

COMUNE DI BIANCAVILLA Provincia di Catania



SIN
BIANCAVILLA
DM-468/2001



OGGETTO: INTERVENTI DI BONIFICA/MESSA IN SICUREZZA PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITA' A PARCO. - C.U.P.: C84G15000000001

PROGETTO ESECUTIVO	ELABORATO	B-2	SCALA	
	TITOLO ELABORATO	RELAZIONI TECNICHE E SPECIALISTICHE D.LGS 50/16 ART. 23 COMMA 8 - (DPR 207/10 ART. 33, LETT. B - ART. 35) STUDIO GEOLOGICO: <ul style="list-style-type: none"> STUDIO GEOLOGICO: INTEGRAZIONE INDAGINI GEOSTRUTTURALE 		
	IL PROGETTISTA - RESPONSABILE DELLA V^ P.O. - AREA TECNICA (Ing. Placido MANCARI)			
	ECOSTAT s.r.l. - IL TECNICO (Dott. Geologo Francesco Petralia)			
	IL R.U.P. (Geom. Antonino Ricceri)			
IL COLLABORATORE (Geom. Placido Gentile)				

SPAZIO PER VISTI	
 SICON S.R.L. SERVIZI INTEGRATI PER L'INGEGNERIA CIVILE	 Società certificata ai sensi della norma UNI ISO 9001 : 2015
VERIFICA DELLA PROGETTAZIONE ESECUTIVA	
ESITO <input checked="" type="checkbox"/> Positivo <input type="checkbox"/> Negativo	
ALLEGATO n. _____ - ELABORATO "B-2" al Rapporto di Verifica conclusivo del _____	
IL PROGETTISTA Ing. Placido Mancari	IL SOGGETTO VERIFICATORE SICON s.r.l. Prof. Ing. Gianni Rizzari
VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Geom. Antonino Ricceri	

IL SINDACO - Antonio Bonanno		
DATA	MARZO 2018	
REV.	DATA	MOTIVO DELLA REVISIONE
1	01/03/2018	RIFERIMENTO DOCUMENTO UNITARIO: Approvato con decreto del Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Prot. N. 316/STA del 06/06/2017. <u>ELABORATO REVISIONATO CON LE PRESCRIZIONI DI CUI AL DECRETO Prot. N. 316/STA</u>
2	02/08/2018	RAPPORTO DI VERIFICA INTERMEDIO N. 1
3	01/10/2018	RAPPORTO DI VERIFICA INTERMEDIO N. 2

**INTERVENTI DI BONIFICA / MESSA IN SICUREZZA
PERMANENTE E RIPRISTINO AMBIENTALE DELL'AREA DI CAVA
DI "MONTE CALVARIO" PER LA FRUIBILITÀ A PARCO**

INTEGRAZIONE ALL'INDAGINE GEOSTRUTTURALE



NOVEMBRE 2015

<p>ECOSTAT s.r.l. L'Amministratore (Ing. Giuseppe Bonanno)</p>	<p>EcoStat s.r.l. Spin-off dell'Università di Catania Via Antonino Longo, 19 - 95125 Catania Cell. 347 3827060 - info@ecostatitalia.it www.ecostatitalia.it P.IVA 05198190877</p> <p><i>Giuseppe Bonanno</i></p>
<p>Il Tecnico (Dott. Geol. Francesco Petralia)</p>	<p><i>Francesco Petralia</i></p> <p></p>

PREMESSA

Su richiesta del Committente, Comune di Biancavilla, si produce il presente elaborato con l'obiettivo di fornire dati utili per poter validare l'adeguatezza degli interventi di messa in sicurezza (consolidamento) proposti per i versanti più acclivi all'interno della Cava di Monte Calvario.

A tal fine si è ritenuto opportuno ricordare brevemente quali siano i dissesti in atto, definire approssimativamente i volumi coinvolti nel dissesto ed infine effettuare delle verifiche di stabilità per le diverse tipologie di intervento, con il calcolo del Fattore di Sicurezza (FS).

In allegato la documentazione relativa ai programmi di calcolo utilizzati e le schede tecniche dei materiali proposti (esclusivamente a titolo di esempio, senza voler proporre una marca piuttosto che un'altra) per gli interventi di consolidamento.

TIPOLOGIE DEI DISSESTI IN ATTO

Come riportato nelle conclusioni delle "Indagine Geostrutturale" (del Giugno 2015) le discontinuità degli ammassi rocciosi studiati risultano disposte prevalentemente in modo perpendicolare (fratture di raffreddamento) e sub-parallelo all'andamento delle pareti rocciose con vario angolo di immersione (fratture di accompagnamento). Questa disposizione delle discontinuità, che tende ad isolare lastroni di roccia, è stata opportunamente sfruttata e coltivata durante periodo di estrazione della roccia, con il risultato che sono oggi presenti potenziali fenomeni di distacco, per ribaltamento e/o per scivolamento lungo una o più discontinuità.

I blocchi lapidei le cui discontinuità non risultino più combacianti (e che quindi si sono già mossi rispetto alla loro originaria posizione) sono stati considerati instabili, in equilibrio precario fino all'eventuale cedimento delle asperità, le quali si oppongono ad ulteriori movimenti, o eventualmente in attesa di un impulso sismico di energia sufficiente a farli mobilitare.

In quest'ambito, ove sono già stati proposti degli interventi di consolidamento, sono state effettuate delle verifiche di stabilità sui fronti ritenuti più significativi per le diverse tipologie di intervento. I dati qui riportati devono però essere presi con il beneficio dell'inventario, poiché le discontinuità - molto aperte e per di più con andamento curvilineo - che interessano le bancate laviche e le brecce ad esse collegate, renderebbero inapplicabili la maggior parte dei fogli di calcolo esistenti. In particolare, nel caso delle brecce - con andamento delle discontinuità analogo a quello dei materiali litoidi - il fattore preponderante nella genesi del dissesto è spesso dovuto all'avanzare dell'erosione,

operata dalle acque meteoriche, che allarga facilmente delle discontinuità con caratteristiche meccaniche estremamente eterogenee e difficilmente modellizzabili.

STIMA DEI VOLUMI DELLE MASSE INSTABILI

1. Nel caso dei blocchi di lava massiva siamo sempre in presenza di volumi che variano da un metro cubo ad alcuni metri cubi. Data una densità di circa 28 kN/m^3 , il peso di questi elementi può variare tra 3 e 14 tonnellate.
2. La porzione brecciata ha invece una densità inferiore, intorno ai 19 kN/m^3 , ed è costituita da una matrice più o meno fine che ingloba elementi decimetrici e metrici, del peso quindi compreso tra circa 2 kg e 2000 kg. In alcuni punti le masse instabili possono includere intere porzioni della breccia insieme a masse litoidi, comprendendo volumi ben superiori.

VERIFICHE DI STABILITÀ

Per le diverse tipologie di intervento previste sono state eseguite delle verifiche di stabilità, in modo da validare l'appropriatezza degli interventi proposti.

La copertura di Spritz Beton, non considerata strutturale in quest'ambito, è stata ipotizzata solo laddove si intendeva ricoprire gli affioramenti contenenti fluoro-edenite, al fine di impedirne ulteriore rilascio nell'ambiente.

Le brecce possono essere rappresentate da una sola unità litotecnica, che dal punto di vista meccanico viene caratterizzato dai seguenti parametri (sicuramente cautelativi):

- Peso di volume apparente $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
- Coesione drenata $C' = 0 \text{ kN/m}^2$
- Angolo di attrito interno $\varphi' = 35^\circ$

Sulla base delle prove effettuate in situ con lo sclerometro, dal punto di vista meccanico le lave possono essere caratterizzate dai seguenti parametri (anche qui sicuramente cautelativi, in particolare l'angolo di attrito interno):

- Peso di volume apparente $\gamma = 28.00 \text{ kN/m}^3$
- Coesione drenata $C' = 0 \text{ kN/m}^2$
- Angolo di attrito interno $\varphi' = 35^\circ$

Nel caso in cui si sia inserito l'impulso sismico nel calcolo si è fatto riferimento ai valori forniti dall'INGV: per la zona in esame risulta $0,200 < g < 0,225$, come si evince dalla Figura 1.

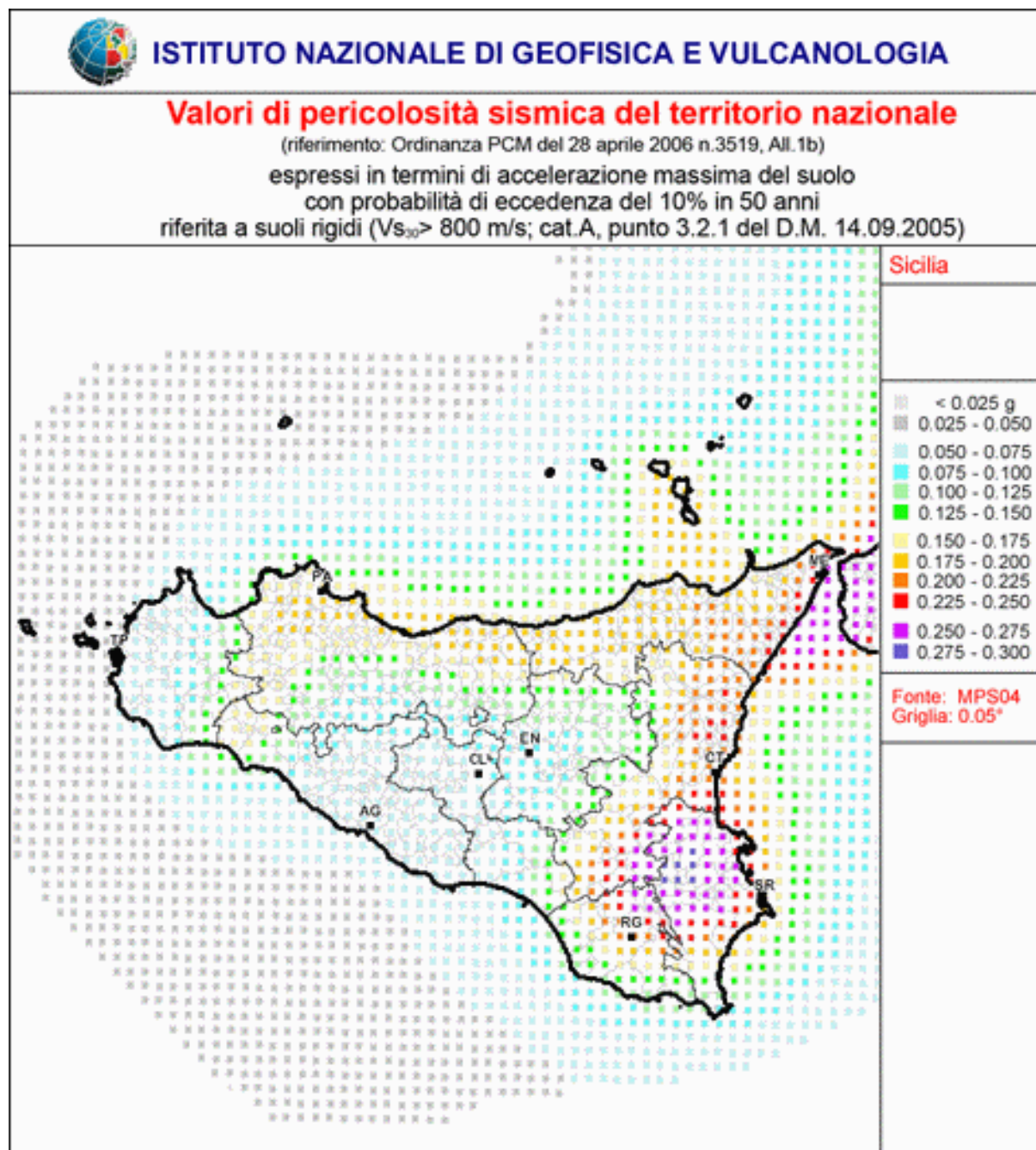
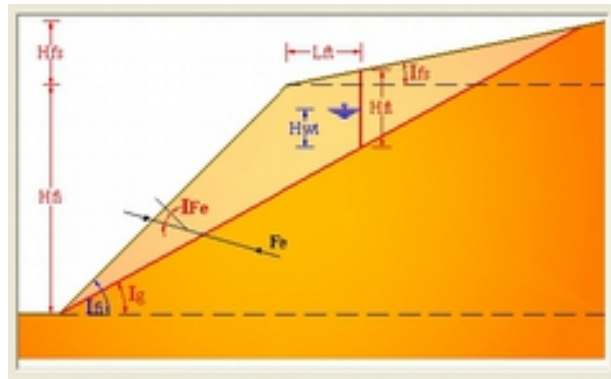


Fig. 1 - Accelerazione massima del suolo.

SEZIONE A-A'



Ipotesi di lavoro: **SCIVOLAMENTO LUNGO UN SINGOLO PIANO** con presenza di fratture di trazione e di acqua nelle fratture e nei giunti (fronte superiore inclinato)

Condizione dinamica: **Sisma assente**

Introduzione dati:	Risultati:
Altezza del fronte inferiore = 16 m Inclinazione del fronte inferiore = 59° Inclinazione del giunto = 30° Peso di volume della roccia = 2 t/mc Coesione sul giunto = 0 t/mq Angolo di attrito sul giunto = 35° Inclinazione del fronte superiore = 20° Altezza dell'acqua sul giunto = 1 m Altezza dell'acqua nella frattura di trazione = 1 m Dist. della frattura di trazione dal ciglio di scarpata = 5 m	Altezza del fronte superiore = 33,8241 m Lunghezza del piano di scivolamento = 16,8745 m Peso del cuneo di distacco = 199,6193 t/m Spinta idraulica sul piano = 16,8745 t/m Spinta idraulica nella frattura di trazione = 0,5 t/m Altezza della frattura di trazione = 9,3826 m Forze stabilizzanti = 109,0579 t/m Forze destabilizzanti = 100,2427 t/m Fattore di sicurezza = 1,0879

Condizione dinamica: **Sisma presente**

	Forza di inerzia dovuta all'azione sismica = 24,9524 t/m Forze stabilizzanti = 100,322 t/m Forze destabilizzanti = 121,8521 t/m Fattore di sicurezza = 0,8233
--	---

Il FS (Fattore di Sicurezza) risulta pari ad 1 anche se in presenza parziale d'acqua all'interno delle discontinuità, ma scende al disotto di tale valore in presenza di accelerazione sismica (0,25 g).

INTERVENTO PROPOSTO:

Consolidamento con reti in aderenza (Vedi Tavola 4, Tipologie di Intervento).

Gli ancoraggi delle reti devono raggiungere una profondità di almeno 6 metri per attestarsi oltre la discontinuità di scivolamento.

La scogliera di massi ciclopici al piede della parete ha il duplice scopo di impedire movimenti al piede, dato che si ritiene eccessivamente pericoloso operare con altri metodi al disotto del pendio, e di evitare la necessità di effettuare sbancamenti e/o riprofilature di versante, che disperderebbero inevitabilmente una gran quantità di fluoro-edenite nell'ambiente.

SEZIONE L-L'



Prima ipotesi di lavoro: SCIVOLAMENTO LUNGO UN SINGOLO PIANO con assenza di acqua nei giunti (fronte superiore piano)

Condizione dinamica: **Sisma presente**

Introduzione dati:	Risultati:
Altezza del fronte inferiore = 8 m Inclinazione del fronte inferiore = 90° Inclinazione del giunto = 25° Peso di volume della roccia = 2 t/mc Coesione sul giunto = 0 t/mq Angolo di attrito sul giunto = 35° Accelerazione orizzontale massima = 0,25g Altezza dell'acqua sul giunto = 0 m	Lunghezza del piano di scivolamento = 18,9296 m Peso del cuneo di distacco = 137,2484 t/m Spinta idraulica sul piano = 0 t/m Forza di inerzia dovuta all'azione sismica = 17,1561 t/m Forze stabilizzanti = 82,0215 t/m Forze destabilizzanti = 73,5524 t/m Fattore di sicurezza = 1,1151

Seconda ipotesi di lavoro: SCIVOLAMENTO LUNGO UN SINGOLO PIANO con presenza di acqua nei giunti (fronte superiore piano)

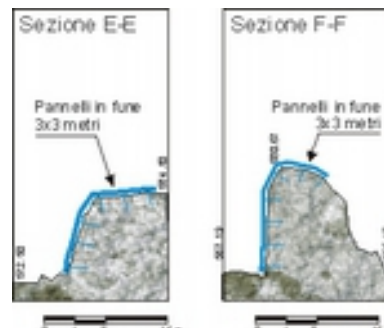
Condizione dinamica: **Sisma presente**

Introduzione dati:	Risultati:
Altezza dell'acqua sul giunto = 2 m	Spinta idraulica sul piano = 4,7324 t/m Forza di inerzia dovuta all'azione sismica = 17,1561 t/m Forze stabilizzanti = 78,7079 t/m Forze destabilizzanti = 73,5524 t/m Fattore di sicurezza = 1,0701

INTERVENTO PROPOSTO:

Consolidamento con reti in aderenza. Gli ancoraggi delle reti devono raggiungere una profondità di almeno 6 metri per attestarsi oltre la discontinuità di scivolamento (Vedi Tavola 4, Tipologie di Intervento).

SEZIONE F-F'



Ipotesi di lavoro: SCIVOLAMENTO LUNGO UN SINGOLO PIANO con presenza di fratture di trazione e di acqua nelle fratture e nei giunti (fronte superiore piano). Si ipotizza la mobilitazione di più masse litoidi interconnesse lungo le principali di discontinuità.

Condizione dinamica: Sisma assente

Introduzione dati:	Risultati:
Altezza del fronte inferiore = 8 m Inclinazione del fronte inferiore = 89° Inclinazione del giunto = 45° Peso di volume della roccia = 2,8 t/mc Coesione sul giunto = 0 t/mq Angolo di attrito sul giunto = 35° Altezza dell'acqua sul giunto = 1 m Altezza dell'acqua nella frattura di trazione = 1 m Dist. frattura di trazione dal ciglio di scarpata = 1,5 m	Lunghezza del piano di scivolamento = 2,3188 m Peso del cuneo di distacco = 31,4002 t/m Spinta idraulica sul piano = 2,3188 t/m Spinta idraulica nella frattura di trazione = 0,5 t/m Altezza della frattura di trazione = 6,3604 m Forze stabilizzanti = 13,6757 t/m Forze destabilizzanti = 22,5568 t/m Fattore di sicurezza = 0,6063

Condizione dinamica: Sisma presente

	Forza di inerzia dovuta all'azione sismica = 3,925 t/m Forze stabilizzanti = 11,7323 t/m Forze destabilizzanti = 25,3322 t/m Fattore di sicurezza = 0,4631
--	--

INTERVENTO PROPOSTO:

Consolidamento con pannelli di fune
 Ancoraggi con profondità di almeno 3 metri.
 (Vedi Tavola 4, Tipologie di Intervento)

Non dovendo impedire la caduta di materiale di piccole dimensioni si è optato per i Pannelli di Fune, idonei al contenimento di blocchi lapidei di grande volume, offrono una resistenza più elevata rispetto alle reti e risultano di più rapida applicazione.

PARETE SE-10



Ipotesi di lavoro: SCORRIMENTO DI BLOCCHI DI ROCCIA A FORMA DI CUNEO

Per questa parete, interessata da fratture con orientazione molto variabile (anche in seno alla frattura stessa) si è tentata l'applicazione del Test di Markland come primo approccio per valutare le discontinuità che, intersecandosi, possono generare un cuneo di roccia amovibile per scivolamento. Individuati i piani di scivolamento è stato adoperato un software che consente in modo rapido di effettuare il calcolo di verifica.

Lo scivolamento di un cuneo è uno dei casi più frequentemente incontrato nella pratica. Quando si hanno più discontinuità diversamente orientate, possono intersecarsi a formare un cuneo di roccia di forma tetraedrica che può dar luogo ad un meccanismo tridimensionale di rottura. Il moto associato allo scivolamento può, a seconda della sua direzione e della giacitura dei piani di discontinuità, avvenire lungo una linea di intersezione dei due piani, a condizione che questa retta abbia un'inclinazione inferiore a quella del fronte ed una direzione uguale a quella di immersione del fronte, o interessarne uno solo.

TEST DI MARKLAND

Lo scopo del test di Markland è quello di quantificare la possibilità della rottura di un cuneo di roccia nel quale lo scorrimento avviene lungo la linea di intersezione di due discontinuità planari.

Il fattore di sicurezza del pendio dipende dalla inclinazione della linea di intersezione, dalla resistenza a taglio della superficie della discontinuità e dalla geometria del cuneo. Il caso limite si verifica quando il cuneo degenera in un piano, cioè i due piani hanno inclinazione ed immersione coincidenti e quando la resistenza a taglio di questo piano è dovuta solo all'attrito. Lo scorrimento, in queste condizioni, si verifica quando l'inclinazione del piano è maggiore dell'angolo di attrito e si può eseguire una verifica di stabilità preliminare confrontando l'inclinazione della linea di intersezione dei due piani e l'angolo di attrito della superficie rocciosa: il pendio è potenzialmente instabile quando il punto, in un diagramma equiareale, che definisce la linea di intersezione dei due piani cade all'interno dell'area delimitata dal grande cerchio che rappresenta il pendio ed il cerchio che rappresenta l'angolo di attrito.

E' da tener presente che il test è stato implementato per valutare le discontinuità critiche, a questo test devono seguire verifiche di stabilità più approfondite.

Un ulteriore sviluppo del test di Markland è stato implementato da Hocking; il test infatti prevede la possibilità che lo scorrimento avvenga lungo uno dei piani che costituiscono il cuneo e non solo lungo la linea di intersezione dei due piani stessi.

Infatti se è soddisfatto il test di Markland e l'immersione di uno dei piani cade tra l'immersione del pendio e la direzione della linea di intersezione, lo scorrimento avverrà sul piano piuttosto che lungo la linea di intersezione.

Risultato del Test di Markland sulla PARETE SE-10 (Fig. 2):

- 1) Rottura lungo l'intersezione tra il piano 2(A) e il piano 5(B) - modulo intersezione: 110,61 - modulo pendio: 25,39 - modulo Attrito: 130,60
- 2) Rottura lungo l'intersezione tra il piano 2(A) e il piano 6(B) (non presa in considerazione)
- 3) Rottura lungo l'intersezione tra il piano 4(A) e il piano 5(B) - modulo intersezione: 74,25 - modulo pendio: 25,31 - modulo Attrito: 130,60
- 4) Rottura lungo l'intersezione tra il piano 4(A) e il piano 6(B) (non presa in considerazione)
- 5) Rottura lungo l'intersezione tra il piano 5(A) e il piano 6(B) (non presa in considerazione)

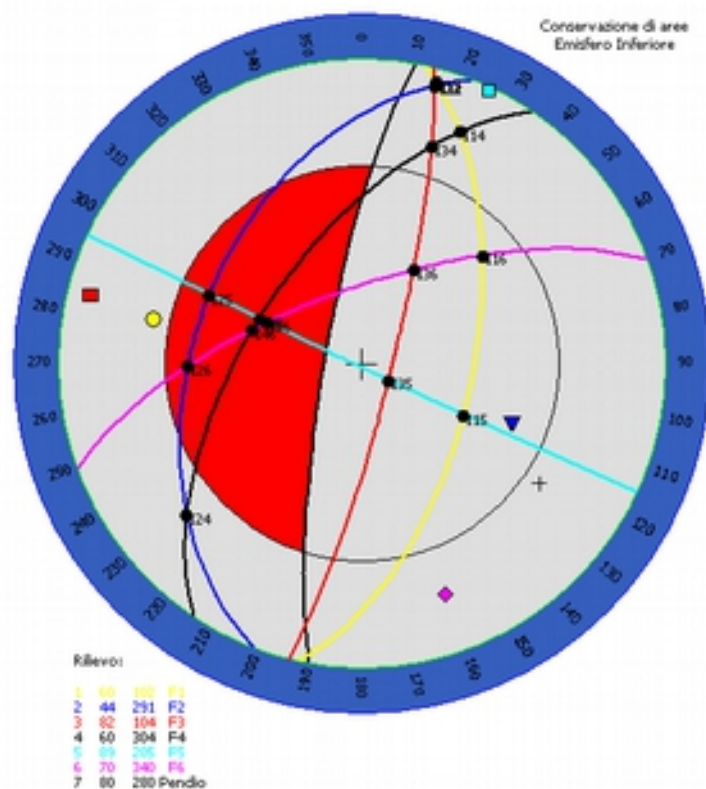
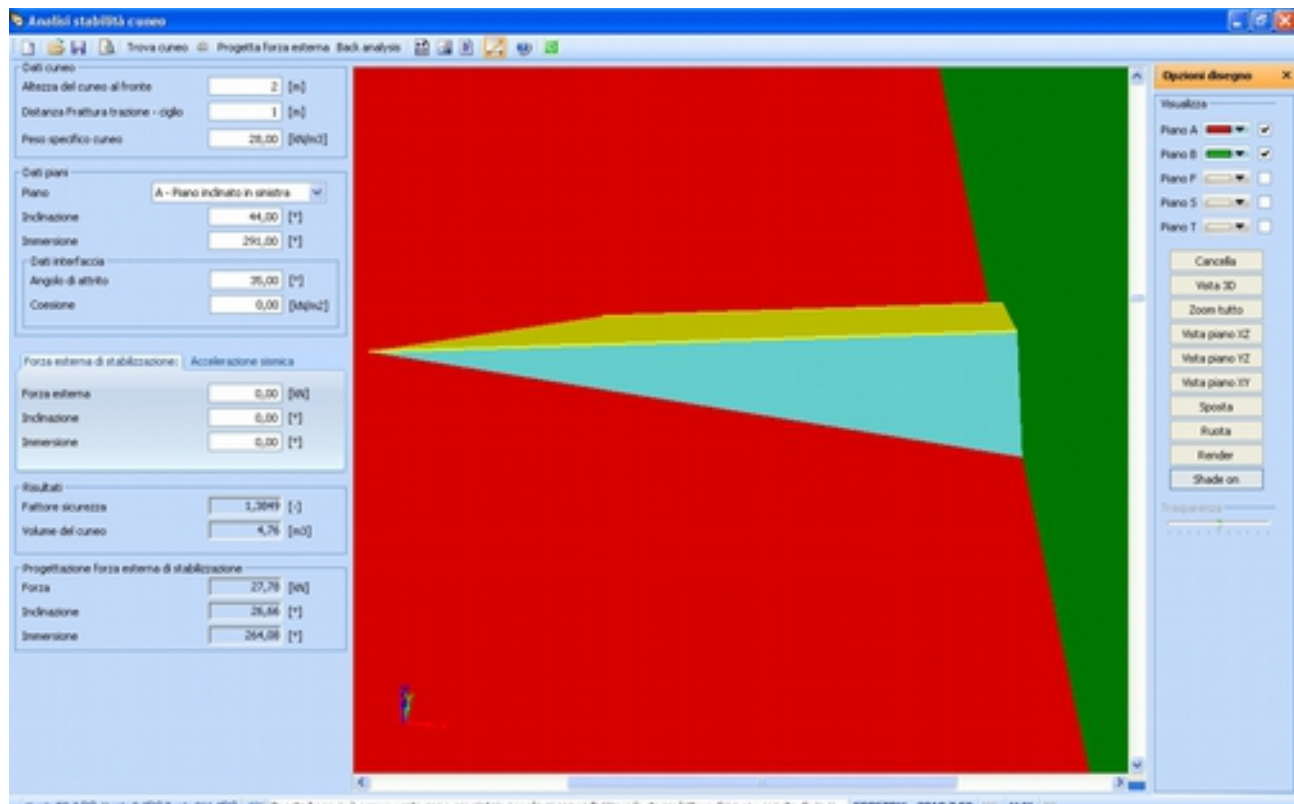


Fig. 2 - Risultato del Test di Markland sulla PARETE SE-10

SE-10 - CASO 1

Rottura lungo l'intersezione tra il piano 2(A) e il piano 5(B) secondo il Test di Markland

- modulo intersezione: 110,61
- modulo pendio: 25,39
- modulo Attrito: 130,60



In questo caso il Fattore di Sicurezza risulta di poco superiore ad 1 ma non sono state prese in considerazione spinte generate dall'acqua o eventi sismici.

INTERVENTO PROPOSTO:

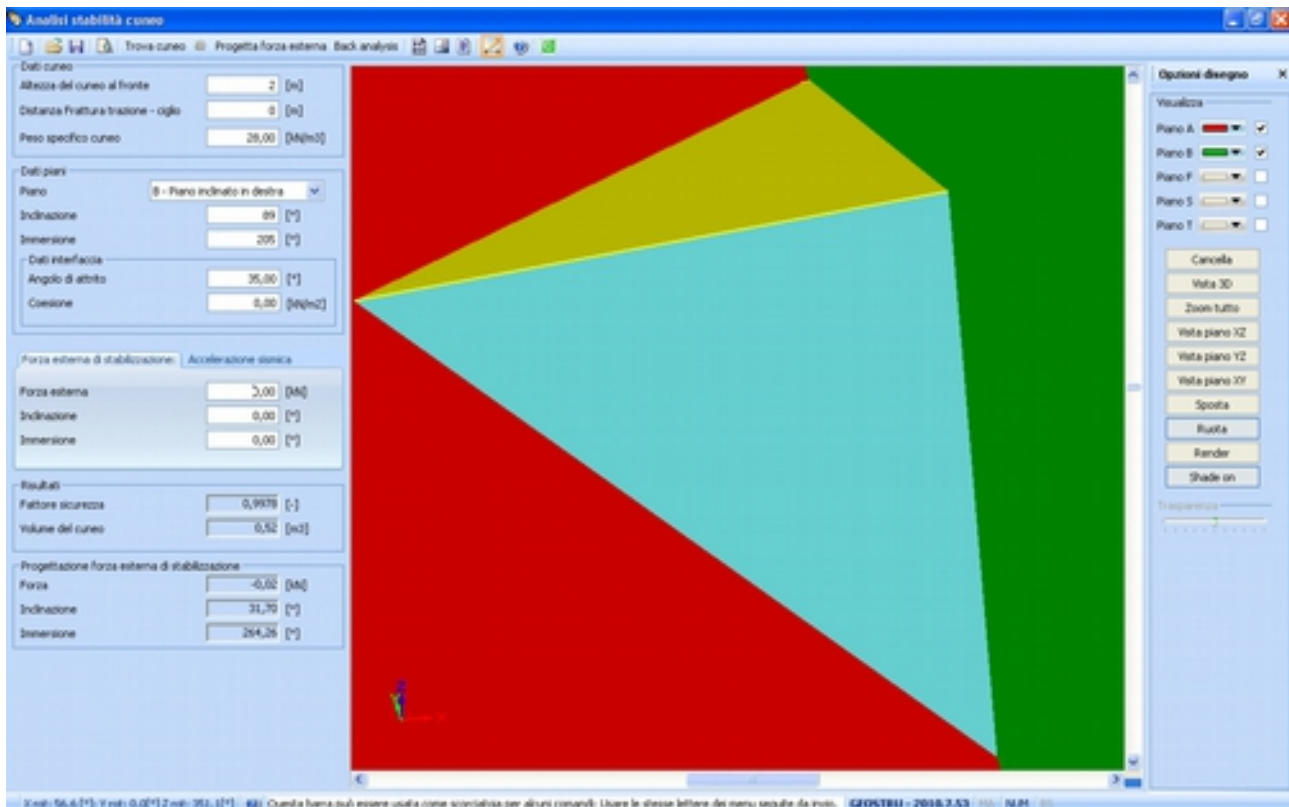
Consolidamento con rete in aderenza (Vedi Tavola 4, Tipologie di Intervento).

La rete verrà ancorata alla parete in testa ed al piede, dotata di graffettatura (chiodatura) ad intervalli regolari, a seconda delle indicazioni del costruttore e del progettista.

SE-10 - CASO 3

Rottura lungo l'intersezione tra il piano 4(A) e il piano 5(B) secondo il Test di Markland

- modulo intersezione: 74,25
- modulo pendio: 25,31
- modulo Attrito: 130,60



In questo caso il Fattore di Sicurezza risulta prossimo ad 1 ma anche in questo caso non sono state prese in considerazione spinte generate dall'acqua o eventi sismici.

INTERVENTO PROPOSTO:

Consolidamento con rete in aderenza (Vedi Tavola 4, Tipologie di Intervento).

La rete verrà ancorata alla parete in testa ed al piede, dotata di graffettatura (chiodatura) ad intervalli regolari, a seconda delle indicazioni del costruttore e del progettista.

DATI TECNICI DEI MATERIALI

A parte le zone in cui sono state proposte delle scogliere di massi ciclopici, che con il loro peso impediscono e/o contengono movimenti al piede dei versanti e permettono una lavorazione sicura da parte degli operatori, sono stati previsti interventi di messa in opera di reti in aderenza (per la parte brecciata o di alternanza lave/brecce) e di pannelli di fune (per la parte interamente costituita da lave massive).

Per le reti in aderenza la profondità degli ancoraggi è stata stabilita in base all'andamento delle discontinuità sub-parallele al fronte ed alla presenza o meno di spessori di lave brecciate. A titolo di esempio si veda la situazione a pag. 11 della "Relazione Geologica", nella quale evidentemente gli ancoraggi attestati ad una profondità di tre o quattro metri sarebbero inadeguati.

Le reti proposte hanno una resistenza allo sfondamento di punta compreso tra 280 e 370 kN, mentre sopportano uno stress tensionale parallelo al versante compreso tra 50 e 75 kN.

Le barre di ancoraggio utilizzate per mantenere in aderenza le reti (prendiamo come esempio le barre piene MACCAFERRI Ø 20/23 mm a filettatura continua) hanno un carico di snervamento di 160 kN e si rompono a 175 kN.

I pannelli di fune della MACCAFERRI hanno una resistenza a trazione di 211 kN, mentre hanno una resistenza a punzonamento di 280 kN.

Le barre di ancoraggio utilizzate per mantenere in posizione i pannelli di fune (prendiamo come esempio le barre piene MACCAFERRI Ø 25/29 mm a filettatura continua) hanno un carico di snervamento di 245 kN e si rompono a 270 kN.

CONCLUSIONI

Da quanto fin qui esposto risulta chiaro che:

1. sulle pareti rocciose in esame insistono condizioni di equilibrio che, con un minimo apporto energetico (spinta d'acqua all'interno delle discontinuità o scossa tellurica), possono evolvere verso la mobilitazione (crollo);
2. le masse coinvolte in un eventuale crollo ed il loro peso richiedono forze di contenimento elevate che, a prescindere dalla progettazione della tipologia di ancoraggio, risultano ampiamente contenibili dall'impiego dei presidi proposti, come si evince dai dati tecnici caratteristici forniti.

Mentre nel caso delle pareti di materiale lapideo vi è principalmente la necessità di impedire alle masse litoidi instabili ulteriori movimenti che possano innescare un crollo, nel caso delle aree miste o prevalentemente costituite da brecce occorre arrestare anche l'asportazione della matrice della breccia dovuta all'azione delle acque meteoriche ed impedire il conseguente distacco di massi. In questo secondo caso l'impiego dello Spritz Beton assolverebbe al duplice scopo di impedire ulteriore asportazione di materiale fine il quale include anche le nefaste fibre di Fluoro-edenite.

In generale però, su ogni fronte di scavo, bisognerà impedire il naturale processo di allentamento delle discontinuità, che è stato innescato dall'asportazione del materiale di confinamento (materiale cavato). La scelta della tipologia degli interventi riportati nella precedente relazione "Proposte per la Messa in Sicurezza", è stata fatta tenendo conto di queste considerazioni, oltre ad essere stata dettata dalle esperienze fatte in ambiti analoghi (cave di basalto e consolidamenti di pareti rocciose costituite da lave e brecce).

ALLEGATI:

- Geostru Software - Scivolamento lungo un singolo piano
- Geostru Software - Scivolamento di un cuneo di roccia
- Schede Tecniche dei materiali per la realizzazione degli interventi proposti

Scivolamento lungo un singolo piano

Nelle condizioni di equilibrio limite di una scarpata interessata da un giunto, con un fronte superiore piano (Fig. 1), cioè quando una discontinuità presenta un'inclinazione inferiore all'inclinazione del fronte ed una immersione prossima ($\pm 20^\circ$) a quella del fronte, l'analisi delle condizioni di stabilità viene eseguita così come per tutti gli altri cinematismi di rottura piani.

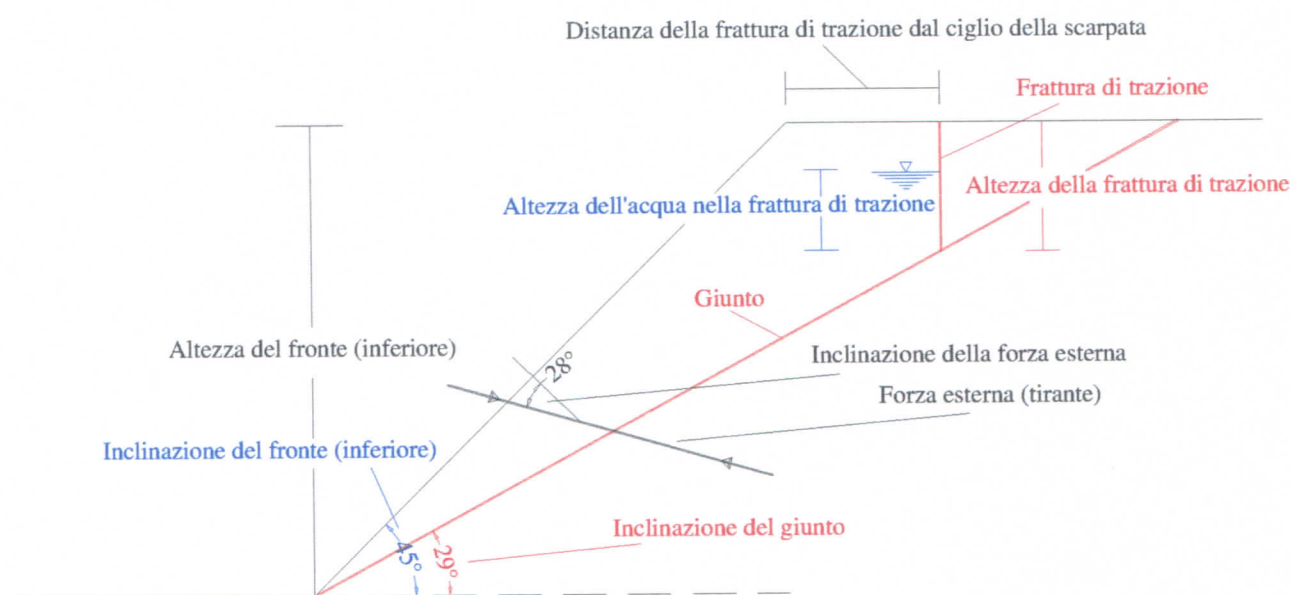


Figura 1 – Condizioni di equilibrio limite di una scarpata interessata da un giunto, con un fronte superiore piano.

In genere si ipotizzano due possibili geometrie di rottura: assenza o presenza di una frattura di trazione aperta nella parte superiore della scarpata.

Nell'ipotesi di assenza di fratture di trazione e di forze esterne, la più semplice, le condizioni di equilibrio vengono espresse dalla:

$$F_s = \frac{c A + N \tan \phi}{T} = \frac{c A + W \cos \psi \tan \phi}{W \sin \psi}$$

dove :

A = lunghezza del piano di scivolamento:

$$A = \frac{H_f}{\sin \psi}$$

W = peso del cuneo di distacco

ψ = inclinazione del giunto.

Quando invece sono presenti forze esterne e acqua nei giunti, le condizioni di equilibrio sono espresse dalla formula più generale:

$$F_s = \frac{c A + N \tan \phi}{T} = \frac{c A + (W \cos \psi - F_H \sin \psi - U + Q \cos \theta) \tan \phi}{W \sin \psi + F_H \cos \psi - Q \sin \theta}$$

dove, oltre ai simboli già visti:

F_H = forza d'inerzia dovuta al sisma

U = spinta idraulica sul piano

Q = forze esterne

θ = inclinazione delle forze esterne.

La geometria del problema si risolve con:

F_H = forza d'inerzia dovuta al sisma

$$F_H = 0,5 S \frac{a_g}{g} W$$

dove $S = 1$, trattandosi di formazioni rocciose.

W = peso del cuneo di distacco

$$W = \frac{\gamma}{2} H_f^2 (\cot \psi - \cot \alpha)$$

U = spinta idraulica sul piano

$$U = \frac{\gamma_w H_w^2}{2 \sin \psi}$$

dove:

H_f = altezza del fronte

α = inclinazione del fronte

γ = peso di volume della roccia

γ_w = peso di volume dell'acqua

H_w = altezza dell'acqua

a_g = accelerazione orizzontale massima.

Quando si è in presenza di una frattura di trazione, il caso più generale diventa:

$$F_s = \frac{c A + N \tan \phi}{T} = \frac{c A + (W \cos \psi - F_H \sin \psi - U - V \sin \psi + Q \cos \theta) \tan \phi}{W \sin \psi + F_H \cos \psi + V \cos \psi - Q \sin \psi}$$

per cui si hanno i nuovi valori:

$$A = \frac{H_f - z}{\sin \psi}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} [H_f^2 (\cot \psi - \cot \alpha) - z^2 \cot \psi]$$

$$U = \frac{\gamma_w z_w A}{2}$$

$$V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

$$z = H_f \left(1 - \frac{\tan \psi}{\tan \alpha} \right) - b \tan \psi$$

dove:

z = altezza della frattura di trazione

b = distanza della frattura di trazione dal ciglio della scarpata

z_w = altezza dell'acqua nella frattura di trazione

V = spinta idraulica nella frattura di trazione.

E' da tener in conto che la relazione che esprime il valore della spinta idraulica sul giunto è valida per condizioni di scarpata drenata in caso di precipitazioni intense. Quando il drenaggio al piede è impedito, come per esempio nel caso di un bacino di ritenuta (Fig. 2), il valore della spinta idraulica sul giunto vale:

$$U = \frac{\gamma_w (H_w + z_w) A}{2}$$

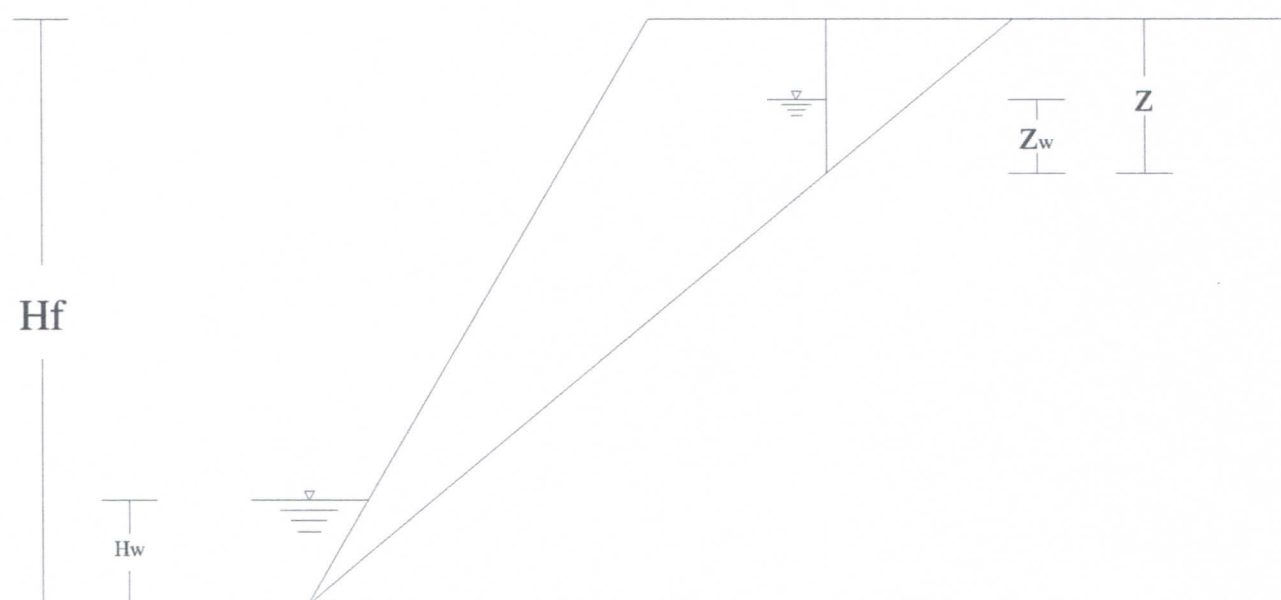


Figura 2

Nel caso in cui il piano di scivolamento interessa un fronte superiore leggermente inclinato, con inclinazione β (Fig. 2), le variabili necessarie all'analisi di stabilità, oltre a quelle già note, sono:

H_p = altezza del fronte (fronte inferiore + fronte superiore)

$$H_p = H_f \left(\frac{\cot \beta - \cot \alpha}{\cot \beta - \cot \psi} \right)$$

$$A = \frac{H_p}{\sin \psi}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} [H_p H_f (\cot \psi - \cot \alpha)]$$

Quando poi si è in presenza di una frattura di trazione, si ha:

$$A = \frac{H_f \cot \alpha + b}{\cos \psi}$$

$$W = \frac{\gamma}{2} \left[H_p H_f \frac{\sin (\alpha - \psi)}{\sin \alpha \sin \psi} - z \left(\frac{H_p - H_f}{\tan \beta} - b \right) \right]$$

$$z = H_f \left(1 - \frac{\tan \psi}{\tan \alpha} \right) - b (\tan \psi - \tan \beta)$$

Fronte superiore inclinato

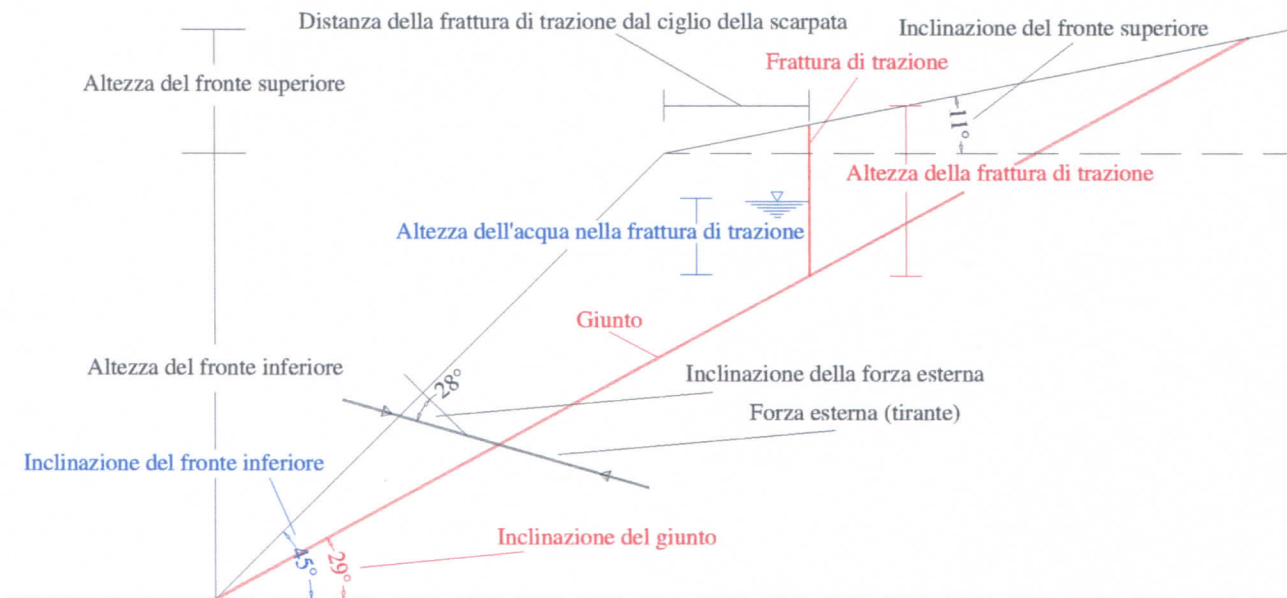


Figura 3 - Condizioni di equilibrio limite di una scarpata interessata da un giunto, con un fronte superiore inclinato.

Anche in questo caso, quando il drenaggio al piede è impedito, il valore della spinta idraulica sul giunto vale:

$$U = \frac{\gamma_w (H_w + z_w) A}{2}$$

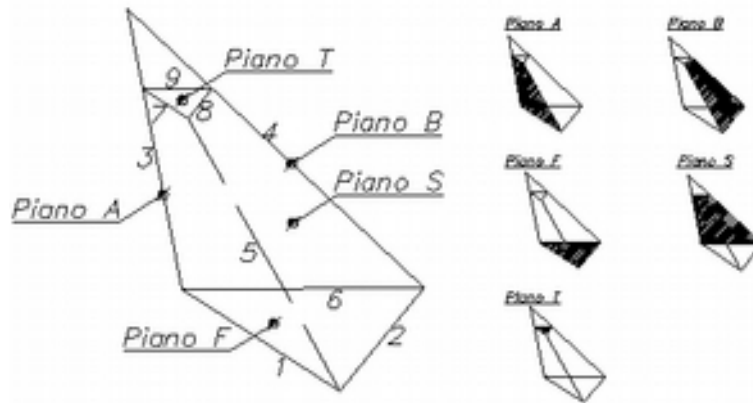
ALLEGATO 2

Impiego del software GEOSTRU per la verifica di scivolamento di un cuneo di roccia

Il calcolo



Lo schema per il quale viene effettuato il calcolo è il seguente:



Schema del modello di calcolo

Con riferimento alla figura che segue, il calcolo del coefficiente di sicurezza nelle condizioni di tridimensionalità tipiche del modello comporta la determinazione dei versori rappresentativi della giacitura di ogni piano:

- Normale al piano A;
- Normale al piano B;
- Normale all'eventuale piano superiore S;
- Normale al piano del fronte F;
- Normale all'eventuale piano della frattura di trazione T.

Nel caso di presenza di forze esterne, (pseudo statiche, di stabilizzazione) si devono definire anche i versori nelle loro direzioni di azione.

- Dei vettori che individuano le linee di intersezione tra due piani, la cui giacitura è individuata dal prodotto esterno dei loro versori normali;
- Delle dimensioni lineari e del volume di roccia del cuneo;
- Delle aree dei piani A, B e T al fine di computare i contributi di resistenza attrittiva ed eventualmente coesiva;
- Dei coefficienti delle relazioni effettive normali;
- Del peso del cuneo mobilitato;
- Delle spinte idrauliche sull'eventuale frattura di trazione, sui piani A e B, ed eventualmente sul fronte;
- Dei controlli atti a definire la possibilità cinematica dello scivolamento tridimensionale ed il tipo di scivolamento;
- Delle forze aggiuntive resistenti (forze di stabilizzazione) e instabilizzanti (condizioni sismiche) e del coefficiente di sicurezza

ALLEGATO 3

Schede Tecniche dei Materiali

RETE PARAMASSI GALMAC

La rete paramassi viene usata per il controllo e la prevenzione della caduta di massi e detriti dalle pareti rocciose lungo infrastrutture stradali e ferroviarie. Si tratta di una rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale, tipo 8x10, tessuta con filo d'acciaio, protetto con Galmac (lega eutettica Zn-Al 5%). La rete è prodotta in accordo con il regolamento 305/2011 (ex Direttiva Europea 89/106/CEE). È conforme alle "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione", approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con parere nr. 69 (2013) e con UNI EN 10223-3:2013 e provvisti di marcatura CE in conformità con ETA-13/0524.

Le dimensioni e le misure della rete con filo provvisto di rivestimento Galmac sono mostrate in Tabella 1.

Il sistema di produzione e gestione aziendale è certificato in conformità alle norme ISO 9001 e ISO 14001 (relativa al sistema di gestione ambientale).

La rete metallica a doppia torsione in maglia esagonale ha resistenza nominale a trazione come indicato in Tabella 2 e prescritto dalle Linee Guida sopra menzionate.

La capacità di carico medio a punzonamento della rete è:

per la maglia 6x8 diametro 2.7, pari a 82 kN,

per la maglia 8x10 diametro 2.7, pari a 67 kN,

per la maglia 8x10 diametro 3.0, pari a 82 kN.

(test eseguiti in accordo a UNI EN 11437) come da Tabella 2.

Filo

Il filo utilizzato nella produzione della maglia è rivestito con Galmac classe A, (lega eutettica di Zinco - Alluminio 5%).

Tutti i test sul filo devono essere fatti prima della fabbricazione della maglia.

1. **Resistenza a trazione:** i fili utilizzati per la produzione della maglia e del filo di legatura, dovranno avere una resistenza a trazione di $350-550 \text{ N/mm}^2$, in conformità a quanto previsto dalla UNI-EN 10223-3:2013, relativa al filo in acciaio dolce. Le tolleranze sul filo (Tabella 3) trovano riscontro nelle disposizioni della UNI-EN 10218 (Classe T1).
2. **Allungamento:** L'allungamento non deve essere inferiore all'8%, (UNI-EN 10223-3:2013).
3. **Rivestimento Galmac:** le quantità minime di Galmac riportate in Tabella 3 soddisfano le disposizioni delle UNI-EN 10244-2 (Tabella 2 - Classe A).
4. **Aderenza del rivestimento:** l'aderenza del rivestimento Galmac dovrà essere in accordo a UNI EN 10244.
5. **Resistenza del rivestimento Galmac alla prova di invecchiamento accelerato** in ambiente contenente anidride solforosa (28 cicli) secondo UNI EN ISO 6988 (ruggine rossa inferiore o uguale al 5%).

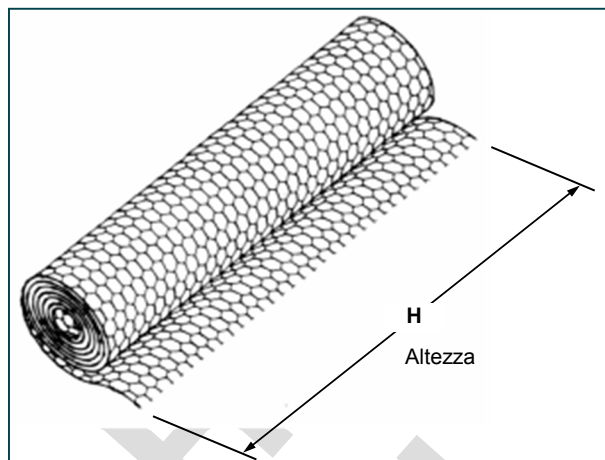


Figura 1

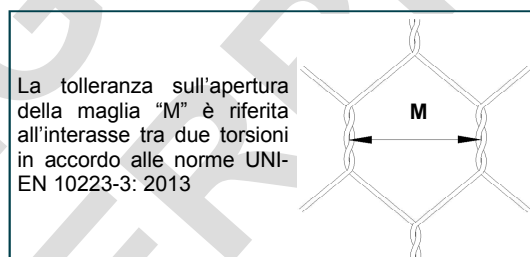


Figura 2



Esempio della protezione Rete Paramassi



Certificazione di accompagnamento materiali:

Prima della messa in opera e per ogni partita ricevuta in cantiere l'appaltatore dovrà consegnare alla D.L. la Dichiarazione di Prestazione (DOP) rilasciata in originale, nella quale vengono specificati il tipo e nome commerciale del prodotto, la Ditta produttrice, la Ditta a cui viene consegnato il prodotto, la località del cantiere e le quantità fornite.

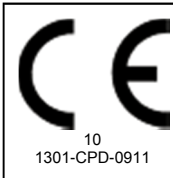


Tabella 1 - Dimensioni della rete paramassi

L=Lunghezza (m)	H=Altezza (m)
25	2, 3, 4
50	2, 3, 4
100	2, 3, 4

Tutte le dimensioni sono nominali
(Tolleranze 0/+1 m in lunghezza, e \pm D dell'altezza)

Operazioni di legatura

Le operazioni di legatura possono essere effettuate utilizzando gli strumenti mostrati nella Fig.5. I punti metallici in acciaio, aventi le seguenti caratteristiche, possono essere utilizzati invece del filo di legatura (Figure. 3, 4):

- diametro 3.00 mm,
- carico di rottura: 170 kg/mm²

Lo spazio fra i punti non deve eccedere i 200 mm (Fig.3)

Richiesta d'offerta

Quando si richiede un'offerta, specificare:

- dimensioni (lunghezza x altezza, vedi fig.1),
- tipo di maglia
- tipo di rivestimento

ESEMPIO: No.100 rotoli di Lunghezza=25m, Altezza=4m -Tipo di Maglia 8x10 - Diam. del filo 2.7 mm - rivestimento Galmac.

2. Combinazioni standard di Maglia-Filo

Tipo	M (mm)	Tolleranza	Diametro Filo (mm)	Resistenza nominale a rottura (kN/m)	Carico medio a punzonam. kN
6x8	60	-0/+8 mm	2.7	58	82
8x10	80	-0/+10 mm	2.7 3.0	50 60	67 82

3. Tipologie standard dei diametri di filo

		Filo della Maglia	Filo Bordatura	Filo di Legatura
Diametro interno filo	\emptyset mm	2.7 3.0	3.4 3.9	2.2
Tolleranza Filo	(\pm) \emptyset mm	0.06	0.07	0.06
Q.tà minima rivestimento	gr/m ²	245 255	265 275	230

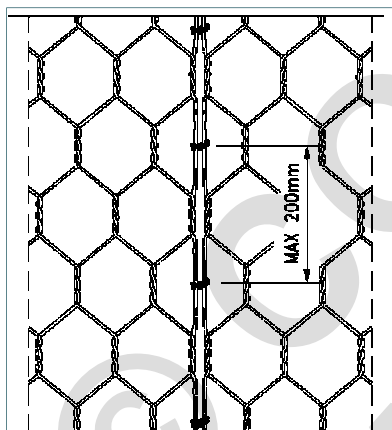


Figura 3: punti metallici

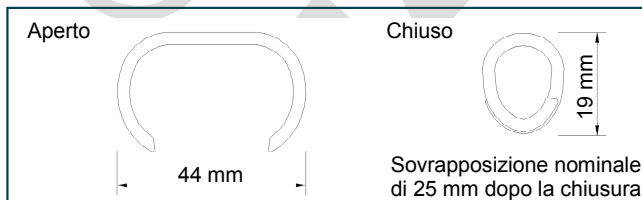


Figura 4

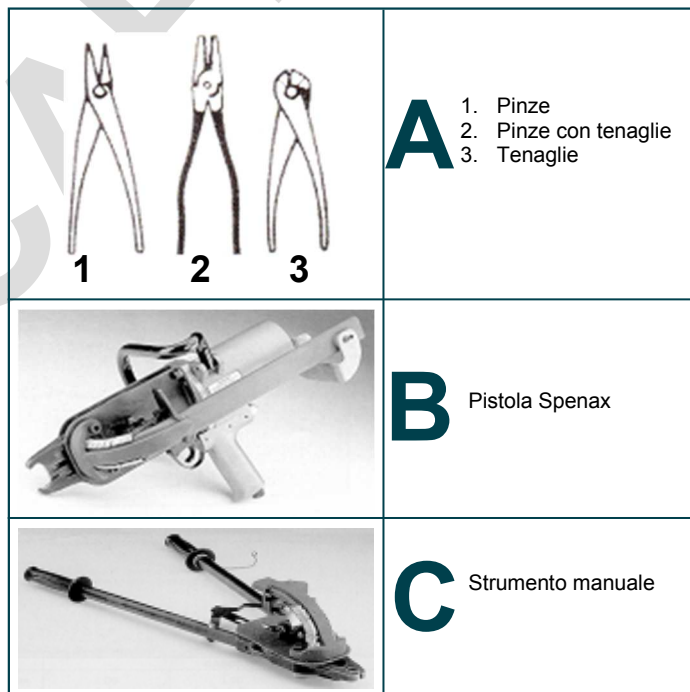


Figura 5

Officine Maccaferri S.p.A.

Via Kennedy, 10 - 40069 Zola Predosa (BO) - Italy

Distributore ufficiale: Hydrogeo S.r.l.

Tel 051-6130116 - Fax 051-6130166

E-mail: info@hydrogeo.net - Web site: www.hydrogeo.net

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

MAC.RO. SYSTEM - BARRE DI ANCORAGGIO 500/550

BARRE PIENE A FILETTATURA CONTINUA

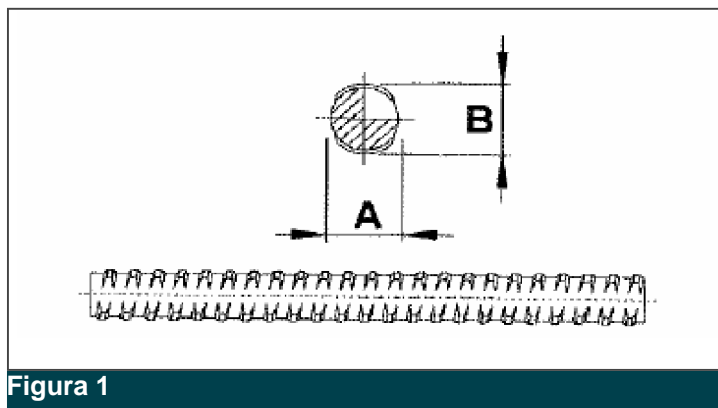


Figura 1



Figura 2

TIPO		20	25	28	32	40
Diametro A/B	mm	20/23	25/29	28/32	32/36	40/45
Rottura	N/mm ²	550	550	550	550	550
Snervamento	N/mm ²	500	500	500	500	500
Allungamento a rottura	%	Min 10%	Min. 10%	Min. 10%	Min. 10%	Min. 10%
Carico di snervamento	kN	160	245	310	405	630
Carico di rottura	kN	175	270	340	440	690
Sezione	mm ²	314	491	616	804	1260
Peso	kg/m	2,47	3.85	4.83	6.31	9.87
ACCESSORI						
Manicotto di giunzione		36x105	40 x 115	45 x 125	52 x 140	65 x 180
Dado di bloccaggio		36x40	41 x 45	46 x 50	50 x 60	65 x 80
Piastra in acciaio		150x150x8 piana	150 x 150 x 8 bombata	150 x 150 x 10	200 x 200 x 10	200 x 200 x 10 bombata

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

Maccaferri si riserva la facoltà di modificare gli standard e le caratteristiche dei prodotti senza alcun preavviso. In ogni modo nessuna responsabilità per un errato utilizzo progettuale delle stesse dovrà essere imputata al produttore o ai suoi distributori.

Officine Maccaferri S.p.A.

Via Kennedy, 10 - 40069 Zola Predosa (BO) - Italy

Distributore ufficiale: Hydrogeo S.r.l.

Tel 051-6130116 - Fax 051-6130166

E-mail: info@hydrogeo.net - Web site: www.hydrogeo.net

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

MAC.RO. SYSTEM - HEA PANEL

PANNELLO PARAMASSI AD ALTO ASSORBIMENTO DI ENERGIA

HEA PANEL (High Energy Absorption) coniuga la resistenza della fune con quella del nodo in filo di acciaio. Il nodo è costituito da due legature, ognuna eseguita con una coppia di barrette di acciaio diametro 3,00 mm con protezione in Galmac, lega eutettica di Zinco-Alluminio (5%), che avvolgono con spire ad alto serraggio gli incroci delle funi.

Il pannello è costituito da un'orditura a maglie romboidali ottenuta da una sola fune di tessitura chiusa mediante manicotto di alluminio pressato, in accordo a UNI EN 13411-3.

Pannelli standard

Maglia nominale	Diametro fune di orditura (mm)	Altezza pannello H (m)	Lunghezza pannello L (m)
250x250	8	Fino a 5	Fino a 10
300x300			
400x400			
300x300	10	Fino a 5	Fino a 10
400x400			

Le dimensioni esterne del pannello sono nominali (tolleranza $\pm 5\%$)

Le dimensioni della maglia sono nominali (tolleranza $\pm 10\%$)

* Altre dimensioni dei pannelli sono disponibili su ordinazione.

Nodo - Barrette di legatura

Doppio avvolgimento di due coppie di barrette	
Acciaio rivestito in lega Galmac	UNI EN 10244-2, Classe A
Diametro (mm)	$\varnothing = 3$ (UNI EN 10218)
Resistenza a rottura del filo costituente le barrette (N/mm ²)	380 - 500

Nodo - Resistenza allo strappo

Carico di rottura a strappo (kN)	24.4
----------------------------------	-------------

Funi d'acciaio

Fune di orditura		
Fune a trefoli (diametro e costruzione) (UNI EN 12385-2, UNI EN 12385-4)	Diametro Ø(mm)	
	8	10
	6x7+AM	6x19+AM
Grado della fune (UNI EN 12385-2)	1770 N/mm ²	
Fune perimetrale (opzionale)		
Diametro Ø (mm)	10 - 12 - 14 - 16	
Costruzione (UNI EN 12385-2)	6x19+AM	
Grado della fune (UNI EN 12385-2)	1770 N/mm ²	

Rivestimento anticorrosivo delle funi (di orditura e perimetrali)

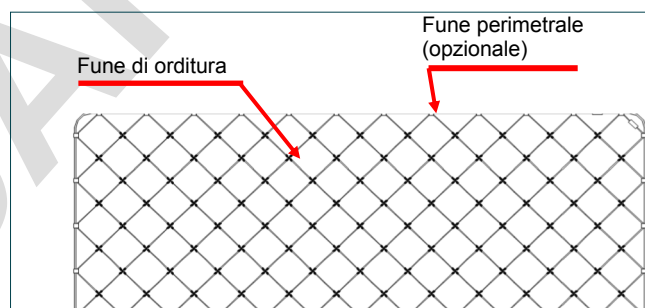
Standard	Plus
Zinco	Galmac (Zn-Al5%)
Classe B (UNI EN 10264-2)	Classe A (UNI EN 10264-2)



Applicazione



Particolare nodo di legatura



Esempio di struttura HEA PANEL

Richiesta d'offerta:

Quando si richiede un'offerta, per favore specificare:

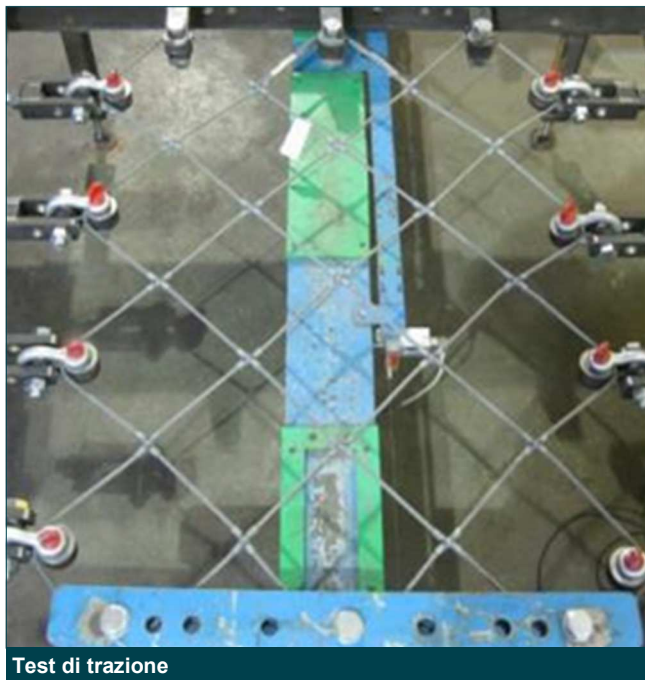
- Dimensione del pannello (lunghezza x larghezza in m)
- Apertura della maglia (in mm)
- Diametro della fune di orditura (in mm)
- Diametro dell'eventuale fune perimetrale (in mm)
- Zincatura delle funi (Classe A o B)

Esempio 1:

N. 30 Pannelli HEA Standard, 6x3 m, 300x300 mm, diametro fune di orditura 8 mm, diametro fune perimetrale 12 mm.

Esempio 2:

N. 60 Pannelli HEA Plus 5x4 m, 400x400 mm, diametro fune di orditura 10 mm, senza perimetrale.



Test di trazione

Resistenza a trazione (UNI 11437)

Maglia nominale (mm)	Diametro fune di orditura (mm)	Resistenza a trazione nominale (kN/m)
250x250	8	237
300x300	8	211
300x300	10	299
400x400	8	156
400x400	10	221



Test di punzonamento

Resistenza a punzonamento (UNI 11437)

Maglia nominale (mm)	Diametro fune di orditura (mm)	Carico di punzonamento limite (kN)	Deformazione massima a punzonamento (mm)
250x250	8	277	240
300x300	8	271	280
300x300	10	456	310
400x400	8	212	270
400x400	10	344	310

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

Officine Maccaferri S.p.A.

Via Kennedy, 10 - 40069 Zola Predosa (BO) - Italy

Distributore ufficiale: Hydrogeo S.r.l.

Tel 051-6130116 - Fax 051-6130166

E-mail: info@hydrogeo.net - Web site: www.hydrogeo.net

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

FUNI IN ACCIAIO

PER LAVORI DI PROTEZIONE DALLA CADUTA MASSI

Le funi a trefoli sono costituite da un gruppo di trefoli avvolti elicoidalmente intorno ad un trefolo centrale (anima). Ogni trefolo è costituito da un certo numero di fili avvolti elicoidalmente intorno ad un filo centrale.

Esistono diverse tipi di funi adatte ad essere utilizzate in varie applicazioni. Ogni tipologia è identificata dall'anima, dal numero di trefoli, dal numero, tipo e costruzione dei fili in ogni trefolo, dalla modalità in cui i fili ed i trefoli sono intrecciati gli uni agli altri.

Nelle barriere paramassi, le funi rappresentano uno degli elementi principali: funi longitudinali, funi di controvento, funi costituenti la struttura di intercettazione.

Inoltre le funi vengono utilizzate in altre tipologie di protezioni contro la caduta di blocchi: nei rivestimenti corticali - per fissare le reti alla base ed alla sommità del versante - e nei rafforzamenti corticali - per formare il reticolo di rinforzo del rivestimento lungo tutta la pendice.

Le tipologie di funi più comunemente utilizzate nei rivestimenti e rafforzamenti corticali sono quelle ad anima tessile (FC), che coniugano la resistenza dell'acciaio alla flessibilità e semplicità di installazione, legate anche al loro minore peso. Tutte le funi fornite sono in accordo con le Norme UNI EN 12385-4 (ISO 24-08), costruite con acciaio di grado 1770 N/mm².

Usualmente le funi per applicazioni di paramassi sono zincate Classe B in accordo con la Norma UNI EN 10264-2. Le funi vengono fornite in bobine.





Rafforzamento corticale con funi



Particolari vincolo funi

FUNI TIPICHE PER LAVORI DI PROTEZIONE DALLA CADUTA MASSI

DATI CARATTERISTICI			ANIMA TESSILE		ANIMA METALLICA	
						
Diametro Ø (mm)	Resistenza nominale acciaio (N/mm ²)	Classe	Peso (kg/m)	Carico di rottura minimo (kN)	Peso (kg/m)	Carico di rottura minimo (kN)
8	1770	6×7	0,230	37,4	0,256	40,3
10	1770	6×19	0,359	58,4	0,400	63,0
12	1770	6×19	0,517	84,1	0,576	90,7
14	1770	6×19	0,704	114,0	0,770	124,0
16	1770	6×19	0,919	150,0	1,020	161,0

Tutte le misure riportate si intendono teoriche e soggette alle tolleranze di produzione.

Hydrogeo S.r.l. si riserva la facoltà di modificare gli standard e le caratteristiche dei prodotti senza alcun preavviso. Nessuna responsabilità per un errato utilizzo potrà essere imputata al produttore.

Hydrogeo S.r.l.

Via Guido Rossa, 76 - 40033 Casalecchio di Reno (BO)
 Tel. 051.6130116 - Fax 051.6130166
 E-mail: info@hydrogeo.net - Web site: www.hydrogeo.net

Azienda con Sistema di Gestione Certificato
 UNI EN ISO 9001:2008

