



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

PROGRAMMAZIONE FSC 2014 - 2020

Patto per lo Sviluppo della Regione Campania

PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26 / 2016
C.U.P. E91B15000520009

CONSORZIO DI BONIFICA "VELIA"

Località Piano della Rocca, 84060 - PRIGNANO CILENTO (SA)

Tel. 0974/837206 - Fax. 0974/837154 - Pec: consorziovelia@pec.it - www.consorziovelia.com

INTERVENTO DI VIABILITA' ZONA DIGA ALENTO COMPLETAMENTO STRADA - 3° LOTTO

TRATTO DI PROGETTO	<input type="checkbox"/> Nodo di Cicerale
	<input checked="" type="checkbox"/> Dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento
	<input type="checkbox"/> Dall'innesto per Monteforte Cilento a Stio

FATTIB. TECN. - ECONOM. PROGETTO DEFINITIVO PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato	G.06c	Scala	-	Data	Ottobre 2018	Revisione	<input checked="" type="checkbox"/> 1 <input type="checkbox"/> 2 <input type="checkbox"/> 3 <input type="checkbox"/> 4 <input type="checkbox"/> 5 <input type="checkbox"/> 6
-----------	-------	-------	---	------	--------------	-----------	--

Oggetto:

Relazione strutturale e fascicolo di calcolo Rete paramassi

TIPOLOGIA ELABORATO	<input checked="" type="checkbox"/> Descrittivo	<input type="checkbox"/> Grafico	<input checked="" type="checkbox"/> Calcolo
<input type="checkbox"/> Economico	<input type="checkbox"/> Sicurezza	<input type="checkbox"/> Contrattuale	<input type="checkbox"/> Altro

PROGETTISTA

Velia Ingegneria e Servizi Srl

Loc. Piano Della Rocca 84060 PRIGNANO CILENTO (SA)
Tel. 0974/837206 fax 0974/837154 - Pec: veliaingegneria@pec.it

Ing. Gaetano Suppa

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1854 dal 12.09.1983

GEOLOGO

Dott. Geol. Francesco Peduto

Iscritto all'Albo dei Geologi Regione Campania n. 2683 dal 06.05.1988

R.U.P.

Ing. Marcello Nicodemo

Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Salerno n. 1931 dal 16.04.1984

Riferimento archivio digitale: N.023b.10.2018/Ve.Ing

RELAZIONE STRUTTURALE E FASCICOLO DI CALCOLO (Rete paramassi)

Introduzione

Gli interventi oggetto della presente relazione interessano la sistemazione e la messa in sicurezza delle pareti rocciose che insistono sulla strada (*tratto dal 5°innesto di Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento*) e soggette in più punti a cadute di massi di modesta entità che creano quindi situazioni di disagio e potenziale pericolo all'incolumità degli utenti. In base ai dati acquisiti nei sopralluoghi effettuati lungo il tratto d'interesse delle pareti rocciose si è ritenuto necessario prevedere l'installazione di rivestimenti in rete metallica a doppia torsione atti a contenere distacchi di detriti.

Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Richiami teorici

Quando i frammenti di roccia attesi sono più grandi dell'apertura della rete e più piccoli approssimativamente di circa 0,4 m di diametro, un semplice rivestimento in rete metallica a doppia torsione è una soluzione conveniente collaudata. La rete metallica letteralmente "si adagia" sopra il pendio di roccia così che i detriti cadenti siano contenuti dietro la rete paramassi. Consente ai massi di cadere ai piedi del pendio di roccia in modo controllato. Sulle pendenze moderatamente ripide, o nelle pendenze dove la vegetazione può facilmente crescere, la rete è posta il più aderente possibile al pendio. La rete è fissata nella parte superiore e inferiore del pendio, Figura 1.

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

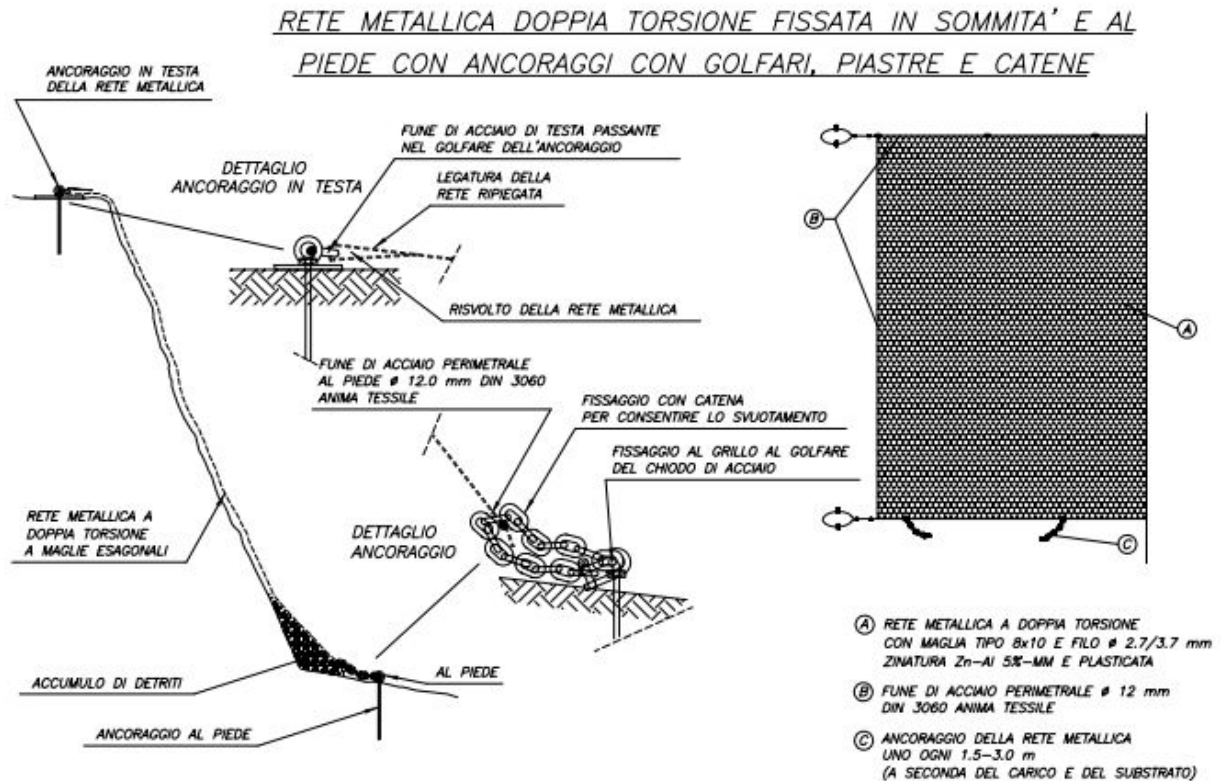


Figura 1 : Rete metallica a doppia torsione fissata in sommità e al piede

Modelli di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica delle opere in oggetto è stato utilizzato il software "Macro Studio" messo a disposizione dalla società Maccaferri. Si espone di seguito la metodologia di calcolo utilizzata dal software.

Dimensionamento chiodi

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AICAP 1993, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero at Al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$\text{forze stabilizzanti} = W \text{ sen}(\beta) = \text{forze destabilizzanti} \quad [1]$$

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

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):

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

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:

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

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:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH} \quad [4]$$

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:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL} \quad [5]$$

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

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:

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

[6]

dove:

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

e = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a $\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

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 barra di acciaio

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

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

$$\sigma_{plan} = \frac{I_x \cdot I_y \cdot S \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{I_x \cdot I_y} \quad [6] [7]$$

dove:

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

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

JRC = coefficiente di rugosità del giunto

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto

JCS₀ = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC₀ = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L₀ = 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).

Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

a) 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.

b) 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:

$$L_t = L_s + L_i + L_p \quad [8]$$

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:

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

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

$P_{Rock} = (F_{Sslp} - R - F_{Dslp}) \cos(\beta + \theta_0)$ = 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 a , dove a è minore della pendenza del versante b , 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 2):

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:

$$T_{adm} - T \geq 0 \quad [9]$$

dove:

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH} \quad [10]$$

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 2.50.

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

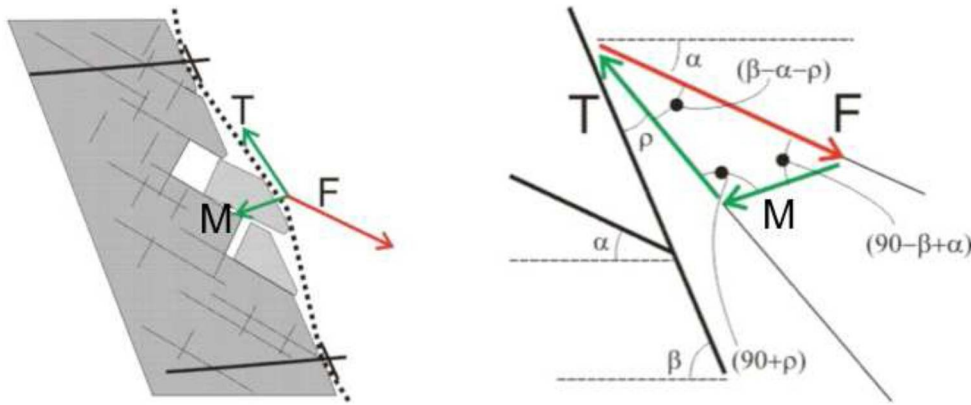


Figura 2 : Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

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]

$$M = F \sin(\beta - \alpha) \quad i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \sin(\beta - \alpha) \quad [11]$$

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 $\alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_v))$ e $\alpha < \beta$
$$V = \frac{1}{2} \cdot i_v^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

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

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

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

$$B_{ulg} - Z_{bulg} \geq 0 \quad [12]$$

dove:

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

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

"Tratto dal 5° innesto per Cicerale all'innesto per Monteforte Cilento"

γ_{bulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.30 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

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

Tabuli di calcolo

Per quanto non espressamente riportato si rimanda al tabulato di calcolo costituente parte integrale della presente relazione.

● Informazioni sul progetto

DIIMENSIONAMENTO RETE PARAMASSI

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	B	65
Altezza totale della parete [m]	Hs	14.00
Altezza dell'accumulo detritico alla base [m]	Hd	0.50
Larghezza dell'accumulo detritico alla base [m]	Td	0.50
Inclinazione della sacca di accumulo [°]	Bd	34.29
Angolo di attrito interno del detrito [°]		20.00
peso specifico del detrito [kN/m ³]		20.00
Angolo di attrito rete-terreno [°]		18.00

Neve

Peso specifico della neve [kN/m ³]	4
Spessore della neve [m]	0

Rete

Tipo di rete	Steelgrid HR 100	
Resistenza a trazione massima [kN/m]		80.00
Peso per unità di superficie [Kg/m ²]		1.76

Fune superiore + ancoraggi di testa

Geometria della fune longitudinale superiore

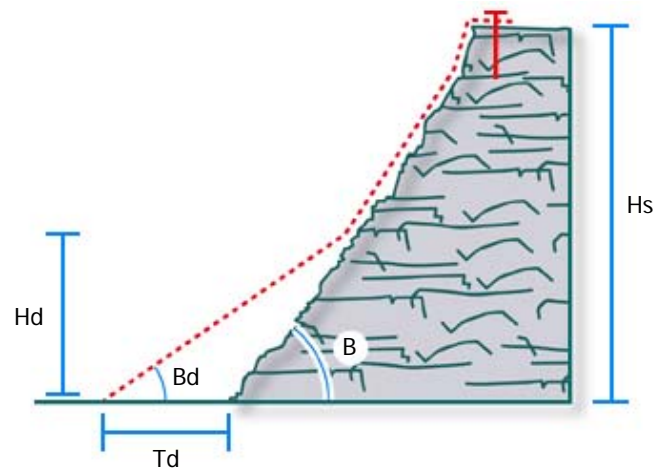
Interasse orizzontale tra gli ancoraggi [m]	9.00
Interasse verticale tra gli ancoraggi [m]	0.00

Tipologia di fune

Diametro della fune [mm]	12
Resistenza nominale dell'acciaio (grado) [MPa]	1770
Anima della fune	Steel
carico di rottura della fune [kN]	90.7

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Steel bars B450C	
Diametro nominale interno della barra (se cava.) [mm]		0
Diametro nominale esterno della barra [mm]		16
Spessore della corona di corrosione [mm]		0
Tensione di snervamento dell'acciaio [MPa]		450
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]		0.50



Fattore di Sicurezza

Parete rocciosa

Coefficiente di sicurezza sui carichi variabili	1.50
Coefficiente di sicurezza sui carichi permanenti	1.00

Rete

Coefficiente di riduzione della resistenza a trazione della rete	1.50
--	------

Geometria della fune longitudinale di testa

Coefficiente di sicurezza sulla riduzione dell'interasse X	1.10
Coefficiente di sicurezza sulla riduzione dell'interasse Y	1.05

Cable type

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza della fune	2.00
---	------

Anchor type

Coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio	1.16
Coefficiente di riduzione per la resistenza della tensione roccia-iniezione	2.00

● Risultati

Mesh capacity check

17.62 Soddisfatta

Crest Rope check

1.18 Soddisfatta

Intermediate anchor check

2.15 Soddisfatta

Lateral anchor check

1.17 Soddisfatta

Progettazione della rete

Carichi totali di progetto [kN/m]	3.03
Resistenza di progetto della rete. [kN/m]	53.33
Rapporto resistenza carico	17.62

Carico totale dovuto al detrito [kN/m]	1.88
Carico totale dovuto alla neve [kN/m]	0.00
Carico totale dovuto alla rete [kN/m]	0.21
Carico totale agente sul rivestimento [kN/m]	2.09

Massimo peso del detrito contenibile dalla rete [kN/m]	390.60
--	--------

Progettazione della fune

Massima resistenza a trazione della fune [kN]	38.50
Carico di lavoro della fune (numinale) [kN]	45.35
Rapporto tra resistenza e carico di lavoro	1.18

Carico massimo sugli ancoraggi intermedi [kN]	20.92
Carico massimo sugli ancoraggi laterali [kN]	38.50
Distanza massima ammissibile tra gli ancoraggi [m]	9.90
Lunghezza totale della corda [m]	10.03
Massima freccia della catenaria [m]	0.69

Carico massimo agente sulla fune [kN/m]	25.92
---	-------

Ancoraggi

Progetto degli ancoraggi intermedi

Resistenza di lavoro a taglio degli ancoraggi [kN]	20.92
Contributo resistente a taglio [kN]	45.03
Resistenza di lavoro degli ancoraggi	2.15

Progettazione degli ancoraggi laterali

Forza massi ma sugli ancoraggi laterali [kN]	38.50
Resistenza di lavoro a taglio degli ancoraggi [kN]	45.03
Resistenza di lavoro degli ancoraggi	1.17

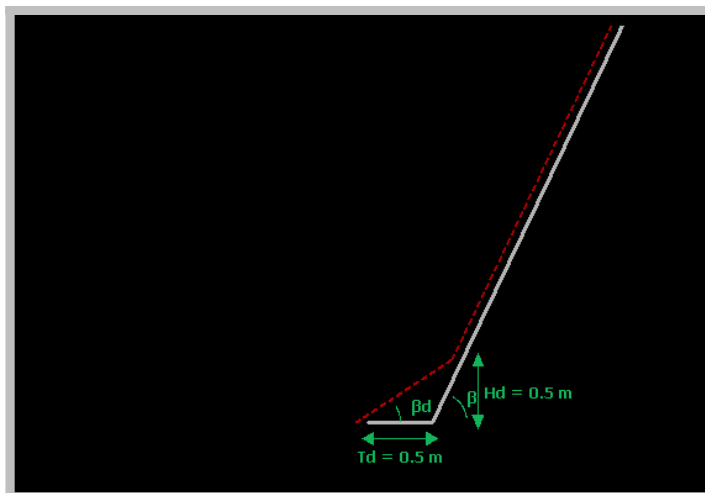
Sezione di lavoro dell'acciaio [mm ²]	201.06
Tensione a snervamento dell'acciaio [kN]	78.00
Resistenza minima richiesta per ancoraggi in fune [kN]	38.50
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	40.00
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	1.53

Peso del detrito per ciascun ancoraggio [kN/m]	25.74
--	-------

Carico massimo ammissibile di detrito

Carico massimo ammissibile di detrito [kN/m]	25.74
Volume massimo ammissibile di detrito [m ³]	1.29

Geometry



Top Cable + Top Anchorages

