



COMUNE DI BALMUCCIA
PROVINCIA DI VERCELLI
REGIONE PIEMONTE

OGGETTO:	MITIGAZIONE E PREVENZIONE DEL DISSESTO IDROGEOLOGICO A MONTE DELLA STRADA IN LOCALITA' SOTTO BONDE
COMMITTENTE:	COMUNE DI BALMUCCIA Via Roma, 1 13020 Balmuccia (VC) Telefono: (+39) 0163.735945 / Fax: (+39) 0163.735945 Email: balmuccia@ruparpiemonte.it / PEC: balmuccia@cert.ruparpiemonte.it Codice fiscale: 82000110021 / Partita Iva: 00480960020
LIVELLO PROGETTUALE	PROGETTO ESECUTIVO

ALLEGATO N.

A

TITOLO

RELAZIONE GENERALE E RELAZIONI SPECIALISTICHE

DATA Novembre 2021	STUDIO INGEGNERIA DOTT. ING. GIORGIO CERIN	 Dott. Ing. Giorgio Cerin Albo di Novara N.O. 689
	Sede Legale: Via. A. Agnelli n. 3 – Gallarate (VA) Sede Tecnica: Via San Luigi n. 35 – Arona (NO) Tel.- Fax 0322.240334 Cell. 337.237215 st_ing_g.cer@virgilio.it	

RELAZIONE GENERALE, RELAZIONI TECNICHE E RELAZIONI SPECIALISTICHE

1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto descrive le attività di rilievo topografico eseguite sull'area interessata da interventi di mitigazione e prevenzione del dissesto idrogeologico a monte della strada in Località Sotto Bonde nel Comune di Balmuccia.

In particolare, oggetto del rilievo è stata l'area di versante in sponda idrografica destra al Fiume Sesia, Lungo la S.P. 299 (Loc. Sotto Bonde), per uno sviluppo complessivo, lungo l'asse stradale, di circa 100 m, per un'estensione complessiva pari a circa 2500 mq.



Inquadramento area

Il rilievo dell'area è stato condotto durante le ultime settimane di Agosto 2021, ed è stato compiuto mediante l'esecuzione di una serie di voli aerofotogrammetrici con veicoli APR (droni a pilotaggio remoto), volti alla ricostruzione delle geometrie delle aree, coadiuvati da una serie di operazioni topografiche di appoggio svolte a terra mediante l'uso di GPS e strumentazione ottica.

Il velivolo utilizzato è stato un drone multirottore, mediante il quale si è proceduto all'acquisizione di fotografie nadirali a forte sovrapposizione. Nel presente rapporto di indagine si forniscono i dettagli relativi alla strumentazione ed alla metodologia di rilievo adottata, alla restituzione ed alla presentazione finale degli elaborati.

2 DESCRIZIONE STATO DI FATTO

L'area oggetto di intervento è situata lungo la strada provinciale SP 299 e riguarda il versante montuoso posto a ridosso della medesima. La parete rocciosa, interessata dalle opere di messa in sicurezza, si sviluppa, quasi, in verticale, con presenza di vegetazione; a circa mezza costa è presente una strada campestre che interrompe il versante. Alla base si è in presenza di strada extra-urbana (SP299) priva di banchina stradale e che costeggia, oltre il versante montuoso, il Fiume Sesia.

3 OPERE IN PROGETTO

Le opere previste in progetto consistono nel mettere in sicurezza il versante a monte della SP. 299 mediante applicazione di Barriera paramassi e rete metallica anticaduta massi ancorata alla parete mediante chiodatura aggiuntiva. Inizialmente si procederà alla pulizia dell'area ed al disgaggio delle aree più pericolose.

Le lavorazioni previste riguardano principalmente:

- Abbattimento alberi di qualsiasi specie posti in condizioni di elevata difficoltà.
- Decespugliamento di aree boscate invase da rovi, arbusti ed erbe infestanti
- Esecuzione di disgaggio di pendici montane mediante l'intervento da eseguirsi con l'ausilio di provetti rocciatori, anche in parete, comportante: l'abbattimento dei volumi di roccia in condizione di equilibrio precario con l'ausilio di leve e, dove necessario, di attrezzature idrauliche ad alta pressione quali martinetti ed allargatori.
- Filatura delle scarpate e disgaggio superficiale.
- Rivestimento di scarpata in roccia o terra di qualsiasi altezza mediante copertura di rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale, tessuta con trafilato di ferro conforme alle UNI-EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e UNI-EN 10218 per le tolleranze sui diametri, galvanizzato con lega di Zinco-Alluminio (ZN.AL 5%) conforme alla UNI-EN 10244 - Classe A con quantitativo minimo stabilito in funzione del diametro del filo stesso. I teli di rete saranno posati lungo le linee di massima pendenza e collegati utilizzando per le cuciture un filo di caratteristiche pari a quelle della rete medesima, diametro pari a 2,20 mm e quantitativo di galvanizzazione sul filo non inferiore a 230 g/m². Lo schema applicativo prevede una fune in trefoli d'acciaio, alla sommità e al piede, del diametro di mm 12 fissata al pendio tramite ancoraggi di lunghezza pari a 3,00 m, costituiti da barre in acciaio del diametro minimo di 24 mm e comprensive di idoneo golfaro passacavo zincato o dadi di serraggio e piastra di ripartizione, poste in opera ad interasse verticale di 6,00 m e orizzontale di 3,00 m. Nel prezzo è inclusa l'armatura del rivestimento tramite funi d'acciaio da 12 mm disposte tra gli ancoraggi a formare delle maglie romboidali. Le barre di ancoraggio di lunghezza pari a 3,00 m, sono solidarizzate in foro tramite iniezioni di boiaccia di cemento additivato con prodotti antiritiro. perforazione eseguita con perforatrice a rotopercolazione di profondità pari a quella degli ancoraggi e diametro non inferiore a mm 36. La rete è fissata lungo tutta la scarpata a funi ad

andamento diagonale ed ancoraggi di lunghezza 3,00 m con raster 6,00 x 3,00 m. maglia tipo 8x10 cm con filo avente diametro pari a 3,00 mm

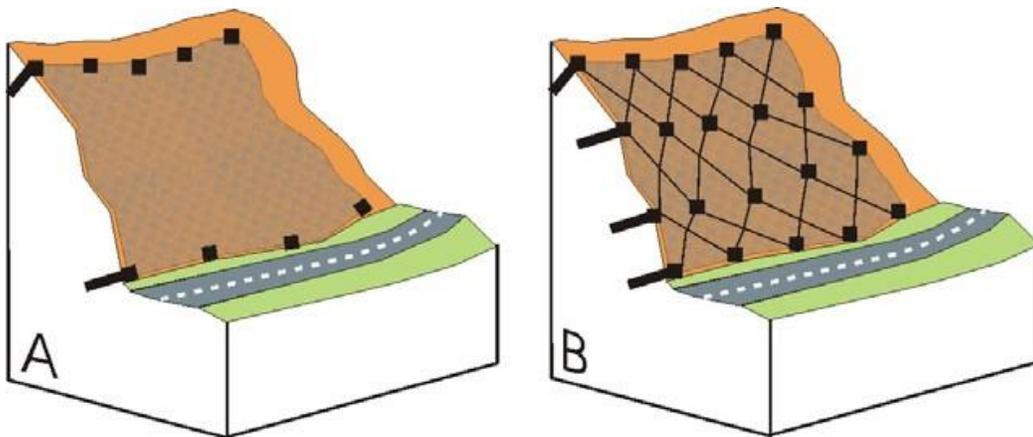
- Chiodatura per il consolidamento di pareti rocciose attraverso la fornitura e posa in opera di barre d'acciaio B450C con il limite di snervamento non minore di 450 N/mm², tensione di rottura 540 N/mm² ed elongazione a massimo carico maggiore o uguale 7% ($Re/Rm \geq 1,13$ $\leq Re/Rm \leq 1,35$), complete di piastra nervata di ripartizione, semisfera di allineamento, dado di serraggio e manicotti di giunzione. Le barre devono essere ad aderenza migliorata, filettate ad un estremo per l'inserimento di dado o golfare. Nel prezzo si intende compresa l'iniezione, fino a rifiuto del foro, con boiaccia di cemento (rapporto in peso acqua-cemento 0,4-0,5), additivata con prodotti antiritiro (2-4%), la fornitura e posa di idoneo golfare passacavo zincato o dado di serraggio. Compreso ogni onere e la perforazione ad esclusione di eventuale iniezione eccedente tre volte il volume teorico del foro, compensate con le relative tariffe. Barre di acciaio del diametro di 24 mm
- Fornitura e posa in opera di barriera paramassi a rete, del tipo ad elevato assorbimento di energia (conforme alla norma ETAG 027), deformabile, prodotta in regime di qualità ISO 9001, certificata a seguito di prove in vera grandezza "crash test", effettuate da ente certificatore notificato, in conformità alla Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo ETAG 027, ed in possesso della marcatura CE. In particolare la barriera paramassi deve: 1 - superare n° 1 (una) prova di impatto con energia non inferiore a MEL (Maximum Energy Level) della classe nominale di resistenza sotto elencata con categoria A cioè con altezza residua della rete dopo la prova 50 % altezza nominale 2 - superare n° 2 (due) prove S.E.L. (Service Energy Level) di impatto eseguite in successione, con energia non inferiore ad 1/3 MEL, con le condizioni previste nella ETAG 027 ed in particolare senza riparazioni tra i due lanci, eccetto la rimozione del blocco involupato nella rete. Il produttore dovrà fornire i valori delle forze massime agenti sulle fondazioni, così come misurate durante le prove in vera grandezza, per la verifica dimensionale delle fondazioni (da validare a cura del progettista). Tutti i materiali e/o componenti devono essere nuovi di fabbrica ed accompagnati da certificazione di origine e dichiarazioni di conformità, secondo le normative applicabili. Tutte le certificazioni, il certificato CE, le prove di crash test con il Benestare Tecnico Europeo ETA, la copertura Assicurativa di Responsabilità civile, i manuali di installazione e la documentazione tecnica, devono essere preventivamente sottoposte per approvazione alla D.L. Nel prezzo si ritiene compreso e compensato l'onere: - per il lavoro eseguito a qualunque altezza dal piano strada da parte di personale specializzato (rocciatori); - per la preparazione del terreno lungo l'asse della barriera; - per il sollevamento di attrezzature e materiali; Compreso quanto occorra per dare il lavoro finito a perfetta regola d'arte secondo le prescrizione progettuali. L'eventuale utilizzo di elicottero e/o autogru è computato a parte. ENERGIA DI II CLASSE DI RESISTENZA (Assorbimento energetico MEL = 500 KJ ETAG027) DI H = 3 o 3.5 METRI lunghezza minima ancoraggi in roccia 3 m e/o in terreno sciolto 3 m
- Molloni d'acciaio Apparecchiature d'assorbimento pe paramassi (TRM11), per la dissipazione dell'energia d'impatto per tiranti per barriere paramassi, costituita da cappi a morsettatura dinamometrica tarata o da altro genere di soluzione per dissipazioni non inferiori a 300 kJ
- Pulizia sede stradale per caduta materiale in fase di disaggio e/o durante le fasi di lavorazione, comprensivo di ogni onere di trasporto e smaltimento rifiuti a discarica autorizzata

4 RELAZIONE TECNICA APPLICAZIONE RETI CORTICALI

4.1 IL CAMPO DI APPLICAZIONE DELLE RETI DI PROTEZIONE

Le reti applicate sulle pareti rocciose hanno lo scopo di controllare o prevenire lo sviluppo dei dissesti corticali che si manifestano con il distacco di massi. Sulla base della funzionalità, si distinguono due categorie di reti di protezione:

- Reti di protezione semplici, cioè sostenute almeno in sommità;
- Rafforzamenti corticali, costituiti a reti abbinate alla chiodatura sistematica della parete con una maglia di ancoraggi.



L'utilizzo diffuso di questi metodi è correlato a molteplici fattori:

- risolvono una delle problematiche più diffuse, frequenti e pericolose per la circolazione stradale e la sicurezza degli abitati;
- sono applicabili con costi ragionevolmente contenuti;
- possono essere applicati in luoghi di difficile accesso utilizzando tecniche alpinistiche spesso con l'ausilio di elitransporto, rendendo inutile l'utilizzo dei ponteggi.
- la loro messa in opera è rapida o molto rapida, e non sono richiesti impianti cantiere onerosi;
- determinano scarso impatto visivo;
- ad eccezione di qualche particolare metodo di consolidamento proposto sul mercato, non sono richieste procedure di calcolo codificate.

Per ragioni sostanzialmente economiche e di rapidità, allo stato attuale in questi interventi si utilizza la perforatrice a mano, riuscendo a fare fori con diametro non superiore a 36 – 40 mm, profondi non più di 3.0 m (4.0 m in alcuni casi). Raggiungere profondità maggiori con perforatrici manuali diventa praticamente inutile in quanto il diametro del foro non è più sufficiente per garantire adeguata forza di

adesione tra intasamento e pareti del foro. Inoltre, dal punto di vista economico, la produzione (in termini di metri di foro eseguiti per ora lavoro) si riduce drasticamente.

D'altra parte, la necessità di ancoraggi profondi più di 3.0 - 4.0 m implica che lo spessore instabile della parete rocciosa sia molto elevato. In tal caso l'intervento di rafforzamento corticale richiede anche l'incremento del diametro e della densità degli ancoraggi sulla superficie della parete. Così, mentre la funzionalità della rete può essere incrementata in misura modesta, la funzione stabilizzatrice degli ancoraggi può essere progressivamente aumentata e l'intervento di rafforzamento corticale sfuma a soil nail.

Quando l'intervento di rafforzamento corticale diventa soil nail, subentra anche la possibilità (o la pretesa) di determinare la stabilizzazione globale del pendio. Per stabilire quale sia la funzionalità di un intervento è necessario stabilire come si comporta l'ammasso roccioso alla scala dell'intervento. Il problema non è scontato perché negli ammassi rocciosi possono essere assunti diversi modelli di comportamento in ragione della scala di osservazione.

4.2 I DISSESTI CORTICALI

Nella categoria del "dissesto corticale" rientrano tutti i fenomeni di micro crollo che coinvolgono la superficie delle pendici rocciose. I dissesti si sviluppano in modo progressivo, senza mettere in crisi la stabilità globale del fronte roccioso.

Si tratta di dissesti che interessano la parte dell'ammasso più fratturata in quanto allentata e soggetta a fenomeni accelerati di degrado (dovuti a ghiaccio, dilatazione termica, azione divaricatrice degli apparati radicali delle piante, scavo meccanico e con esplosivo) e alterazione (dissoluzione carsica, alterazione mineralogica, processi di idratazione ed argillificazione). Generalmente lo spessore coinvolto non è superiore a 1-2 m, benché la parte degradata dell'ammasso possa raggiungere talvolta i 4 - 6 m.

È molto raro che questi dissesti si prestino ad essere descritti chiaramente con semplici cinematismi (scivolamento planare o a cuneo, ribaltamento, rottura flessionale, crollo), anche se frequentemente, per convenienza, sono così schematizzati.

Si tratta piuttosto di un insieme complesso di cinematismi che avvengono in sequenza e/o contemporaneamente, che possono svilupparsi coinvolgendo tanto un singolo blocco, quanto un insieme di blocchi disarticolati.

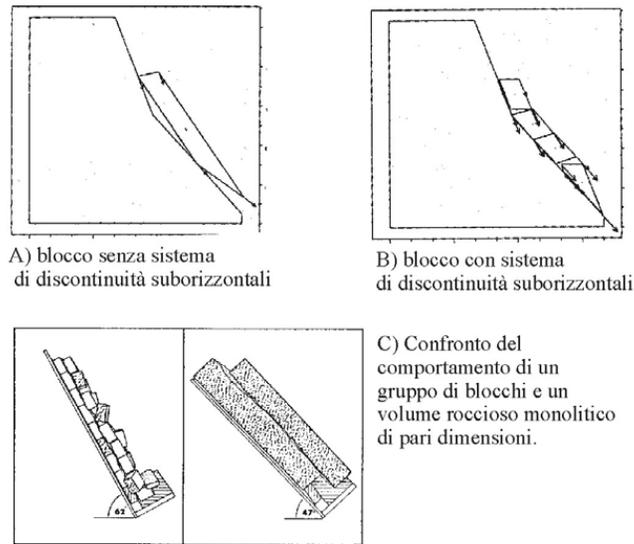


Figure 15. Scale effect on tilt angle caused by block size. Bandis et al. (1981).

Figura 3.1 - Instabilità di un blocco colonnare riprodotta con modelli numerici (figure A e B - in Barla e Altri, 2003) e in prova di tilt test (Figura C - in Barton, 1990)

Le situazioni di dissesto corticale che più frequentemente si riconoscono sulle pareti rocciose possono essere schematizzate come segue.

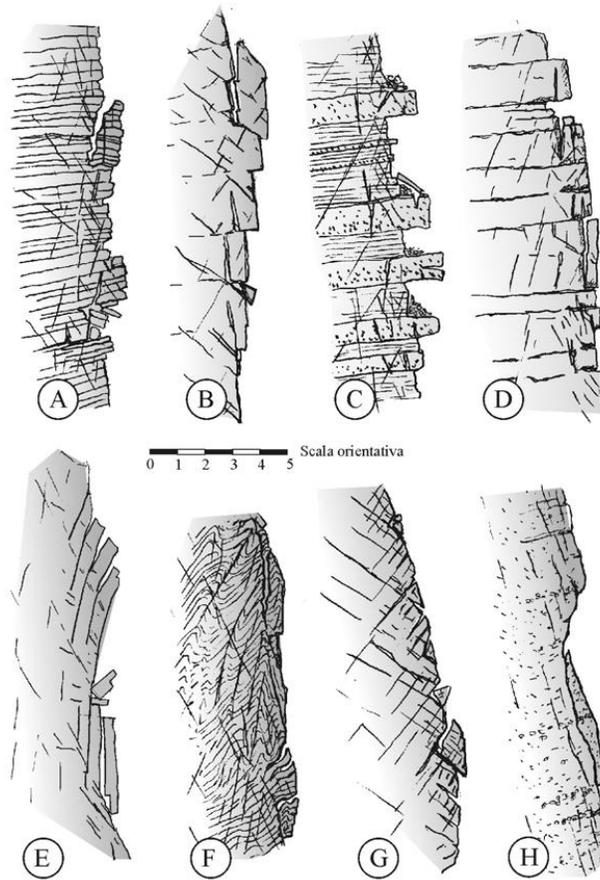


Figura 3.2 - Tipiche situazioni di instabilità corticale. A) Calcari sottilmente stratificati - B) rocce carbonatiche massive - C) Rocce in facies di flysch - D) Rocce carbonatiche stratificate - E) Porfiriti - Scisti - F) rocce filladiche - G) rocce massive intrusive - H) Arenarie, siltiti, conglomerati.

Di fatto i dati ottenibili con le indagini di superficie devono essere trattati con cautela: l'applicazione indiscriminata dei metodi di classificazione delle rocce porta quasi sempre a risultati impropri; effettuare analisi di stabilità all'equilibrio limite - come la teoria dei blocchi - generalizzando le proprietà di resistenza dei giunti, può fornire indicazioni sull'ordine di grandezza delle masse in gioco, ma può condurre valutazioni di stabilità sbagliate. A questi problemi si sovrappone l'effetto scala, che influisce sul corretto dimensionamento dei valori di resistenza da adottare per i piani. In funzione della scala di osservazione, il comportamento della parte corticale dell'ammasso roccioso risulta piuttosto ambiguo e può essere descritto tanto come discontinuo, quanto come pseudo-continuo oppure continuo.

L'individuazione dei meccanismi di degrado in atto e le caratteristiche geomeccaniche del sito sono descritte nella relazione geologica redatta dalla Dott.ssa Michela Curnis; si riporta nel seguito la sintesi della classificazione dell'ammasso roccioso riportata nella suddetta relazione:

La classificazione geomeccanica utilizzata nella presente trattazione è l'indice RMR (Rock Mass Rating) o di Bieniawski (Bieniawski, 1974, 1989) che prende in considerazione cinque proprietà:

- resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta (R1);
- indice RQD (R2);
- spaziatura delle discontinuità (R3);
- condizioni delle discontinuità (scabrezza, persistenza, apertura, materiali di riempimento e alterazione delle pareti) (R4);
- presenza d'acqua (R5);

ROCK MASS RATING (Bieniawsky, 1989)	FAMIGLIA	K1, K2, K3	Coefficienti
	R1 - RESISTENZA DEL MATERIALE ROCCIA		12
	R2 -RQD (%)		20
	R3 -SPAZIATURA DELLE DISCONTINUITA'		10
	R4 - CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'	persistenza	6
		apertura	4
		rugosità	3
		riempimento	6
		alterazione	3
	R5 - VENUTE D'ACQUA		4
II - BUONA		RMR_b	68

4.3 L'UTILIZZO DELLE RETI

Le tipologie d'intervento intese a prevenire o attenuare gli effetti dei dissesti delle pendici rocciose sono molteplici; in un elenco che considera sia gli interventi di difesa passiva (mirati ad attenuare gli effetti del dissesto), sia quelli di difesa attiva (mirati a prevenire il distacco), le reti di protezione si collocano a metà strada:

	Tipo intervento	Scopo	Applicazioni tipiche
passive	Trincee – vallo al piede della parete	Intercettare ed arrestare i massi di piccola dimensione.	Protezione di strade situate al piede di scarpate di scavo.
	Barriere paramassi ad elevata dissipazione d'energia.	Intercettare ed arrestare i massi di grande dimensione.	Protezione di strade e insediamenti al piede di pendii naturali.
	Strutture paramassi di rete realizzate in sito	Intercettare ed arrestare i massi in caduta.	Chiusura di colatoi in pareti rocciose
Active-passive	Reti semplici	Controllare la caduta dei massi consentendone l'accumulo al piede della parete	Protezione di scarpate stradali e insediamenti, anche in abbinamento con trincee – vallo.
	Rafforzamenti corticali	Consolidare la parte corticale dell'ammasso e contenere in parete eventuali distacchi.	Protezione di scarpate stradali e insediamenti.
attive	Soil nail	Stabilizzazione globale della pendice	Sistemazione di fronti di scavo.
	Consolidamenti profondi con chiodi e tiranti	Stabilizzazione di corpi rocciosi di grande proporzione, singoli o in gruppo, caratterizzati da cinematisimo noto.	Pendici rocciose naturali, fronti di scavo.

In base a quanto attualmente offerto dai produttori, le prestazioni delle reti si differenziano sulla base dei seguenti fattori:

- **Diametro del filo.** L'utilizzo di filo a diametro maggiore, oltre che una più elevata resistenza, conferisce una migliore resistenza all'abrasione e al taglio indotti dagli spigoli dei massi. Analogamente, la resistenza all'abrasione e al taglio delle funi dei pannelli è proporzionale al diametro della fune della trama.
- **Apertura della maglia.** Una maglia più piccola consente di contenere massi di più piccola dimensione e, contemporaneamente, conferisce una maggiore resistenza alla trazione, ma anche una maggiore rigidità.
- **Resistenza dell'acciaio.** L'acciaio di ottima qualità garantisce prestazioni eccezionali in termini di resistenza della rete; tuttavia la rete, più rigida, pone qualche difficoltà nella la posa in opera su superfici irregolari.
- **Protezioni contro l'ossidazione del filo metallico** (ovvero galvanizzazione in leghe alluminio – zinco e rivestimenti del filo con ulteriore rivestimento plastico). L'utilizzo di particolari leghe galvaniche (note con diversi nomi commerciali) e del rivestimento in plastica consente l'impiego delle reti in ambienti particolarmente aggressivi (esempio: falesie a mare; zone in prossimità di solfatare; o rivestimento di rocce gessose).
- **Forma, spessore, tipo di trama** costitutiva della maglia. La maglia della rete può essere esagonale, romboidale, con fili sinusoidali, ad anelli concatenati, ecc.; considerando le tipologie più commercializzate e senza entrare nel merito della qualità degli acciai impiegati, si osserva che le reti a torsione semplice (maglia romboidale) hanno elevate proprietà di deformabilità. La rete diventa quindi ideale per la dissipazione di urti (barriere paramassi); viceversa, le reti a

doppia torsione sono molto meno deformabili e teoricamente si prestano meglio ad interventi di consolidamento. Sempre in merito alla forma, alcune reti sono “tridimensionali” perché la spirale di filo con cui è tessuta la rete mantiene un certo spessore; questo incrementa notevolmente la deformabilità della maglia e quindi del telo di rete. Infine, reti realizzate con maglie a torsione semplice consentono che, a seguito della rottura di un filo, si sviluppino ampie smagliature, se non addirittura che la lacerazione parziale della rete; viceversa le reti a doppia torsione risultano meno soggette a questi fenomeni.

- Il comportamento della rete. In ragione delle caratteristiche costruttive, le reti presentano deformabilità e resistenza diverse in funzione della direzione in cui agisce la sollecitazione.
- Difficoltà che pone nella messa in opera e incidenza della mano d'opera.
- Costo di acquisto.

4.4 RAFFORZAMENTI CORTICALI

Lo scopo dei rafforzamenti corticali è impedire la caduta dei massi e migliorare la connessione tra la parte superficiale disarticolata e quella sana in profondità. Naturalmente, al pari delle reti di protezione semplice, essi sviluppano anche la funzione di controllo delle cadute dei massi; di fatto però quest'ultima funzione è quasi sempre controproducente, perché i massi sono trattenuti tra gli ancoraggi e le operazioni di pulizia e manutenzione delle reti divengono inutilmente onerose.

L'utilizzo tipico è in ammassi rocciosi suddivisi in blocchi di dimensione molto più grande della maglia della rete, ma non ancora sufficiente da consentire la chiodatura sistematica con ancoraggi puntuali (dimensioni orientative dei massi 0.5 - 1.0 m).

Il ruolo fondamentale del sistema è assunto dagli ancoraggi che, impedendo o limitando i movimenti reciproci tra i blocchi, conferiscono una maggiore “rigidità” al sistema, rallentandone il progressivo rilassamento. Il sistema del rafforzamento corticale richiede che vi sia proporzione tra lo spessore del dissesto corticale e le dimensioni degli ancoraggi utilizzati.

Questi ultimi dovranno essere disposti secondo una maglia di densità (espressa come No. di anc. / m²) tale da garantire che la massima porzione di ammasso disarticolato che potrebbe gravare su ciascun ancoraggio non superi il carico ammissibile dell'ancoraggio stesso. La lunghezza delle barre deve essere sufficiente per garantire che le sollecitazioni di trazione e taglio siano scaricate sull'ammasso roccioso sano.

In questa situazione la rete assolve la funzione di contenere i massi che si trovano nella maglia di ancoraggi. La forza dei massi che sollecitano a punzonamento la rete viene scaricata sugli ancoraggi circostanti.

Come osservabile dalla scomposizione delle forze, la sollecitazione trasmessa dalla rete sugli ancoraggi è notevole: diventa quindi necessario incrementare la resistenza a trazione e punzonamento della rete.

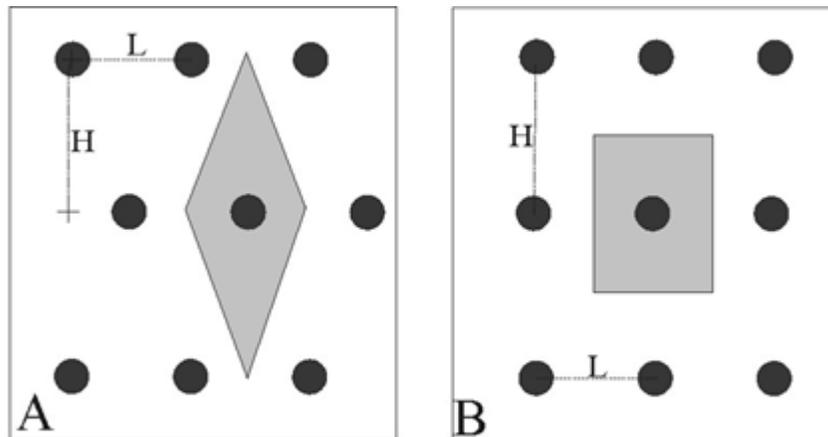


Figura 6.2- Densità di ancoraggio equivalenti:
 A) con disposizione a quinconce; B) con disposizione a maglia rettangolare

Ciò si ottiene con l'utilizzo di reti più resistenti, con la realizzazione di reticoli di armatura in fune metallica, o con la posa di pannelli di rete in fune. Il problema può essere altrimenti risolto aumentando la densità di ancoraggi.

I fattori da considerare nella progettazione di un rafforzamento corticale si sovrappongono in parte a quelli esistenti per le reti semplici. Merita però ricordare l'importanza che riveste l'osservazione preliminare dell'ammasso. Essa infatti permette di definire lo spessore della roccia disarticolata, la dimensione del volume roccioso unitario più frequente, la storia pregressa degli eventi di crollo, e quindi di stabilire le caratteristiche degli interventi.

5 APPLICAZIONE BARRIERE PARAMASSI

5.1 IL CAMPO DI APPLICAZIONE DELLE BARRIERE PARAMASSI

La protezione dalla caduta massi e la mitigazione del rischio in parete rappresentano elementi chiave per la solidità e la sicurezza di infrastrutture, lavori minerari, edifici o persone. Anche le frana più piccola o le colate detritiche possono bloccare le infrastrutture e possono avere effetti di vasta portata economica, oltre al disagio dovuto all'interruzione immediata delle stesse. Ciò vale anche per edifici o altri impianti a rischio di danni da frane, valanghe o colate detritiche.

Esiste un'ampia gamma di sistemi "Mac.RO" per stabilizzare pareti verticali pendii e ammassi nevosi, riducendo rischi e costi. Tra le varie soluzioni vi sono reti paramassi, gabbioni e strutture di contenimento con materassi Reno, progettati per controllare e contenere il rischio naturale.

Il nostro servizio inizia con lo studio del rischio naturale che i nostri clienti stanno fronteggiando, che ci porta poi a selezionare il sistema più appropriato ed efficiente.

I nostri sistemi sono semplici da installare, duraturi ed efficaci. Infatti, le nostre barriere paramassi sono state sviluppate in collaborazione con imprese specializzate che prevedessero una facile installazione fin dall'inizio.

Per facilitare il processo di progettazione, abbiamo sviluppato due programmi di progettazione tecnica, MacRO1 e MacRO2, per scegliere le soluzioni adeguate per il rivestimento e la stabilizzazione della superficie.

Le nostre soluzioni sono certificate e testate da istituti riconosciuti nel settore e seguendo gli standard più attuali, usando un software di modellazione e delle tecniche ad hoc.

Le nostre barriere paramassi dinamiche sono testate e certificate in conformità ai test e all'Approvazione della Direttiva Europea 27 (ETAG27) dell'Organizzazione per il benessere tecnico europeo (EOTA). Alle nostre barriere sono state progressivamente assegnate certificazioni ETA in seguito alla verifica dettagliata dei sistemi di produzione, di fornitura e di montaggio e ciò ha permesso l'assegnazione del marchio CE per i sistemi di barriere.

5.2 DESCRIZIONE DEGLI ELEMENTI

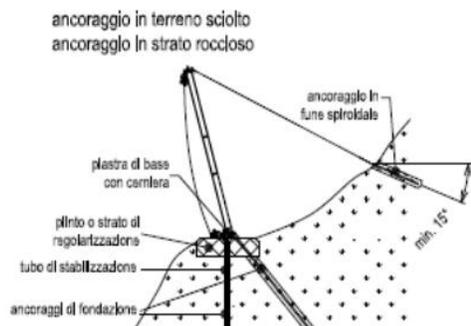
Barriere paramassi. Le barriere paramassi a rete sono caratterizzate da elevata deformabilità, in modo tale da intercettare un masso con energia cinetica di 500 kJ, con certificazione europea ETAG 027.

struttura di intercettazione – ha la funzione di sostenere l'impatto del masso e di trasmettere le sollecitazioni alle strutture di supporto e di fondazione; è formata da una rete metallica in trefoli d'acciaio e da una seconda rete in filo d'acciaio; i singoli pannelli di rete sono collegati l'un l'altro mediante legatura in fune;

struttura di supporto – ha la funzione di mantenere dispiegate le reti; è costituita da montanti in Fe 360, tipo HEA, con idoneo interasse, alti fino m 3, vincolati alla fondazione per mezzo di una cerniera monodirezionale. I montanti sono sottofondati da due barre d'acciaio di diametro mm 32 e profonde m 3. Le reti sono dispiegate da funi longitudinali superiori e inferiori;

struttura di collegamento – trasmette le sollecitazioni alle fondazioni, e costituita da controventi laterali muniti da dissipatori di energia;

struttura di fondazione – le controventature sono collegate ad ancoraggi in doppia fune di lunghezza m 5, i montanti a sottofondazioni in barre d'acciaio



Esempio di barriera generica

5.3 FASI OPERATIVE

L'installazione delle barriere sarà preceduta dal taglio della vegetazione arborea del versante; al taglio delle piante seguirà la preparazione del terreno, con l'eliminazione delle eventuali asperità che possono interferire con il corretto funzionamento della struttura.

La fase successiva vedrà la realizzazione delle fondazioni dei montanti e dei tiranti in fune delle controventature, a cui seguirà un intervallo di 28 giorni per raggiungere la maturazione del cemento iniettato.

Al termine della maturazione delle fondazioni sarà eseguita una prova di estrazione sia per le fondazioni a barra che per le fondazioni a fune: Infine sarà possibile procedere al montaggio di piantoni, reti, controventature, tiranti, freni.

6 **DIMENSIONAMENTO OPERE FONDAZIONE BARRIERA PARAMASSI**

6.1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi GBE-500AR, barriera senza controventi di monte, omologata per una energia di assorbimento fino a 500 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni, utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

6.2 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle “*Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii*” delle NTC, mentre è normato dall’Eurocodice 7 “*Progettazione geotecnica*”.

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

6.3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell’approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l’impostazione. L’applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell’approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

6.4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l’intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

1. la verifica della sezione di acciaio
2. la verifica dell'adesione acciaio – malta
3. la verifica dell'adesione malta – substrato

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente disequaglianza:

$$F_D \leq R_D$$

dove:

1. F_D sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
2. R_D sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

6.5 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto".

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

6.6 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando. Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i parametri. Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- substrato.

In generale si ha:

$$R_D = R(y_F \times F_{Rep} ; X_k / y_M ; a_D)$$

Oppure :

$$R_D = R(y_F \times F_{Rep}; X_k; a_D) / y_R$$

Oppure :

$$R_D = R(y_F \times F_{Rep}; X_k / y_M; a_D) / y_R$$

Dove :

1. F_{REP} sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
2. X_k sono i parametri dei materiali
3. a_p è l'accelerazione dei materiali
4. y_M sono i fattori parziali per il terreno
5. y_R sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi R_d , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio.

Si utilizza un approccio unico per tutti gli ancoraggi e nello specifico si assimilano a pali di fondazione e le verifiche vengono eseguite considerando l'approccio A1+M1+R3 indicato per i pali trivellati, (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018); per cui γ_R vale 1,25 a trazione e 1,3 a compressione.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Tabella 1. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione (ξ_a) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento (a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

1. Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – substrato

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

1. Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$\text{c) } F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- F_D è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- f_{yc} è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- A rappresenta la sezione dell'acciaio
- γ_s è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- R_D la resistenza di progetto dell'ancoraggio

6.7 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$\text{d) } F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{int} \cdot L$$

dove:

- F_D è l'azione di progetto
- γ_M è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5

- τ_{a-m} è l'adesione acciaio-malta
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- L è la lunghezza dell'ancoraggio

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$e) \quad \tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1,5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa :

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 * 1 * 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3}}{1,5}$$

$$f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk}$$

Dove $\eta = 1$ per diametri ≤ 32 e pari a $\eta = (132 - \Phi) / 100$ per barre con diametro superiore

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{cm}$$

$$f_{ctk} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$$

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove d è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove $d_{ancoraggio}$ è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula e), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$f) \quad L_1 \geq \frac{Y_M * F_D}{S_{lat} * \tau_{a-m}}$$

6.8 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$g) F_D \leq R_{ac} / \gamma_R$$

dove :

- R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento
- γ_R è il fattore di sicurezza parziale
- F_D è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre R_{ac} è pari a :

$$R_{ac} = \pi * D_s * L * \frac{q_s}{\zeta_a}$$

Dove :

- D_s è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- L è la lunghezza dell'ancoraggio
- q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- ζ_a è il fattore parziale sulla determinazione di q_s .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo α_d ed il diametro di perforazione D_d

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula h) nella g) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$f) \quad L \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

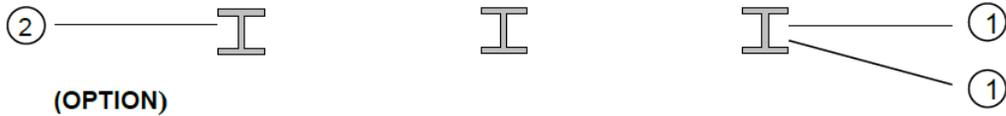
6.9 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

6.10 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali

Gli ancoraggi laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato. Nella tabella sottostante il disegno sono riportati i carichi agenti a seconda della configurazione considerata.

Rope Anchorage



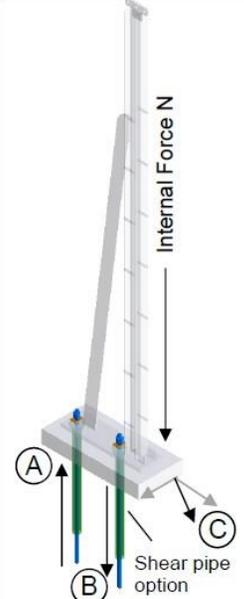
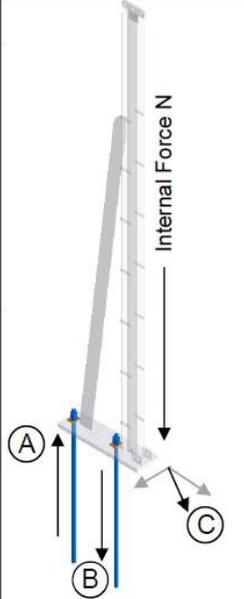
Anchorage Type	Characteristic Load
Lateral Anchors (Support Ropes, Lateral Ropes)	130 kN (230 kN)
Shear Force, parallel to base plate	130 kN

Questi sono i carichi definiti durante le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove, durante il test al MEL (Maximum Energy Level), amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare nelle verifiche.

6.11 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda della altezza della barriera, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame la barriera ha una altezza pari a 3.0 m da cui corrispondono le azioni sotto elencate.

Post Anchorage

SOIL	Height 2m	Height 3m	Height 4m	ROCK / CONCRETE
	HEA-140	HEA-140	HEA-140	
	Tension force A = 220 kN	Tension force A = 230 kN	Tension force A = 310 kN	
	Pressure force B = 200 kN	Pressure force B = 260 kN	Pressure force B = 320 kN	
Internal force N = 260 kN	Internal force N = 350 kN	Internal force N = 440 kN		
Safety S=1.3 2x GEWI NG 32	Safety S=1.3 2x GEWI NG 32	Safety S1.3 2x GEWI NG 40		
Safety S=1.5 2x GEWI NG 32	Safety S=1.5 2x GEWI NG 40	Safety S=1.5 2x GEWI NG 40		
Foundation: 1.0 x 0.5 x 0.2m	Foundation: 1.0 x 0.5 x 0.2m	Foundation: 1.0 x 0.5 x 0.2m		

S = included safety factor

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

6.12 Dimensionamento degli ancoraggi

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

1) **F_d azione di progetto;**

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 130 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [C] = 130 kN

Azione a trazione sulla singola barra [A] = 230 kN

Azione a compressione sulla singola barra [B] = 260 kN

2) **R_d resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);**

Ancoraggi flessibili laterali:

GA-7016 / 200 = 200 kN

Ancoraggi in barra diametro 32 ($f_y=500$ N/mm²):

Resistenza a trazione = 350 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} * A}{\gamma_s} = \frac{500 * 804}{1.15}$$

Resistenza a taglio = 202 kN

$$R_d = \frac{f_{yc} * A}{\gamma_s * \sqrt{3}} = \frac{500 * 804}{1.15 * \sqrt{3}}$$

3) τ_{a-m} adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione e), considerando un valore di f_{ck} pari a 20 N/mm², si ottiene $\tau_{a-m} = 2.32$ N/mm² e barre con diametro ≤ 32 mm.

4) γ_M fattore parziale per l'adesione malta – acciaio Pari a 1,5.

5) S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

S_{Lat} barre GEWI 32 / 40 mm = 100 mm / 126 mm (πd)

S_{Lat} ancoraggi flessibili GA-7016 / 200 = $\pi \cdot 38,1 = 119$ mm (πd)

6) R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento

Calcolato con la formula h) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7) D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo (α_s)

Ancoraggi flessibili e in barra:

D_d [diametro di perforazione] = 90 mm

α_s a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP, nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno Roccia alterata e/o fratturata

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiaiosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcari mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Rocchia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

8) L , lunghezza degli ancoraggi

9) ξ_a fattore parziale sulla determinazione di q_s

ξ_a pari a 1,7. Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10) q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a 0,4 N/mm².

11) γ_R fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in trazione

Pari a 1,3 per gli ancoraggi in compressione.

6.13 Ancoraggi flessibili

Ancoraggi laterali

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_d \leq R_d \quad 130 \text{ kN} \leq 200 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L1 \geq \frac{\gamma_M * F_D}{S_{lat} * \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1,5 * 130000}{\pi * 38,1 * 3 * 2,32} = 702 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L2 \geq \frac{\gamma_R * \zeta_a * F_D}{\pi * D_s * \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1,2 * 1,8 * 130000}{\pi * 90 * 0,4} = 2483 \text{ mm}$$

Considerando il valore massimo tra L1 e L2 ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio diviene pari a 3,0 m.

6.14 Barre di fondazione dei montanti

Verifica a trazione della sezione di acciaio

$$F_d \leq R_d \quad 230 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto la verifica a trazione}]$$

$$F_d \leq R_d \quad 260 \text{ kN} \leq 350 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto la verifica a compressione}]$$

Verifica a taglio della sezione di acciaio

Si ipotizza che l'azione di taglio si distribuisca in maniera uniforme su entrambe le barre.

$$F_d \leq R_d \quad 130 / 2 = 65 \text{ kN} \leq 202 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L1 \geq \frac{\gamma_M * F_D}{S_{lat} * \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1,5 * 260000}{\pi * 32 * 2,32} = 1672 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione - substrato

$$L2 \geq \frac{\gamma_R * \zeta_a * F_D}{\pi * D_s * \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1,3 * 1,7 * 260000}{\pi * 90 * 0,4} = 5081 \text{ mm}$$

Approssimando all'unità superiore, si ritiene che la lunghezza minima delle barre sotto i montanti debba essere pari a 5,0 m.

6.15 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dallanormativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel casodi impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

6.16 Conclusioni

Alla luce delle Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggiodel sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 500 kJ e con una altezza utile pari a 3,0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE)e italiano. La caratteristica di queste barriere è il fatto di non avere controventi

di monte, ma solamente controventi laterali. La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e relativo ETA e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni sui quali verrà realizzata la fondazione.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Caratteristiche	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA - 7016 / 200	3,00
Tirafondi	GEWI 32 mm	5,00

Tabella 2. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

7 DIMENSIONAMENTO DELLE RETI DI PROTEZIONE

7.1 MODELLI DI STABILITÀ

Si riportano di seguito alcuni aspetti relativi al dimensionamento delle reti di protezione per quanto riguarda i problemi di stabilità globale del sistema di protezione. Si tralasciano i problemi relativi alla lacerazione o alla rottura per punzonamento della rete che sono riconducibili a problemi di instabilità localizzata.

Si consideri una rete di protezione che riveste un pendio inclinato β rispetto all'orizzontale. La rete è sostenuta alla sommità da una linea regolare di ancoraggi. Sopra la rete sono posizionate delle funi di rinforzo orizzontali e verticali. Il detrito che cade si accumula al piede e fino a formare un cumulo che sovraccarica a rete formando un sacco.

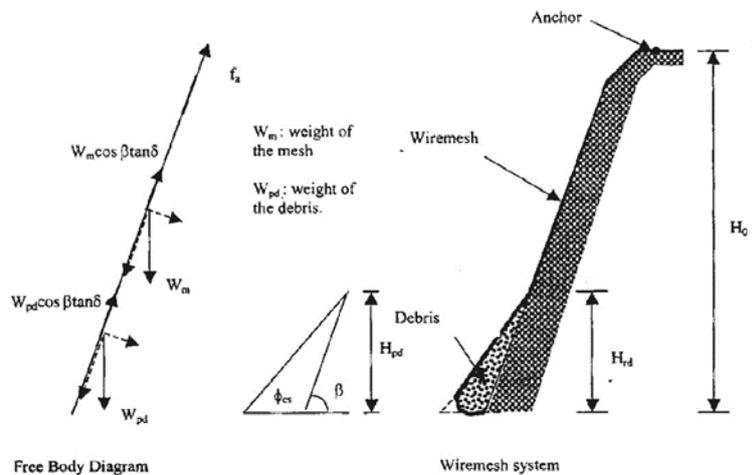


Figura 7.1 - schemi delle forze agenti sulle reti di protezione semplice.

Quando il sistema è in equilibrio, il suo fattore di sicurezza FS può essere descritto con:

$$FS = \frac{\text{Forze resistenti del sistema}}{\text{Forze agenti del sistema}}$$

La resistenza al taglio del sistema dipende dai carichi agenti sugli ancoraggi, dalla componente normale del peso del detrito sulla rete e dall'angolo di attrito tra la rete e la superficie su cui essa è sovrapposta. La capacità degli ancoraggi dipende, a sua volta, dallo sforzo di taglio delle armature metalliche, dalla qualità dell'iniezione d'intasamento e dall'aderenza limite tra miscela d'intasamento e terreno, e dalla resistenza del terreno. La resistenza al taglio mobilizzata è invece rappresentata principalmente dal peso della rete stessa, dell'eventuale neve, da opere accessorie quali stuoie antiersive, e dagli impatti di massi puntuali.

Secondo alcune recenti indagini condotte su commissione Washington State Department of Transportation (2003), una delle cause principali della rottura degli ancoraggi è proprio il peso della neve. Ma fermandoci ai casi che più frequentemente si riscontrano nei versanti alpini e appenninici, in prima battuta è possibile semplificare il problema considerando solo gli effetti del peso della rete e dell'accumulo di detriti.

Il contributo alla resistenza al taglio espressa dagli ancoraggi (f_a) è data dall'espressione:

$$f_a = PJ$$

Essendo:

- J il numero degli ancoraggi
- P la capacità di ogni singolo ancoraggio.

Il contributo alla resistenza al taglio espressa dal peso della rete (f_w) dipende dall'angolo di attrito tra la rete stessa e la superficie su cui essa è posta ed è data dalla formula:

$$f_w = \gamma_w \left(\frac{H_0}{\sin \beta} \right) \cos \beta \tan \delta$$

Dove,

- H_0 : altezza della scarpata;
- β : inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;
- δ : angolo d'attrito rete-superficie di appoggio;
- γ_w : peso unitario della rete.

L'angolo d'attrito rete-superficie di appoggio è funzione della quantità di aderenze della rete al terreno, dell'angolo di attrito del materiale che costituisce la superficie, della topografia del pendio e della sua umidità. A dispetto della sua importanza, questo parametro resta difficilmente calcolabile tanto che, in assenza di misure in sito o valori calcolati con una analisi a ritroso, esso viene normalmente stimato come funzione dell'angolo di resistenza al taglio del materiale su cui poggia la rete.

La forza esercitata dal detrito sulla rete di protezione è solo approssimabile in quanto dipende da molteplici fattori (forma del sacco di detrito, angolo di riposo del detrito e dall'acqua che eventualmente vi circola, ecc.). È quindi necessario operare una semplificazione assumendo come importante solo il contributo del peso del detrito stesso (f_{pd}) sul sistema di difesa. Esso può essere espresso dalla formula:

$$f_{pd} = 0.5 H_{pd}^2 \gamma_{pd} \cos \beta (\cot \phi_{cs} \cot \beta) \tan \delta$$

Dove,

- H_{pd} : altezza del detrito accumulatosi alla base del pendio;
- γ_{pd} : peso di volume del detrito;
- ϕ_{cs} : angolo di attrito stimato del detrito.

Lo sforzo di trazione sul rivestimento dovuto al peso della rete e del detrito può essere determinato nell'ipotesi che siano entrambe parallele al pendio. In tal caso, queste componenti sono espresse, rispettivamente, come:

$$f_{pdm} = 0.5 H_{pd}^2 \gamma_{pd} \sin \beta (\cot \phi_{cs} - \cot \beta)$$

$$f_{wm} = \gamma_w \frac{H_0}{\sin \beta}$$

Sostituendo le equazioni ottenute nella relazione che definisce il fattore di sicurezza si ottiene:

$$FS = \frac{f_a + f_w + f_{pd}}{f_{pdm} + f_{wm}}$$

Date le condizioni del pendio, il numero degli ancoraggi richiesto per mantenere l'equilibrio statico del sistema di protezione può essere ottenuto uguagliando l'equazione all'unità.

Il calcolo viene condotto con software specifico. L'ipotesi di installazione è riferita a caratteristiche di resistenza meccanica simili a quelle riportate nel seguito, reperibili sul mercato:

STEELGRID HR PVC SYSTEM

GEOCOMPOSITO IN RETE METALLICA AD ALTA RESISTENZA

Il nuovo **Steelgrid HR System** è un innovativo sistema completo formato da un geocomposito metallico in rete a doppia torsione con cavi metallici tessuti longitudinalmente durante la produzione, speciali piastre metalliche, appositi morsetti ed anelli di giunzione, usato per i rivestimenti paramassi ed il consolidamento di scarpate. L'elevato livello di protezione contro la corrosione dei fili e delle funi (Classe A di lega Zn-Al5% + il rivestimento PVC), delle piastre, dei morsetti e degli anelli di giunzione, conferiscono al sistema **Steelgrid HR PVC System** ed accessori la possibilità di un uso ideale in ogni ambiente alpino e continentale incluse le opere costiere.

La tecnologia Maccaferri ha sviluppato una particolare modifica del processo di tessitura della rete per realizzare un materiale a "maglia variabile" dove i cavi metallici non sono solo tessuti con lo stesso andamento/forma esagonale, ma con una orditura che è capace di assorbire gli sforzi di trazione e punzonamento fin dall'inizio della sollecitazione degli sforzi creati da parte di materiali rocciosi o terreno senza necessità di alcun pretensionamento. In corrispondenza di ogni fune si realizza una mezza maglia provocata dallo scorrimento della fune sul filo in fase di



Figura 1: Dettaglio delle funi di bordatura

Poiché le funi utilizzate per lo **Steelgrid HR PVC System** sono in 6 mm, l'allineamento delle stesse non è perfettamente rettilineo e può variare durante la produzione, in funzione della spaziatura delle funi ed anche all'interno dello stesso rotolo e la prestazione nominale del prodotto è stata determinata in funzione di tale variabilità. Quando la rete è sollecitata dagli sforzi, le funi assumono un andamento perfettamente lineare che permette di ottenere un prodotto ad alta resistenza e rigidità sia per trazione che punzonamento (alta resistenza e bassa deformazione) in confronto alle reti tradizionali a doppia torsione e ad ogni altro tipo di rete tessuta: a trazione si raggiunge un allungamento a rottura del 5-9% mentre lo stesso parametro per le reti a doppia torsione tradizionali è pari al 16-23% in funzione delle varie combinazioni di maglia/filo (Tabella 1). Lo stesso può essere detto per la resistenza al punzonamento, secondo le UNI 11437: la differenza è veramente significativa con una diminuzione di deformazione pari 20-40% in funzione

Varianti Steelgrid HR PVC	Resistenza a trazione longitudinale nominale
HR PVC 30	119 kN/m
HR PVC 50	89 kN/m
HR PVC 100	73 kN/m

Tabella 1: resistenza a trazione longitudinale



Applicazione in parete di Steelgrid HR PVC System

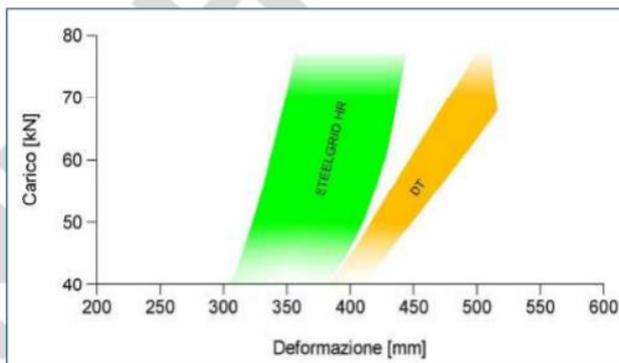


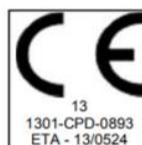
Figura 2: Comparazione delle prestazioni al test di punzonamento

Tipologie di Steelgrid HR PVC System	Deformazione al punzonamento con carico di 50kN	Carico di punzonamento limite	Deformazione limite al punzonam.
HR PVC 30	<340 mm	125 kN	430 mm
HR PVC 50	<370 mm	105 kN	450 mm
HR PVC 100	< 420 mm	74 kN	450 mm

Tabella 2: Prestazioni al test di punzonamento (UNI 11437)



Figura 3: Prova di punzonamento



Steelgrid® HR PVC System è installato facilmente con le medesime procedure delle convenzionali reti a doppia torsione. La presenza delle funi longitudinali permette di trasferire il carico uniformemente sulla fune di ancoraggio in sommità ed evita grossi restringimenti laterali dei rotoli di rete durante l'installazione e l'esercizio.

Gli accessori che Maccaferri suggerisce per lo **Steelgrid® HR PVC** (in particolare la piastra di ripartizione da abbinare ad eventuali ancoraggi) permette di ottenere un sistema caratterizzato da prestazioni elevate e in grado di fornire la massima sicurezza.

Filo di acciaio utilizzati per rete metallica a doppia torsione in maglia esagonale:

- **Resistenza alla trazione:** i fili utilizzati per la fabbricazione delle maglie devono avere una resistenza alla trazione tra 380-550 N/mm² (EN 10223-3). Tolleranze sul filo (vedi tabella 3) sono conformi alla norma EN 10218 (Classe T1).
- **Allungamento:** L'allungamento non deve essere inferiore al 9% (EN 10223-3).
- **Rivestimento Galmac®:** quantità minime di Galmac® indicate in tabella 2 soddisfano i requisiti della EN 10244-2 (Classe A).
- **Aderenza del rivestimento Galmac®:** l'aderenza del rivestimento Galmac® del filo dovrà essere conforme alla norma EN 10244-2.
- **Prova di invecchiamento accelerato:** in ambiente a condensazione generale di umidità, contenente anidride solforosa (28 cicli) secondo UNI EN ISO 6988 (senza mostrare segni di ruggine rossa).
- **Rivestimento esterno in polimero:** rivestimento continuo in PVC estruso, spessore nominale 0.5 mm

Funi di acciaio

Finitura superficiale dei fili che compongono la fune: in lega di zinco-alluminio (Zn-Al5%) rivestito di classe A in conformità alla norma EN 10244-2.

Rivestimento esterno fune: rivestimento in PVC ad estrusione continua, spessore nominale 1mm

Diametro fune di acciaio: 6 mm (misurato attraverso il diametro esterno in accordo con gli standard di riferimento); diametro esterno della fune incluso rivestimento in PVC: 8 mm.

Costruzione fune: "6x7WC - WSC" descritta secondo la norma EN 12385-2:2008 e EN 12385-4 2008.

Grado nominale della fune: 1770 N/mm² secondo EN 12385-4 2008.

Carico di rottura minimo (MBL) della fune: 22,9 kN, definito in EN 12385-4 2008.

Rivestimento in PVC per cavi e funi:

Qualità del materiale: secondo 10245-2

Unità di peso: 130-135 kg/m³ conforme a ISO 1183

Durezza: da 50 a 60 Shore D secondo ISO 868

Resistenza a trazione: ≥ 21 N/mm² secondo ISO 527

Allungamento a rottura: ≥ 200% secondo ISO 527

stabilizzazione UV: SI

Certificazione di accompagnamento materiali:

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere l'appaltatore dovrà consegnare alla D.L. il certificato di origine rilasciato in originale nel quale vengono specificati il tipo e nome commerciale del prodotto, la Ditta produttrice, la Ditta a cui viene consegnato il prodotto, la destinazione e le quantità fornite.

Prodotto Certificato secondo Linee guida per la redazione dei capitolati per l'impiego di rete metallica a doppia torsione della Presidenza del Consiglio Superiore LLPP - Servizio Tecnico Centrale - Luglio 2013

AVVERTENZA: La posa del prodotto deve avvenire in accordo alle norme di sicurezza nazionali. Quando il lavoro è eseguito con funi di sospensione o posizionamento, i dispositivi di protezione individuale contro le cadute dall'alto devono essere collegati a punti di ancoraggio sicuri conformi alla norma EN 795.

Officine Maccaferri Italia S.r.l.

Via Kennedy, 10 - 40069 Zola Predosa (BO) - Italy
Tel. (+39) 051-6436000 - Fax (+39) 051-6436201

E-mail: info@it.maccaferri.com - Web site: www.maccaferri.com/it

Azienda con Sistema Qualità Certificato da Bureau Veritas con accreditamento Accredia e Ukas.

Tabella 3 - tipologie standard

TIPOLOGIE STEELGRID HR PVC SYSTEM	Larghezza nominale rotolo (camion)	Larghezza nominale rotolo (via container)	Lunghezza nominale rotolo
HR PVC 30	3.15 m	2.85 m	25/40 m
HR PVC 50	3.25 m	2.75 m	25/40 m
HR PVC 100	3.10 m	2.85 m	25/40 m

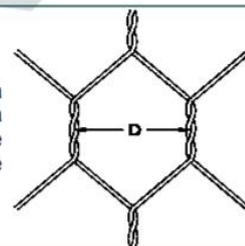
Tutte le dimensioni sono nominali. La conferma deve essere richiesta all'ufficio regionale prima di effettuare un ordine. Tolleranze sulla maglia: ± 3% della lunghezza, ± 5% della larghezza, ± 8% di spaziatura. Altre dimensioni rotolo sono disponibili su richiesta.

Tabella 4 - combinazione standard maglia e filo

Tipo di rete	D (mm)	ø Wire (mm)
8x10	80	2.70
Diametro filo per la maglia	ø mm	2.70
Diametro esterno filo per la maglia	ø mm	3.70
Tolleranze sul diametro del filo	(±) ø mm	0.06
Quantità minima di Galmac	gr/m ²	245
Diametro esterno fune longitudinale	ø mm	8.00

Tolleranza della maglia

La tolleranza sull'apertura della maglia è riferita all'interasse tra due torsioni in accordo alle normative UNI-EN 10223.



Dettaglio maglia rete



Morsetto



Piastra



Maglie di giunzione ("HR LINK")

L'ipotesi di calcolo prevede la posa di rete metallica a doppia torsione combinata con impiego di funi in acciaio

MACRO Studio · MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI
www.maccaferri.com

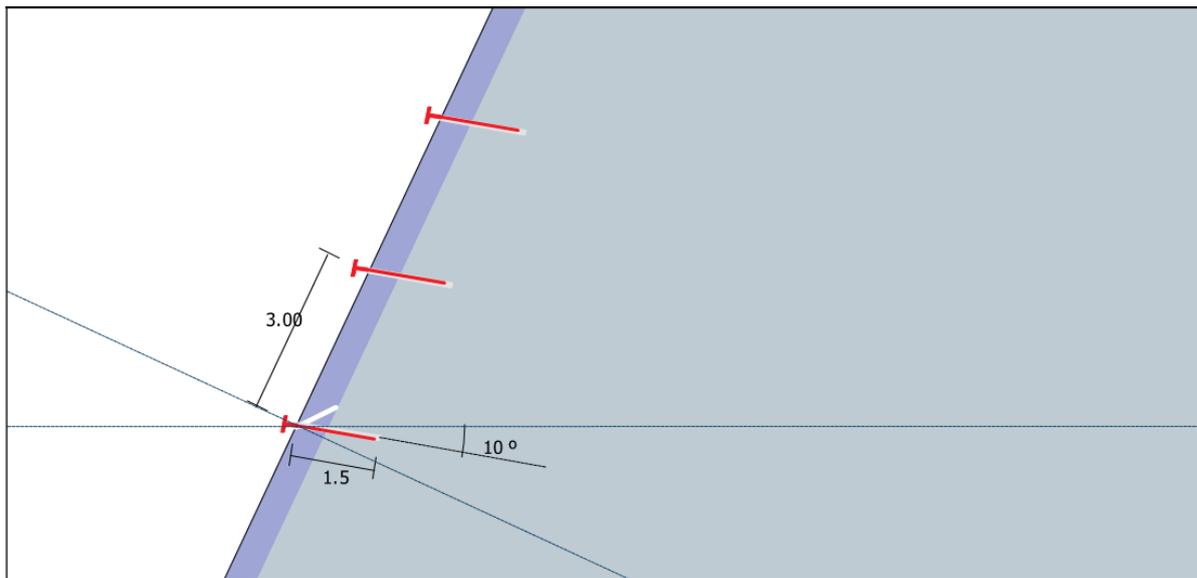
Cliente **Comune di Balmuccia / 2021**

pag. 1 of 2

● Informazioni sul progetto

Titolo Protezione SP10 - Comune di Balmuccia (VC)	Descrizione Protezione corticale fronte roccioso lato strada
Numero 2021	
Cliente Comune di Balmuccia	
Progettista Ing. Giorgio Cerin	

● Ingresso



Pendio roccioso

Inclinazione del pendio [°]	65
Spessore della zona superficiale instabile [m]	0.50
Peso di volume unitario [kN/m³]	27.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.30

Famiglia di giunti più sfavorevoli

Inclinazione del giunto più sfavorevole [°]	25
Resistenza a compressione del giunto critico [MPa]	10.00
Rugosità del giunto critico	5.00

Sismicità

Coefficiente sismico orizzontale	0.00
Coefficiente sismico verticale	0.00

Sovraccarichi esterni sul pendio

Forza esterna [kN]	0.00
Inclinazione della forza sull'orizzontale [°]	90.00

Barra di ancoraggio

Geometria

Spaziatura orizzontale tra gli ancoraggi [m]	6.00
Spaziatura verticale tra gli ancoraggi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	10

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre in acciaio B450C
Diametro interno della barra di ancoraggio [mm]	0
Diametro esterno della barra di ancoraggio [mm]	26
Spessore della corona di corrosione [mm]	0.00
Tensione di snervamento dell'ancoraggio [MPa]	450.00
Tensione limite interfaccia iniezione-roccia [MPa]	0.75

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30
Resistenza nominale a trazione in prova di lab. [kN/m]	180.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.581

MACRO Studio | | Copyright© Maccaferri 2016-2019 | v 3.0.45 | 2019.03.19 | Notice: Maccaferri is not responsible for the drawings and the calculations transmitted, since they should be intended as general design outlines and advice, aiming only to the best use of the products.

● Risultati

Analisi dello scivolamento della zona superficiale

<i>FOS_R</i>	1.12
<i>Tasso di lavoro dell'ancoraggio</i>	74.02 %

Analisi dello scivolamento della zona superficiale

Forze stabilizzanti [kN]	295.20
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	264.28
Fattore di resistenza	1.12

Ancoraggio

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	88.09
Capacità dell'ancoraggio, valore di progetto [kN]	119.02
Tasso di lavoro dell'ancoraggio	74.02

Progettazione degli ancoraggi

Angolo tra l'asse della barra e l'orizzontale [°]	10
Snervamento dell'acciaio, valore di progetto [MPa]	391.30
Area efficace della barra di ancoraggio [mm ²]	440.74
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	119.02
Diametro nominale di perforazione [mm]	50.00
Forza di stradicamento dovuta alla rete [A] [kN]	31.06
Forza di stradicamento dovuta allo scivolamento superficiale [B] [kN]	22.80
Massima forza di stradicamento (maggiore tra A e B) [kN]	31.06
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile [m]	0.40
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile [m]	0.62
Lunghezza minima dell'ancoraggio [m]	1.50

FS Fattore di Sicurezza

Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)	1.25
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)	1.20

Analisi della Rete

	<i>Trazione</i>	<i>Punzonamento</i>
<i>FOS_R</i>	2.18	1.39
<i>Tasso di lavoro</i>	45.78	72.04 %

Caratteristiche della Rete

Trazione	
Resistenza a trazione della rete, valore di progetto [kN/m]	72.00
Tensione di lavoro agente sulla rete, valore di progetto [kN/m]	32.96
Fattore di resistenza della rete	2.18

Punzonamento

Resistenza a punzonamento della rete, valore di progetto [kN]	33.83
Azioni di punzonamento agenti contro la rete, valore di progetto [kN]	24.37
Fattore di resistenza per la deformata della rete	1.39

Progettazione della rete

Volume di roccia che può scivolare tra gli ancoraggi [m ³]	8.31
Peso di roccia che può scivolare tra gli ancoraggi [kN]	224.29
Somma delle azioni, valore di progetto [kN]	113.75
Somma delle resistenze, valore di progetto [kN]	75.83
Azioni di punzonamento agenti contro la rete, valore di progetto [kN]	24.37
Deformazione massima prima della manutenzione [m]	0.664

Caratteristiche della Rete

Coefficiente applicato alle resistenze della rete	2.50
Coefficiente applicato alla deformata della rete	1.30

Tipo di ancoraggio

Coefficiente applicato allo snervamento della barra	1.15
Coefficiente applicato al coefficiente di adesione	1.80

8 CRONOPROGRAMMA

I tempi previsti per la realizzazione dell'opera vengono stimati in giorni 60 (sessanta); durante l'esecuzione delle opere la circolazione veicolare sarà a senso unico alternato, garantito mediante l'impiego di impianto semaforico.