

S.S.51 "ALEMAGNA"
VARIANTE DI LONGARONE

PROGETTO FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

COD. VE407

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE e PRGETTISTA:

Dott. Ing. Massim Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma A26031)

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)
Responsabile Strutture: Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)
Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)
Responsabile Ambiente: Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)



GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma A15138)

COORDINATORE ATTIVITA' DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Maria Antonietta Merendino (Ord. Ing. Prov. Roma A28481)

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Ettore De La Grennelais De Cesbron

OPERE D'ARTE MAGGIORI

GALLERIA CASTELLAVAZZO

OPERE DI PROTEZIONE – RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

DPVE0407 D 21

NOME FILE

VE407_P00GNO1GETRE03A

CODICE ELAB.

P00GNO1GETRE03

REVISIONE

SCALA:

A

-

D

C

B

A

EMISSIONE

MAGGIO 2022

V. TURANO

M. CUCCARO

M.CAPASSO

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

INDICE

1	PREMESSA	3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO E SISMICO	6
4.1	Inquadramento geologico.....	6
4.2	Potenziali cinematismi di innesco e volumi di riferimento.....	6
4.1	Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità.....	7
4.2	Determinazione delle azioni sismiche di progetto	8
5	INTERVENTI DI PROTEZIONE	11
5.1	Criteri di dimensionamento degli interventi di protezione	12
5.1.1	Coesistenza di ancoraggi e rete	12
5.1.2	Approccio progettuale	13
5.1.3	Dimensionamento delle chiodature	14
5.1.4	Valutazione della lunghezza dei chiodi.....	16
5.1.5	Dimensionamento della rete: stato limite ultimo	17
5.1.6	Dimensionamento della rete: stato limite ultimo	19
5.2	Risultati e conclusioni	19

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 anas GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

1 PREMESSA

Oggetto della relazione sono gli interventi finalizzati alla mitigazione e protezione dal rischio di crollo di elementi lapidei della parete rocciosa che sovrasta la galleria di nuova costruzione prevista nel progetto "Variante di Longarone".



Figura 1.1: Inquadramento S.S. 51

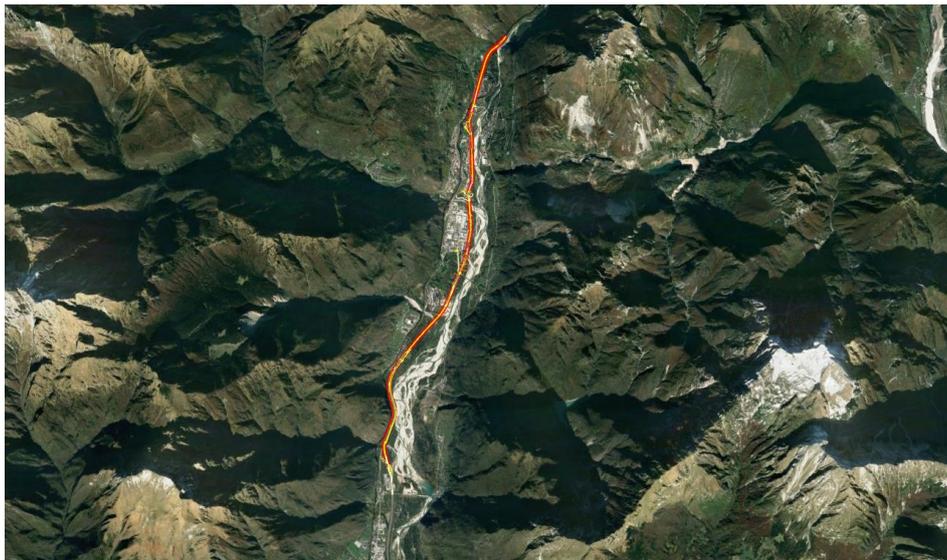


Figura 1.2: Variante di Longarone – asse di progetto

SS 51 "Alemagna"		 GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

Il presente documento ha lo scopo di fornire una descrizione delle analisi svolte per la mitigazione del rischio di caduta massi. Sono compresi il dimensionamento degli interventi di protezione con reti metalliche.

Il lavoro si pone l'obiettivo di:

- definire la tipologia di intervento di protezione;
- definire gli interventi estesi, laddove necessari, per stabilizzare rispettivamente blocchi singoli o porzioni di parete dalle quali possano staccarsi.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

La normativa di riferimento per la fase di progettazione dell'opera è costituita dai seguenti elementi legislativi principali:

- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21.01.2019 n°7/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 17.01.2018, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fonda-zioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Raccomandazioni AICAP per gli ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- UNI 11211-4 - Opere di difesa dalla caduta massi
- ETAG 027: le linee guida di Benestare Tecnico Europeo per il kit di protezione contro la caduta massi.

Quest'ultimo documento non riguarda i principi di progettazione ma armonizza le regole di qualificazione dei materiali e certifica le prestazioni che il kit è in grado di fornire tramite una procedura di sperimentazione che garantisca la conformità alle norme europee.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO E SISMICO

Nel presente capitolo è fornito l'inquadramento geologico, geomeccanico e sismico dell'area in oggetto. In particolare, sono forniti nelle presenti sezioni:

- Le indicazioni sui potenziali cinematismi d'innescamento e dei volumi di riferimento ai fini della progettazione degli interventi di stabilizzazione in parete;
- la caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità dell'ammasso roccioso;
- l'inquadramento sismico dell'area ai fini della determinazione del sisma di progetto.

4.1 Inquadramento geologico

Dal punto di vista geologico, nella successione stratigrafica dell'area interessata dal tracciato si possono riconoscere le seguenti unità litologiche:

- **Detrito di versante.** Deposito caotico ad elementi eterometrici a spigoli vivi e arrotondati originato dai processi evolutivi dei versanti rocciosi e dallo smantellamento dei terrazzi fluviali sovrastanti.
- **Depositi alluvionali di alveo attuale.** Ghiaie grossolane e ciottoli, con lenti limo-sabbiose e sabbio-limose.
- **Depositi alluvionali terrazzati.** Ghiaie in matrice scarsamente sabbiosa con lenti di limo sabbiosa e sabbio-limosa, variamente ghiaiose, scarsamente argillose.
- **Depositi fluvio-glaciali.** Ghiaie grossolane e ciottoli con lenti limo sabbiose e sabbio-limose, scarsamente argillose, localmente cementate.
- **Calcere di Soccher.** Calcari micritici verdi e rossastri in strati sottili tabulari, fortemente selciferi, intercalati a biocalcareni gradate, sovente laminate e facies tipiche del Rosso Ammonitico.

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica (vedi elaborato T00GE00GEORE01A).

4.2 Potenziali cinematismi di innescamento e volumi di riferimento

In generale, le condizioni d'instabilità di un versante in roccia fanno riferimento al superamento delle forze agenti, a favore dell'instabilità, rispetto a quelle resistenti, a favore della stabilità, di un volume discreto di terre o rocce costituenti il versante.

Le condizioni che sono alla base dei fenomeni di instabilità sono legate ad una serie di fattori di cui si possono riconoscere i più importanti in:

- struttura geologica predisponente;
- stato tensionale preesistente o indotto;

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

- geometria del problema e parametri geotecnici dell'ammasso e delle discontinuità;
- detensionamento dell'ammasso roccioso;
- resistenza delle discontinuità e della roccia;
- eventi sismici o vibrazioni artificiali;
- condizioni climatiche;
- processi naturali;
- fattori antropici.

Di tutti questi fattori, indubbiamente la struttura geologica, intesa come caratteristiche dell'ammasso roccioso, è quello più rilevante. La geometria e l'orientazione delle discontinuità hanno un impatto rilevante sulla stabilità di un pendio in ammasso roccioso litoide; nei casi in cui la tensione normale al giunto sia bassa, i suddetti aspetti possono favorire e determinare il tipo di rottura, funzione dell'orientazione dei giunti rispetto all'orientazione e all'inclinazione del fronte.

I modelli di rottura possibili, in funzione del tipo e del grado di controllo strutturale, sono:

- scivolamenti planari, governati da una discontinuità a franapoggio meno immergente in concordanza con il pendio;
- scivolamenti di cunei, definiti da due discontinuità appartenenti a differenti famiglie, con linea d'intersezione immergente in concordanza con il pendio ed inclinazione della linea d'intersezione inferiore all'inclinazione del versante;
- ribaltamenti di blocchi di roccia, identificabile da due o più famiglie di discontinuità subverticali ed una famiglia a basso angolo, oppure ribaltamenti flessurali per superamento della resistenza al taglio lungo superfici di discontinuità a reggipoggio;
- crollo di blocchi in roccia, definiti da discontinuità sub-ortogonali ed in assenza di zone di appoggio del blocco.

Oltre ai suddetti cinematismi che tipicamente coinvolgono singoli blocchi di roccia, possono verificarsi instabilità globali dei versanti rocciosi con superficie di rottura differenti, quando il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso è molto elevato e tale da indurre valori di resistenza al taglio molto bassi, assimilabili al comportamento tipico di una roccia sciolta per ciò che attiene i cinematismi di instabilità.

In letteratura sono noti diversi test cinematici che possono essere utilizzati per le verifiche relative a differenti tipologie di rottura, mentre non sono applicabili per le rotture circolari che si impostano su piani di rottura complessi dovuti alla composizione di superficie di rottura di neoformazione con superfici di discontinuità preesistenti.

4.1 Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità

I parametri geomeccanici delle discontinuità sono tratti dalla relazione Geotecnica generale T00GE00GETRE01A. Nell'ambito di questa, le analisi all'equilibrio limite applicate ai cinematismi individuati hanno portato alla conferma di correttezza delle grandezze misurate in campagna. In particolare, per le

SS 51 "Alemagna" Variante di Longarone		 GRUPPO FS ITALIANE
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

discontinuità della formazione in parete, i parametri di resistenza secondo il criterio di Barton-Bandis, in aggiunta al peso specifico γ , sono elencati nella seguente tabella.

γ (kN/m ³)	ϕ_i	JRC (-)	JCS (MPa)
25	≈45	8-12	40-55

Tabella 4.1: Parametri di resistenza delle discontinuità secondo il criterio di Barton-Bandis

4.2 Determinazione delle azioni sismiche di progetto

Gli interventi di stabilizzazione sono stati verificati in condizioni sismiche agli Stati Limite Ultimi (Stato Limite di Vita, SLV).

La normativa consente di valutare l'azione sismica in funzione della posizione geografica dell'opera. Partendo dall'ubicazione è possibile definire, per il sito di interesse, le accelerazioni orizzontali di progetto. Nota l'accelerazione sismica a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, bisogna fissare la vita nominale V_N dell'opera in esame. Dalla Tabella 4.4 estratta dalla normativa NTC 2018, risulta che:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4.2: Definizione "Vita Nominale" per diversi tipi di opere

La vita nominale serve per definire la vita di riferimento V_R sulla quale viene valutata l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove C_U rappresenta il valore del coefficiente d'uso della costruzione in funzione della classe d'uso dell'opera in presenza di azioni sismiche.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.3: Definizione del coefficiente d'uso C_U

In base al periodo di riferimento V_R , le norme definiscono la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati (Tab 3.2.I NTC2018):

SS 51 "Alemagna"		 anas GRUPPO FS ITALIANE
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4.4: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Per il calcolo delle azioni sismiche, si sono considerati i seguenti parametri:

- VN = 50 anni
- Classe d'uso = II
- CU= 1 (coefficiente d'uso della struttura)
- VR = VN x CU = 50 anni

Le grandezze sismiche sono ricavate con il software Spettri-NTCver1.3 del C.S.LL.PP, riferite al comune di Ossi.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [--]	T_c^* [s]
SLO	30	0.019	2.610	0.273
SLD	50	0.024	2.670	0.296
SLV	475	0.05	2.880	0.340
SLC	975	0.06	2.980	0.372

Tabella 4.5: Parametri sismici su sito di riferimento rigido e orizzontale

Adottando il metodo pseudostatico previsto in normativa, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'elemento lapideo potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale F_h e verticale F_v di tale forza sono pari a:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Le espressioni dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono le seguenti:

$$k_h = \beta_s \times a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

essendo:

- β_s , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla "categoria di sottosuolo" (vedi Tab. 7.11.I delle NTC 2018);
- a_{max} , l'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto;
- g, l'accelerazione di gravità.

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, si può assumere:

$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

dove:

- S_s : coefficiente d'amplificazione stratigrafica, che dipende dalla "categoria di sottosuolo";
- S_T : coefficiente d'amplificazione topografica, che dipende dalla "categoria topografica";
- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.
- I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riassunti nella seguente tabella.

Stato limite	T_R (anni)	a_g/g (-)	F_0 (-)	Cat. sottos.	S_s (-)	Cat. topo.	S_T (-)	a_{max}/g (-)	β_s (-)	k_h (-)	k_v (-)
SLV	475	0.246	2.483	B	1.16	T4	1.4	0.399	0.380	0.152	0.076

Tabella 4.6: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto (SLV)

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

5 INTERVENTI DI PROTEZIONE

Si prevede l'applicazione di interventi di protezione in parete consistenti nell'installazione di pannelli di funi di acciaio sistematicamente ancorati.

Questa scelta progettuale, è dettata dalla necessità di stabilizzare aree estese caratterizzate dalla presenza di blocchi diffusi.

Le reti ad alta resistenza sono costituite di funi di acciaio fornite in pannelli e ancorate ai vertici dei pannelli mediante tiranti. Tale intervento, appartenente alla famiglia degli interventi finalizzati al miglioramento della stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e le rocce, ha lo scopo di impedire l'innescò di fenomeni di rottura progressiva dalla superficie verso l'ammasso, con l'uso di reti in aderenza ad anelli oppure maglia esagonale, sia semplici sia a doppia torsione, eventualmente rinforzate con reticolo di fune, o anche con reti in pannelli di fune, calcestruzzo proiettato (semplice o fibrorinforzato) o interventi di chiodatura diffusi.

I pannelli di funi ancorati potrebbero essere inclusi nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicati direttamente sulla zona instabile per evitare la caduta di massi. In questi termini differiscono totalmente dalle barriere paramassi che sono poste lontano dalla zona di distacco e possono solo ridurre l'effetto della caduta di massi. Ma dal punto di vista geomeccanico essi dovrebbero essere classificati come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo.

La progettazione dei pannelli di funi ancorati è alquanto complessa a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. A causa di ciò, allo stato attuale, è preferibile adottare modelli di calcolo all'equilibrio limite, come quello adottato nella presente relazione, che viene illustrato di seguito.

Gli elaborati progettuali relativi prescrivono la messa in opera di pannelli di funi del diametro di 8 mm a maglia quadra, ancorati a tiranti posti ai vertici di una maglia quadra di lato pari a 2 m e connessi tramite funi di bordo e di aderenza di diametro 16 mm. I tiranti hanno una lunghezza di 6,0 m e sono armati con barre ad alta resistenza del diametro di 26,5 mm (fig. 4.1).

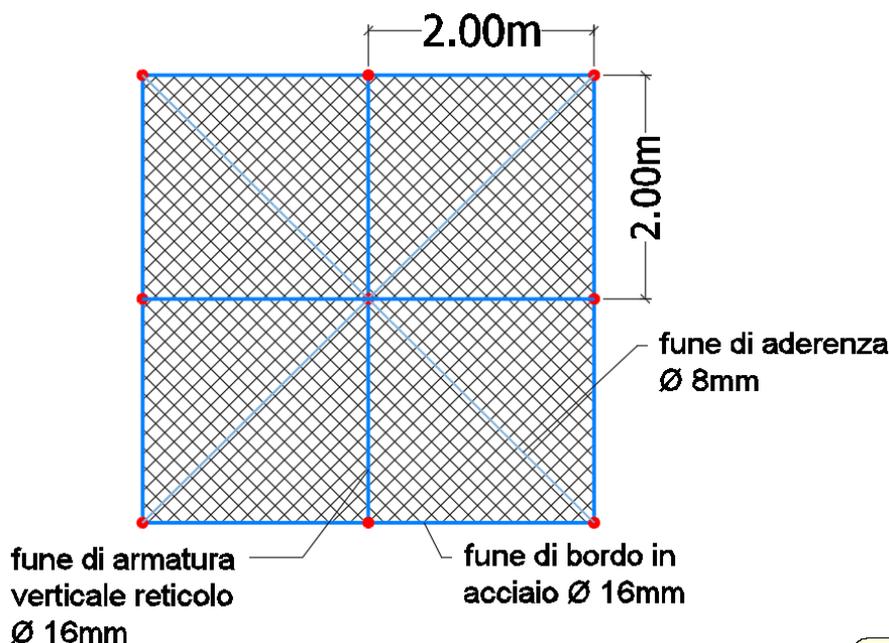


Figura 5.1: Tipica configurazione della rete di rivestimento

5.1 Criteri di dimensionamento degli interventi di protezione

5.1.1 Coesistenza di ancoraggi e rete

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad uno pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore s e inclinazione β parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale; il più sfavorevole ha inclinazione α (Figura 4.2).

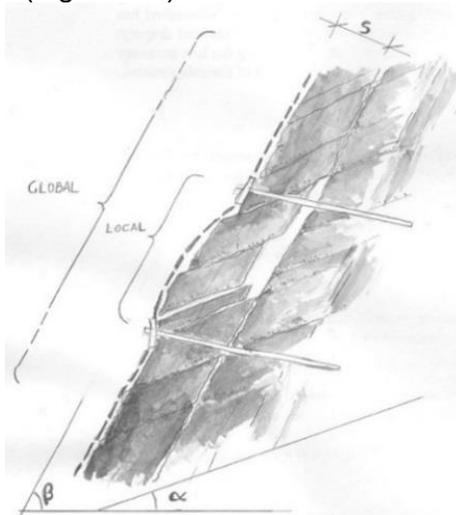


Figura 5.2: Pendio con la superficie instabile erosa

Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una di queste due condizioni succede:

- L'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato β . Questo è il problema della stabilità globale delle superficie erose; esso è risolto dal raster di ancoraggi (Figura 4.3 a sinistra).

- Uno o più blocchi cadono dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc...). Si considera solo lo scorrimento planare sul piano α , che è il caso più sfavorevole. Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale della superficie erosa; la rete fissata con gli ancoraggi risponde alla instabilità locale (Figura 4.3 a destra).

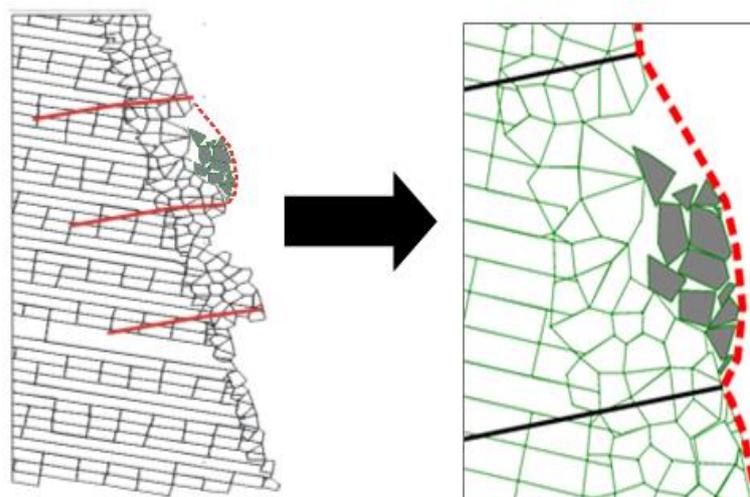


Figura 5.3: Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

Sia rete che ancoraggi possono solo sviluppare reazioni appena l'ammasso di roccia si muove (sistema passivo). Il metodo di calcolo impiegato analizza separatamente i meccanismi di ancoraggio e di rete paramassi.

5.1.2 Approccio progettuale

L'approccio progettuale adottato segue solo i concetti generali degli Eurocodici (UNI ENV 1997-1: 2005). In questi termini vengono incrementate le forze destabilizzanti e vengono ridotte le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, che devono essere calibrati con la metodologia probabilistica. Purtroppo gli Eurocodici non possono correttamente essere applicati nel campo geomeccanico e le reti di rivestimento ancorate sono abbastanza lontane dai problemi geotecnici più comuni. È per questo che i coefficienti di sicurezza si fondano su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. Questo approccio è più realistico nella progettazione di reti di rivestimento ancorate.

Secondo la comune prassi di progettazione, il calcolo della rete di rivestimento viene eseguito agli stati limite ultimo e di esercizio. Lo stato limite ultimo permette capire se la rete può essere rotta a causa del carico, mentre lo stato limite di esercizio permette di prevedere la deformazione della rete di rivestimento perpendicolarmente al piano della rete. La conoscenza della deformazione è molto utile perché:

- Quando la deformazione raggiunge il limite di progettazione, significa che è necessaria la manutenzione (pulizia) della rete di rivestimento prima che ulteriori spostamenti determinano la rottura della rete. Il programma di intervento a carico del gestore è rappresentato da un semplice controllo visivo.
- Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

dell'intervento. Il progettista deve essere consapevole di questo e prevedere di conseguenza il tipo giusto di rete.

5.1.3 Dimensionamento delle chiodature

La massa erosa è convenientemente approssimata ad uno pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore s e inclinazione β parallela al pendio. In via cautelativa, dunque, 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 at 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:

$$[1] \quad \text{forze stabilizzanti} = W \cdot \sin \beta = \text{forze destabilizzanti}$$

dove:

- W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare
- β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$[2] \quad W \cdot (\sin \beta - c \cdot \sin \beta \tan \phi) + R \geq W (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

con:

- R = contributo stabilizzate dei chiodi;
- c = coefficiente sismico orizzontale;
- ϕ = angolo di attrito residuo del giunto.

Assumendo $\tan \phi \approx 1$ (angolo di attrito = 45°), e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità sarebbe:

$$[3] \quad W \cdot \sin \beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R \geq W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

oppure:

$$F_{Sslp} \geq F_{Dslp}$$

Assumendo:

- $F_{Dslp} = (W \cdot \sin \beta + c \cdot \cos \beta) \gamma_{DW}$ = somma delle forze destabilizzanti;
- $F_{Sslp} = ((W \cdot \sin \beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$ = somma delle forze stabilizzanti.

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento. I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

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

dove:

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

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

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

dove:

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

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 R , che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

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

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

dove:

- $m = \cotg(\varepsilon + \delta)$
- $\varepsilon =$ angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a
 $\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale
- $\delta =$ dilatanza della superficie di scivolamento
- $N_e =$ resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$
- $\gamma_{ST} =$ coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio
- $ESS =$ area efficace della barra di acciaio = $\pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$
- $f_e =$ diametro esterno della barra di acciaio
- $f_c =$ spessore di corrosione della corona esterna
- $f_i =$ diametro minore della barra di acciaio

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

$$\delta \approx \frac{JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_{plan}} \right)}{3}$$

dove:

- $\alpha =$ inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole;
 - $\sigma_{plan} =$ sforzo di trazione sul piano di scivolamento;
 - $JRC =$ coefficiente di rugosità del giunto
 - $JCS =$ resistenza a compressione semplice del giunto =
- $$\sigma_{plan} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot S \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{i_x \cdot i_y} \cdot JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$$
- $JCS_0 =$ 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 di 1.0 m per mancanza di dati).

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

5.1.4 Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'“immorsamento” della barra nella porzione stabile.

SS 51 "Alemagna"		 anas <small>GRUPPO FS ITALIANE</small>
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

- La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).
- La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

assumendo:

- L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso = $P / (\pi \phi_{drill} \tau_{lim} / \gamma_{gt})$
- L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{dw}$
- L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.5 m.

con:

- ϕ_{drill} = diametro della perforazione
- τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia
- γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia
- P = carico di sfilamento; più grande di:
 - $P_{Mesh} = ((W_{Sbar} - W_{Dbar}) \cos (\alpha + \theta_o)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete
 - $P_{Rock} = (F_{Sslp} - R - F_{Dslp}) \cos (\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

La lunghezza del chiodo in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

5.1.5 Dimensionamento della rete: stato limite ultimo

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due 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 (vedi Figura 4.4):

- F = la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α .
- T = la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.
- M = la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari 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). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{adm} - T \geq 0$$

dove

- T_{adm} è la resistenza a trazione ammissibile della rete.

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = \frac{T_m}{\gamma_{MH}}$$

dove

- T_m = resistenza a trazione della rete;
- γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.0.

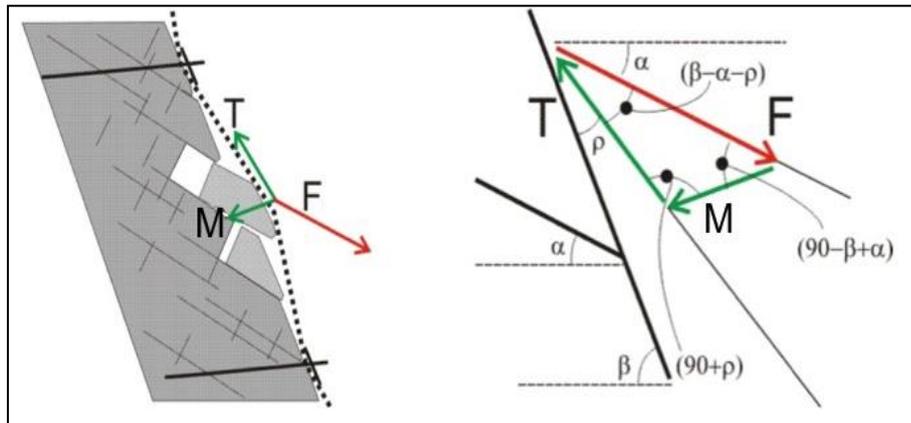


Figura 5.4: Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete M (Figura 4.4), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]

$$M = F \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \operatorname{sen}(\beta - \alpha) i_x$$

dove:

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

- (Caso A): se $\alpha \geq \beta - \arctan\left(\frac{s}{i_y}\right)$; $\alpha < \beta$ $\Rightarrow V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$
- (Caso B): se $\alpha < \beta - \arctan\left(\frac{s}{i_y}\right)$ $\Rightarrow V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$

Infine, se $\frac{M}{i_x} / \operatorname{sen}(\beta - \alpha) - \rho_p < M_b \operatorname{sen} \beta$, allora $T = \frac{M}{i_x} / \operatorname{sen}(\beta - \alpha) - \rho_p = M_b \operatorname{sen} \beta$.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

Con:

- $\rho_p \approx \arctg(Z_{bulg}/1,5)$ = angolo della deformazione della rete
- Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M. É direttamente misurata da dati sperimentali presenti in letteratura.

5.1.6 Dimensionamento della rete: stato limite ultimo

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione sul rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del versante come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

$$B_{ulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

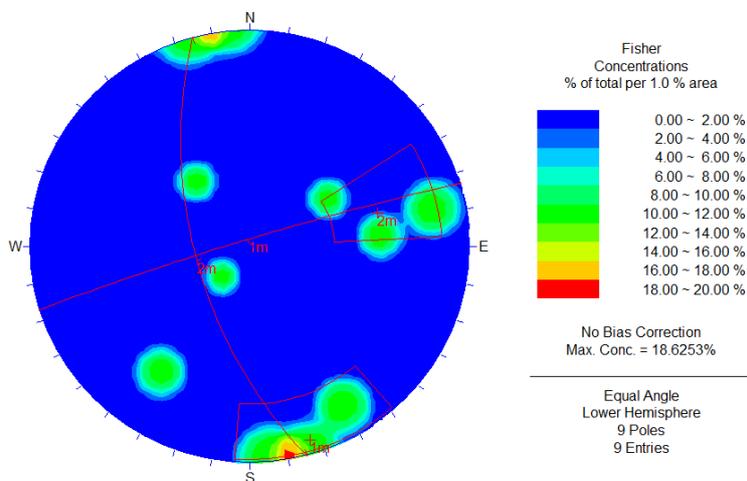
dove:

- $B_{ulg} = \frac{D_{mbulg}}{\gamma_{mbulg}}$ = deformazione ammissibile;
- D_{mbulg} = deformazione di progetto massima;
- γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; variabile tra 1,2 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 2,00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

5.2 Risultati e conclusioni

Qui di seguito si riassumono i dati di input utilizzati ai fini del dimensionamento di un intervento rappresentativo di stabilizzazione mediante applicazione di pannelli di funi:

- Peso di volume: 25,0 kN/m³
- Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS): 40 MPa
- Rugosità (JCR): 8,0
- Coefficiente sismico orizzontale (c): 0,152g.
- Pendenza della scarpata rocciosa: 85°
- Inclinazione del giunto più pericoloso: 80° (vedi figura seguente, elaborazione Geostop 1 e 2)
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 1,00 m (vedi relazione geotecnica generale T00GE00GETRE01A)



Famiglie	Dip	Dir
1	86	343
2	62	255

Figura 5.5: Famiglie di discontinuità da geostop 1 e 2

Nelle tabelle seguenti si riporta il quadro degli input e delle risultanze delle verifiche effettuate con la procedura descritta ed implementata attraverso applicativo Excel realizzato.

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

Parete rocciosa		
Inclinazione della parete	[°]	85
Spessore instabile	[m]	1,0
Peso dell'unità di volume della roccia	[kN/m ³]	25,0
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile	[m]	0,30
Giunto più pericoloso		
Inclinazione del giunto più pericoloso	[°]	60
Resistenza a compressione semplice JCS	[MPa]	55
Rugosità JRC	[-]	8,00
Accelerazione sismica		
Coefficiente sismico orizzontale	[g]	0,152
Rete		
Resistenza a trazione nominale	[kN/m]	211,00
Massima deformazione ammissibile	[m]	0,21
Barre di ancoraggio		
Interasse orizzontale dei chiodi	[m]	2,00
Interasse verticale dei chiodi	[m]	2,00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	[°]	0
Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio ad alta resistenza 900/1100	
Lunghezza della barra	[m]	6,00
Diametro interno della barra	[mm]	0,0
Diametro esterno della barra	[mm]	26,5
Spessore della corona di corrosione	[mm]	1,0
Tensione di snervamento	[MPa]	950
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione	[MPa]	0,4
Fattori di sicurezza		
Incertezza sullo spessore medio della zona instabile		1,30
Incertezza sul peso di volume della roccia		1,05
Incertezza sul comportamento dell'ammasso (erodibilità)		1,00
Incertezza sui carichi accidentali (neve, vegetazione, etc.)		1,10
Incertezza sulla libertà di movimento dei blocchi		1,30
Coefficiente della resistenza a trazione della rete		2,50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile		1,20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio		1,15
Coefficiente dell'adesione tra roccia e iniezione		2,00

Tabella 4.1: Dati di input per dimensionamento intervento di stabilizzazione mediante pannelli di funi

SS 51 "Alemagna"		
Variante di Longarone		
VE407	<i>Opere di protezione – Relazione di calcolo</i>	

Protezione degli ancoraggi		
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale in condizioni sismiche	[kN]	287,2
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale in condizioni sismiche	[kN]	134,7
Rapporto forze stabilizzanti/destabilizzanti in condizione sismica		2,13
Rapporto forze stabilizzanti/destabilizzanti in condizione statica		2,40
Angolo tra l'orizzontale e asse della barra	[°]	10
Snervamento ammissibile dell'acciaio	[MPa]	826,09
Sezione di acciaio utile alla barra	[mm ²]	452,39
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio	[kN]	313,81
Diametro minimo di perforazione (nominale)	[mm]	99,0
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia	[m]	3,50
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia	[m]	2,00
Lunghezza minima delle barre (nominale)	[m]	5,50
Stato limite di esercizio		
Deformazione ammissibile	[m]	0,18
Deformazione attesa	[m]	0,15
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	[-]	1,20
Progettazione della rete		
Resistenza a trazione ammissibile della rete	[kN/m]	84,40
Massimo carico di trazione agente sulla rete	[kN/m]	46,40
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	[-]	1,82

Tabella 5.2: Risultati verifiche per dimensionamento intervento stabilizzazione mediante pannelli di funi

A seguito dei calcoli e delle considerazioni effettuate nelle pagine precedenti, emerge che per mettere in sicurezza la scarpata, sarà necessario prevedere un intervento di rafforzamento corticale con le proprietà che vengono qui di seguito riassunte.

L'intervento di rafforzamento corticale sarà impiegato su alcune aree limitate mediante pannelli di funi del diametro di 8 mm, a maglia quadra, ancorati a tiranti posti ai vertici di una maglia quadra di lato pari a 2 m, della lunghezza di 6,0 m.

Gli ancoraggi sono costituiti da barre in acciaio aventi resistenza a snervamento non inferiore a 950 MPa, con lunghezza di 6,0 m e diametro di 26,5 mm.