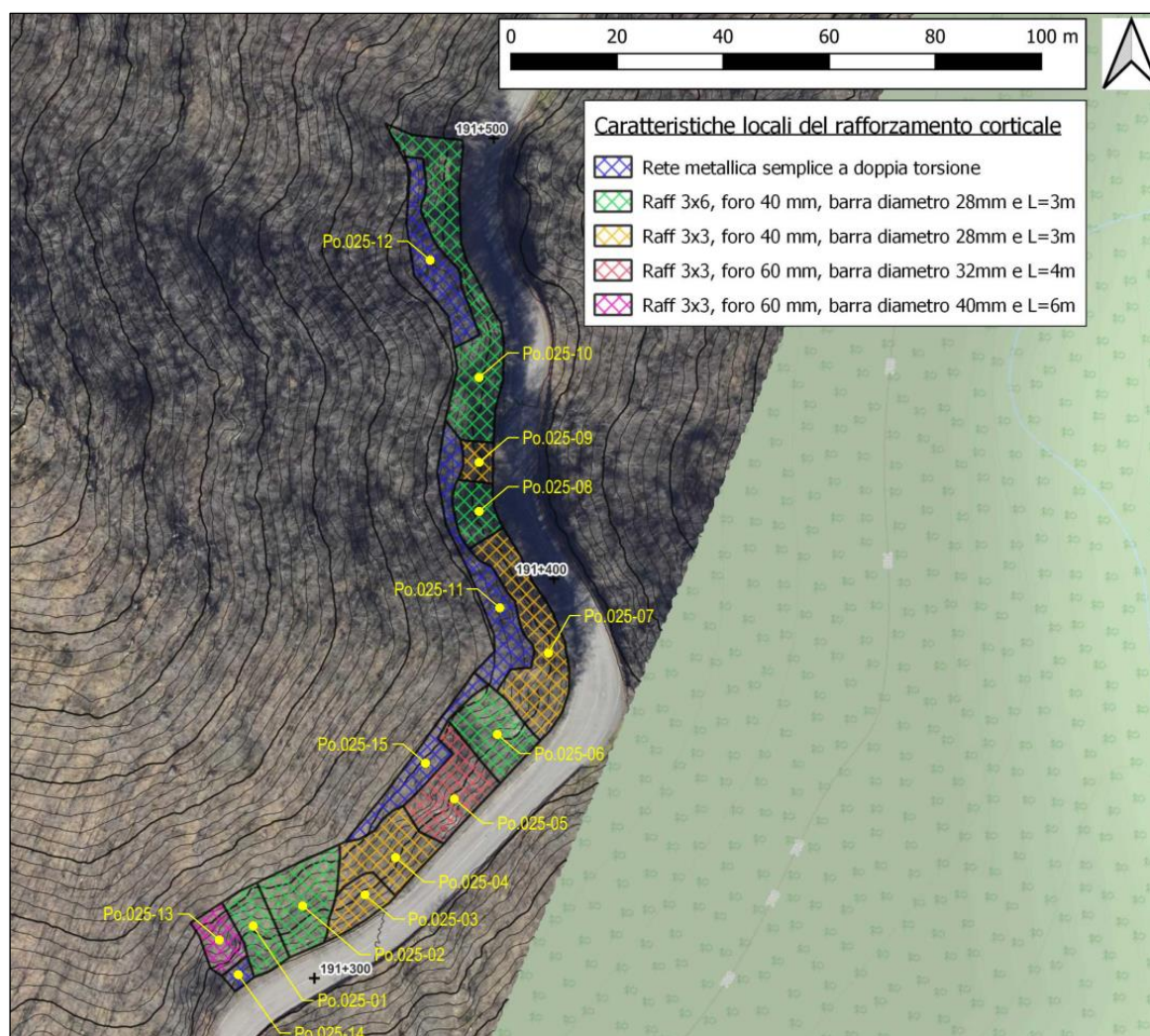


Figura 3-2. Caratteristiche del rafforzamento corticale per ciascun settore in cui è stato suddiviso il Po.025 sulla base delle caratteristiche locali dell'ammasso roccioso

In Figura 3-3, Figura 3-4, Figura 3-5 e Figura 3-6 viene riportata, utilizzando delle foto aeree della scarpata, una schematizzazione dei settori individuati precedentemente in Figura 3-2.



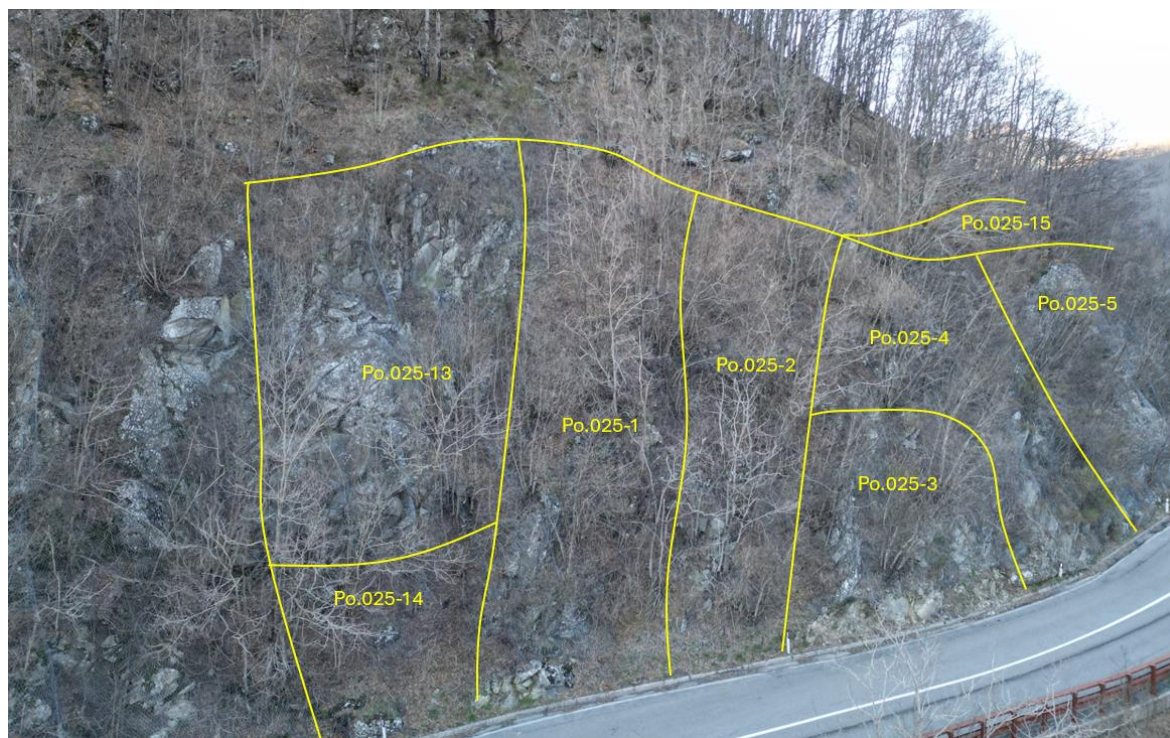


Figura 3-3. Ripresa aerea frontale della porzione sud della scarpata oggetto di intervento con tracciamento indicativo dei settori in cui si è suddiviso l'intervento.



Figura 3-4. Ripresa aerea frontale della porzione immediatamente a sud della curva principale della scarpata oggetto di intervento con tracciamento indicativo dei settori in cui si è suddiviso l'intervento.



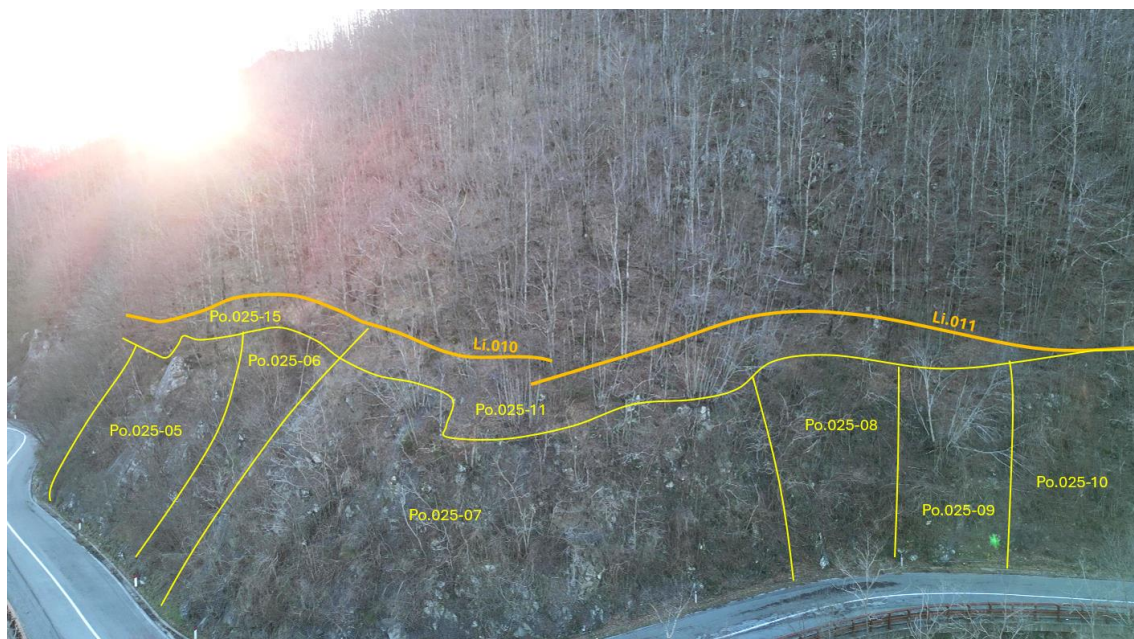


Figura 3-5. Ripresa aerea frontale della porzione immediatamente a nord della curva principale della scarpata oggetto di intervento con tracciamento indicativo dei settori in cui si è suddiviso l'intervento.



Figura 3-6. Ripresa aerea frontale della porzione nord della scarpata oggetto di intervento con tracciamento indicativo dei settori in cui si è suddiviso l'intervento.

L'installazione dei rafforzamenti corticali e dei rivestimenti in rete semplice verrà realizzata successivamente alla pulizia della scarpata dalla vegetazione arbustiva e arborea (fusti con diametro



≤ 15 cm), alla rimozione del rivestimento esistente 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 è necessario prima pulire la superficie di lavoro dalla vegetazione esistente, infatti la scarpata risulta abbondantemente vegetata da arbusti e robinie con fusti dal diametro < 10 cm che sono cresciuti attraverso la rete metallica esistente (Figura 3-7).



Figura 3-7. Foto tipologica dell'area di intervento scattata il 14/02/2024. Si noti l'abbondante vegetazione arbustiva e arborea cresciuta attraverso le maglie del rivestimento esistente.

Particolare attenzione dovrà essere posta durante le operazioni di rimozione della vegetazione esistente e del rivestimento esistente, in quanto si possono verificare mobilizzazioni 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 trattenerne col rafforzamento corticale ed eliminare la porzione più superficiale dell'ammasso che, presentando numerosi vuoti, può portare ad una dispersione della boiaccia 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.

### 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 spirodali, 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.

Nel caso specifico viene proposto l'impiego di:

- Rete metallica a doppia torsione con resistenza a trazione del filo elementare 350-550 N/mm<sup>2</sup>, diametro del filo  $\geq 2.70$  mm, con protezione contro la corrosione in lega di Zinco-Alluminio, conformato in maglie esagonali tipo 8 x 10;
- Ancoraggi in barre GEWI (500 N/mm<sup>2</sup>) dotate di golfari in testa con maglie, diametro del foro e dimensioni delle barre definiti zona per zona (Figura 3-2 e Tabella 7-1);
- 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.

In Figura 3-8, Figura 3-9 e Figura 3-10 vengono riportati gli schemi tipologici dei principali elementi costituenti l'intervento; per maggiori dettagli si rimanda alla specifica tavola.

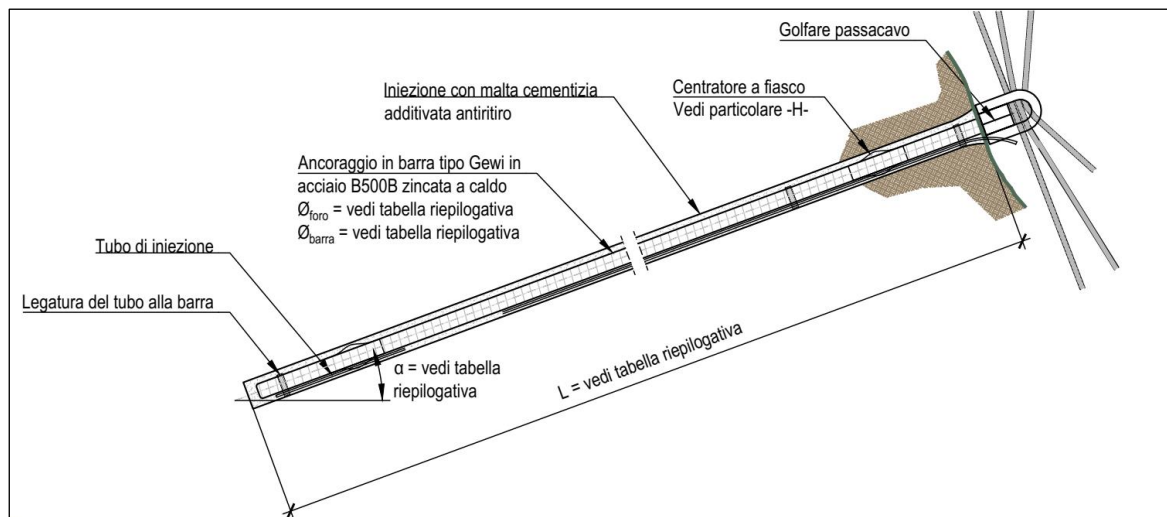


Figura 3-8. Dettagli tipici degli ancoraggi in sommità e lungo la scarpata.

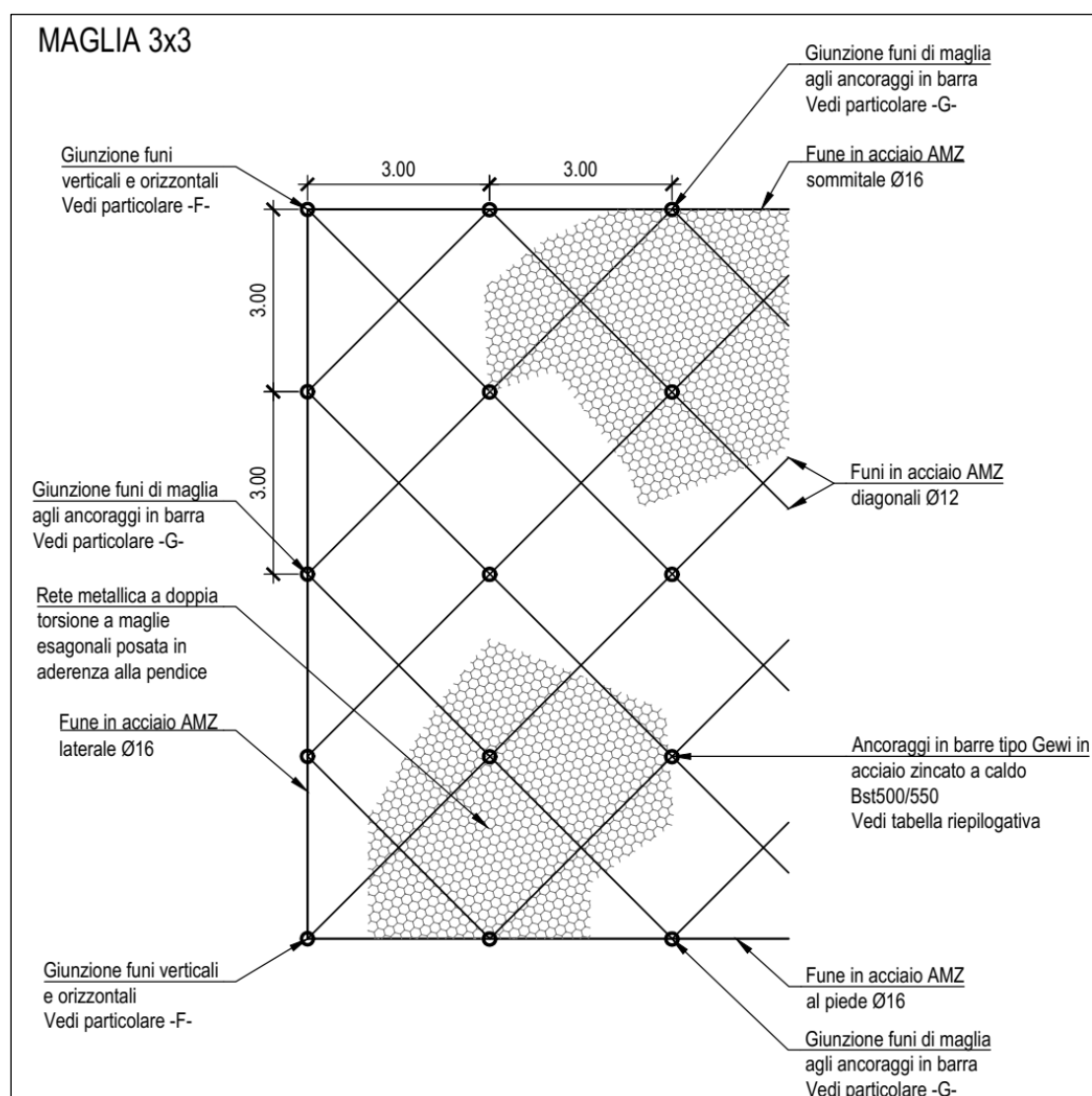


Figura 3-9. Prospetto tipologico del rafforzamento corticale con maglia di ancoraggi quadrata 3x3 m

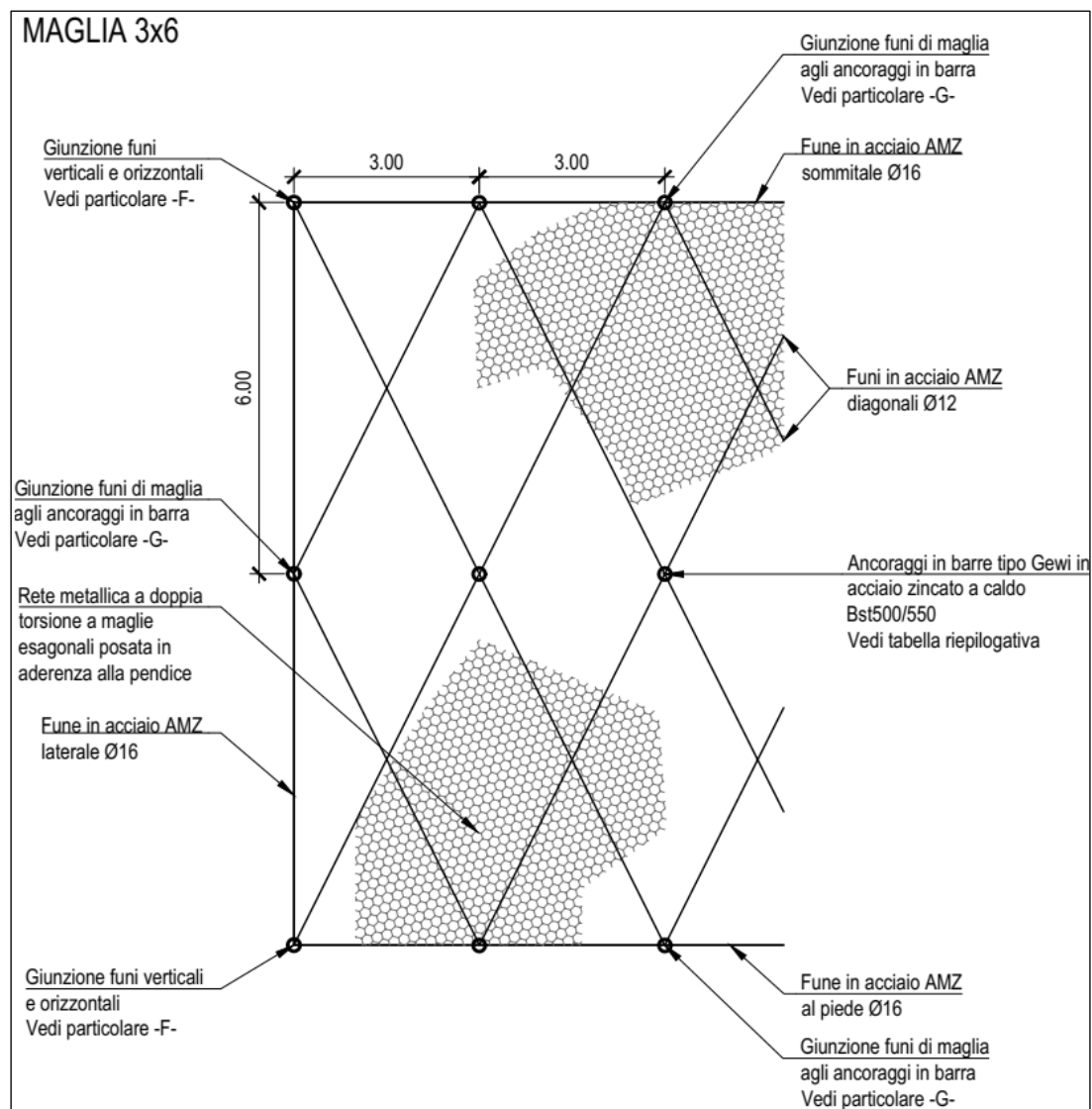


Figura 3-10. Prospetto tipologico del rafforzamento corticale con maglia di ancoraggi rettangolare 3x6 m



## 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 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 4-2: 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 4-3: Caratteristiche meccaniche funi d'acciaio

#### 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 4-4: 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 4-5: 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 43.77341;
- Longitudine 11.86765.

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 "S22234-PD-QC-RE01-0\_Relazione geologica, geomorfologica e sismica", è stata assegnata la **categoria di sottosuolo di tipo A:**

*"Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo 3 m".*

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	S.R. 142, Pk 191+290-191+500
Latitudine:	43.77341
Longitudine:	11.86765
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale	$V_N = 50$ anni
Tempo di ritorno (SLV)	$T_R = 475$ anni

Accelerazione orizz. massima al sito	$a_g = 0.208 g$
Fattore di amplificazione dello spettro orizz.	$F_0 = 2.36$
Categoria sottosuolo	A
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_S = 1.00$
Categoria Topografica	T2 – In corrispondenza della sommità del pendio
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1.20$

Tabella 4-6: Parametri sismici di progetto

da cui:

$$a_{max} = 0.208 \cdot 1.00 \cdot 1.20 = 0.250 g$$

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} = 0.30 \cdot 0.250 = 0.075$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.038$$

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

$$\beta_s = 0.30$$

### 4.3. CARATTERIZZAZIONE 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 "S22234-PD-QC-RE02-0\_Relazione geotecnica geomeccanica".

#### 4.3.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

I valori di resistenza a compressione uniassiale media, rilevati mediante prove con martello di Schmidt, sono pari a 111 MPa (SG1) e 103 MPa (SG2). Per le verifiche di progetto si è assunto a favore di sicurezza:

$$UCS = 100 MPa$$

Dal momento che le superfici dei giunti non risultano alterate e che le misure di UCS sono state effettuate direttamente sulle superfici dei giunti, la resistenza a compressione semplice del giunto critico è stata assunta pari a UCS:

$$JCS = UCS = 100 MPa$$

I profili di rugosità dei giunti rilevati in campo mediante pettine di Burton danno valori di JRC di 4-6 (SG1) e 6-8 (SG2). Per le verifiche di progetto si è assunto a favore di sicurezza:

$$JRC = 5$$

Ai fini delle verifiche di tiranti e chiodature si considerano valori di tensione unitaria di aderenza all'interfaccia boiaccia-terreno  $\tau_l$  in accordo coi grafici di Bustamante-Doix (Figura 4-1), considerando iniezioni IGU (Iniezione Globale Unica) e una rocca mediamente fratturata:

$$\tau_l = 300 kPa = 0.30 MPa$$



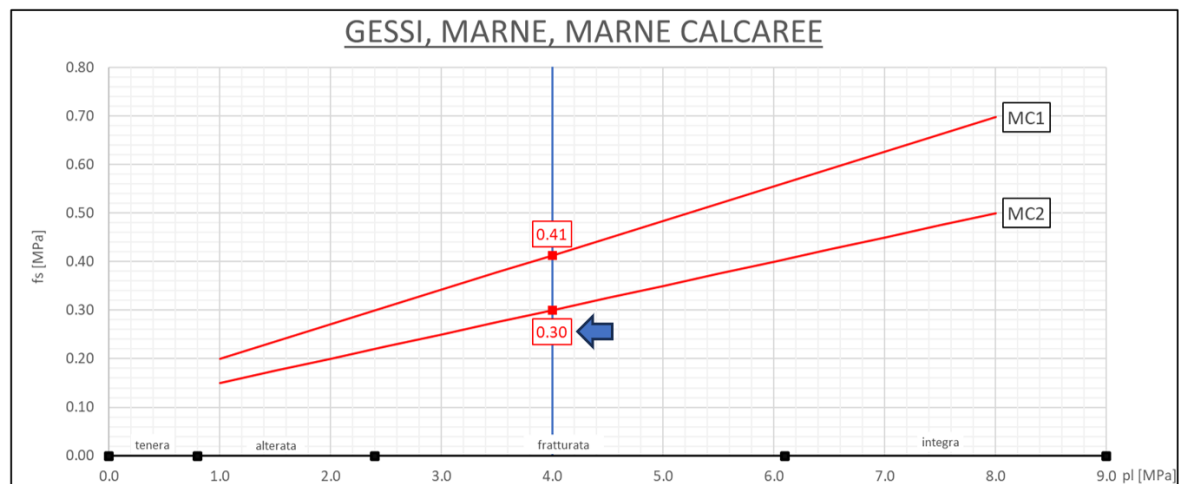


Figura 4-1. Grafico di Bustamante-Doix per gessi e marne, con identificazione della tensione di aderenza adottata ai fini delle verifiche

A favore di sicurezza si è assunto il coefficiente di sbulbatura  $\alpha$  unitario:

$$\alpha = 1.0$$

#### 4.3.2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SCARPATA

L'ammasso roccioso oggetto di rafforzamento, in base alla fratturazione locale, alla spaziatura dei giunti e al volume da disaggiare previsto, è stato suddiviso in settori, ciascuno caratterizzato da:

- spessore di ammasso superficiale instabile atteso (Figura 4-2), considerando già svolte le operazioni di svuotamento della rete esistente, pulizia e disaggio;
- inclinazione media del pendio (Figura 4-3), valutato a partire dal rilievo topografico.



Figura 4-2. Individuazione per ciascun settore in cui si è suddivisa la scarpata degli spessori instabili attesi una volta eseguite le operazioni di svuotamento della rete esistente, pulizia e disaggio.

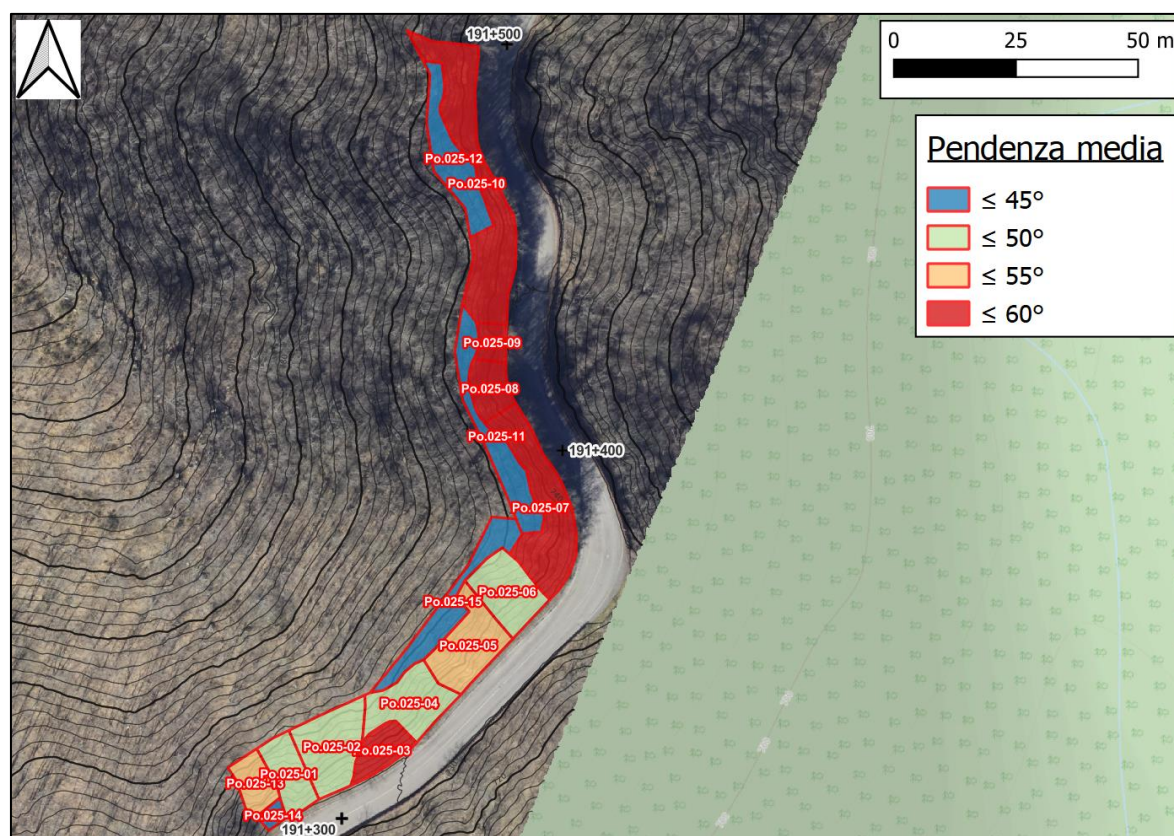


Figura 4-3. Individuazione della pendenza media di ciascun settore in cui si è suddivisa la scarpata

Ai fini del dimensionamento delle opere, nell'ottica di garantire una certa uniformità esecutiva, si è considerato, per ogni spessore instabile individuato, la massima pendenza media ad esso associabile.

Per cui si sono svolte le verifiche considerando le combinazioni di “spessore instabile” e “pendenza media” riportate in Tabella 4-7.

Spessore instabile	Max Pendenza media
50 cm	60°
100 cm	60°
150 cm	55°
250 cm	55°

Tabella 4-7. Configurazioni analizzate ai fini del dimensionamento dei rafforzamenti corticali

I settori aventi uguale spessore instabile e minore pendenza media sono automaticamente verificati, in quanto soggetti a condizioni meno gravose.

#### 4.3.2.1. INCLINAZIONE DEL GIUNTO CRITICO

La dinamica dell'instabilità locale (tra una fila di chiodi e l'altra) potrebbe essere a scivolamento planare, a scivolamento di cuneo o a ribaltamento; tuttavia, il metodo di calcolo adottato considera solo l'instabilità a scivolamento, che costituisce il caso più sfavorevole.

L'inclinazione del giunto critico  $\alpha$  è l'inclinazione media della famiglia di giunti maggiormente sfavorevoli su cui possono verificarsi distacchi dovuti a scivolamento. Questa è stata valutata considerando i cinematismi di collasso per scivolamento planare o di cuneo, riferiti alle principali famiglie di fratture rilevate nelle stazioni geomeccaniche SG1 e SG2 (Figura 4-4 e Figura 4-5).

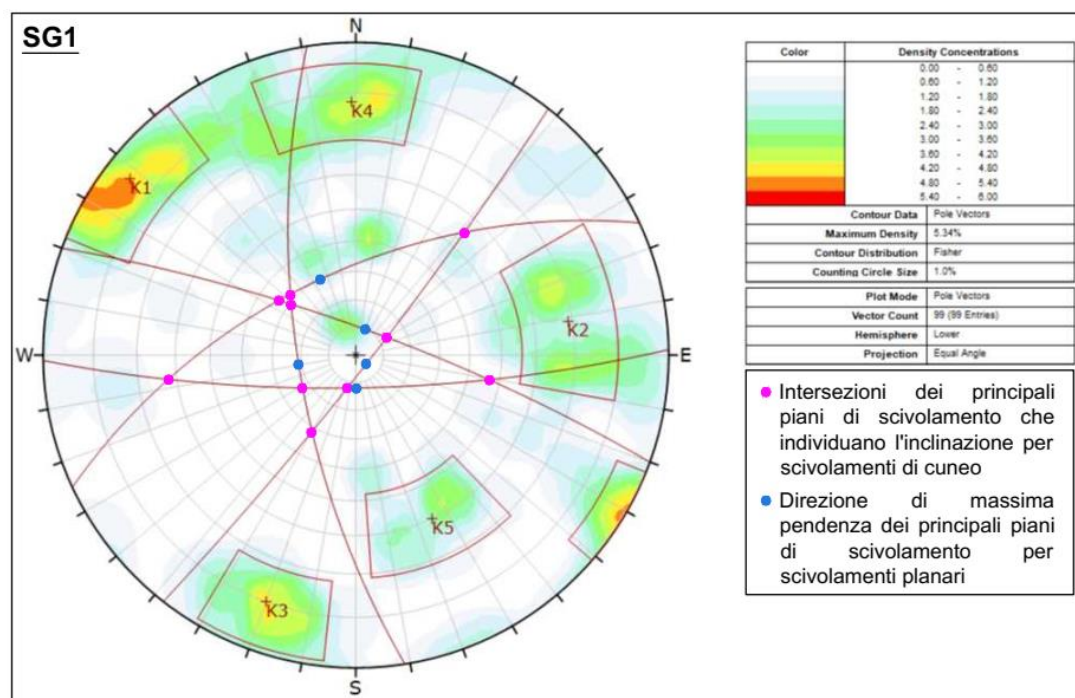


Figura 4-4. Stereodiagramma con le principali famiglie di fratturazione (SG1). Si sono indicati i punti critici che individuano le inclinazioni dei cinematismi di scivolamento planare o di cuneo.



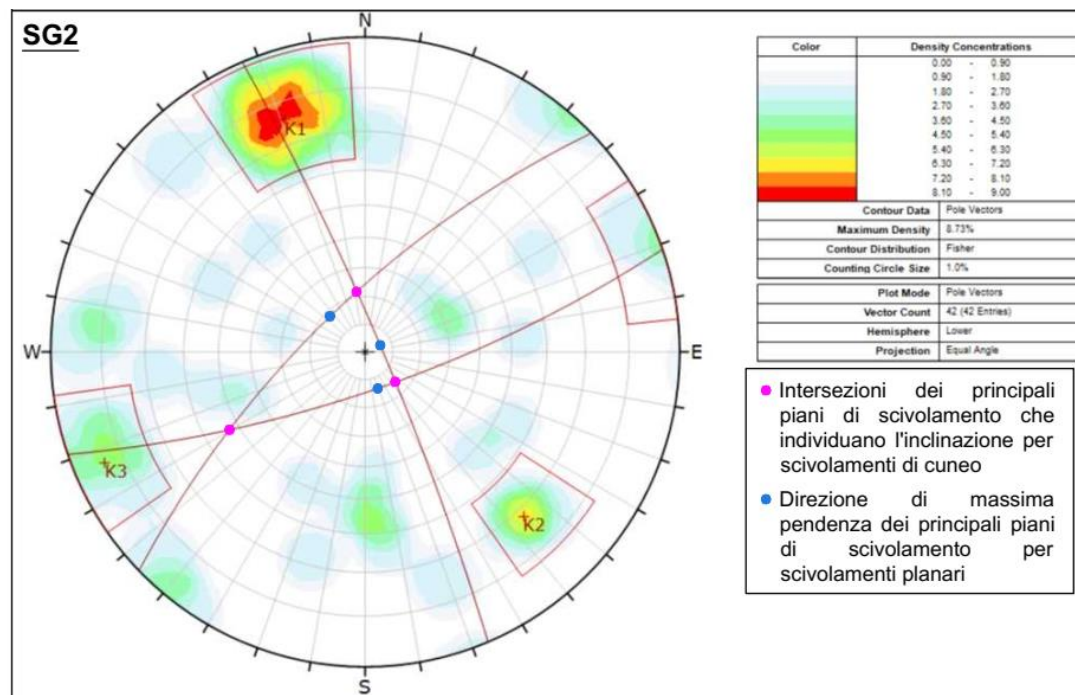


Figura 4-5. Stereodigrapha con le principali famiglie di fratturazione (SG1). Si sono indicati i punti critici che individuano le inclinazioni dei cinematismi di scivolamento planare o di cuneo.

Affinché un piano di discontinuità possa dare origine ad un cinemismo di scivolamento è però necessario che si verifichino le seguenti condizioni:

- Il piano di discontinuità deve venire a giorno, ovvero la sua inclinazione deve essere inferiore a quella del pendio. Ai fini delle verifiche il valore massimo delle pendenze del pendio è stato assunto pari a 60°;
- L'esposizione della scarpata deve consentire la venuta a giorno della discontinuità. L'immersione per la scarpata in oggetto varia approssimativamente tra 65°E e 150°E, per cui considerando che gli scivolamenti possano avvenire in un range di  $\pm 20^\circ$  rispetto all'immersione della scarpata, si considera un range complessivo di esposizione tra 45°E e 170°E;
- L'inclinazione del piano di discontinuità deve essere superiore all'angolo di attrito tra i blocchi, che per la litologia del sito in oggetto può assumersi pari a 30°.

Le condizioni sopra elencate delimitano un'area sugli stereodigraphi entro cui devono ricadere i punti critici che individuano la pendenza dei giunti (Figura 4-6 e Figura 4-7).

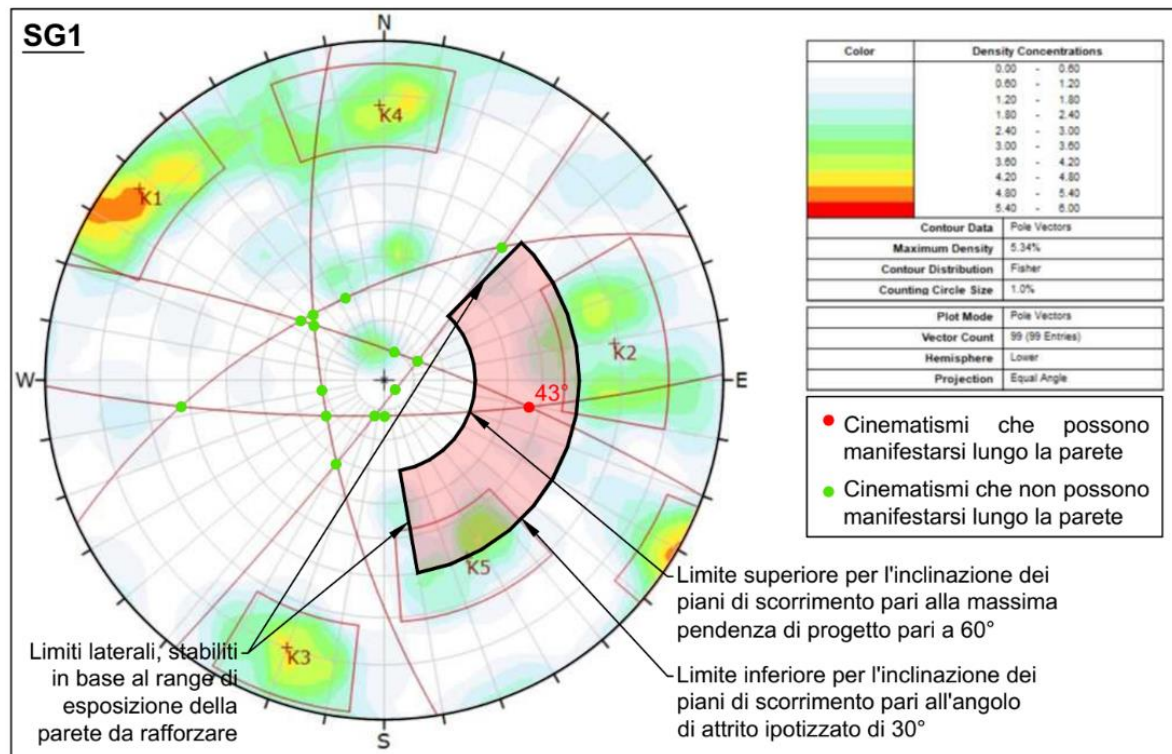


Figura 4-6. Individuazione sullo stereodiagramma di SG1 delle possibili inclinazioni dei giunti che possono originare cinematismi di scivolamento planare o di cuneo

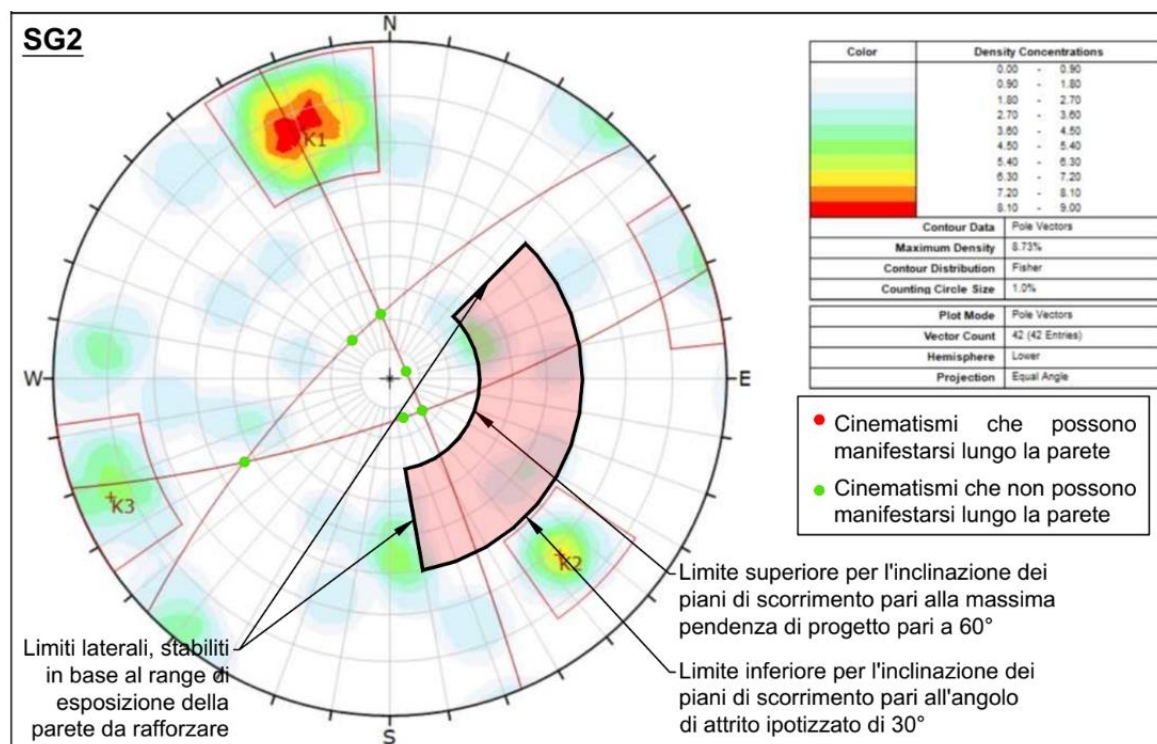


Figura 4-7. Individuazione sullo stereodiagramma di SG2 delle possibili inclinazioni dei giunti che possono originare cinematismi di scivolamento planare o di cuneo

Per cui si sono svolte le verifiche assumendo come inclinazione del giunto critico:





---

$$\alpha = 43^{\circ}$$

## 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 " $\beta$ " parallela alla scarpata, ed è attraversata dalla totalità delle famiglie di discontinuità, delle quali la più sfavorevole ha inclinazione " $\alpha$ " (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. [14]) 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  $\gamma_{DW}$  e le forze stabilizzanti sono ridotte attraverso un coefficiente di sicurezza  $\gamma_{RW}$ .

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

- $\gamma_{THI}$  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;
- $\gamma_{WG}$  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;
- $\gamma_{BH}$  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

- $\gamma_{MO}$  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;
- $\gamma_{OL}$  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

$\beta$  = 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;

$\varphi$  = angolo di attrito residuo del giunto.

In accordo al criterio di rottura di Barton-Bandis, l'angolo di attrito  $\varphi$  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 ( $\gamma_{RW}$ ) e incrementare le forze destabilizzanti ( $\gamma_{DW}$ ), 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:

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

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

$\theta_0$  = inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

$\delta$  = 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 =  $\pi/4 \cdot ((\phi_e - 2\phi_c)^2 - \phi_i^2)$

- $\phi_e$  = diametro esterno della barra di acciaio;
- $\phi_c$  = spessore di corrosione della corona esterna;
- $\phi_i$  = diametro minore della barra di acciaio.

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

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

dove:



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

- $\tau_{S,d}$  = somma delle forze stabilizzanti
- $\tau_{D,d}$  = somma delle forze destabilizzanti
- $R_{STAB,d}$  = forza stabilizzante che deve quindi essere garantita dal singolo chiodo
- $F_{yd}$  = 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  $\alpha$ , dove  $\alpha$  è minore della pendenza del versante  $\beta$ , 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).

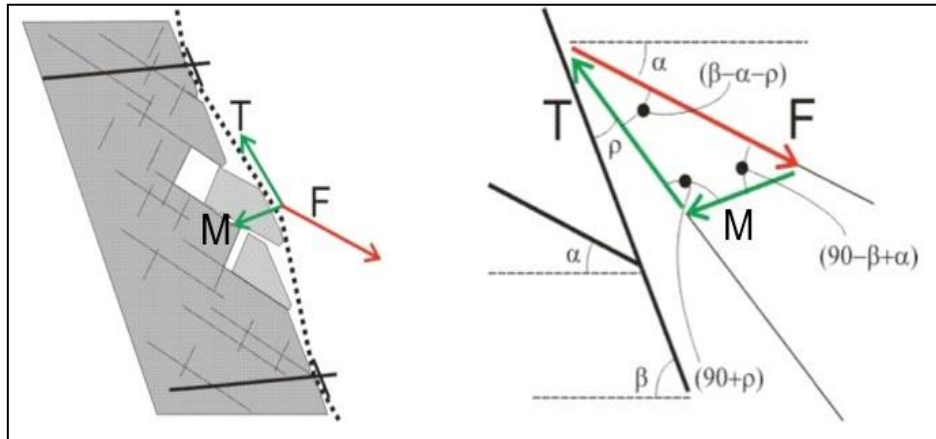


Figura 5-2. Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

- $F$ , la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione  $\alpha$ ;
- $T$ , 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"

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

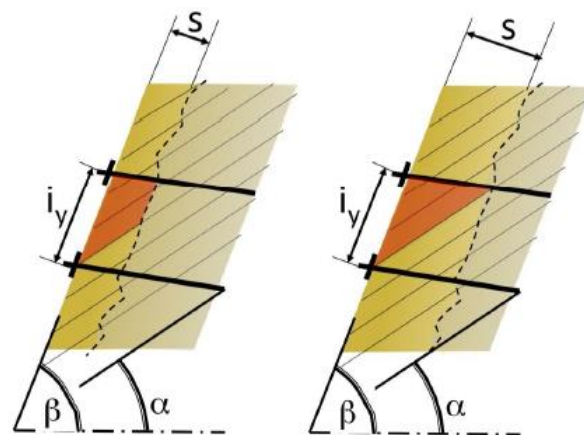


Figura 5-3. Caso A e caso B del volume instabile di roccia tra le file di chiodi

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.
- $\gamma_{MH}$  = 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:

$\theta_0$  = 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;
- $\gamma_s$  = 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:

- $\phi$  = 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 =  $\frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.4 \text{ MPa}$ 
  - $\gamma_c$  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  $\tau_l$  costante, agente lungo la superficie esterna nominale della perforazione:

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

Con:

- $\tau_l$  = 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:

$$\tau_l = 0.30 \text{ MPa}$$

- $D_p$  = diametro nominale, pari al diametro della perforazione, amplificato di un coefficiente di sbulbatura  $\alpha$  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  $\xi$  riportati nella seguente tabella in funzione del numero di verticali d'indagine:

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

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tabella 5-1. Fattori di correlazione  $\xi$  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;
- $\gamma_R$  = 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-boiacca:

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

- Sfilamento della barra all'interfaccia boiacca-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.

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

Coefficiente	Descrizione	Valore
$\gamma_{THI}$	Incertezza spessore superficiale instabile, s	1.25
$\gamma_{WG}$	Incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa	1.02
$\gamma_{BH}$	Incertezze relative al comportamento della massa rocciosa	1.02
$\gamma_{RW}$	Coefficiente riduttivo forze stabilizzanti $\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \cdot \gamma_{WG} \cdot \gamma_{BH}$	1.30
$\gamma_{MO}$	Incertezze relative alla morfologia del versante	1.20
$\gamma_{OL}$	Incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati	1.10
$\gamma_{DW}$	Coefficiente di amplificazione delle azioni destabilizzanti $\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL}$	1.32

$\gamma_{MH}$	Coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione della rete	1.50
$\gamma_A$	Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio (NTC18)	1.15
$\gamma_{DT}$	Coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia dato da $\gamma_R$ e $\xi$ <ul style="list-style-type: none"><li>- <math>\gamma_R = 1.20</math>, Tab. 6.6.I – NTC18;</li><li>- <math>\xi = 1.80</math>, Tab. 6.6.III – NTC18;</li></ul>	2.16

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



## 6 VERIFICHE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

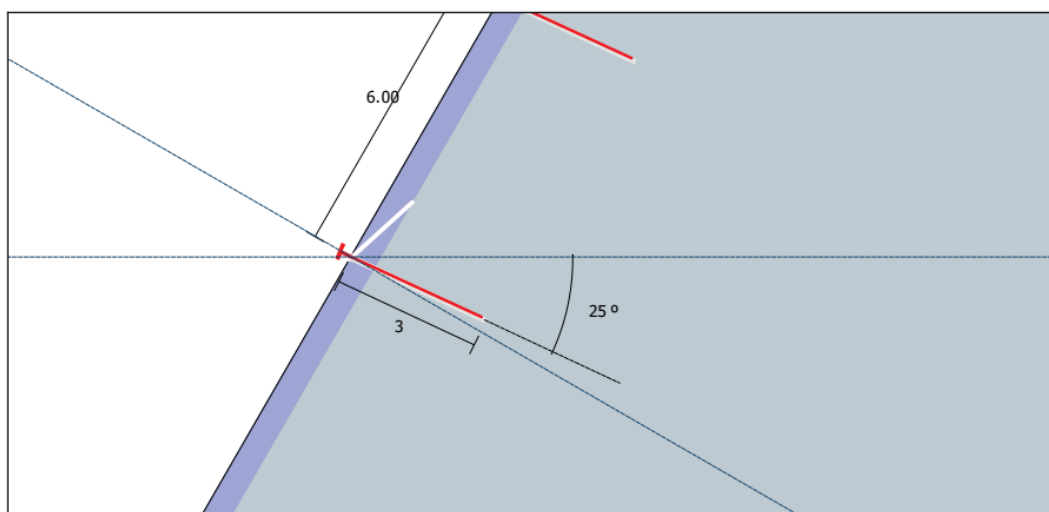
Di seguito si riporta una sintesi dei dati di input e dei risultati ottenuti per il rafforzamento corticale.

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.

### 6.1. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 50 CM

Si riporta di seguito la verifica dei settori di scarpata aventi spessore dell'ammasso superficiale instabile pari a 50 cm e pendenze medie fino a 60°, ovvero: Po.025-01, Po.025-02, Po.025-06, Po.025-08 e Po.025-10

#### • Dati di input



#### Pendio roccioso

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

#### Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	$\alpha$	43
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	$JCS_0$	100.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	$JRC_0$	5.00

#### 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 [°]	$\omega$	90.00

#### Ancoraggi

##### Geometria

Interasse orizzontale degli ancoraggi [m]	$ix$	3.00
Interasse verticale degli ancoraggi [m]	$iy$	6.00
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	$\varepsilon$	25

##### Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_i$	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_e$	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	$\tau_c$	0.00
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]	$F_{y,k}$	500.00
Tensione limite di aderenza malta-roccia [MPa]	$\tau_{lim}$	0.30

#### Rete

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

Figura 6-1. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 50 cm e pendenza media fino a 60° - dati in input.



## ● Risultati

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

$FOS_R$	1.07
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	88.40 %

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$T_{S,d} + F_{Y,d}$	280.64
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$T_{D,d}$	263.04
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ slope}$	1.07

### Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$R_{STAB,d}$	134.12
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{Y,d}$	151.71
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	$\eta_A$	88.40

### Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	$\varepsilon$	25
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	$f_{ynd}$	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm <sup>2</sup> ]	$S_d$	615.75
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{Y,d}$	151.71
Diametro nominale di perforazione [mm]	$\phi_{drill}$	40.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	$P_2$	32.38
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	$P_1$	11.69
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	$P$	32.38
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	$L_S$	1.86
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	$L_I$	0.66
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	$L_t$	3.00

### FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	$\gamma_R$	1.30
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	$\gamma_D$	1.32

### Analisi della Rete

$FOS_R$	1.23
Tasso di lavoro	81.26 %

### Rete

#### Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	$M_{MESH} / \gamma_{MESH}$	31.10
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	25.27
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ Defl}$	1.23

### Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [m <sup>3</sup> ]	$V_b$	7.81
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [kN]	$B_k$	187.35
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$	184.73
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$	98.29
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	25.27
Deformazione nominale della rete [m]	$Z_M$	1.017

### Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

### Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia $\gamma_T$	$\gamma_T$	2.16

Figura 6-2. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 50 cm e pendenza media fino a 60° - Risultati

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.1.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE

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

$$P = 32.38 \text{ kN}$$

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 66 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 300 - 66 - 30 = 229 \text{ cm}$$

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre, aventi diametro 28 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 $P = 32.38$ kN		<i>Resistenza a trazione delle barre - Verifica STR a trazione</i>	
		$N_{s,Rd} = A_s * f_{yd} = 267.6$ kN Fattore di Sicurezza FS = <b>8.26</b> $\geq 1$	
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica STR all'interfaccia barra-boiaccia</i>	
Tipologia barra chiodatura Barra Gewi 500			
$f_{yk} = 500$ Mpa $f_{yd} = 434.8$ Mpa $\phi = 28$ mm $A_s = 615$ mmq		$N_{b,Rd} = S_{lb} * f_{bd} = 477.5$ kN Fattore di Sicurezza FS = <b>14.75</b> $\geq 1$	
Classe di resistenza boiaccia 42.5 Mpa		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica GEO all'interfaccia boiaccia-roccia</i>	
$f_{ck} = 35.3$ Mpa $f_{cd} = 20.0$ Mpa $f_{bd} = 2.4$ Mpa non buona aderenza $\eta_1 = 0.7$ $\eta_2 = 1$		$R_{ad} = (S_{lf} * \tau_{lim} * \alpha) / (\gamma_R * \xi_a) = 39.9$ kN Fattore di Sicurezza FS = <b>1.23</b> $\geq 1$	
Tipologia ancoraggi permanenti		<b>SINTESI VERIFICHE</b>	
Coefficiente parziale per la resistenza $\gamma_R = 1.2$ Fattore di correlazione $\xi_a = 1.8$		<b>FATTORE DI SICUREZZA</b> <b>1.23</b>	
$\phi$ foro = 40 mm $L_{eff} = 2.29$ m $\alpha$ (B-D) = 1		$Sup. \text{ lat barra } S_{lb} = 201336.8$ mmq $Sup. \text{ lat foro } S_{lf} = 287624$ mmq $\tau_{lim} \text{ roccia} = 300$ kPa	
La rottura dell'ancoraggio è governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiaccia-roccia			

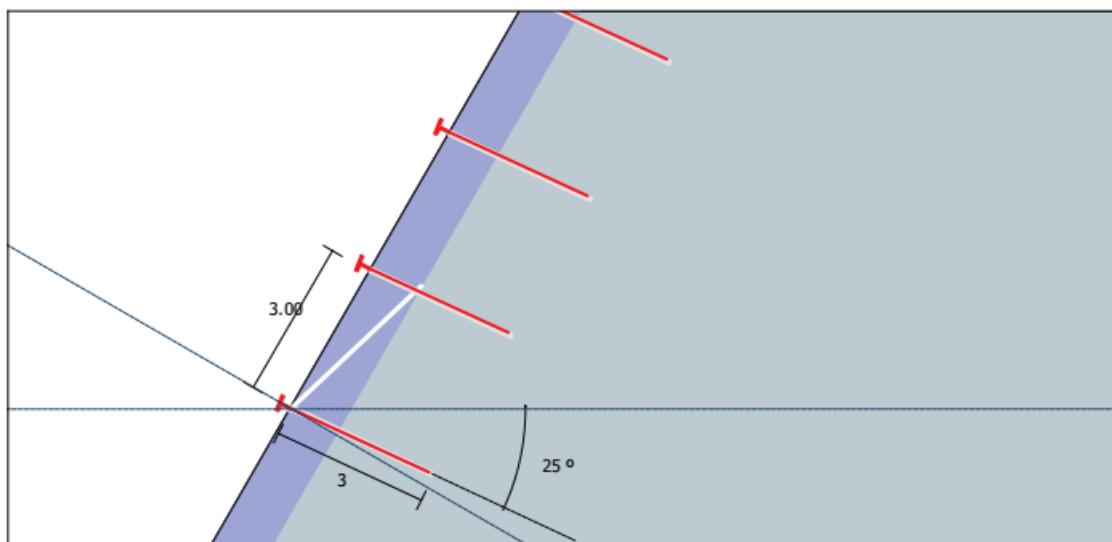
Figura 6-3. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti per settori con spessore instabile 50 cm e pendenza media fino a 60°

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 6.2. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 100 CM

Si riporta di seguito la verifica dei settori di scarpata aventi spessore dell'ammasso superficiale instabile pari a 100 cm e pendenze medie fino a 60°, ovvero: Po.025-03, Po.025-04, Po.025-07 e Po.025-09.

### • Dati di input



#### Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	$\beta$	60
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	$S$	1.00
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	$\gamma$	24.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	$Lp$	0.30

#### Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	$\alpha$	43
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	$JCS_o$	100.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	$JRC_o$	5.00

#### 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 [°]	$\omega$	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	$\varepsilon$	25

##### Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_i$	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_e$	28
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]	$\tau_{lim}$	0.30

#### Rete

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

Figura 6-4. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 100 cm e pendenza media fino a 60° - dati in input.





## ● Risultati

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

$FOS_R$	<b>1.07</b>
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	<b>88.40</b> %

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$T_{S,d} + F_{y,d}$	280.64
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$T_{D,d}$	263.04
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ slope}$	1.07

### Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$R_{STAB,d}$	134.12
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	151.71
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	$\eta A$	88.40

### Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	$\varepsilon$	25
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	$f_{y,d}$	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm²]	$S_d$	615.75
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{y,d}$	151.71
Diametro nominale di perforazione [mm]	$\phi_{drill}$	40.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	$P_2$	17.59
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	$P_1$	11.69
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	<b>P</b>	<b>17.59</b>
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	$L_S$	1.01
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	$L_i$	1.33
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	$L_t$	3.00

### FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	$\gamma_R$	1.30
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	$\gamma_D$	1.32

### Analisi della Rete

	<i>Punzonamento</i>
$FOS_R$	<b>1.60</b>
Tasso di lavoro	<b>62.43</b> %

### Rete

#### Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	$M_{MESH}/\gamma_{MESH}$	21.99
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	13.73
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ Defl}$	1.60

### Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [m³]	$V_b$	4.24
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi [kN]	$B_k$	101.78
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$	100.36
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$	53.39
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	13.73
Deformazione nominale della rete [m]	$Z_M$	0.654

### Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

#### Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	$\gamma_T$	2.16

Figura 6-5. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 100 cm e pendenza media fino a 60° - Risultati

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.2.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE

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

$$P = 17.59 \text{ kN}$$

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 133 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 300 - 133 - 30 = 137 \text{ cm}$$

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre, aventi diametro 28 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 $P = 17.59 \text{ kN}$		<i>Resistenza a trazione delle barre - Verifica STR a trazione</i>	
		$N_{s,Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 267.6 \text{ kN}$	
		Fattore di Sicurezza FS = 15.21	$\geq 1$
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica STR all'interfaccia barra-boiaccia</i>	
Tipologia barra chiodatura	Barra Gewi 500		
$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$	$\phi = 28 \text{ mm}$		
$f_{yd} = 434.8 \text{ Mpa}$	$A_s = 615 \text{ mm}^2$		
Classe di resistenza boiaccia 42.5 Mpa		$N_{b,Rd} = S_{lb} \cdot f_{bd} = 285.7 \text{ kN}$	
		Fattore di Sicurezza FS = 16.24	$\geq 1$
$f_{ck} = 35.3 \text{ Mpa}$ non buona aderenza		<i>Resistenza a sfilamento - Verifica GEO all'interfaccia boiaccia-roccia</i>	
$f_{cd} = 20.0 \text{ Mpa}$	$\eta_1 = 0.7$		
$f_{bd} = 2.4 \text{ Mpa}$	$\eta_2 = 1$	$R_{ad} = (S_{lf} \cdot \tau_{lim} \cdot \alpha) / (\gamma_R \cdot \xi_a) = 23.9 \text{ kN}$	
		Fattore di Sicurezza FS = 1.36	$\geq 1$
Tipologia ancoraggi	permanenti	SINTESI VERIFICHE	
Coefficiente parziale per la resistenza $\gamma_R = 1.2$	Fattore di correlazione $\xi_a = 1.8$		
$\phi \text{ foro} = 40 \text{ mm}$	Sup. lat barra $S_{lb} = 120450.4 \text{ mm}^2$	FATTORE DI SICUREZZA	
$L_{eff} = 1.37 \text{ m}$	Sup. lat foro $S_{lf} = 172072 \text{ mm}^2$	1.36	
$\alpha (B-D) = 1$	$\tau_{lim} \text{ roccia} = 300 \text{ kPa}$	La rottura dell'ancoraggio è governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiaccia-roccia	

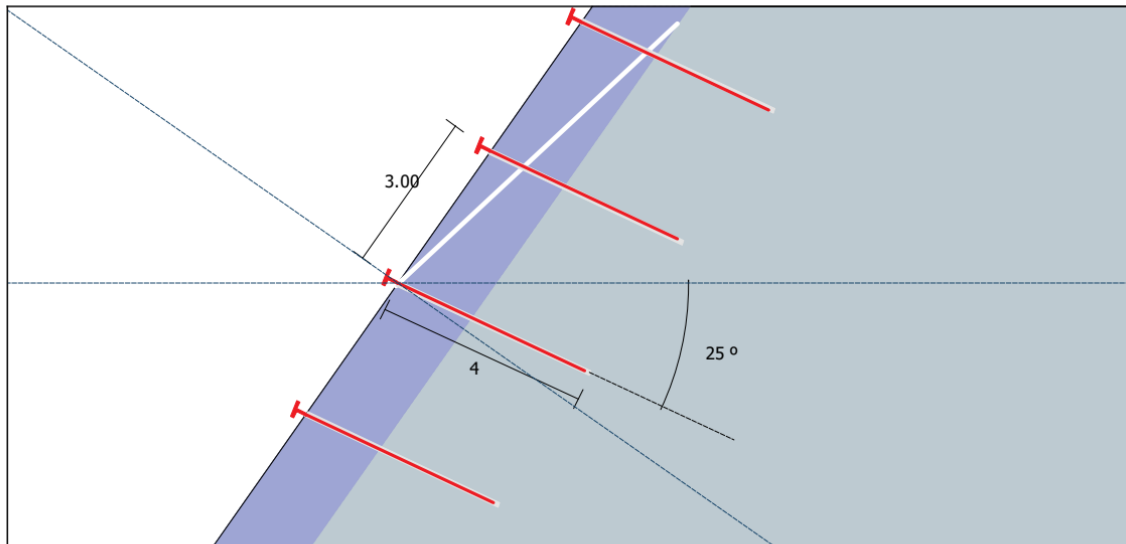
Figura 6-6. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti per settori con spessore instabile 100 cm e pendenza media fino a 60°

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.3. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 150 CM

Si riporta di seguito la verifica dei settori di scarpata aventi spessore dell'ammasso superficiale instabile pari a 150 cm e pendenze medie fino a 55°, ovvero il Po.025-05.

#### • Dati di input



#### Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	$\beta$	55
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	$S$	1.50
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	$\gamma$	24.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	$Lp$	0.30

#### Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	$\alpha$	43
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	JCS <sub>0</sub>	100.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC <sub>0</sub>	5.00

#### 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 [°]	$\omega$	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	$\varepsilon$	25

##### Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_i$	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_e$	32
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]	$\tau_{lim}$	0.30

#### Rete

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

Figura 6-7. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 150 cm e pendenza media fino a 55° - dati in input.

## ● Risultati

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

$FOS_R$	<b>1.07</b>
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	<b>87.32</b> %

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$\tau_{S,d} + F_{Y,d}$	403.82
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	$\tau_{D,d}$	375.82
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ slope}$	1.07

### Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio [kN]	$R_{STAB,d}$	192.89
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{Y,d}$	220.89
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	$\eta_A$	87.32

### Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale [°]	$\varepsilon$	25
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio [MPa]	$f_{y,d}$	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio [mm <sup>2</sup> ]	$S_d$	804.25
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio [kN]	$F_{Y,d}$	220.89
Diametro nominale di perforazione [mm]	$\phi_{drill}$	60.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A] [kN]	$P_2$	12.37
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B] [kN]	$P_1$	33.50
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) [kN]	<b>P</b>	<b>33.5</b>
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	$L_S$	1.28
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	$L_i$	2.01
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	$L_t$	4.00

### FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	$\gamma_R$	1.30
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	$\gamma_D$	1.32

### Analisi della Rete

$FOS_R$	<b>3.20</b>
Tasso di lavoro	<b>31.21</b> %

### Rete

#### Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto [kN]	$M_{MESH}/\gamma_{MESH}$	21.99
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	6.86
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ Defl}$	3.20

### Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi [m <sup>3</sup> ]	$V_b$	2.98
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi [kN]	$B_k$	71.55
Sommatoria delle forze agenti di progetto [kN]	$B_{D,d}$	70.55
Sommatoria delle forze resistenti di progetto [kN]	$B_{R,d}$	37.54
Forza di punzonamento di progetto [kN]	$M_d$	6.86
Deformazione nominale della rete [m]	$Z_M$	0.509

### Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

### Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	$\gamma_T$	2.16

Figura 6-8. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 150 cm e pendenza media fino a 55° - Risultati

Le verifiche risultano soddisfatte.





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

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 201 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre, aventi diametro 32 mm e ancorate in fori aventi diametro 60 mm:

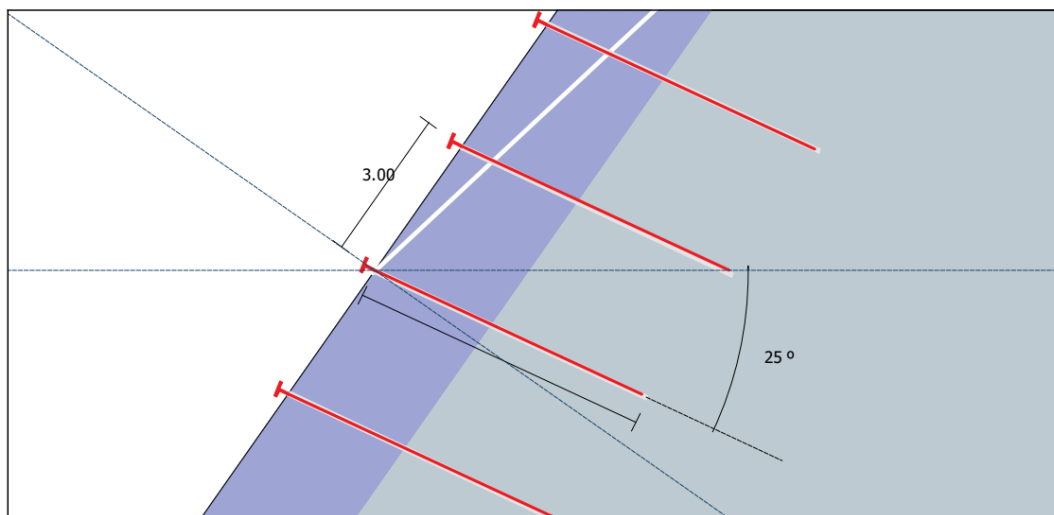
Figura 6-9. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti per settori con spessore instabile 150 cm e pendenza media fino a 55°

**Documento:** Relazione di calcolo degli interventi  
**Codice:** S22234-PD-RE-0005-0  
**Data:** 29/02/2024

## 6.4. RAFFORZAMENTI CORTICALI – SPESSORE INSTABILE 250 CM

Si riporta di seguito la verifica dei settori di scarpata aventi spessore dell'ammasso superficiale instabile pari a 250 cm e pendenze medie fino a 55°, ovvero il Po.025-13.

### • Dati di input



#### Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	$\beta$	55
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile [m]	$S$	2.50
Peso unitario di volume della roccia [kN/m³]	$\gamma$	24.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	$Lp$	0.30

#### Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto critico [°]	$\alpha$	43
Resistenza a compressione semplice del giunto critico [MPa]	JCS <sub>0</sub>	100.00
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC <sub>0</sub>	5.00

#### 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 [°]	$\omega$	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	$\varepsilon$	25

##### Tipo di ancoraggio

Tipo di ancoraggio	Barre a filettatura continua in acciaio 500/5	
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_i$	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	$\phi_e$	40
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]	$\tau_{lim}$	0.30

#### Rete

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

Figura 6-10. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 250 cm e pendenza media fino a 55° - dati in input.

## ● Risultati

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

$FOS_R$	<b>1.03</b>
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	<b>93.70</b> %

### Analisi di stabilità della porzione superficiale

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $[kN]$	$T_{S,d} + F_{Y,d}$	648.00
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento $[kN]$	$T_{D,d}$	626.36
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ slope}$	1.03

### Ancoraggi

Forza stabilizzanti di progetto richiesta per l'equilibrio $[kN]$	$R_{STAB,d}$	321.49
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio $[kN]$	$F_{Y,d}$	343.12
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	$\eta_A$	93.70

### Progettazione degli ancoraggi

Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale $[^\circ]$	$\varepsilon$	25
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio $[MPa]$	$f_{ynd}$	434.78
Sezione efficace della barra di ancoraggio $[mm^2]$	$S_d$	1,256.64
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio $[kN]$	$F_{Y,d}$	343.12
Diametro nominale di perforazione $[mm]$	$\phi_{drill}$	60.00
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete $[A]$ $[kN]$	$P_2$	12.37
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso $[B]$ $[kN]$	$P_1$	55.83
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B) $[kN]$	<b>P</b>	<b>55.83</b>
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile $[m]$	$L_S$	2.13
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile $[m]$	$L_i$	3.35
Lunghezza minima dell'ancoraggio $[m]$	$L_t$	6.00

### FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	$\gamma_R$	1.30
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	$\gamma_D$	1.32

### Analisi della Rete

	<i>Punzonamento</i>
$FOS_R$	<b>3.20</b>
Tasso di lavoro	<b>31.21</b> %

### Rete

#### Punzonamento

Resistenza a punzonamento di progetto $[kN]$	$M_{MESH}/\gamma_{MESH}$	21.99
Forza di punzonamento di progetto $[kN]$	$M_d$	6.86
Fattore di sicurezza	$FOS_{R\ Defl}$	3.20

### Progettazione della rete

Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi $[m^3]$	$V_b$	2.98
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilitare tra gli ancoraggi $[kN]$	$B_k$	71.55
Sommatoria delle forze agenti di progetto $[kN]$	$B_{D,d}$	70.55
Sommatoria delle forze resistenti di progetto $[kN]$	$B_{R,d}$	37.54
Forza di punzonamento di progetto $[kN]$	$M_d$	6.86
Deformazione nominale della rete $[m]$	$Z_M$	0.509

### Rete

Coefficiente applicato alla resistenza della rete	$\gamma_{MESH}$	1.50
---	-----------------	------

### Ancoraggio

Coefficiente applicato alla tensione di snervamento dell'acciaio	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	$\gamma_T$	2.16

Figura 6-11. Verifica rafforzamenti corticali col software Marco 1 per settori con spessore instabile 250 cm e pendenza media fino a 55° - Risultati

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 6.4.1. VERIFICA A TRAZIONE-SFILAMENTO DELLE BARRE

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

$$P = 55.83 \text{ kN}$$

La lunghezza effettiva di inghisaggio delle chiodature è pari alla loro lunghezza totale epurata della lunghezza in materiale instabile, pari a 335 cm, e della lunghezza in cui è prevista la formazione della cerniera plastica all'interfaccia roccia-coltre, assunta pari a 30 cm:

$$L_{eff} = L_{TOT} - L_{inst} - L_{pl} = 600 - 335 - 30 = 171 \text{ cm}$$

Di seguito in si riporta la verifica a trazione-sfilamento delle barre, aventi diametro 40 mm e ancorate in fori aventi diametro 60 mm:

VERIFICA DELLE CHIODATURE A TRAZIONE E SFILAMENTO			
SOLLECITAZIONI		RESISTENZE E VERIFICHE	
Forza di trazione sulla chiodatura $P = 55.83 \text{ kN}$		<u>Resistenza a trazione delle barre - Verifica STR a trazione</u>	
		$N_{s,Rd} = A_s \cdot f_{yd} = 546.1 \text{ kN}$	
		<b>Fattore di Sicurezza FS = 9.78 <math>\geq 1</math></b>	
MATERIALI E GEOMETRIA ANCORAGGI		<u>Resistenza a sfilamento - Verifica STR all'interfaccia barra-boiaccia</u>	
Tipologia barra chiodatura	Barra Gewi 500		
$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $f_{yd} = 434.8 \text{ Mpa}$	$\phi = 40 \text{ mm}$ $A_s = 1256 \text{ mm}^2$		
Classe di resistenza boiaccia	42.5 Mpa	$N_{b,Rd} = S_{lb} \cdot f_{bd} = 700.0 \text{ kN}$	
		<b>Fattore di Sicurezza FS = 12.54 <math>\geq 1</math></b>	
		<u>Resistenza a sfilamento - Verifica GEO all'interfaccia boiaccia-roccia</u>	
$f_{ck} = 35.3 \text{ Mpa}$ $f_{cd} = 20.0 \text{ Mpa}$ $f_{bd} = 2.4 \text{ Mpa}$	non buona aderenza $\eta_1 = 0.7$ $\eta_2 = 0.92$	$R_{ad} = (S_{lf} \cdot \tau_{lim} \cdot \alpha) / (\gamma_R \cdot \xi_a) = 61.5 \text{ kN}$	
		<b>Fattore di Sicurezza FS = 1.10 <math>\geq 1</math></b>	
Tipologia ancoraggi	permanenti		
Coefficiente parziale per la resistenza $\gamma_R = 1.2$ Fattore di correlazione $\xi_a = 1.8$			
$\phi \text{ foro} = 60 \text{ mm}$ $L_{eff} = 2.35 \text{ m}$ $\alpha (B-D) = 1$	$\text{Sup. lat barra } S_{lb} = 295160 \text{ mm}^2$ $\text{Sup. lat foro } S_{lf} = 442740 \text{ mm}^2$ $\tau_{lim} \text{ roccia} = 300 \text{ kPa}$		
		<b>SINTESI VERIFICHE</b>	
		<b>FATTORE DI SICUREZZA</b> <b>1.10</b>	
La rottura dell'ancoraggio è governata dallo sfilamento delle barre all'interfaccia boiaccia-roccia			

Figura 6-12. Verifiche a trazione-sfilamento delle chiodature dei rafforzamenti per settori con spessore instabile 250 cm e pendenza media fino a 55°

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 7. QUADRI DI SINTESI

Stralcio	ID	Superficie 3D	Stima dei disaggi	Disposizione degli ancoraggi, diametro minimo del foro, inclinazione sull'orizzontale e dimensioni delle barre
2	Po.025-01	195 mq	5 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x6 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-02	320 mq	20 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x6 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-03	170 mq	5 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-04	305 mq	20 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-05	340 mq	10 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 60 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 32 \text{ mm}$ , $L = 4 \text{ m}$
2	Po.025-06	260 mq	5 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x6 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-07	590 mq	180 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-08	165 mq	20 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x6 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-09	95 mq	80 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-10	790 mq	60 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x6 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-11	275 mq	15 mc	Rete semplice, ancoraggi in sommità passo 3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
1	Po.025-12	235 mq	10 mc	Rete semplice, ancoraggi in sommità passo 3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-13	155 mq	40 mc	Rafforzamento corticale maglia 3x3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 60 \text{ mm}$ , $\alpha = 25 \pm 2^\circ$ , $\varnothing_s = 40 \text{ mm}$ , $L = 6 \text{ m}$
2	Po.025-14	235 mq	-	Rete semplice, ancoraggi in sommità passo 3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$
2	Po.025-15	165 mq	-	Rete semplice, ancoraggi in sommità passo 3 m $\varnothing_{\text{foro}} = 40 \text{ mm}$ , $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$ , $L = 3 \text{ m}$

Tabella 7-1. Quadro di sintesi degli spessori instabili, delle pendenze medie e delle caratteristiche degli interventi per ciascun settore in cui si è suddivisa l'area di intervento Po.025.

Spessore instabile	Max pendenza media	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 $FS \geq 1$
50 cm	60°	$1.07 \geq 1$	$88.40 \% \leq 100 \%$	$1.23 \geq 1$	$1.23 \geq 1$
100 cm	60°	$1.07 \geq 1$	$88.40 \% \leq 100 \%$	$1.36 \geq 1$	$1.60 \geq 1$
150 cm	55°	$1.07 \geq 1$	$87.32 \% \leq 100 \%$	$1.32 \geq 1$	$3.20 \geq 1$
250 cm	55°	$1.03 \geq 1$	$93.70 \% \leq 100 \%$	$1.10 \geq 1$	$3.20 \geq 1$

Tabella 7-2. Quadro di sintesi delle verifiche dei rafforzamenti corticali.