



REGIONE LAZIO - PROVINCIA DI ROMA - COMUNE DI ARTENA

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA E MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO IN LOCALITA' PIANO DELLA CIVITA

PROGETTO ESECUTIVO

OGGETTO :

RELAZIONE DI CALCOLO

ELABORATO :

18 RC

SCALA :

2					
1					
0	novembre 2022	1^ emissione			
REV.	DATA	DESCRIZIONE MODIFICA	REDATTO	APPROVATO	AUTORIZZATO

PROGETTAZIONE

**CONSOLIDAMENTI & DISSESTI S.R.L.**

via della Palazzetta, 4 06081- Assisi (PG)

P.IVA 03473900540 cod. univoco M5UXCR1

Tel. +39 0758039118 FAX +39 075 4650095

e-mail: consolidamenti2015@libero.it

pec: consolidamentiedissesti@pec.it

IL DIRETTORE TECNICO

Arch. Gianni Cianchetti



INTRODUZIONE

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).

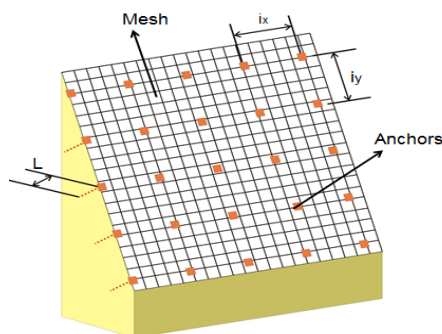


Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

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.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento prevede il rivestimento della parete rocciosa con 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 3.00 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 longitudinale lungo i bordi dei rotoli, 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.

Il geocomposito metallico avrà una resistenza a trazione longitudinale nominale non inferiore a 60 kN/m. La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 80 kN, quando testata in accordo a UNI 11437.

Il geocomposito metallico sarà fissato alla sommità ed al piede della parete rocciosa alla predisposta struttura di contenimento, costituita da ancoraggi in barra dal diametro di 24 mm e lunghezza 3 m disposti in maglia quadrata 3m x 3m, mediante l'applicazione di morsetti con una protezione anticorrosiva tale da non presentare tracce di ruggine rossa, a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227), su una superficie maggiore del 5% per un tempo di esposizione minimo di 600 ore. Gli ancoraggi saranno dotati di piastra di ripartizione in acciaio grezzo di dimensioni 150x150x8 mm. I teli di rete dovranno essere legati tra loro ogni 15-20 cm mediante false maglie in filo in filo di acciaio ad alta resistenza (1800 N/mm²) con un diametro minimo di 4.0 mm, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2 Classe A.

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere, l'Appaltatore dovrà consegnare alla D.L. la relativa Dichiarazione di Prestazione (DoP) rilasciata in originale, in cui specifica il nome del prodotto, la Ditta produttrice, le quantità fornite e la destinazione. La conformità dei prodotti dovrà essere certificata da un organismo notificato ai sensi della CPD 89/106 CEE o del CPR 305/2011, terzo ed indipendente, tramite certificato del controllo del processo di fabbrica CE.

Il Sistema Qualità della ditta produttrice dovrà essere inoltre certificato in accordo alla ISO 9001:2008 da un organismo terzo indipendente. La ditta produttrice dovrà esibire polizza assicurativa RC prodotto per danni contro terzi per massimale non inferiore a 5 milioni di Euro; la non presentazione della presente documentazione implica la non accettazione del prodotto.

METODO DI CALCOLO

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).

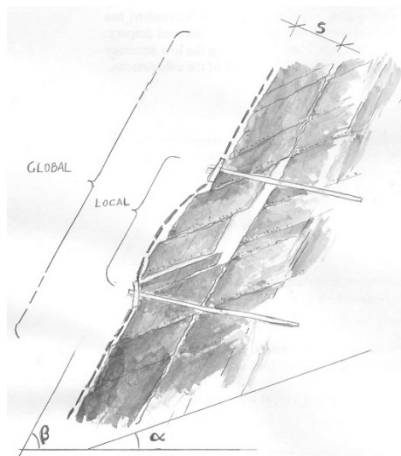


Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa

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).

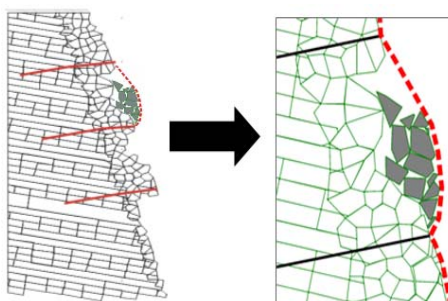


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

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

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

$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin \beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$ = 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:

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

dove:

$$\sigma_{plan} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{i_x \cdot i_y}$$

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' "immersione" 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 = $P / (\pi \phi_{drill} \tau_{lim} / \gamma_{gt})$

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

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

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

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos(\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

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

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

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

dove

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

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

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.

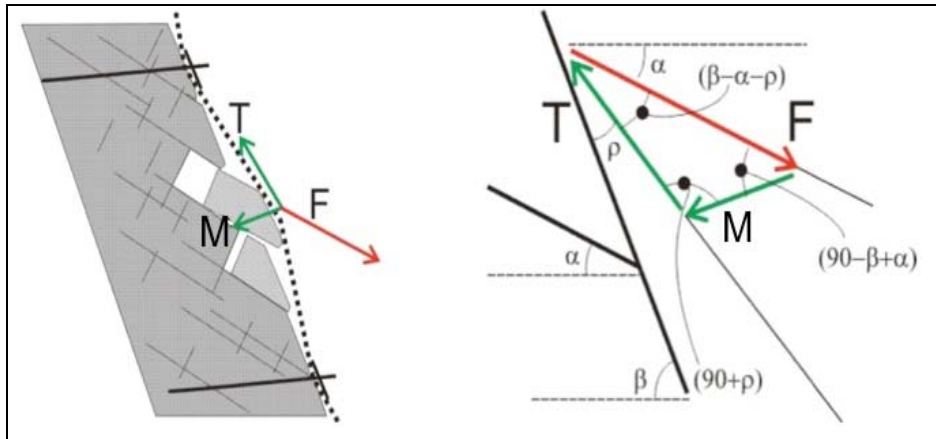


Fig. 4 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

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. É direttamente misurata da dati sperimentali della società produttrice.

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

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

dove

B_{bulg} = $D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = 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 dalla società produttrice sulla base del carico di punzonamento M.

DATI DI INPUT

Qui di seguito si riassumono i dati di input, ricavati dalla relazione geologico-tecnica, utilizzati ai fini del dimensionamento della rete di rivestimento e delle barre di ancoraggio.

- Peso di volume: 22,40 kN/m³
- Resistenza a compressione semplice della roccia intatta (UCS): 225,0 MPa
- Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS): 75,0 MPa (essendo $JCS \approx 1/3 UCS$)
- Rugosità (JCR): 3
- Pendenza della scarpata rocciosa: 73°
- Inclinazione del giunto più pericoloso: 35° (valore considerato a favore di sicurezza)
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 0,90 m (valore ipotizzato)
- Fattore di sicurezza sullo spessore: 1,20
- Tensione unitaria di adesione all'interfaccia tra miscela di intasamento e roccia: 0,3 MPa
- Coefficiente di sicurezza adesione malta-roccia: 2,00

- Coefficiente sismico orizzontale (kh): 0,055g

● Informazioni sul progetto

Titolo	Messa in sicurezza scarpata Via Piano della Civita_Artena	Descrizione	Messa in sicurezza e mitigazione del rischio idrogeologico in località Piano della Civita nel Comune di Artena
Numero			
Cliente	ARTENA		
Progettista			

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	73
Spessore instabile [m]	0.90
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	22.40
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	0.30

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	35
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	75.00
Rugosità JCR	3.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.06
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	Steelgrid MO 300
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	60.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.41

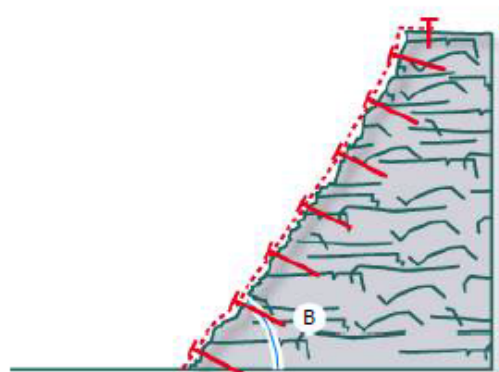
Barre di Ancoraggio

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 in acciaio B450C
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	24
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	450.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.30



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)

1.17	Soddisfatta
-------------	-------------

Mesh design check

1.33	Soddisfatta
-------------	-------------

Serviceability design check

1.06	Soddisfatta
-------------	-------------

Progettazione degli ancoraggi

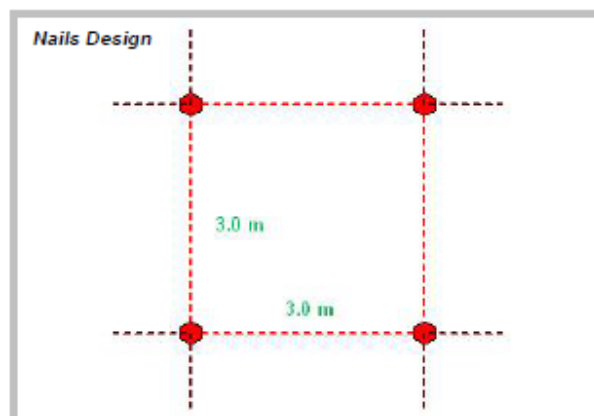
Forze stabilizzanti [kN]	232.51
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	197.90
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento	1.17

Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	7.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	387.93
Sezione di acciaio utile della barra [mm²]	452.39
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	100.98
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	39.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	27.23
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	8.09
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	27.23
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.50
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.10
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	2.90

Stato Limite di Servizio

Forze stabilizzanti [m]	0.34
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [m]	0.32
Rapporto tra carico e resistenza a trazione	1.06

Geometry



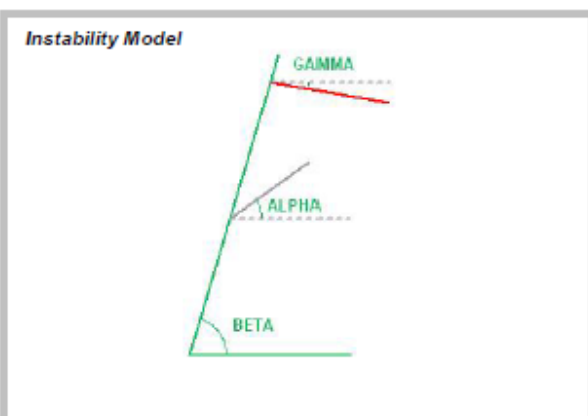
Progettazione della rete

Forza massima agente sulla fune [kN/m]	24.00
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	18.00
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	1.33

Volume potenzialmente instabile - caso A [m³/m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m³/m]	1.66
Volume potenzialmente instabile - caso C [m³/m]	0.52
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m³/m]	2.18
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	48.87
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	34.08
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	21.25
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	23.71
Angolo di deformazione della rete rispetto all'orizzontale (valore medio) [°]	11.96

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	2.87
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m³]	8.10
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	181.44



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 – Proyectos de investigación en la Universidad de Cantabria - II Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica 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 “Contruction 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 fisicos de analisis y diseno para el empleo de membranas flexible Tecco G-65 como elemento de soporte superficial en la estabilizacion de taludes.
- Valfrè A., (2007): Dimensionamento di reti metalliche in aderenza per scarpate rocciose mediante modellazioni numeriche – GEAM Georingegneria 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.