



**DIREZIONE DEL GENIO PER LA MARINA MILITARE
TARANTO**

COMPENSORIO MONTE CORVARA POZZUOLI (NA)

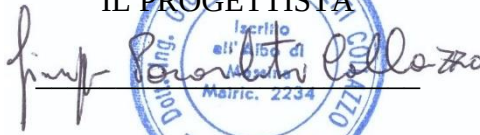
***“Integrazione delle barriere paramassi esistenti sul versante del Deposito
Munizioni di Monte Corvara”***

Cpt. 7120-20/SMM - C.E. 079218



**PROGETTO ESECUTIVO
RELAZIONE GEOTECNICA**

IL PROGETTISTA


Firmato digitalmente da:
Parasiliti Collazzo Giuseppe
Firmato il 08/11/2023 20:03
Seriale Certificato: 1665923
Valido dal 02/08/2022 al 02/08/2025
InfoCamere Qualified Electronic
Signature CA

**Il Direttore Dell'Esecuzione Del Contratto
C.C. (Infr.) Ciro DE ROSA**

Firmato Digitalmente da/Signed by:

CIRO DE ROSA

In Data/On Date:

martedì 14 novembre 2023 13:56:21

VISTO

IL DIRETTORE

C.V. (Infr.) Gennaro GRILLI

Firmato Digitalmente da/Signed by:

GENNARO GRILLI

In Data/On Date:

venerdì 17 novembre 2023 11:41:02

RELAZIONE GEOTECNICA

1. Premessa ed oggetto

La presente relazione geotecnica riguarda la valutazione della interazione opere-terreno di fondazione nell'ambito del progetto delle opere necessarie alla risoluzione delle criticità geologiche e geo-strutturali del versante sovrastante il deposito di munizioni di Monte Corvara.

Nel mese di luglio 2017 un vasto incendio ha attraversato il versante in studio distruggendo la copertura vegetazionale e creando condizioni di instabilità.

A seguito dei primi eventi meteorici si sono verificati crolli di blocchi lapidei e materiali sciolti che hanno interessato la strada di accesso, alcuni fabbricati attualmente in disuso ed il posto di guardia presente sui luoghi.

Nel mese di ottobre 2017 sono stati eseguiti lavori di somma urgenza finalizzati al ripristino della funzionalità delle infrastrutture interessate consistenti nella ispezione dell'area nella rimozione del materiale crollato e nel disgaggio dei massi instabili.

2. Descrizione dei luoghi

Le opere previste nel presente progetto interessano un'area ubicata nella parte settentrionale del Comune di Pozzuoli e corrispondente alla parte orientale del complesso calderico di Monte Corvara.

Il versante interessato ha una ampiezza di circa 340 metri e si sviluppa pressoché parallelamente alla strada interna sottostante da una quota di circa 60 m.s.l.m. fino ad arrivare al termine di competenza dell'area militare, a metà versante, alla quota di circa 130 m.s.l.m.

Il versante si presenta con alta pendenza, intorno ai 40°-60°, generalmente terrazzato, anche se i terrazzamenti si presentano al momento abbandonati.

Il versante è interrotto nella parte centrale dalle balze rocciose tufacee, sub verticali, alte da 15 a 25 m, al piede delle quali si è formato recentemente, un accumulo di materiale piroclastico sciolto e rimaneggiato ad elevata pendenza.

3. Sintesi dello studio geologico

Per l'inquadramento delle caratteristiche geologiche del sito si è fatto invece riferimento al contenuto della relazione geologica redatta dal Geologo Dott. Vincenzo Del Genio, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania con numero 1147 e con studio in Alvignano (Ce) alla via Trento n° 45.

Si riportano nel seguito le conclusioni di tale studio e le valutazioni che ne sono state tratte in quanto funzionali alla trattazione in essere:

1. i terreni affioranti nell'area in studio sono rappresentati da depositi piroclastici e tufacei di varia granulometria e stato di addensamento;
2. sulla base dei valori N_{spt} e di prove sismiche eseguite, si determina una classificazione della categoria di sottosuolo "C".
3. l'area in oggetto è inclusa nella zona amministrativa sismica di IIa A categoria;
4. i terreni di fondazione sono classificabili con coefficiente topografico T1 per le aree morfologicamente pianeggianti e T2 per le aree di versante;
5. non è presente falda freatica per spessori significativi;
6. i terreni di sedime non sono suscettibili di liquefazione;
7. dal punto di vista geotecnico non si riscontra alcuna problematica, dal momento che i valori dei principali parametri geomeccanici medi risultano sufficienti a garantire portanze idonee per i lavori previsti in progetto.

4. Sintesi dello studio geostrutturale

L'area interessata dall'intervento in progetto è caratterizzata da costoni tufacei sub-verticali localizzati nella parte centrale del versante e sottostanti ad un settore del versante caratterizzato dalla presenza di materiale piroclastico di copertura costituiti da una sequenza di depositi piroclastici pomicei e cineritici in alternanza e molto rimaneggiati dalla attività antropica.

I sistemi di discontinuità rilevati, considerando l'esposizione del fronte verso Sud-Est e le elevate pendenze che caratterizzano i fronti rocciosi possono dar luogo ai seguenti cinematismi potenziali: ribaltamento, scivolamento planare, scivolamento a cuneo. È da escludersi invece il cinematismo dovuto a rotolamento.

5. Stabilità dell'ammasso roccioso

La ispezione del fronte tufaceo ha messo in evidenza segni di distacchi recenti con nicchie di distacco, blocchi e diedri rocciosi isolati e fratturati che sottolineano una condizione di criticità generale.

In prossimità del ciglio dei costoni tufacei le coperture piroclastiche hanno spessori piuttosto ridotti e ciò rappresenta una criticità per la stabilità del versante.

Al piede si è formato un accumulo di materiale piroclastico sciolto e rimaneggiato ad elevata pendenza e già interessato da fenomeni di mobilitazione.

La stabilità di questo materiale sciolto è molto precaria e si sono già verificati smottamenti di materiale con piccole colate che sono scivolato al piede della parete trascinando anche blocchi rocciosi di dimensioni significative.

6. Interventi in progetto

Ai precedenti paragrafi è stato evidenziato che i pericoli sono determinati da possibili crolli di:

- massi non radicati, dal pendio sovrastante la parete rocciosa;
- blocchi lapidei delimitati da superfici di discontinuità, dal costone roccioso;
- colamenti rapidi di materiale sciolto mobilitato in corrispondenza del ciglio del costone o degli accumuli detritici.

Evidentemente nella scelta degli interventi mirati a garantire la sicurezza del sito in oggetto e della zona immediatamente circostante si è tenuto conto della morfologia dei luoghi in cui possono manifestarsi i dissesti innanzi descritti.

7. Intervento A - Barriera paramassi

Per ovviare alle condizioni di pericolo determinate da possibili crolli di blocchi non radicati presenti nel pendio sovrastante la parete rocciosa subverticale, si è prevista l'installazione di una barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia, da collocare al margine di valle del pendio innanzi citato, quasi a ridosso del coronamento della parete, come si evince dagli elaborati grafici facenti parte del presente progetto esecutivo.

La barriera paramassi ha la finalità di intercettare i massi non radicati che raggiungono il coronamento del costone lapideo: si tratta, quindi, di un intervento di tipo "passivo", nel senso che non impedisce lo spostamento dei blocchi rispetto alla posizione iniziale degli

stessi, ma neutralizza gli effetti del dissesto su ciò che si intende salvaguardare, nel caso specifico persone e cose ubicate al piede della parete rocciosa.

Sulla scorta della indicazione del rilievo geostrutturale è stata operata la scelta di una barriera paramassi del tipo ad elevato assorbimento di energia, essa avrà una altezza utile non inferiore a m 4, e sarà in grado di bloccare elementi lapidei aventi energia all'impatto con l'opera di intercettazione non inferiore a 3.000 kJ. Tale valore energetico rappresenta il M.E.L., ossia il "massimo livello di energia" delle barriere, che tuttavia devono essere caratterizzate da un S.E.L., ossia da un "livello di energia di esercizio", non inferiore a 333 kJ: la barriera deve essere, cioè, in grado di arrestare blocchi con energia di 333 kJ mantenendo la propria funzionalità, ossia senza danni alle parti strutturali e con deformazioni alle quali corrisponda una riduzione dell'altezza di intercettazione inferiore al 30% di quella utile.

Va evidenziato che la caratterizzazione di una barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia con due differenti valori energetici, uno relativo allo stato limite ultimo dell'elemento di intercettazione (M.E.L.), l'altro riguardante lo stato di esercizio (S.E.L.), è stato mutuato dalle linee guida per le barriere paramassi ETAG 27, a cura dell'EOTA (European Organization for Technical Approvals): si tratta di un complesso di norme che disciplinano le barriere paramassi nei paesi che aderiscono alla Unione Europea.

Va sottolineato che la tipologia di opere in parola è interamente costituita da prodotti industriali e che ciascuna casa produttrice propone delle configurazioni che si differenziano anche notevolmente da quelle proposte da altri produttori.

Nel seguito un dimensionamento delle barriera relativamente ad un prodotto avente larga diffusione commerciale, ma che tuttavia non può essere considerato come soluzione universale.

Il dimensionamento viene svolto secondo configurazioni e "tiri" indicati da alcuni produttori di reti paramassi presenti sul mercato, tuttavia esso è inscindibilmente legato alla marca ed al modello di rete che verrà installato.

Tenuto conto del livello energetico richiesto per la rete tipo "MACCAFERRI RMC 300/A" si ha il seguente prospetto:

LIVELLO ENERGETICO		3000 kJ
Modello		RMC 300/A
Fondazioni		
Carichi di progetto (risultanti dalle forze registrate dalle celle di carico durante il test MEL)		
Carico di trazione sugli ancoraggi laterali - (valore max)	300.00 kN	
Carico di trazione sugli ancoraggi di monte- (valore max)	243.37 kN	
Carico di compressione alla base dei montanti - (valore max)	275.55 kN	
Carico di taglio alla base dei montanti - (valore max)	207.63 kN	
Quantità delle fondazioni		
Numero di fondazioni laterali (per ogni tratta)	n.4	
Numero di fondazioni di monte (per ogni tratta)	n.1 per montante + n.1	
Caratteristiche delle fondazioni standard		
Fondazioni per TERRENO SCIOLTO		
Ancoraggio laterale (diam. perforaz., lunghezza, tipo)	114 mm, 6.5 m, cavallotti in fune spiroidale ϕ 20 mm *	
Ancoraggio di monte (diam. perforaz., lunghezza, tipo)	100 mm, 6.0 m, cavallotti in fune spiroidale ϕ 20 mm *	
Barre di fondazioni del montante (diam. perforaz., lunghezza, n., tipo)	65 mm, 4.0 m, n.4 barre (acciaio B450C) ϕ 28 mm	
o micropalo per montante (diam. perforaz., lunghezza, n., tipo)	o 100 mm, 5.0 m, n.1 x diam. 76.1 mm - sp. 8.0 mm	
Fondazioni per ROCCIA		
Ancoraggio laterale (diam. perforaz., lunghezza, tipo)	100 mm, 4.5 m, cavallotti in fune spiroidale ϕ 20 mm *	
Ancoraggio di monte (diam. perforaz., lunghezza, tipo)	100 mm, 4.0 m, cavallotti in fune spiroidale ϕ 20 mm *	
Barre di fondazioni del montante (diam. perforaz., lunghezza, n., tipo)	50 mm, 2.0 m, n.4 barre (acciaio B450C) ϕ 28 mm	
o micropalo per montante (diam. perforaz., lunghezza, n., tipo)	o 100 mm, 3.0 m, n.1 x diam. 76.1 mm - sp. 8.0 mm	

Durante le fasi di esecuzione, sarà importante verificare che la soluzione specifica che verrà fornita sia compatibile con quanto previsto nel presente documento. In caso sia necessario è indispensabile (ancorché doveroso) procedere ad adeguare il progetto delle fondazioni, calibrandolo sulle specifiche necessità richieste dal materiale fornito, riverificando il tutto in modo adeguato.

8. Intervento B – Rafforzamento corticale

Le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e la rocce (Figura 1).

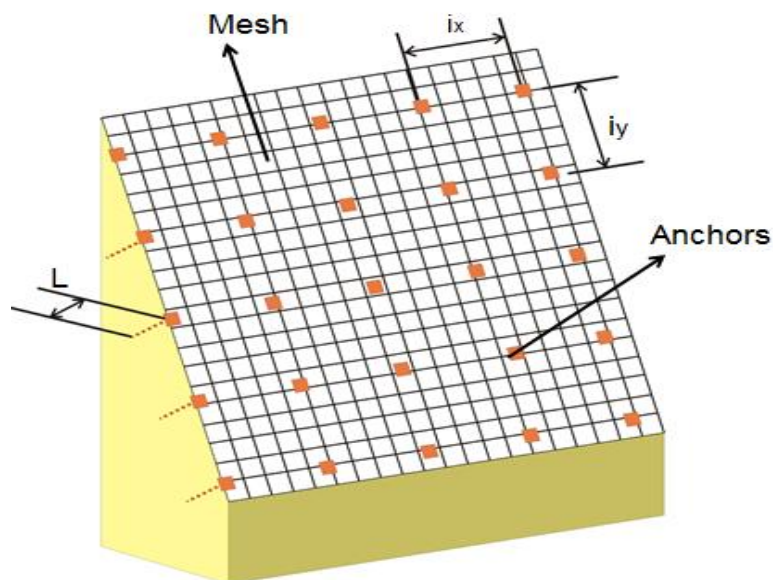


Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

Le reti di rivestimento ancorate potrebbero essere incluse nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicate 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 esse dovrebbero essere classificate come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo.

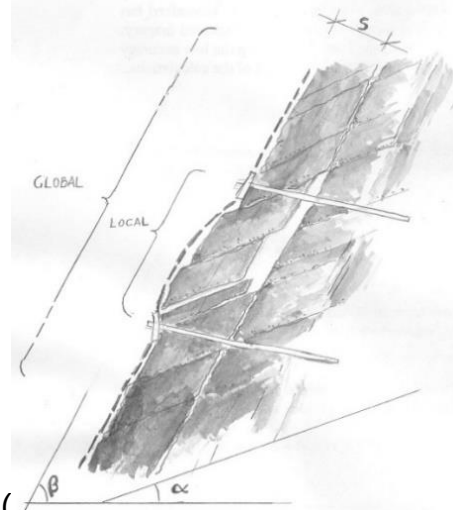
La progettazione delle reti di rivestimento ancorate è alquanto complessa a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. A causa di ciò, allo stato attuale, è preferibile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

8.1 Metodologia di dimensionamento

- 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 un 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 2).

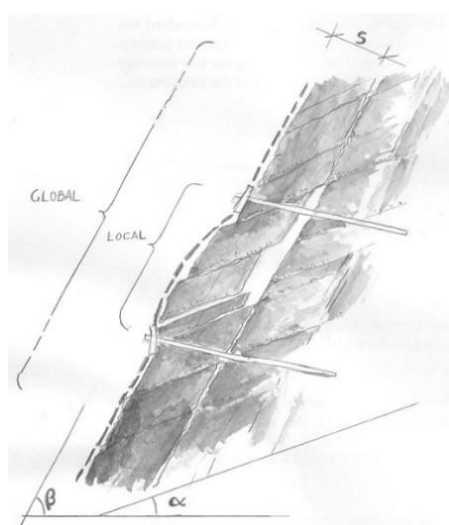


Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa

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 3a 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...). Il software 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 3a destra).

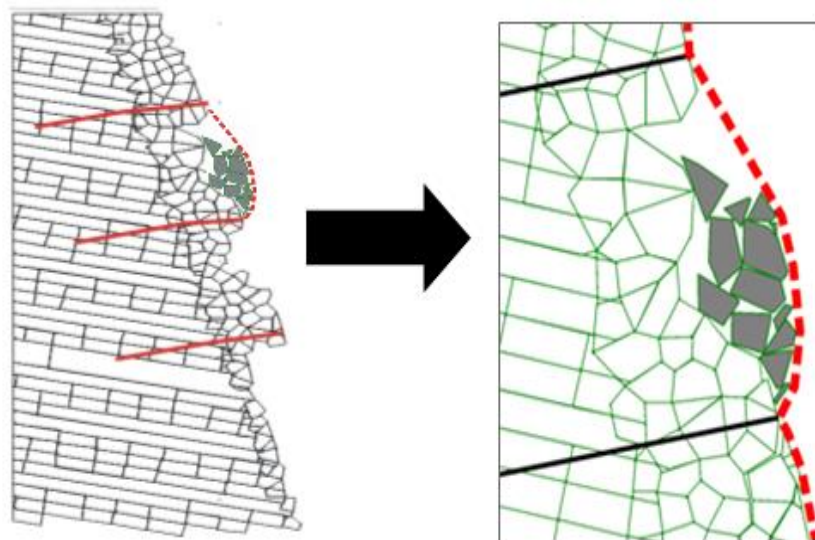


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

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.

- *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 proprietario è rappresentato da un semplice controllo visivo.

- Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento. Il progettista deve essere consapevole di questo e prevedere di conseguenza il tipo giusto di rete.

- *Dimensionamento delle chiodature*

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad un 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 et al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0.

Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

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

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 stabilizzante dei chiodi

c = coefficienti sismici

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

$$F_{Dslp} = (W \cdot \sin\beta + c \cdot \cos\beta) \gamma_{DW} = \text{somma delle forze destabilizzanti}$$

$$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin\beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R = \text{soma delle forze stabilizzanti}$$

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 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:

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

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:

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

dove:

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

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunti di scivolamento, uguale a

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$

γ_{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 bara di acciaio

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

$$d \gg \frac{JRC \log \frac{éJCS}{ES_{plan}}}{3}$$

dove:

$$S_{plan} = \frac{I_x \cdot I_y \cdot \sigma_g \cdot \cos \alpha}{I_x \cdot I_y}$$

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

JRC = coefficiente di rugosità del giunto = $JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto = $JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi 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.

- 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.
- 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 = $P / (\pi \cdot \phi_{drill} \cdot \tau_{lim} / \gamma_{gt})$

L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \cdot \gamma_{dw}$

L_P = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.3 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:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_0)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_0)$ = 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.

- *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 1):

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} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

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

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.

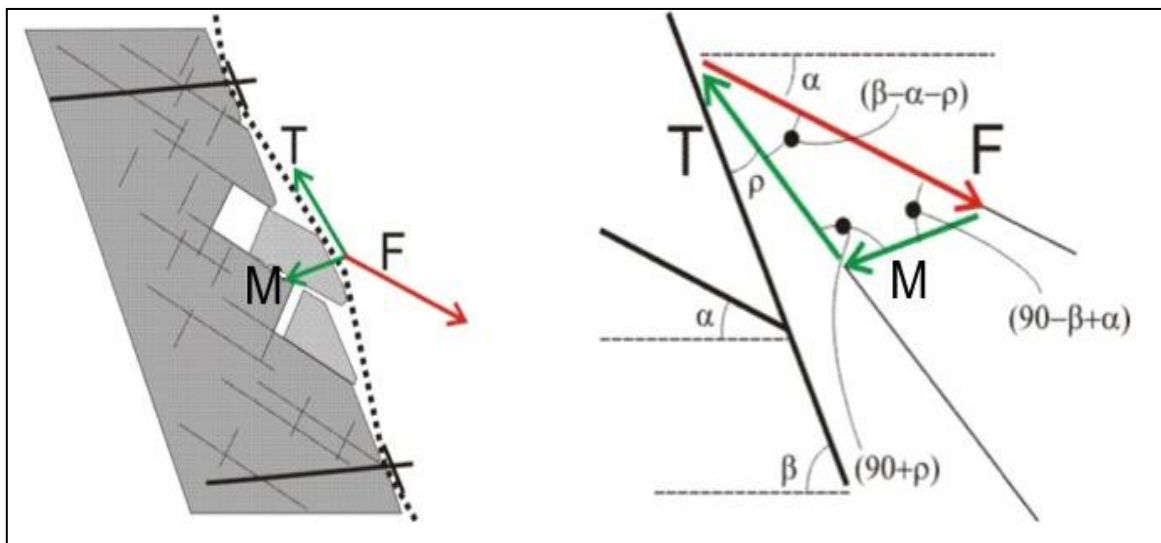


Fig. 4 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M - v. Figura 1), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]

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

dove:

$M_{bdrv} = (M_b \sin \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{DW}$ = forze agenti

$M_{bstb} = (M_b \sin \alpha (1 - c)) \gamma_{RW}$ = forze resistenti

$M_b = V \gamma$ = peso della massa di roccia instabile

V = volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue:

(Caso A): se $\alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_y))$ e $\alpha < \beta$
$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

(Caso B): se $\alpha < (\beta - \arctan(s/i_y))$
$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

(Caso C): se $\alpha < (\beta - \arctg(s/i_y))$
$$V = 0.5 s^2 / \tan(\beta - \alpha)$$

Infine

se $M/i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p < M_b \sin \beta$

allora $T = M / i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p$ quindi $T = M_b \sin \beta$

con

$\rho_p \approx \arctg(Z_{bulg} / 1.5)$ = angolo della deformazione della rete

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M. È direttamente misurata da dati sperimentali di Maccaferri.

- *Dimensionamento della rete: stato limite di servizio*

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

$B_{ulg} = D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = deformazione ammissibile

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia 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).

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti da Maccaferri sulla base del carico di punzonamento M.

8.2 Intervento previsto

A seguito delle verifiche strutturali riguardanti gli interventi di rafforzamento corticale emerge che per la messa in sicurezza delle pareti rocciose devono essere realizzati dei sistemi di intervento costituiti da geocomposito metallico, geocomposito metallico antierosivo, barre di ancoraggio e funi.

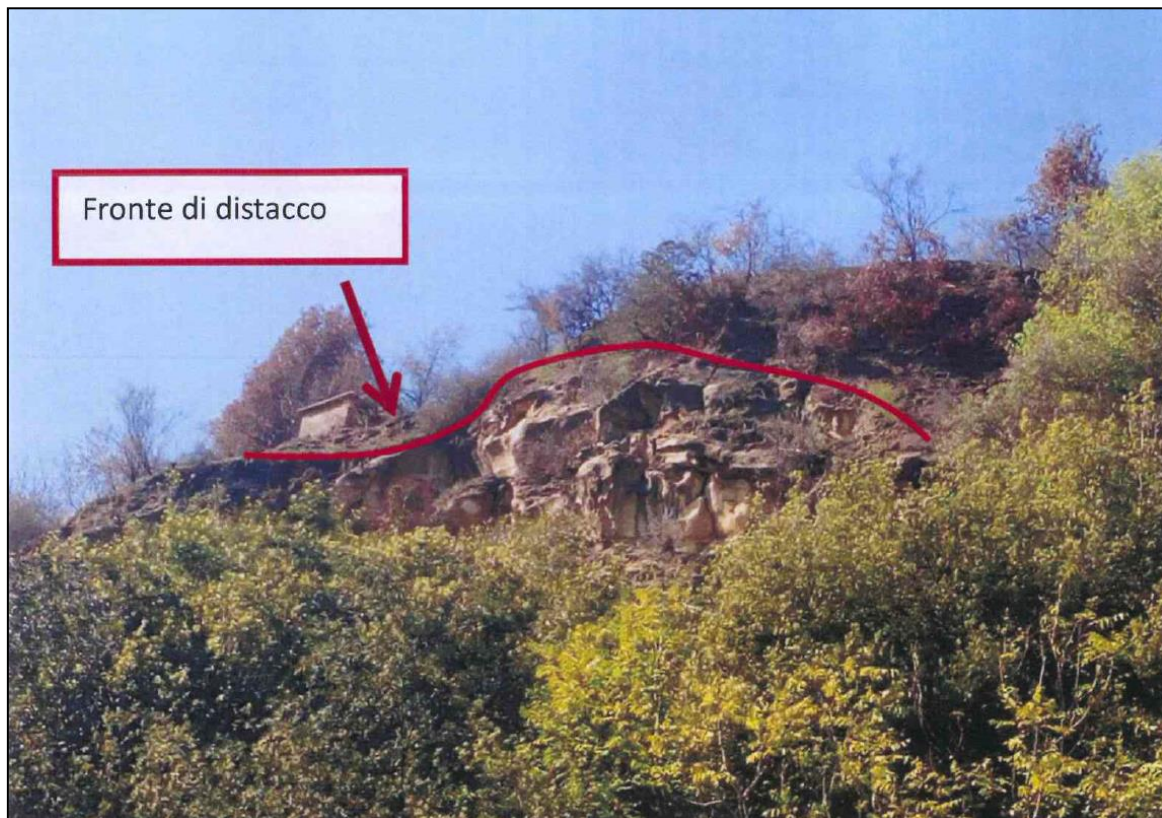
Gli interventi di rafforzamento corticale saranno realizzati mediante chiodature con maglia 3,0x3,0 mt con barre in acciaio ad alta resistenza tipo Dywidag (900/1100 N/mm²) aventi lunghezza minima da 6,0 mt diametro 32 mm.

Sulla base della litologia affiorante del versante (componente terrigena e/o roccia nuda) SI prevede la messa di un Geocomposito **in rete metallica a doppia torsione** in possesso di certificazione CIT (Certificato di Idoneità Tecnica) o CE in conformità al Regolamento 305/2011 (ex Direttiva Europea 89/106/CEE) ed in accordo alle prescrizioni del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Il geocomposito sarà costituito da rete metallica a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10, tessuta con trafilato di acciaio avente un diametro pari a 2.70 mm, conforme a UNI EN 10223-3 per le caratteristiche meccaniche e a UNI EN 10218-2 per le tolleranze sui diametri, avente carico di rottura compreso fra 380 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10%, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A. La rete metallica, in rotoli di larghezza pari a 3.0 m, è tessuta con l'inserimento, direttamente in produzione, di funi di acciaio con anima metallica con grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2) aventi un diametro pari a 8 mm (UNI EN 12385-4), galvanizzate con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A. La protezione anticorrosiva del geocomposito metallico sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa su una superficie maggiore del 5% a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227) per un tempo di esposizione minimo di 1000 ore.

Le funi sono inserite longitudinalmente lungo i bordi e all'interno (delle doppie torsioni) del telo di rete con una spaziatura nominale pari a 30 cm.

Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale nominale non inferiore a 177 kN/m. La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 149 kN quando testata in accordo a UNI 11437.



8.3 Dimensionamento degli interventi di rafforzamento corticale

Principali dati di input

Qui di seguito si riportano le relazioni di calcolo del dimensionamento delle reti di rivestimento e delle barre di ancoraggio.

Intervento su roccia affiorante in banchi tufacei

- *Geocomposito metallico in rete doppia torsione con funi verticali intessute ad interasse 0,30 mt*
- *Maglia di ancoraggio 3,0 x 3,0 mt*
- *Tipologia barra tipo Dywidag (900/1100 N/mm²) - diam. 32 mm – Lungh. 6,00 mt*

Qui di seguito le risultanze delle verifiche effettuate:

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	2.50
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	18.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.25

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	10
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	3.00
Rugosità JCR	0.10

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.09
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 30	
Resistenza a trazione nominale [kN/m]		177.00
Massima deformazione ammissibile [m]		0.39

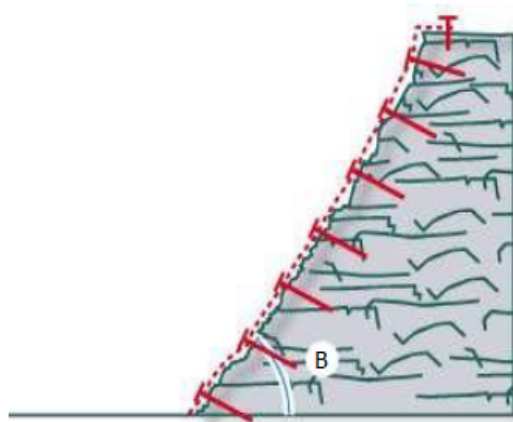
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	10

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua ad alta resistenz	
Diametro interno della barra [mm]		0
Diametro esterno della barra [mm]		32
Spessore della corona di corrosione [mm]		0
Tensione di snervamento [MPa]		950.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]		0.80



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.39
------------------------------	------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.16
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.00

Risultati

Bar design check (Slope SF)

1.37 Soddisfatta

Mesh design check

3.34 Soddisfatta

Serviceability design check

1.00 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	622.03
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	453.80
Rapporto forze stabilizzanti/destabilizzanti	1.37
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	818.97
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	804.25
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	329.33
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	47.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	53.70
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	0.00
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	53.70
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.00
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	2.90
Lunghezza minima delle barre (nominale) [m]	6.00

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.33
Deformazione attesa [m]	0.33
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.00

Geometry

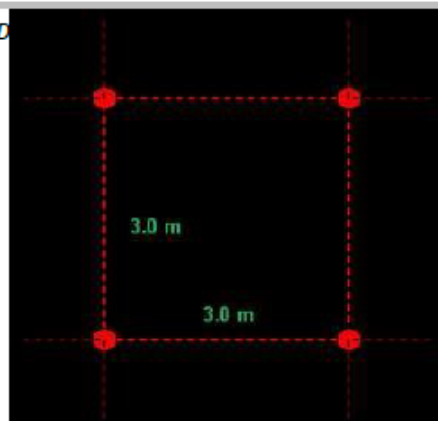
Progettazione della rete

Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	70.80
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	21.18
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	3.34
Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	5.23
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	1.14
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	6.36
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	114.53
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	33.64
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	14.59
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	53.70
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	12.31

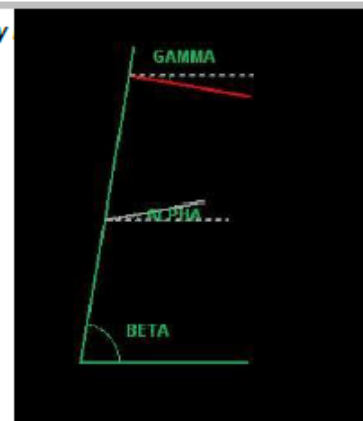
Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.04
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	0.06
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	22.50
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	405.00

Nails D



Instability



RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni.
- Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.
- Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Geingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- Besseghini F., Deana M., Di Prisco C., Guasti G., 2008 – Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti di terreno, Rivista GEAM Geingegneria ambientale e Mineraria, Anno XLV, N. III dicembre 2008 (125) pp. 25-30
- Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” - Trento 2004, Peila D. Editor.
- Castro D., 2008 – Proyetos de investigaciòn en la Universidad de Cantabria - Il Curso sobre protecciòn contra caida de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecànica de rocas.
- Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P., e Teodori S.P. 2004: Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004): Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferrero A.M., Giani G.P., Migliazza M., (1997): Interazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia - atti “Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi” – IV Conv. Naz. Ricercatori universitari – Hevelius pp. 259 – 275.
- Flumm D., Ruegger R. (2001): Slope stabilization with high performance steel wire meshes with nails and anchors – International Symposium Earth reinforcement, Fukuoka, Japan.
- Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, London.
- Hoek E., e Bray J.W., (1981): Rock slope engineering - IMM – London.

- Jacob V., (2009): Engineering, unpublished thesis, Technical University Torino.
- LCPC, (2001): Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.
- Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – Las mallas en la estabilización de taludes – II Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
- Muhunthan B., Shu S., Sasiharan N., Hattamleh O.A., Badger T.C., Lowell S.M., Duffy J.D., (2005): Analysis and design of wire mesh/cable net slope protection - Final Research Report WA-RD 612.1 - Washington State Transportation Commission Department of Transportation/U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Pellet F., e Egger P., (1995): Analytical model for the behaviour of bolted rock joints and practical applications. In proceedings of international symposium Anchors theory and practice. Widmann R. Editor. A.A. Balkema.
- Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D., (2005): Soil nailing – Best practice guidance - CIRIA C637, London, 2005.
- Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2nd colloquium “Construction in soil and rock” – Accademy of Esslingen (Germany).
- Saderis A., (2004): Reti in aderenza su versanti rocciosi per il controllo della caduta massi: aspetti tecnologici e progettuali – Tesi di Laurea in Ingegneria per l’Ambiente e il Territorio, unpublished thesis, Technical University Torino.
- Torres Vila J.A., Torres Vila M.A., e Castro Fresno D., (2000): Validation de los modelos físicos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexibles Tecco G-65 como elemento de soporte superficial en la estabilización de taludes.
- Valfrè A., (2007): Dimensionamento di reti metalliche in aderenza per scarpate rocciose mediante modellazioni numeriche – GEAM Geotecnica Ambientale e mineraria, Anno XLIII, N. 4, Dicembre 2006.
- Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): Rock slope engineering civil and mining - 4th edition – Spon Press London and New York.

Patti lì 08/11/2023

Il Progettista


 (Ing. Giuseppe Parasiliti Collazzo)