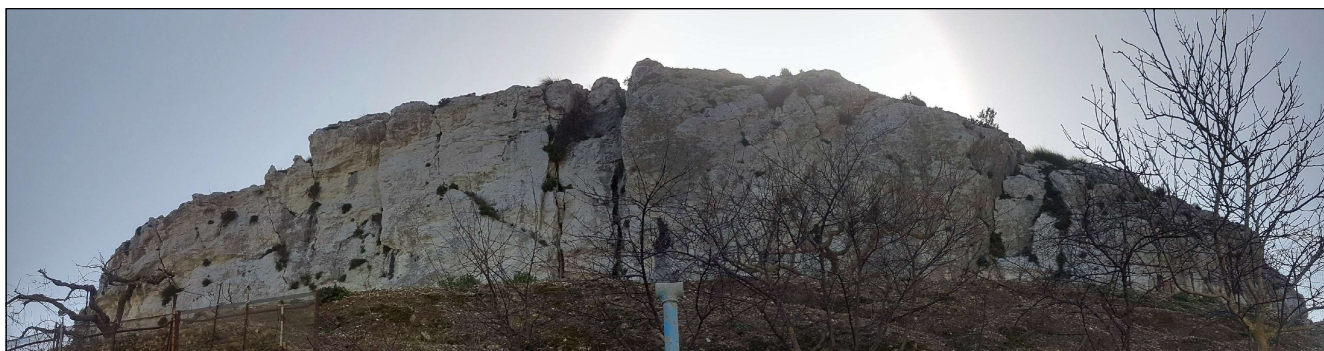




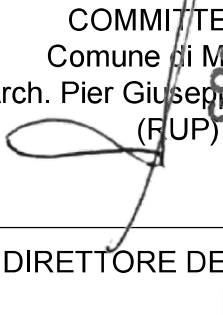



REGIONE SICILIA
Comune di Marineo
Città Metropolitana di Palermo



Oggetto: "CONSOLIDAMENTO COSTONE PROSPICIENTE LA VIA CORLEONE"
- CIG: 78044850C4 - CUP: G93B18000690001

ELABORATO

Tavola	PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO Relazione di calcolo Rafforzamento corticale e placcaggio massi	Scala disegno ----
A.03.1		Data Agosto 2021

COMMITTENTE Comune di Marineo Arch. Pier Giuseppe Spadaro (RUP)  	PROGETTISTA Ing. Vincenzo Timotini  
DIRETTORE DEI LAVORI	IMPRESA ESECUTRICE

Approvazioni

1. INTERVENTI DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA

La scelta del tipo ed il dimensionamento dell'intervento di stabilizzazione più adatto e conveniente per un dato pendio è condizionata da numerosi fattori, di seguito analizzati singolarmente:



Fattori che condizionano la scelta degli interventi di stabilizzazione

Dal punto di vista delle condizioni di stabilità attuali, gli interventi di stabilizzazione dei versanti sono necessari nelle zone in cui il movimento franoso è già in atto, opportuni nelle aree potenzialmente instabili.

Nel caso delle frane attive, si ha se non altro il vantaggio che la definizione della geometria del problema e del cinematismo del movimento risulta relativamente semplice. In questo caso, una dettagliata indagine geognostica ed un accurato monitoraggio consentono di definire in modo adeguato i dati in ingresso fondamentali come la localizzazione delle superfici di scorrimento critiche e la resistenza al taglio mobilitata lungo di esse (tramite back analysis).

I pendii con instabilità incipiente o con un insufficiente livello di sicurezza presuppongono, invece, una diagnosi prima della rottura. In questo caso, anche in presenza di un'indagine geognostica ed un monitoraggio preventivo, vi è una maggiore incertezza nella definizione dei parametri che governano il fenomeno, con particolare riferimento alla forma e alla profondità della potenziale superficie di rottura ed alla scelta dei parametri di resistenza in corrispondenza della stessa. Ne consegue una maggiore difficoltà concettuale nell'approccio progettuale e una minore precisione dei risultati ottenibili con modelli convenzionali (Troncone, 2004).

Per la definizione del tipo di frana si fa riferimento al sistema di classificazione proposto da Varnes nel 1958 e successivamente revisionato dallo stesso Autore nel 1978. In condizioni sismiche si fa riferimento invece alla classificazione proposta da Keefer e Wilson.

Le dimensioni della frana condizionano la possibilità di intervenire e l'efficacia degli interventi di stabilizzazione. Nel caso delle grandi frane (volumi $> 10^6 \text{ m}^3$) l'intervento può risultare impossibile sia da un punto di vista tecnico sia da quello economico per il fatto che le azioni messe in gioco dai meccanismi sono molto maggiori di quelle che possono essere sopportate dalle opere di ingegneria, o per il fatto che il costo di queste opere è molto elevato in rapporto ai benefici che esse possono produrre.

Non solo le grandi frane, ma anche le colate rapide (di detrito o di fango) spesso impongono scelte radicalmente diverse, cioè la "canalizzazione" del moto piuttosto che la stabilizzazione del versante. Nel caso delle frane in atto,

la velocità del moto può impedire l'esecuzione di interventi di stabilizzazione. Infatti, anche se la velocità di spostamento non è elevata, la situazione del pendio varia continuamente nel tempo, e le opere di stabilizzazione possono essere dissestate mentre sono ancora in costruzione.

Sulla base della velocità di spostamento, Varnes (1978) divide le frane in 7 gruppi (Tab. seguente): da quelle estremamente lente ($v \leq 0.06$ m/anno) a quelle estremamente veloci ($v > 3$ m/s).

Velocità		Definizione
(unità variabile)	(cm/mese)	
> 3 m/s	$> 10^9$	Estremamente rapido
0.3 m/min ÷ 3 m/s	$10^6 \div 10^9$	Molto rapido
1.5 m/giorno ÷ 0.3 m/min	$4500 \div 10^6$	Rapido
1.5 m/mese ÷ 1.5 m/giorno	$150 \div 4500$	Moderato
1.5 m/anno ÷ 1.5 m/mese	$13 \div 150$	Lento
0.006 m/anno ÷ 1.5 m/anno	$0.05 \div 13$	Molto lento
< 0.006 m/anno	< 0.05	Estremamente lento

Figura 1 - Categorie di velocità dei movimenti franosi secondo Varnes (1978)

Hungr (1981), riconosciuto che il potenziale di danno di una frana, per una data area investita, dipende dalla velocità della frana, ha proposto una scala di “dannosità” (Tab. seguente), analoga alle scale di intensità dei terremoti, basata sulla velocità.

Classe di danno	Effetti
1	Nessun tipo di provvedimento è possibile
2	Velocità tanto elevata da non consentire la fuga a tutte le persone. Perdita di vite umane.
3	La fuga delle persone è possibile. Distruzione di strutture e impianti fissi.
4	Nel corpo della frana o nelle adiacenze possono mantenersi strutture temporanee o poco sensibili agli spostamenti, le altre vanno demolite
5	Interventi di stabilizzazione eseguibili anche durante la fase di movimento.
6	Le strutture permanenti sono conservate

Figura 2 - Classi di dannosità delle frane secondo Hungr (1981)

Nelle classi 1 e 2 sono comprese “valanghe”, frane di roccia o di materiali detritici e colate. Le classi 5 e 6 comprendono invece movimenti lenti o lentissimi relativi a terreni a comportamento plastico. Su basi puramente empiriche è apparso possibile accoppiare la scala di dannosità con indicazioni sulla fattibilità ed efficacia di interventi di stabilizzazione. Per velocità molto basse (< 10 m/anno – classi 5 e 6) la convenienza e l'efficacia di interventi appaiono molto dubbie. In questo caso, infatti, i manufatti che insistono sulla zona in frana, spesso non subiscono danni così gravi da pregiudicarne la funzionalità o tanto meno la sicurezza. In questi casi può essere opportuno limitarsi ad intervenire sui manufatti, rendendoli atti a subire senza danno movimenti assoluti e differenziali.

Se le velocità della frana sono maggiori di qualche metro/ora (classi 1÷3), nel periodo di tempo in cui la frana è in moto sono possibili solo gli interventi d'urgenza necessari per garantire la pubblica incolumità e per tentare di contenere i danni. È ovviamente possibile e necessario intervenire per evitare che la frana avvenga e, dopo l'evento, per sistemare la zona franata.

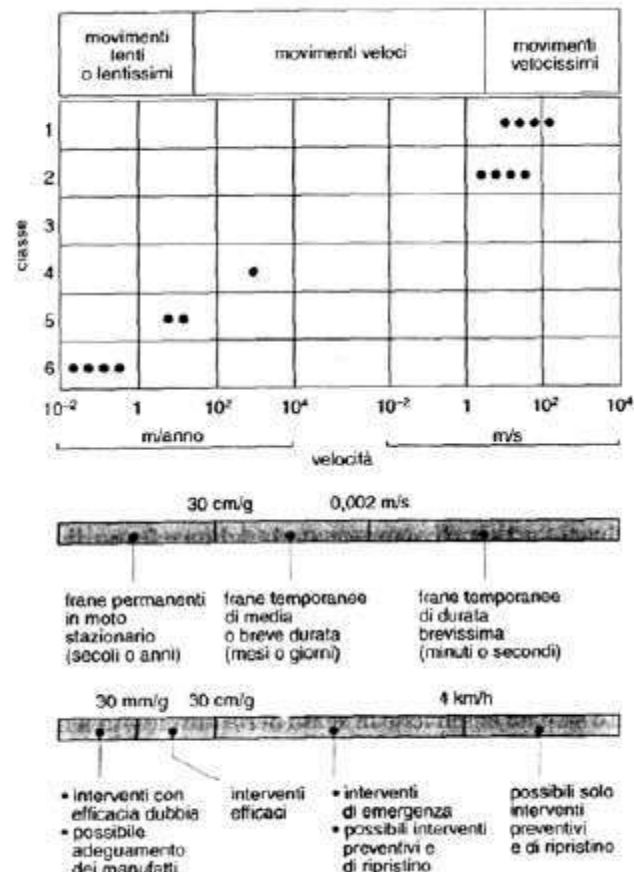


Figura 3 - Scala di dannosità delle frane (Hungr, 1981) con indicazione del tipo e dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione (Colombo & Colleselli, 1996)

TIPOLOGIE DI INTERVENTO PER LA STABILIZZAZIONE DEI PENDII/COSTONI IN ROCCIA

La stabilizzazione e messa in sicurezza di versanti in roccia può essere conseguita basandosi su varie tipologie di approcci tecnico-progettuali:

- operando sulle pareti stesse per stabilizzare con interventi attivi gli elementi lapidei in condizioni di precario equilibrio;
- intercettando o deviando i massi che si siano mobilizzati e che rotolino verso valle con interventi di protezione passiva;
- ricorrendo a specifici monitoraggi;
- ricorrendo in casi più gravi allo spostamento dell'opera da preservare.

In pratica, si utilizzano due grandi famiglie di tecniche:

- ➔ interventi di difesa attiva: in questa classe sono presenti tutte le opere che impediscono il distacco degli elementi lapidei del versante, mantenendoli in posto sulla pa-rete o aumentandone il coefficiente di sicurezza, e tutti gli interventi che prevedono l'asportazione di elementi instabili mediante abbattimento;
- ➔ interventi di protezione passiva: essi hanno lo scopo di intercettare, deviare o ferma-re blocchi già in movimento.

Sono opere limitate a quelle situazioni dove si ravvisa un grave rischio e sono finalizzate o ad eliminare il fenomeno di dissesto o quantomeno a contrastarne gli effetti dannosi. Gli interventi adottabili per la mitigazione del rischio da frane da crollo comprendono:

-
1. interventi **attivi** di grado diverso in termini di impegno tecnico ed economico crescente e di crescente impatto ambientale (disgaggio periodico e decespugliamento delle pareti rocciose; rivestimento delle pareti con reti metalliche rinforzate con funi; chiodature e bullonature delle pareti; interventi locali di sottomurazioni e ancoraggio dei blocchi instabili; strutture reticolari in C.A., tirantate);
 2. combinazione di limitazioni d'uso del territorio e di interventi di protezione con opere di **tipo passivo** per tutte quelle situazioni in cui la parete instabile si trova a notevole distanza (altimetrica e planimetrica dall'oggetto da proteggere); le opere di protezione passiva si differenziano anch'esse in termini di impiego tecnico-economico e di impatto ambientale (reti deformabili, ad elevato assorbimento d'energia; barriere elastiche e rigide; valli e rilevati; rilevati in terra rinforzata); motivi di impatto estetico-ambientale consigliano di non ricorrere, se non in casi eccezionali, all'impiego di muri in C.A..

in questa accezione, i concetti **attivo** e **passivo** sono utilizzabili nella pianificazione territoriale degli interventi, ma non a descrivere il comportamento fisico dell'intervento.

Dal punto di vista **geotecnico** possiamo definire “**attivo**” qualsiasi intervento che modifica la risultante delle forze agenti nel terreno. ***L'intervento attivo agisce prima che il terreno manifesti deformazioni; esso è progettato per contrastare da subito le forze destabilizzanti.***

Al contrario, gli interventi “**passivi**” agiscono solo dopo che sono avvenute le deformazioni che preludono il collasso. Gli interventi passivi sono quindi attivati dalla deformazione che accompagna il crollo. Essi quindi agiscono sostanzialmente incrementando le forze stabilizzanti.

2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DA REALIZZARE

L'obiettivo cardine che il progetto si pone è quello di mitigare il rischio idrogeologico incombente sulle aree oggetto d'intervento, ponendo in essere interventi di ingegneria geotecnica di **“difesa attiva”**. L'implementazione degli stessi è da ritenersi indispensabile affinché sia tutelata l'incolumità di persone e/o cose, nonché fondamentale per la salvaguardia del territorio, presupposto, quest'ultimo, imprescindibile per la piena utilizzazione delle potenzialità di sviluppo che esso racchiude.

Alla luce di quanto detto, in questa fase sono stati individuati e proporzionati una serie di interventi di **difesa idrogeologica** finalizzati al consolidamento del costone roccioso in oggetto:

- **ispezione puntuale del costone roccioso** operando in cordata con tecniche alpinistiche, con l'asportazione della vegetazione (**scerbatura**) e degli elementi lapidei removibili instabili, di piccole dimensioni in procinto di crollo (**disgaggio**);
- **rafforzamento corticale** della fascia di roccia fratturata con teli di rete armati e rinforzati, ancorate alla roccia integra mediante barre di acciaio opportunamente protette dalla corrosione;
- **imbracatura degli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili**, di volumetria rilevante (speroni rocciosi), mediante funi di acciaio, opportunamente protette dalla corrosione, Φ 20 mm ancorate a barre di acciaio B450C Φ 28 mm (**blocchi A e C**);
- **chiodatura degli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili**, di volumetria rilevante (speroni rocciosi), mediante tiranti passivi lunghi 4 metri costituiti da barre di acciaio B450C Φ 28 mm inghisate in perfori Φ 90 mediante boiaccia di cemento antiritiro (**blocchi B, D1, D2, D3 ed E**).

3. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI IMBRACATURA MASSI MEDIANTE FUNI METALLICHE (Massi A e C)

Tale intervento di difesa attiva servirà a stabilizzare gli elementi lapidei removibili potenzialmente instabili di volumetria maggiore che non possono essere stabilizzati mediante l'intervento corticale.

L'imbracatura verrà realizzata mediante funi di acciaio, opportunamente protette dalla corrosione, aventi diametro $\Phi 20$ mm ancorate a barre di acciaio B450C $\Phi 28$ mm della lunghezza di mt 3 e riguarderà i blocchi A e C.

ANCORAGGIO FUNI MEDIANTE TIRANTI PASSIVI

Gli ancoraggi, o tiranti, sono elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione, in virtù di un'adeguata connessione al terreno. Con riferimento allo schema riportato in Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537, gli elementi caratterizzanti un ancoraggio sono:

- testata: indica l'insieme degli elementi atti a trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo a quest'ultimo la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera.

L'elemento strutturale, al quale è affidato il compito di trasmettere la forza di trazione, può essere costituito da barre, fili o trefoli.

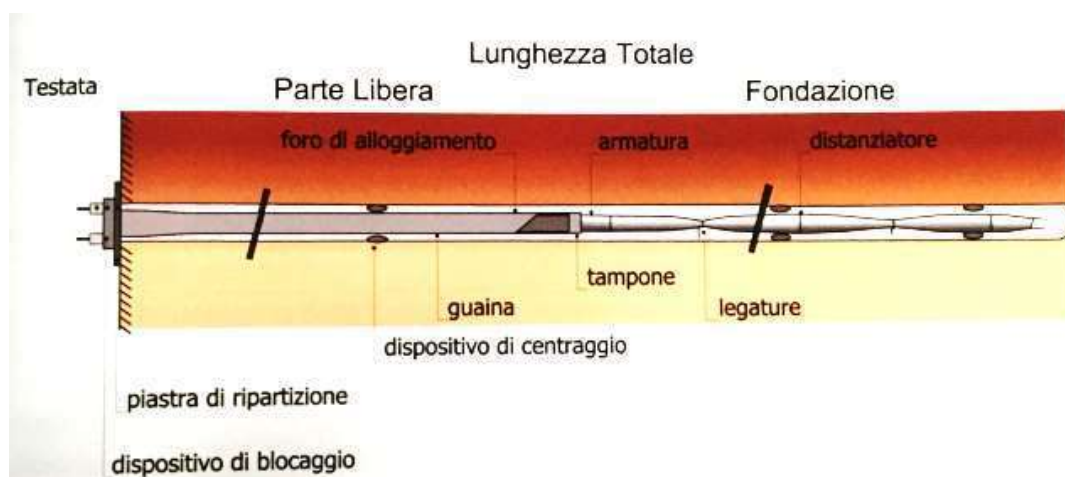


Figura - Rappresentazione schematica tirante di ancoraggio secondo la norma UNI EN 1537

Nella parte libera, questi elementi sono protetti da una guaina, che può risultare unica per tutti gli elementi, singola per ciascun elemento o composta, ossia una guaina per ogni elemento, più una guaina per l'insieme di tutti gli elementi. La stessa fondazione può essere realizzata con o senza guaina. Il dispositivo di bloccaggio in testata può risultare unico per tutti gli elementi di armatura o può essere multiplo.

In base alla tensione iniziale applicata, si distingue tra: *tiranti attivi*, come possono essere i tiranti presollecitati, se la forza di tesatura iniziale è superiore a quella di utilizzazione, e parzialmente presollecitati se la tesatura iniziale non supera il valore di utilizzazione; *tiranti passivi*, se nell'armatura del tirante non viene indotta alcuna forza di tesatura.

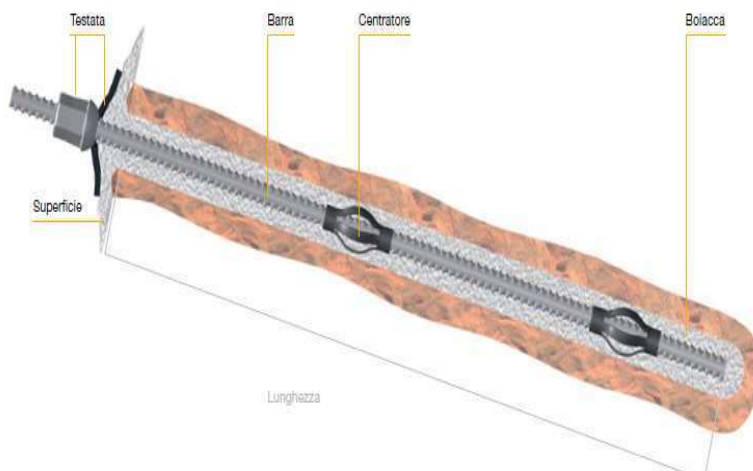
Un importante distinzione viene, inoltre, operata in base alla durata in esercizio dei tiranti. Se essi vengono impiegati con funzione permanente è necessario adottare tutti gli accorgimenti atti a garantire la durabilità e

l'efficienza, predisponendo un piano di monitoraggio con possibilità di successivi interventi o eventuale sostituzione.

Aderenza e capacità portante dei chiodi devono essere verificate da prove di idoneità. In caso di roccia fessurata o terreno estremamente permeabile si può ricorrere ad una perforazione rivestita.

Gli ancoraggi delle funi di ancoraggio verranno realizzati mediante barre di acciaio B450C alloggiare in perfori di diametro 90 mm.

Le barre sono centrate nei fori mediante distanziatori. Quindi la perforazione è iniettata con boiaccia di cemento partendo dal fondo a risalire per l'intera lunghezza. La boiaccia crea un ancoraggio per aderenza colla barra a filettatura continua e colle pareti del foro.



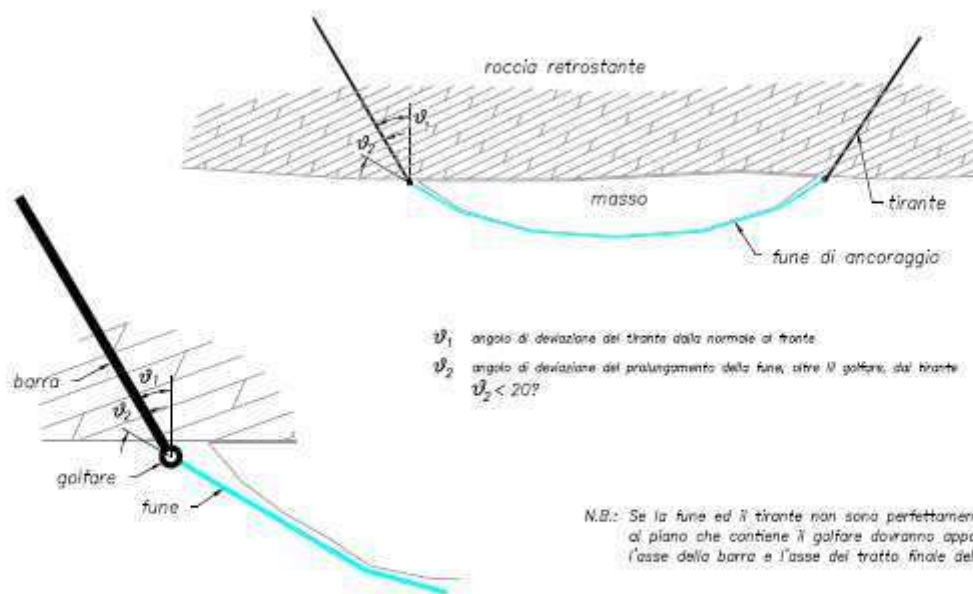
Dati tecnici

B450C								
In accordo al D.M. n. 8 del 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni"								
	Yield Load	Ultimate Load	Ø Min/Max	Avg Section	Weight	Steel grade	Thread	
Item no	kN	kN	mm	mm²	kg/mt	N/mm²		
LR020B	141	169	20 / 23	314	2,47	450/540	Left	
LR025B	221	265	25 / 29	491	3,85	450/540	Left	
LR028B	277	332	28 / 32	616	4,83	450/540	Left	
LR032B	361	434	32 / 36	804	6,31	450/540	Left	
LR040B	565	678	40 / 45	1256	9,86	450/540	Left	

- barre piene di acciaio, nervate e filettate alle sole estremità o filettate su tutta la loro lunghezza, caratterizzate dai valori nominali della tensione di snervamento (da utilizzare nei calcoli di progetto con un fattore parziale di sicurezza $\gamma_M = 1,15$) e della tensione al carico massimo riportate in Tabella I:

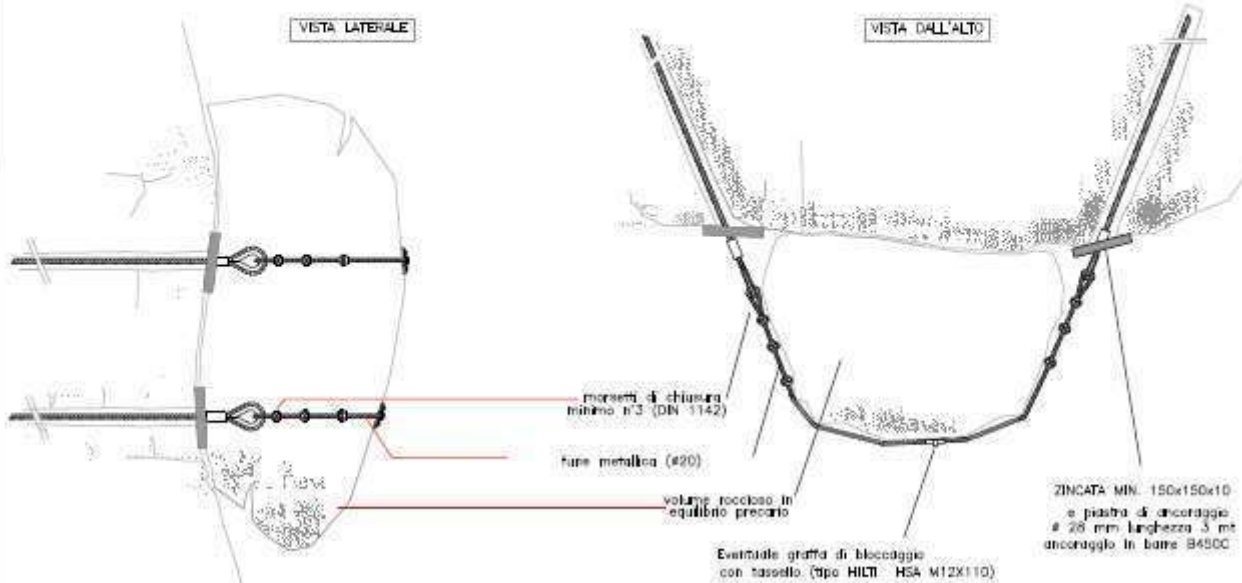
Tabella I

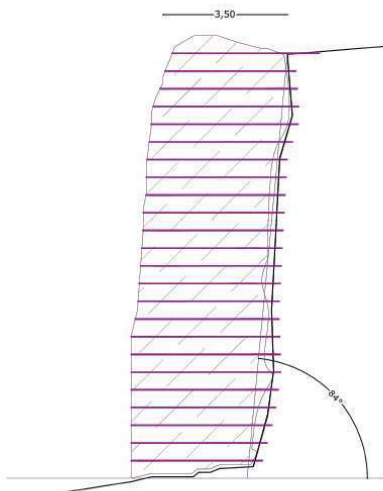
Caratteristica	Classe di resistenza	
	450	670
Tensione di snervamento $f_{y,nom}^{(*)}$	450 N/mm ²	670 N/mm ²
Tensione al carico massimo $f_{t,nom}$	540 N/mm ²	800 N/mm ²
(*) In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce f_y con $f_{0,2}$		



Particolare del collegamento fune-barra sul golfare

SCHEMA TIPO
con fasciature in fune metallica
Contenimento di volume roccioso



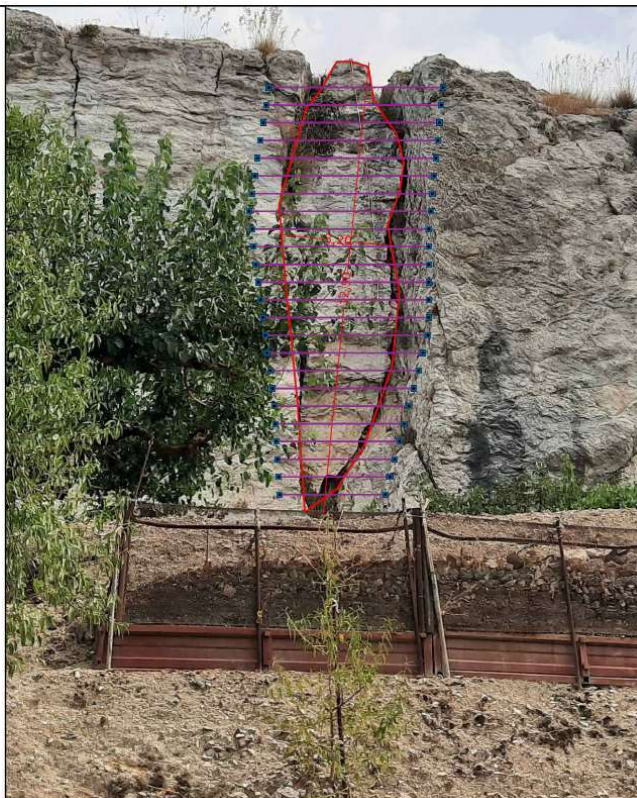


INTERVENTO

Imbracatura mediante n.24 funi di acciaio armonico Ø20 ancorate alla roccia con n.48 tiranti passivi lunghi 3 mt, inclinati di 10°, costituiti da barre di acciaio B450C Ø28 inghisate in perfori Ø90 con malta cementizia antiritiro.
Ciascun tirante sarà dotato in testa di una piastra di ripartizione in acciaio zincato delle dimensioni 150 x 150 x 10 mm.

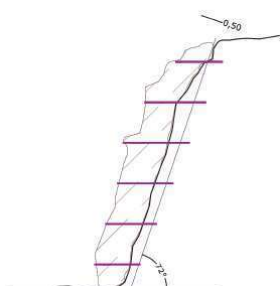
MASSO A

Schematizzazione con indicazione della pendenza



MASSO A

Dimensioni massime a=12,90 ml; b=3,20 ml; profondità stimata=3,50 ml;
Volume $(12,90/2) \times (3,20/2) \times (3,50/2) \times \pi \times 4/3 = 75,61$ mc
Pendenza 84°
Possibile cinematismo: ribaltamento
Grado di pericolosità: alto



INTERVENTO

Imbracatura mediante n.6 funi di acciaio armonico Ø20 ancorate alla roccia con n.12 tiranti passivi lunghi 3 mt, inclinati di 10°, costituiti da barre di acciaio B450C Ø28 inghisate in perfori Ø90 con malta cementizia antiritiro.
Ciascun tirante sarà dotato in testa di una piastra di ripartizione in acciaio zincato delle dimensioni 150 x 150 x 10 mm.

MASSO C

Schematizzazione con indicazione della pendenza



MASSO C

Dimensioni massime a=8,80 ml; b=2,30 ml; profondità stimata=0,50 ml;
Volume $((8,80/2) \times (2,30/2) \times (0,5/2) \times \pi \times 4/3) = 5,30$ mc
Pendenza 72°
Possibile cinematismo: ribaltamento
Grado di pericolosità: alto

A. DETERMINAZIONE DEL TIRO DI ESERCIZIO E DEL NUMERO DI FUNI DI IMBRACATURA DEI BLOCCHI POTENZIALMENTE INSTABILI INDIVIDUATI

Lo sforzo di esercizio T_e^f delle funi di imbracatura è fornito dalla seguente espressione:

$$T_e^f = \frac{F}{2 \cdot n_f}$$

n_f rappresenta il numero di funi da applicare sul blocco e con F la forza da esplicitare per la stabilizzazione del masso removibile potenzialmente instabile,

Il tiro di esercizio, T_e^f , invece è stato determinato a partire dal tiro di rottura delle funi, T_r^f , considerando un opportuno coefficiente di sicurezza, nel nostro caso posto pari a 3.

Il tiro di rottura della fune, T_r^f , infine, è univocamente determinato una volta scelto il tipo di fune.

Nel caso in esame è stata scelta la seguente fune:

- ➔ fune di fasciatura con diametro 20 mm e carico di rottura minimo garantito non inferiore a 21.700 kg.

La fune deve essere di tipo a trefoli a filo elementare zincato (secondo la classe AB, UNI 7304 – 74 oppure DIN 2078). L'intervento comporta anche la realizzazione di chiodi di lunghezza adeguata agli sforzi che li sollecitano da definirsi a seconda del terreno di ancoraggio.

Si dovrà poi procedere al tensionamento della fune di fasciatura a mezzo di elementi di tesatura manuale per poi procedere al bloccaggio con non meno di 5 morsetti per lato, disposti ad una distanza tra di loro di 7 volte il diametro.

Dunque si ha:

T_r^f (variabile in relazione al tipo di fune scelta)

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma} = \frac{21,70}{3} = 7,23t \quad \text{fune } \Phi 20$$

Per cui noto il tiro di esercizio e la forza necessaria per stabilizzare il blocco roccioso (peso del blocco amplificato secondo i coefficienti dell'approccio A1+M1+R3 delle NTC2018, vedi tabella di seguito riportata) si è passati al calcolo del numero di funi:

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Il calcolo è stato implementato considerando un peso di volume della roccia pari a 2,62 t/mc desunto dalla Relazione Geologica.

Tutti i pesi dei blocchi sono stati cautelativamente amplificati del 50%, ovvero si è adottato un coefficiente di sicurezza pari a 1,5.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_γ	1,0	1,0

Di seguito si riporta in tabella il numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato.

Tabella 1 - numero di funi necessarie a stabilizzare ciascun blocco removibile potenzialmente instabile individuato

Masso	Numero funi da calcolo	Numero funi da utilizzare
A	21	24
C	3	7

Si riportano di seguito i report delle calcolazioni effettuate.

BLOCCO A

BLOCCO

VOLUME	75,61	MC
PESO SPECIFICO	2,62	T/MC
PESO	198,10	T
γG	1,50	
F=PESO x γG	297,15	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20	
CARICO ROTTURA	21,7	T
COEFF. SICUREZZA	3	
TIRO DI ESERCIZIO	7,23	T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ _F (o γ _E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ _{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G ₂ ⁽¹⁾	Favorevole	γ _{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G₂ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs}

20,54

NUMERO MINIMO FUNI	21
FUNI UTILIZZATE	24

BLOCCO C

BLOCCO

VOLUME	10	MC
PESO SPECIFICO	2,62	T/MC
PESO	26,20	T
γG	1,50	
F=PESO x γG	39,30	T

FUNE

DIAMETRO	Φ20	
CARICO ROTTURA	21,7	T
COEFF. SICUREZZA	3	
TIRO DI ESERCIZIO	7,23	T

$$T_e^f = \frac{T_r^f}{\gamma}$$

NUMERO FUNI

$$n_f = \frac{F}{2 \cdot T_e^f}$$

Tab. 6.2.1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ _F (o γ _E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G ₁	Favorevole	γ _{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G ₂ ⁽¹⁾	Favorevole	γ _{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ _Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G₂ si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{qs}

2,72

NUMERO MINIMO FUNI	3
FUNI UTILIZZATE	7

B. REPORT DI CALCOLO TIRANTE

TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

Schneebeli

Per terreni granulari ($\varphi > 0$) la formula è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \operatorname{sen}\varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan\varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z$$

dove:

D_p = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

z = profondità del punto medio del tratto ancorato;

γ = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreni coesivi ($\varphi=0$) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot c_u$$

c_u = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

Bustamante Doix

La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

D_p = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

q_s = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della **litologia dominante nel tratto di ancoraggio** e delle **modalità di iniezione**. Può essere ricavato dalla seguente tabella:

LITOLOGIA		COEFFICIENTE α			
		Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
		min	max	min	max
✓	Ghiaia	1.8	1.8	1.3	1.4
✓	Ghiaia sabbiosa	1.6	1.8	1.2	1.4
✓	Sabbia ghiaiosa	1.5	1.6	1.2	1.3

✓	Sabbia pulita	1.4	1.5	1.1	1.2
✓	Sabbia limosa	1.4	1.5	1.1	1.2
✓	Limo	1.4	1.6	1.1	1.2
✓	Argilla	1.8	2.0	1.2	1.2
✓	Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$ per terreni granulari (D_r = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,006 \cdot (c - 10) + 0,1$ per terreni coesivi (c = coesione t/m²)

iniezione ripetuta:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (D_r - 50) + 0,05$ per terreni granulari (D_r = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,008 \cdot (c - 10) + 0,18$ per terreni coesivi (c = coesione t/m²)

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo R_a (resistenza di calcolo a sfilamento) per un coefficiente di sicurezza F_s , che assume diversi valori a seconda della normativa scelta.

$$T_d = \frac{R_a}{F_s}$$

Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0,01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma \cdot s}$$

dove:

$L(\text{cm})$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(\text{cm})$ = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

$\tau(\text{Mpa}) = 0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

γ = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

s = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE	COEFFICIENTE γ	
	min	max
✓ Fili lisci, barre liscie, trefoli compatti allo stato naturale	1.3	1.3
✓ Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale	2.0	2.0
✓ Fili lisci, barre liscie, trefoli compatti verniciati o untati	0.75	0.85
✓ Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre liscie con dado e rondella all'estremità profonda	1.7	1.7
✓ Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2.5	2.5

- per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel *fascio* (n = numero di barre, trefoli, fili contenuti nella stessa guaina o perforazione):

n	✓	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
s	✓	1	0.89	0.81	0.72	0.63	0.55	0.48	0.42	0.36	0.32	0.28	0.24

- per elementi di tensione paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione (*nel caso di più di 4 elementi introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi invece della somma dei singoli diametri*):

n	✓	1	2	3	4
s	✓	1	0.8	0.6	0.5

ADERENZA MALTA – GUAINA CORRUGATA

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0.01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

$L(\text{cm})$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(\text{cm})$ = diametro interno della guaina corrugata;

$\tau(\text{Mpa}) = 0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa).

ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(\text{cm}) \geq 0.01 \cdot \frac{3.5 \cdot T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

$L(\text{cm})$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(\text{cm})$ = diametro della perforazione;

$\tau(\text{Mpa})$ = tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di $\tau_{\text{max}} = 0,8 + (R_{bk}-10)/25$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa); τ può, in prima approssimazione, essere ricavata dalle seguenti tabelle:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]
	min max

ROCCIA			
✓	Basalto	5.50	6.00
✓	Calcare	2.80	4.80
✓	Arenaria	1.50	1.70
✓	Dolomite	1.70	1.90
✓	Scisti	0.50	0.70
✓	Scisti alterati	0.30	0.50
✓	Gesso	0.60	0.80
✓	Ardesia	1.60	1.80
SCIOLTO			
✓	Limi argillosi	0.06	0.09
✓	Argilla satura	0.05	0.08
✓	Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓	Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓	Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓	Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓	Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

	TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]		
		min	med	max
✓	Basalto compatto		5.73	
✓	Granito alterato	1.5		2.5
✓	Basalto		3.86	
✓	Granito		4.83	
✓	Serpentino		1.55	
✓	Granito e basalto	1.72		3.10
✓	Scisto		2.80	
✓	Ardesia e argilla scistosa	0.83		1.38
✓	Calcare		2.83	
✓	Creta (Chalk)	0.22		1.07
✓	Calcare argilloso		2.75	
✓	Calcare tenero	1.03		1.52
✓	Calcare dolomitico	1.38		2.07
✓	Arenaria alterata	0.69		0.85
✓	Limo ben cementato		0.69	
✓	Arenaria compatta		2.24	
✓	Arenaria	0.83		1.73
✓	Marna del Keuper	0.17		0.25
✓	Argilla scistosa tenera		0.35	
✓	Argilla tenera e scistosa	0.21		0.83

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, "Rock anchors – Design and quality control"

Normativa

D.M. 17.01.2018 (N TC)

Verifiche di sicurezza (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Per il dimensionamento geotecnico (**stato limite di sfilamento della fondazione dall'ancoraggio**) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione va effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

Il flusso di calcolo si riporta di seguito:

Step 1 - Si calcola l'azione di progetto E_d considerando **tutti i possibili stati limiti ultimi (SLU) e di esercizio (SLE)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6.2.I (*nel software online l'azione, dato di input, deve essere già amplificata*).

Step 2 - Si determina con uno dei metodi analitici proposti (*Schneebeli e Bustamante Doix*) il valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo (resistenza di calcolo a sfilamento utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio), il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ si ottiene dalla seguente condizione, tenendo conto dei profili d'indagine:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a,3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a,4}} \right\}$$

✓ Numero profili d'indagine	1	2	3	4	≥ 5
✓ $\xi_{a,3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
✓ $\xi_{a,4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Nella valutazione della analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Step 3 - Si calcola la resistenza di progetto:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

dove :

$R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica;

γ_R rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio.

	TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI	Simbolo	Coeff. Parziale
✓	Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1.10
✓	Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1.20

Step 4 – Verifica:

$$E_d \leq R_{a,d}$$

D.M.11.03.1988

"Per il progetto e l'esecuzione degli ancoraggi si potrà fare riferimento a: AICAP (1983). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni - Edizione provvisoria".

Il dimensionamento della fondazione dei tiranti viene effettuato imponendo che l'azione sollecitante di progetto non sia superiore all'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto:

$$N_Q \leq \frac{N_{fu}}{\gamma_f}$$

In cui il coefficiente di sicurezza:

γ_f = 2.0 per tiranti temporanei

γ_f = 2.5 per tiranti permanenti

In ogni caso la lunghezza della fondazione non può essere inferiore a 3 m (2 m per i tiranti in roccia).

La forza limite ultima della fondazione N_{fu} è la forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura della fondazione, oppure lo sfilamento della fondazione stessa dal terreno. Con N_Q si indica la forza teorica di utilizzazione. Nell'applicazione online se tutte le verifiche di aderenza sono soddisfatte con $\gamma_f N_Q = T$, il tirante risulta verificato.

Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio.

Il lato o il diametro di una piastra di ancoraggio può essere ricavato in prima approssimazione con la seguente relazione empirica:

$$L = \sqrt{\frac{T}{\sigma_c}} + 0.78 \cdot d^2$$

$L(\text{mm})$ = lato o diametro della piastra;

$T(\text{N})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$\sigma_c(\text{MPa})$ = resistenza alla compressione ammissibile del materiale su cui poggia la piastra;

$d(\text{mm})$ = diametro del foro retrostante la piastra.

Determinato il lato o il diametro della piastra, è possibile stimarne lo spessore con la relazione empirica: dove:

$$s = 0.06 \cdot \sqrt{T \cdot (L + d)}$$

$s(\text{mm})$ = spessore della piastra;

$T(\text{kN})$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$L(\text{mm})$ = lato o diametro della piastra;

$d(\text{mm})$ = diametro del foro retrostante la piastra.

Report di calcolo – tirante passivo funi di imbracatura – MASSO A e MASSO C

Dati generali

Metodo di calcolo Schneebeli

Descrizione Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

Normativa

NTC (A1+M1+R3)

Fattori di sicurezza

Ancoraggi temporanei

1.10

Ancoraggi permanenti

1.20

Dati calcolo resistenza a sfilamento

Tipo di terreno:

Granulare

Accelerazione sismica di progetto (a_{max}/g)

0,225 g

P. U. V. del terreno soprastante il tratto ancorato

26,2 kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

ϕ

35 °

Diametro di perforazione

0,09 m

Lunghezza della zona ancorata

L_a

3 m

Profondità del punto medio del tratto ancorato

1.5 m

Fattori correttivi sulle verticali indagate (n. 1)

$\xi_{a,3}$

1.80

Dati verifiche di aderenza e dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio

Sforzo di progetto tirante

36150 N

Somma dei diametri dei trefoli o delle barre

2.80 cm

Resistenza di calcolo acciaio (F_{yd})

391 MPa

Diametro interno della guaina grecata

2.80 cm

Diametro del foro retrostante la piastra

9 cm

Tensione di aderenza acciaio malta

2.69 MPa

Resistenza a compressione amm.le del materiale su cui poggia la piastra

54.30 MPa

Resistenza di aderenza acciaio-malta

Coefficiente correttivo

γ

2

Numero di elementi (barre trefoli, fili) di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio

1

Coefficiente correttivo

s

1.00

Resistenza di aderenza della malta al foro

Tensione di aderenza

τ

1,03 MPa

Risultati

Resistenza allo sfilamento - temporanei

207.14 kN

Resistenza allo sfilamento - permanenti

189.88 kN

Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione

$L_a = 300.00 \geq 7.64$ (cm) - Soddisfatta

Verifica dell'aderenza malta-guaina corrugata

$L_a = 300.00 \geq 15.28$ (cm) - Soddisfatta

Verifica dell'aderenza della malta al foro

$L_a = 300.00 \geq 43.45$ (cm) - Soddisfatta

Coefficiente di sicurezza a rottura acciaio

$F_s=6.66$

Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio

Lato o diametro della piastra

83.81 mm

Spessore della piastra

4.76 mm

4. CHIODATURE MASSI MEDIANTE TIRANTI PASSIVI (MASSI B, D1, D2, D3 ed E)

Le verifiche in menzione sono state condotte nell'ipotesi di equilibrio limite ed in particolare riferendosi alla formulazione di seguito riportata che, ipotizza la presenza della spinta idrostatica, nella frattura che delimita a monte il volume di roccia, e della forza sismica.

Si riportano nel seguito i significati dei parametri e delle grandezze che intervengono nella scrittura delle equazioni utilizzate per risolvere il problema.

Abbiamo dunque che:

$$T = \sigma_n \cdot \tan(\varphi + i_{eff})$$

$$i_{eff} = JRC \cdot \log \frac{JCS}{\sigma_n}$$

$$Area = f(\psi_e, \psi_i, s, h, l, \alpha, \delta)$$

$$S_w = \frac{1}{2} \cdot H_w^2 \cdot \frac{1}{\sin \psi_i}$$

$$\alpha' = f(\psi_e, \psi_i, s, h, l, \alpha, \delta)$$

$$W = Area \cdot \gamma$$

γ	= Peso dell'unità di volume della roccia
ψ_e	= Inclinazione parete esterna
ψ_i	= Inclinazione parete interna
δ	= Inclinazione in testa al blocco
s	= Spessore del blocco
h	= Altezza blocco
l	= Larghezza blocco
k	= Coefficiente di intensità sismica
α	= Inclinazione della base del blocco
R_q	= Risultante tirante
β	= Inclinazione risultante tirante
φ	= Angolo di attrito di base delle discontinuità
S_w	= Spinta dell'acqua sulla discontinuità di monte
x_g	= Ascissa baricentro blocco
y_g	= Ordinata baricentro blocco
x_t	= Ascissa punto di applicazione risultante tirante
y_t	= Ordinata punto di applicazione risultante tirante
y_w	= Ordinata punto di applicazione spinta acqua
γ_w	= Peso dell'unità di volume dell'acqua
H_w	= Altezza d'acqua spingente
JRC	= Parametro adimensionale rappresentativo della scabrezza

JCS = Indica la resistenza a compressione del giunto
 σ_n = Tensione normale sulla base del blocco

Scrivendo le equazioni di equilibrio ed assumendo per la resistenza a taglio sulla discontinuità di base la relazione di Mohr-Coulomb, con le indicazioni precedentemente esplicitate, possiamo pervenire alle relazioni che esprimono il fattore di sicurezza allo scorrimento, la forza esterna stabilizzante necessaria ad assicurare un assegnato valore del fattore di sicurezza a scorrimento, il fattore di sicurezza a ribaltamento.

1a) Fattore di sicurezza a scorrimento

$$F_s = \frac{[W \cdot \cos \alpha - kW \cdot \sin \alpha + R_q \cdot \sin(\alpha + \beta) - S_w \cdot \sin(\alpha')]}{W \cdot \sin \alpha + kW \cdot \cos \alpha - R_q \cdot \cos(\alpha + \beta) + S_w \cdot \cos(\alpha')}$$

2a) Forza esterna stabilizzante necessaria ad assicurare un assegnato fattore di sicurezza a scorrimento (F_s)

$$R_q = \frac{S_w \cdot \sin \alpha \cdot \tan(\varphi + i_{eff}) + F_s \cdot W \cdot \sin \alpha + F_s \cdot S_w \cdot \cos \alpha' - W \cdot \cos \alpha \cdot \tan(\varphi + i_{eff}) + F_s \cdot K \cdot W \cdot \cos(\alpha)}{F_s \cdot \cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \cdot \tan(\varphi + i_{eff})}$$

3a) Fattore di sicurezza a ribaltamento

$$F_r = \frac{W \cdot x_g + R_q \cdot (y_t \cdot \cos \beta + x_t \cdot \sin \beta)}{K \cdot W \cdot y_g + S_w \cdot \cos(90^\circ - \psi_i) \cdot [y_w + x_w \cdot \tan \alpha']}$$

Come già precisato nelle verifiche, tenuto conto nel particolare contesto in cui si colloca l'intervento, si è ritenuto opportuno assumere, cautelativamente, condizioni che in generale risultano sicuramente gravose (frattura di monte completamente riempita d'acqua, presenza di forza dovuta ad azioni sismiche), ma che non è opportuno escludere.

La procedura utilizza una fase preliminare di progetto sviluppata imponendo un assegnato valore al fattore di sicurezza allo scorrimento e calcolando il valore totale della forza esterna necessaria.

Calcolato lo sforzo nel tirante di progetto viene definito il numero di tiranti e stabilita la posizione degli stessi.

A questo punto, riferendosi alla configurazione finale di progetto, sono di nuovo calcolati i fattori di sicurezza allo scorrimento ed al ribaltamento. Per tali valori si è assunto come riferimento il valore 1,30.

Per il calcolo dello sforzo nel tirante di progetto si è seguita la procedura di seguito riportata.

Riferendosi alla seguente notazione:

D = Diametro della fondazione
 l_f = Lunghezza della fondazione
 g = Peso unità di volume della roccia di ancoraggio
 K = Coefficiente funzione dell'angolo di attrito roccia di ancoraggio
 t = Profondità media tirante
 d = Diametro del tirante
 σ_{ys} = Tensione corrispondente al limite elastico convenzionale dell'acciaio
 τ_{ad} = Tensione tangenziale ammissibile di aderenza

Tiro di progetto tirante singolo

1b) Tiro limite ultimo tirante in terreni incoerenti

$$N_{fu} = \pi \cdot D \cdot l_f \cdot K \cdot \gamma \cdot t$$

2b) Aderenza acciaio - cls

$$N_{ad} = \pi \cdot d \cdot l_f \cdot \tau_{ad}$$

3b) Resistenza ultima armatura

$$N_{yf} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma_{ys}$$

Si assume come *Sforzo di Progetto il minimo tra gli sforzi* N_{fu}

Il fattore di sicurezza da applicare al tiro limite ultimo N_{fu} viene valutato sulla base delle seguenti considerazioni:

Gli stati limite ultimi (6.6.2 Verifiche di sicurezza SLU NTC 2018) dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione $E_d < R_d$ con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione di ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I (NTC 2018).

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto R_{ad} , determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} i fattori parziali γ_R riportati nella Tab. 6.6.I.

	Simbolo γ_R	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tab. 6.6.I – Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

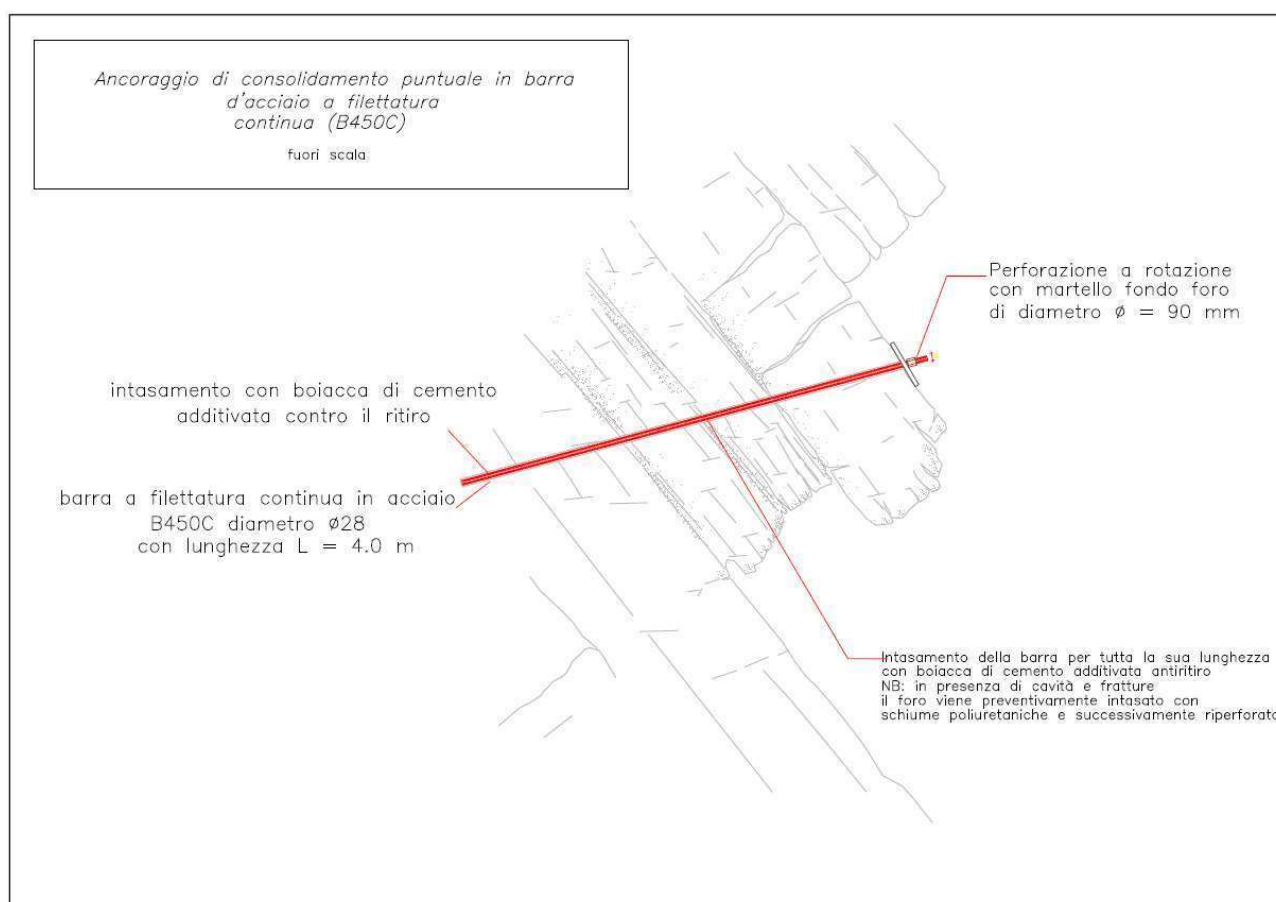
Il valore della resistenza caratteristica R_{ak} è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione x_{a3} e x_{a4} rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori x_{a3} e x_{a4} , si deve tener conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 6.6.III – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine



C. CHIODATURA BLOCCO B

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.54	2.35	0.25
S.L.D.	75.0	0.72	2.34	0.27
S.L.V.	712.0	1.84	2.43	0.31
S.L.C.	1462.0	2.36	2.49	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.648	0.2	0.0132	0.0066
S.L.D.	0.864	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	2.208	0.27	0.0608	0.0304
S.L.C.	2.832	0.3	0.0866	0.0433

DATI GENERALI

Peso di volume della roccia	26.2 kN/m ³
Coefficiente sismico kx	0.06
Coefficiente sismico ky	0.03
Attrito sul piano di scorrimento	35 °
Coesione	0 kPa
Coefficiente JRC	10
Coefficiente JCS	54.3 Mpa

CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0.9 m
Lunghezza della fondazione	3.9 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	26.2 kN/m ³
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2.16
Diametro armatura	28 mm
Resistenza di calcolo armatura	391 N/mm ²
Tasso di lavoro armatura	70 %
Aderenza acciaio cls	2.69 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	3177.98 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	922.84 KN
Forza limite ultima armatura	117.95 KN
Tiro di progetto	117.95 KN

DATI BLOCCO

Altezza blocco	2.34 m
Spessore	1.06 m
Larghezza del blocco	5 m
Inclinazione sup. interna	73 °
Inclinazione sup. esterna	75 °
Inclinazione piano di scorrimento	1 °

Inclinazione testa - da cresta in poi	33 °
Altezza acqua spingente	2.5 m

ANALISI CON CHIODI

FASE DI PROGETTO

CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	2.172 m ²
Peso Blocco	285 KN
Coordinate baricentro (x,y)	0.8 / 1.38 m
Ieff 0.0	°

FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2.5
Occorre uno sforzo (Rq) pari a	244.18 KN
Inclinato di (Beta)	10.0 °
Da distribuire su una superficie di	11.7 m ²

NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

Numero di tiranti da utilizzare	2
Da distribuire su una superficie di	11.7 m ²

VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	2 m
---	-----

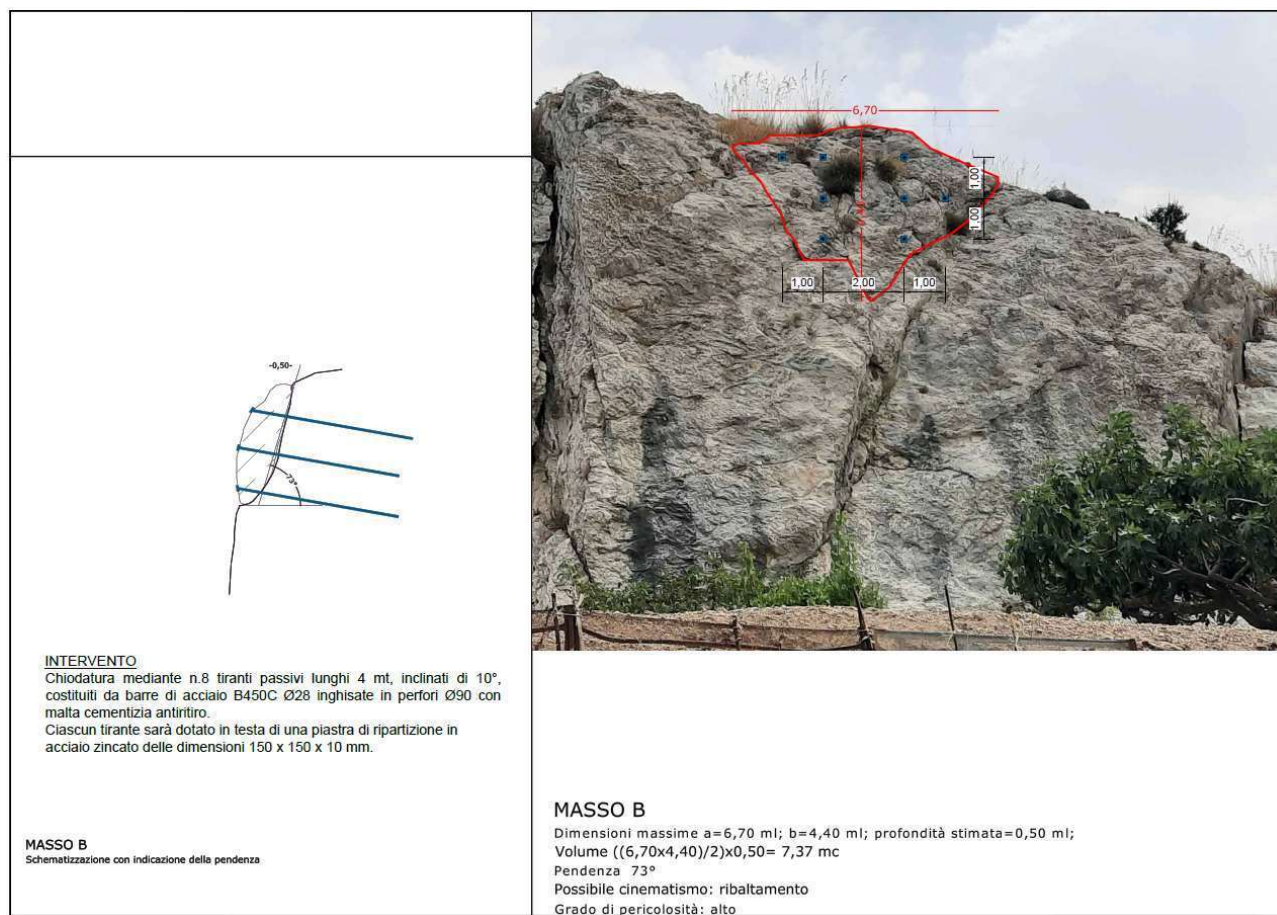
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	0.5 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	1.5 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	2.5 m

Numero di tiranti utilizzati	8
------------------------------	---

Sforzo risultante	877.5 KN
Inclinazione risultante (Beta)	10.0 °
Coordinate risultante (Xrq, Yrq)	0.495 / 1.5 m
Fs sicurezza scorrimento	6.553
Fr sicurezza ribaltamento	7.825

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

Tensione tangenziale	63.479 N/mm ²
----------------------	--------------------------



D. CHIODATURA BLOCCO D1

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.54	2.35	0.25
S.L.D.	75.0	0.72	2.34	0.27
S.L.V.	712.0	1.84	2.43	0.31
S.L.C.	1462.0	2.36	2.49	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.648	0.2	0.0132	0.0066
S.L.D.	0.864	0.2	0.0176	0.0088

S.L.V.	2.208	0.27	0.0608	0.0304
S.L.C.	2.832	0.3	0.0866	0.0433

DATI GENERALI

Peso di volume della roccia	26.2 kN/m ³
Coefficiente sismico k _x	0.06
Coefficiente sismico k _y	0.03
Attrito sul piano di scorrimento	35 °
Coesione	0 kPa
Coefficiente JRC	10
Coefficiente JCS	54.3 Mpa

CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0.9 m
Lunghezza della fondazione	3.9 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	26.2 kN/m ³
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2.16
Diametro armatura	28 mm
Resistenza di calcolo armatura	391 N/mm ²
Tasso di lavoro armatura	70 %
Aderenza acciaio cls	2.69 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	3177.98 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	922.84 KN
Forza limite ultima armatura	117.95 KN
Tiro di progetto	117.95 KN

DATI BLOCCO

Altezza blocco	5.7 m
Spessore	0 m
Larghezza del blocco	5.4 m
Inclinazione sup. interna	0 °
Inclinazione sup. esterna	90 °
Inclinazione piano di scorrimento	82 °
Inclinazione testa - da cresta in poi	8 °
Altezza acqua spingente	0 m

ANALISI CON CHIODI

FASE DI PROGETTO

CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	2.329 m ²
Peso Blocco	330 KN
Coordinate baricentro (x,y)	0.27 / 3.84 m
I _{eff}	0.0 °

FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2.5
Occorre uno sforzo (Rq) pari a	1210.04 KN
Inclinato di (Beta)	10.0 °
Da distribuire su una superficie di	30.78 m ²

NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

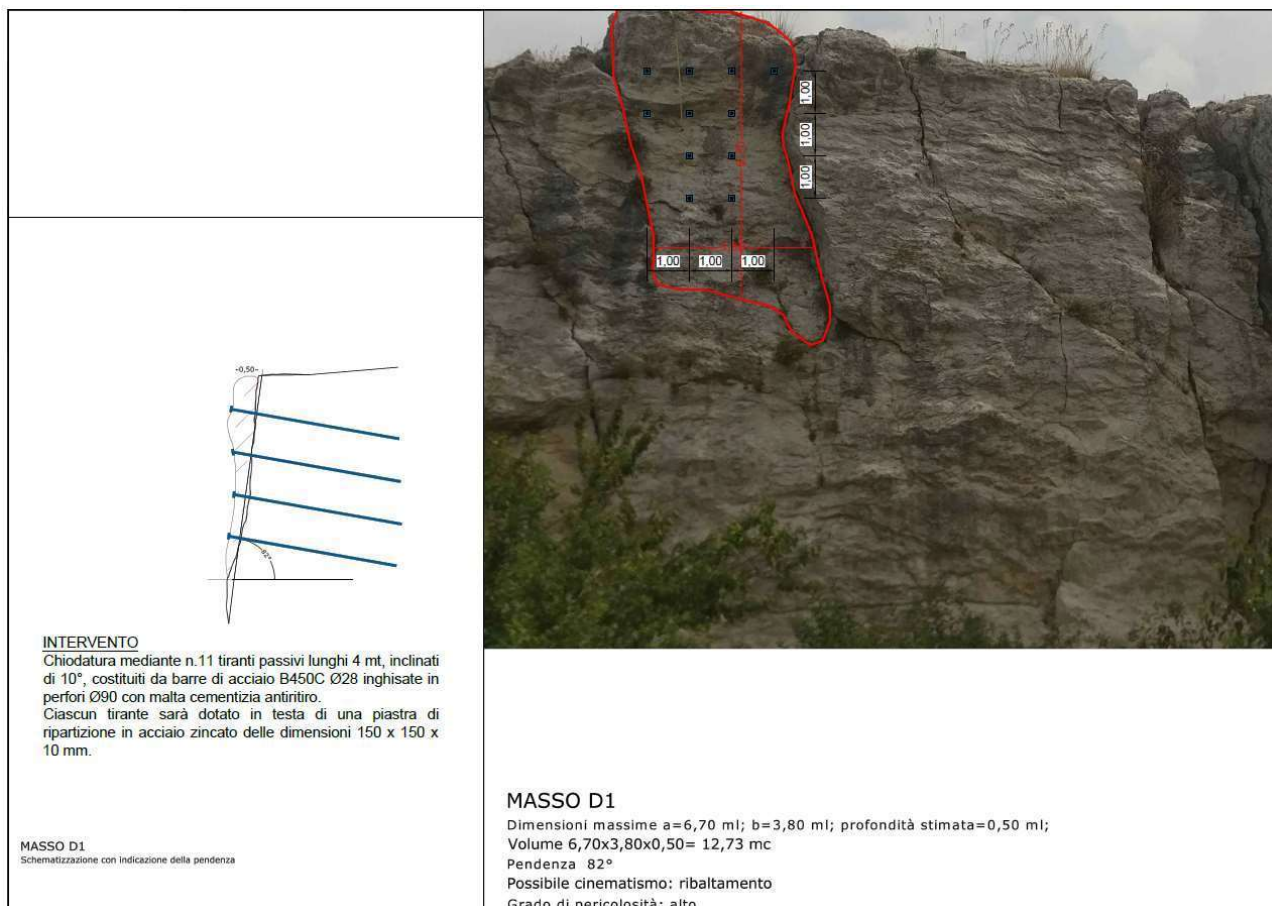
Numero di tiranti da utilizzare	10
Da distribuire su una superficie di	30.78 m ²

VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	2 m
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	2 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	3 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	4 m
Chiodo n°	4
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	5 m
Numero di tiranti utilizzati	11
Sforzo risultante	1263.6 KN
Inclinazione risultante (Beta)	10.0 °
Coordinate risultante (Xrq, Yrq)	3.5 /3.5 m
Fs sicurezza scorrimento	2.533
Fr sicurezza ribaltamento	65.826

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

Tensione tangenziale	51.057 N/mm ²
----------------------	--------------------------



E. CHIODATURA BLOCCO D2

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.54	2.35	0.25
S.L.D.	75.0	0.72	2.34	0.27
S.L.V.	712.0	1.84	2.43	0.31
S.L.C.	1462.0	2.36	2.49	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.648	0.2	0.0132	0.0066

S.L.D.	0.864	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	2.208	0.27	0.0608	0.0304
S.L.C.	2.832	0.3	0.0866	0.0433

DATI GENERALI

Peso di volume della roccia	26.2 kN/m ³
Coefficiente sismico k _x	0.05
Coefficiente sismico k _y	0.03
Attrito sul piano di scorrimento	35 °
Coesione	0 kPa
Coefficiente JRC	10
Coefficiente JCS	54.3 Mpa

CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0.9 m
Lunghezza della fondazione	3.9 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	26.2 kN/m ³
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2.16
Diametro armatura	28 mm
Resistenza di calcolo armatura	391 N/mm ²
Tasso di lavoro armatura	70 %
Aderenza acciaio cls	2.69 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	3177.98 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	922.84 KN
Forza limite ultima armatura	117.95 KN
Tiro di progetto	117.95 KN

DATI BLOCCO

Altezza blocco	9.92 m
Spessore	0 m
Larghezza del blocco	6 m
Inclinazione sup. interna	0 °
Inclinazione sup. esterna	95 °
Inclinazione piano di scorrimento	86 °
Inclinazione testa - da cresta in poi	1 °
Altezza acqua spingente	0 m

ANALISI CON CHIODI

FASE DI PROGETTO

CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	7.767 m ²
Peso Blocco	1221 KN
Coordinate baricentro (x,y)	-0.06 / 6.62 m
I _{eff}	0.0 °

FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2.5
Occorre uno sforzo (Rq) pari a	5139.2 KN
Inclinato di (Beta)	10.0 °
Da distribuire su una superficie di	59.52 m ²

NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

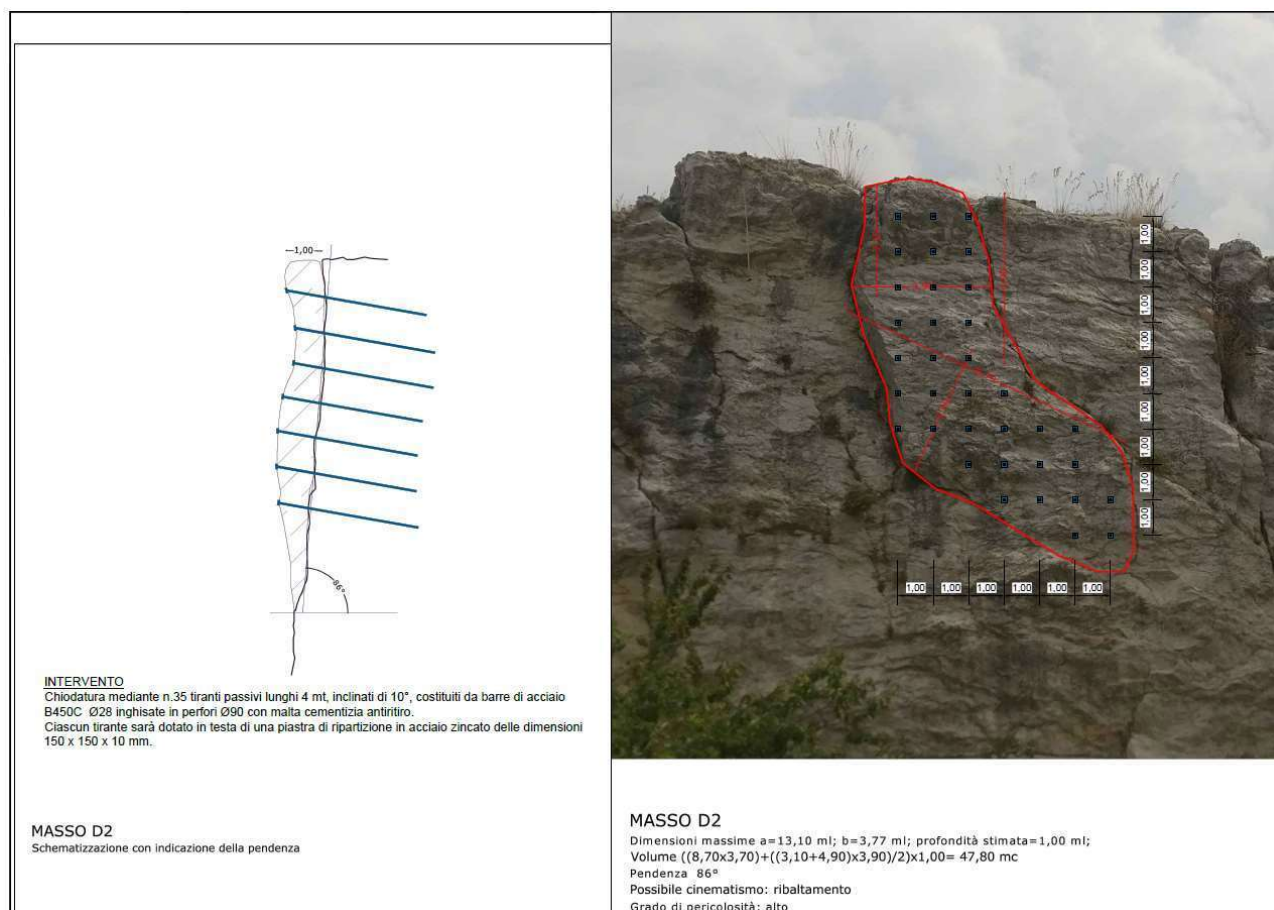
Numero di tiranti da utilizzare	44
Da distribuire su una superficie di	59.52 m ²

VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	1.2 m
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	3 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	4 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	5 m
Chiodo n°	4
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	6 m
Chiodo n°	5
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	7 m
Chiodo n°	6
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	8 m
Chiodo n°	7
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	9 m
Numero di tiranti utilizzati	35
Sforzo risultante	4095.0 KN
Inclinazione risultante (Beta)	10.0 °
Coordinate risultante (Xrq, Yrq)	6.0 /6.0 m
Fs sicurezza scorrimento	1.943
Fr sicurezza ribaltamento	64.671

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

Tensione tangenziale	58.147 N/mm ²
----------------------	--------------------------



F. CHIODATURA BLOCCO D3

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.54	2.35	0.25
S.L.D.	75.0	0.72	2.34	0.27
S.L.V.	712.0	1.84	2.43	0.31
S.L.C.	1462.0	2.36	2.49	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.648	0.2	0.0132	0.0066

S.L.D.	0.864	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	2.208	0.27	0.0608	0.0304
S.L.C.	2.832	0.3	0.0866	0.0433

DATI GENERALI

Peso di volume della roccia	26.2 kN/m ³
Coefficiente sismico k _x	0.05
Coefficiente sismico k _y	0.03
Attrito sul piano di scorrimento	35 °
Coesione	0 kPa
Coefficiente JRC	10
Coefficiente JCS	54.3 Mpa

CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0.9 m
Lunghezza della fondazione	3.9 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	26.2 kN/m ³
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2.16
Diametro armatura	28 mm
Resistenza di calcolo armatura	391 N/mm ²
Tasso di lavoro armatura	70 %
Aderenza acciaio cls	2.69 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	3177.98 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	922.84 KN
Forza limite ultima armatura	117.95 KN
Tiro di progetto	117.95 KN

DATI BLOCCO

Altezza blocco	8.93 m
Spessore	0 m
Larghezza del blocco	6 m
Inclinazione sup. interna	0 °
Inclinazione sup. esterna	93 °
Inclinazione piano di scorrimento	85 °
Inclinazione testa - da cresta in poi	4 °
Altezza acqua spingente	0 m

ANALISI CON CHIODI

FASE DI PROGETTO

CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	5.633 m ²
Peso Blocco	885 KN
Coordinate baricentro (x,y)	0.11 / 5.98 m
I _{eff}	0.0 °

FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2.5
Occorre uno sforzo (Rq) pari a	3594.69 KN
Inclinato di (Beta)	10.0 °
Da distribuire su una superficie di	53.58 m²

NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

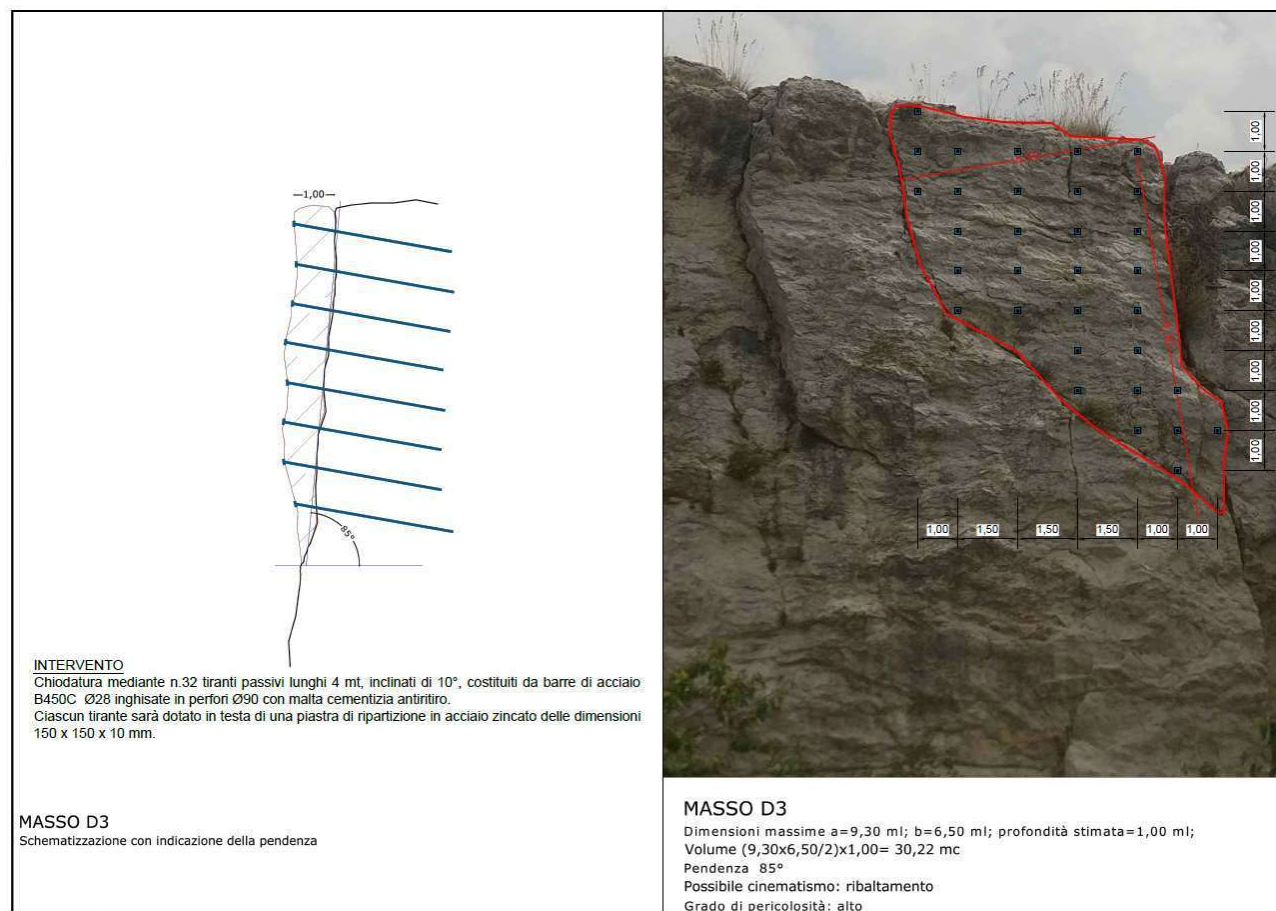
Numero di tiranti da utilizzare	30
Da distribuire su una superficie di	53.58 m²

VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	1.5 m
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	1.5 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	2.5 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	3.5 m
Chiodo n°	4
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	4.5 m
Chiodo n°	5
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	5.5 m
Chiodo n°	6
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	6.5 m
Chiodo n°	7
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	7.5 m
Chiodo n°	8
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	8.5 m
Numero di tiranti utilizzati	32
Sforzo risultante	3744.0 KN
Inclinazione risultante (Beta)	10.0 °
Coordinate risultante (Xrq, Yrq)	5.0 /5.0 m
Fs sicurezza scorrimento	2.537
Fr sicurezza ribaltamento	75.732

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

Tensione tangenziale

46.126 N/mm²

G. CHIODATURA BLOCCO E

Coefficienti sismici [N.T.C.]**Dati generali**

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2

S.L.	TR	ag	F0	TC*
Stato limite	Tempo ritorno	[m/s ²]	[-]	[sec]
	[anni]			
S.L.O.	45.0	0.54	2.35	0.25
S.L.D.	75.0	0.72	2.34	0.27
S.L.V.	712.0	1.84	2.43	0.31
S.L.C.	1462.0	2.36	2.49	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Stabilità dei pendii e Fondazioni
--------	-----------------------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.648	0.2	0.0132	0.0066
S.L.D.	0.864	0.2	0.0176	0.0088
S.L.V.	2.208	0.27	0.0608	0.0304
S.L.C.	2.832	0.3	0.0866	0.0433

DATI GENERALI

Peso di volume della roccia	26.2 kN/m ³
Coefficiente sismico kx	0.06
Coefficiente sismico ky	0.03
Attrito sul piano di scorrimento	35 °
Coesione	0 kPa
Coefficiente JRC	10
Coefficiente JCS	54.3 Mpa

CARATTERISTICHE OPERE INTEVENTO

Diametro della fondazione	0.9 m
Lunghezza della fondazione	3.9 m
Peso spec. roccia di ancoraggio	26.2 kN/m ³
Attrito terreno di ancoraggio	35 °
Fattore di sicurezza sul tiro ultimo	2.16
Diametro armatura	28 mm
Resistenza di calcolo armatura	391 N/mm ²
Tasso di lavoro armatura	70 %
Aderenza acciaio cls	2.69 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO STRUTTURA

Forza limite ultima fondazione	3177.98 KN
Sfilamento acciaio dalla fondazione	922.84 KN
Forza limite ultima armatura	117.95 KN
Tiro di progetto	117.95 KN

DATI BLOCCO

Altezza blocco	6.99 m
Spessore	0.97 m
Larghezza del blocco	4 m
Inclinazione sup. interna	86 °
Inclinazione sup. esterna	88 °
Inclinazione piano di scorrimento	3 °
Inclinazione testa - da cresta in poi	3 °
Altezza acqua spingente	6.5 m

ANALISI CON CHIODI

FASE DI PROGETTO

CARATTERISTICHE BLOCCO

Area blocco	5.911 m ²
Peso Blocco	619 KN

Coordinate baricentro (x,y)	0.55 / 3.69 m
I _{eff} 0.0	°

FATTORE DI SICUREZZA IMPOSTO

Per avere un fattore di sicurezza pari a	2.5
Occorre uno sforzo (R _q) pari a	1656.9 KN
Inclinato di (Beta)	10.0 °
Da distribuire su una superficie di	27.96 m ²

NUMERO DI TIRANTI DA UTILIZZARE

Numero di tiranti da utilizzare	14
Da distribuire su una superficie di	27.96 m ²

VERIFICA

POSIZIONE TIRANTI Interasse orizzontale..	1.3 m
---	-------

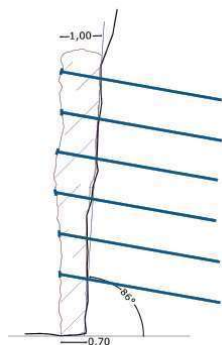
Chiodo n°	1
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	1.5 m
Chiodo n°	2
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	2.5 m
Chiodo n°	3
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	3.5 m
Chiodo n°	4
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	4.5 m
Chiodo n°	5
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	5.5 m
Chiodo n°	6
Sforzo Chiodo	117 KN
Inclinazione	10 °
Ordinata punto di applicazione	6.5 m

Numero di tiranti utilizzati	18
------------------------------	----

Sforzo risultante	2160.0 KN
Inclinazione risultante (Beta)	10.0 °
Coordinate risultante (X _{rq} , Y _{rq})	0.28 / 4.0 m
F _s sicurezza scorrimento	3.144
F _r sicurezza ribaltamento	4.355

VERIFICA TENSIONI ARMATURA

Tensione a trazione armatura	190.274 N/mm ²
Tensione tangenziale	0.52 N/mm ²

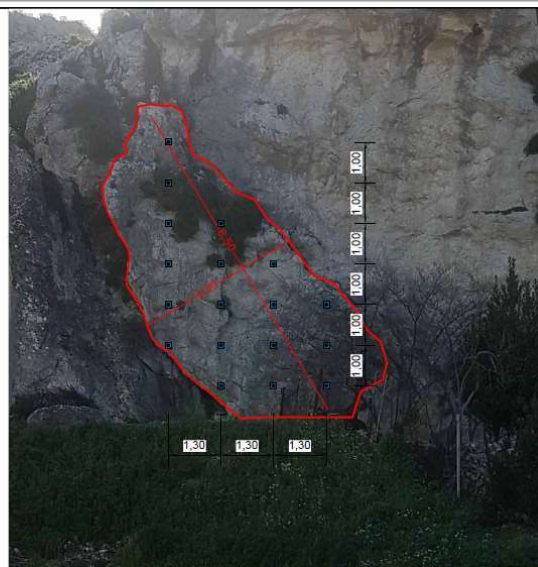


INTERVENTO

Chiodatura mediante n.18 tiranti passivi lunghi 4 mt, inclinati di 10°, costituiti da barre di acciaio B450C Ø28 inghisate in perfori Ø90 con malta cementizia antritiro. Ciascun tirante sarà dotato in testa di una piastra di ripartizione in acciaio zincato delle dimensioni 150 x 150 x 10 mm.

MASSO E

Schematizzazione con indicazione della pendenza

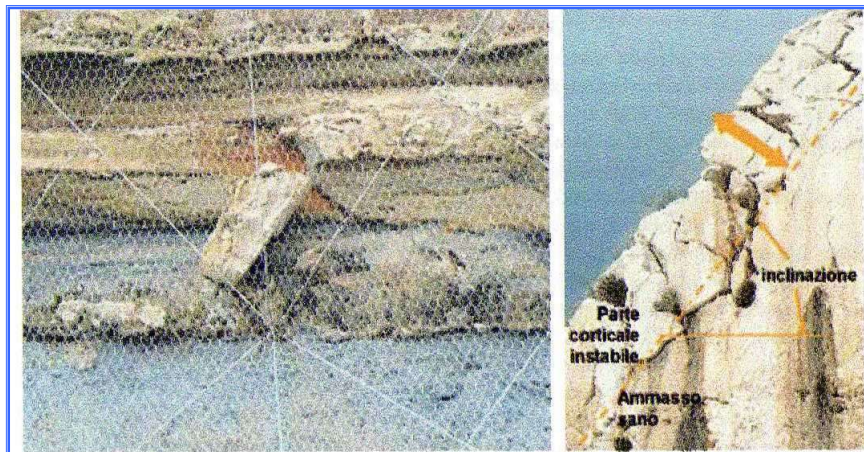


MASSO E

Dimensioni massime a=8,50 ml; b=4,00 ml; profondità stimata in testa=1,00 m
 profondità stimata al piede =0,70 ml;
 Volume $\Pi \times (8,50) \times (4,00/2) \times 0,85 = 22,70 \text{ mc}$
 Pendenza 86°
 Possibile cinematisimo: ribaltamento
 Grado di pericolosità: alto

5. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE MEDIANTE TELI DI RETE ARMATA

Il **rafforzamento corticale** è un sistema complesso costituito da ancoraggi, pannelli in fune metallica, funi e reti metalliche (vedi fig.1).



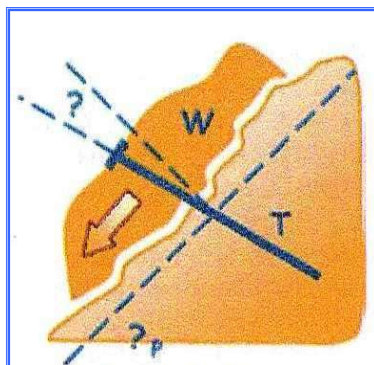
Ciascuna componente sottoposta ai carichi rappresentati dalla spinta dell'ammasso roccioso assume un comportamento tenso-deformativo legato alle proprie caratteristiche meccaniche.

Complessivamente il sistema deve offrire la minima deformazione per un determinato carico. In altri termini, il sistema deve essere in grado di assorbire il carico massimo possibile per una determinata deformazione.

Il ruolo fondamentale del rafforzamento è assunto dagli ancoraggi che, impedendo o limitando i movimenti reciproci tra i blocchi, conferiscono una maggiore **“rigidità”** al sistema, rallentandone il progressivo rilassamento, ciò richiede che vi sia proporzione tra lo spessore del **“dissesto corticale”** e le dimensioni degli ancoraggi utilizzati i quali dovranno essere disposti secondo una maglia di densità (espressa come n° di ancoraggi / mq) tale da garantire che la massima porzione di ammasso disarticolato che potrebbe gravare su ciascuno ancoraggio non superi il carico ammissibile dell'ancoraggio stesso; **la lunghezza delle barre deve essere sufficiente per garantire che le sollecitazioni di trazione e taglio siano scaricate sull'ammasso roccioso sano.**

Il tipo di ancoraggio maggiormente diffuso nelle tecniche di rafforzamento corticale assume il termine di **“chiodo”** il quale è costituito da una barra completamente connessa alla roccia ed immersa in malta cementizia o resina polimerica; inoltre la parte esterna può essere attrezzata da una piastra di ripartizione fissata con dado o golfare.

Analizzando lo schema delle forze che agiscono su un piano di scivolamento di un blocco di roccia (vedi fig.3), è possibile osservare che la discontinuità deve essere caratterizzata da rugosità ed ondulazione, inoltre la resistenza al taglio del giunto deve essere dominata dall'attrito e non dalla coesione.

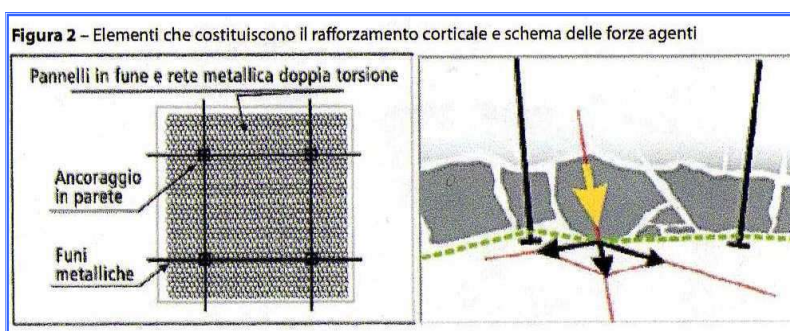


Tali presupposti sono giustificati dal tipo di comportamento del chiodo e del giunto della roccia interessato dal movimento: infatti il chiodo essendo un elemento di rinforzo passivo sviluppa la sua funzione soltanto quando il blocco di roccia vincendo in parte la resistenza attritiva del giunto, tende a muoversi producendo la **dilatanza della discontinuità** e portando in tensione l'anima metallica; il vincolo offerto dal chiodo incrementa gli sforzi normali sul giunto con conseguente incremento della resistenza al taglio.

Un altro contributo stabilizzante offerto dal chiodo, è garantito dalla resistenza al taglio dell'anima metallica che attraversa il giunto. Il maggiore effetto stabilizzante che un chiodo può trasmettere alla roccia lo si ottiene dal migliore compromesso tra il contributo offerto dall'incremento degli sforzi normali e quello offerto dalla resistenza al taglio. Per quanto descritto sopra il comportamento del chiodo è strettamente vincolato al tipo di roccia e alle sue caratteristiche deformative; inoltre il comportamento passivo dell'elemento non produce nessuna forza sull'ammasso roccioso ma interagisce con esso sfruttando le caratteristiche di resistenza al taglio del giunto.

L'effetto consolidante fornito dal chiodo, si sviluppa soltanto quando il blocco inizia a muoversi portando in tensione la barra metallica la quale crea un aumento della pressione sul giunto con il conseguente incremento delle forze stabilizzanti e non la riduzione delle forze destabilizzanti.

In un sistema di rafforzamento corticale la rete non ha funzioni di consolidamento ma assolve la funzione di contenere i massi, che si trovano nella maglia di ancoraggi e di trasmettere la loro spinta sugli ancoraggi circostanti. Dalla scomposizione delle forze che agiscono sulla rete (vedi fig.2) è chiaro che l'azione di contrasto dovrà essere tanto maggiore quanto maggiore è il volume di roccia spingente sul rivestimento; è necessario pertanto incrementare la rigidità del sistema rete più ancoraggi.



Nella realtà quotidiana, le spinte generate sulle reti di rivestimento non superano quasi mai la resistenza ultima a rottura delle stesse, ma quasi sempre si verificano deformazioni tali dell'ammasso roccioso inaccettabili e di una grandezza tale da comportare il distacco del blocco con il conseguente arretramento del dissesto all'interno della scarpata.

Definita una deformazione limite per un rivestimento, la “**rigidezza deformativa**” di un pannello per un'azione normale al proprio piano, si può definire come il rapporto tra la forza necessaria per ottenere quella deformazione limite e la deformazione stessa. In altre parole per limitare i movimenti della massa rocciosa assume un ruolo fondamentale la capacità del rivestimento corticale di esplicare un'elevata azione resistente con la minima deformazione. In questo modo i blocchi di roccia potenzialmente instabili, trovano un valido elemento di contrasto che limita i movimenti degli stessi e permette di mantenere un elevato grado di incastro tra gli elementi che costituiscono la parte corticale dell'ammasso roccioso. ***Un altro aspetto importante per l'efficacia di un rafforzamento corticale riguarda la perfetta aderenza del rivestimento alla scarpata rocciosa***

H. DIMENSIONAMENTO SISTEMA DI PROTEZIONE CORTICALE (RETE A DOPPIA TORSIONE IN ADERENZA ARMATA E RINFORZATA)

In una parete quale si dimostra quella in fase di studio formata da roccia sana ma con la presenza di fessurazioni/stratificazioni, le problematiche che si possono verificare possono essere di spostamenti paralleli al piano di scivolamento che tendono a scorrere sulle discontinuità andando a tensionare e deformare una eventuale rete di contenimento secondo uno schema che può essere sinteticamente raffigurato come sotto.

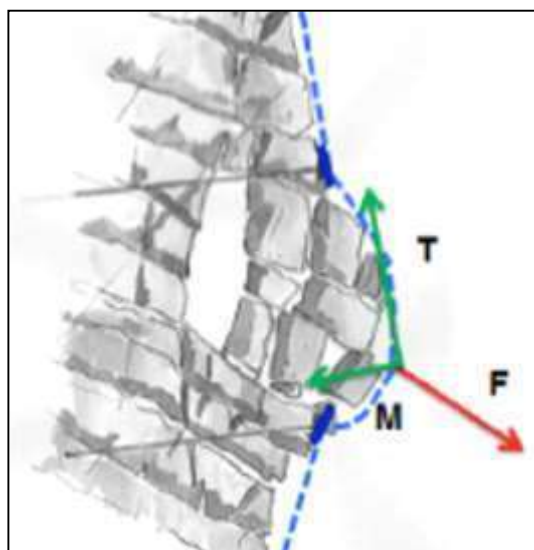


Figura 1

Tale rete chiaramente scarica lo stato tensionale su una serie di chiodi posti in opera con un interasse i_x e i_y .

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 8.1):

- **F** - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α .
- **T** - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.
- **M** - la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come la chiodatura (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando:

$$T_{adm} - T > 0$$

dove

$$T_{adm} = \text{resistenza a trazione ammissibile della rete}$$

La resistenza ammissibile della rete sarà:

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

dove

T_m = Resistenza a trazione della rete

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione.

Tenendo in considerazione la disomogeneità dello stato tensionale agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza è opportuno sia non inferiore a 2,5. Tali osservazioni si basano su osservazioni empiriche che hanno verificato che la rete tra gli ancoraggi non fornisce un contributo importante per sostenere la parte sottostante di rivestimento e che lo stato tensionale è assorbito principalmente dai chiodi. Nella realtà attraverso analisi numeriche si è visto che lo stato tensionale dipende dalla rigidità della rete che forma il rivestimento. Maggiore è la rigidità maggiore è la capacità della rete di trattenere peso tra i chiodi e quindi più efficace è la rete. Minore è la rigidità maggiore deve essere il coefficiente di sicurezza da utilizzare in quanto lo stato tensionale viene concentrato sugli ancoraggi e non in maniera omogenea sulla rete.

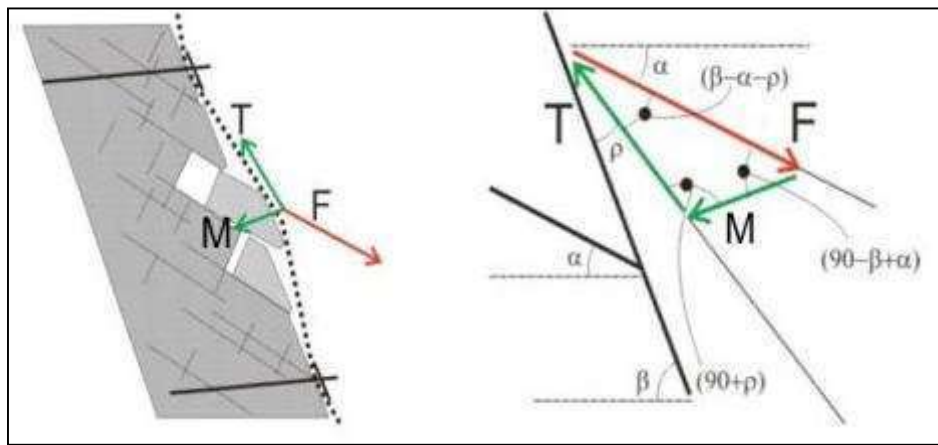


Figura 2 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla forza che punzona la rete rappresentata dal vettore M di Fig. 8.2.

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

dove:

$$M_{bdrv} = (Mb \sin \alpha + Kh \cos \alpha) \gamma_{DW} = \text{forze agenti}$$

$$M_{bstb} = (Mb \sin \alpha (1 - kh)) \gamma_{RW} = \text{forse resistenti}$$

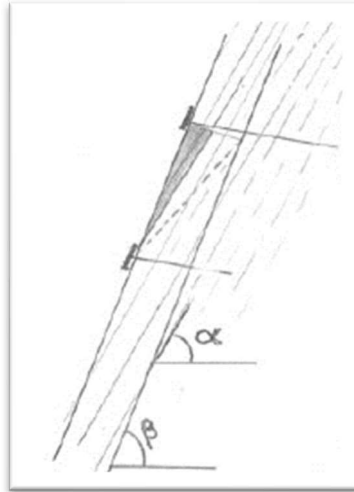
$$Mb = V \gamma = \text{peso della massa di roccia instabile}$$

$$V = \text{volume mobilitato massimo tra i chiodi}$$

Il volume mobilitato massimo tra i chiodi dipende dalla conformazione geometrica del versante, dall'interasse delle chiodature e dalla pendenza delle fessure. In funzione di questi si possono distinguere due casi:

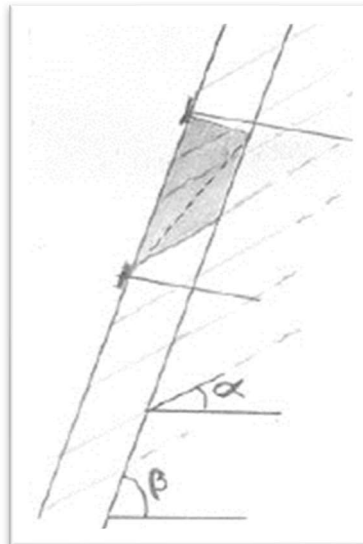
(Caso A): se $\alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_y))$ e $\alpha < \beta$

$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$



(Caso **B**): se $\alpha < (\beta - \arctan(s/i_y))$

$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

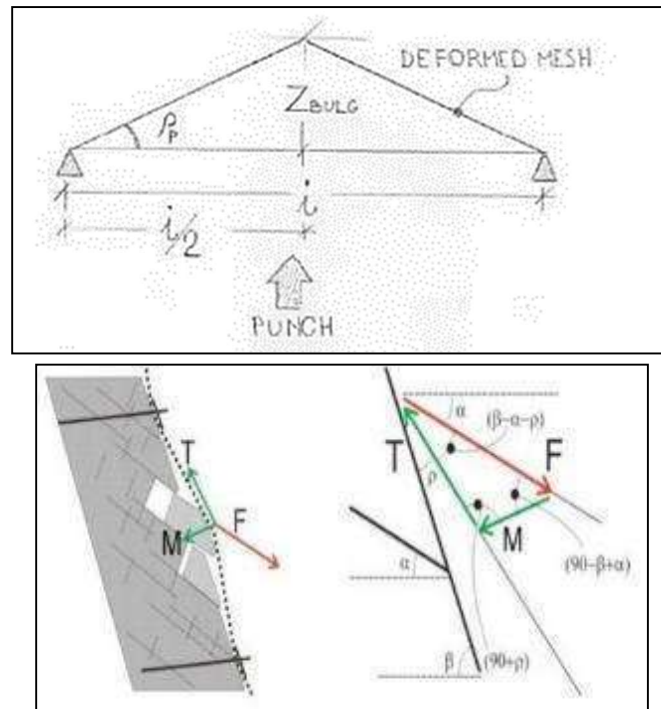


Al fine di risolvere completamente il problema da un punto di vista geometrico e tensionale per determinare la tensione sulla rete è necessario conoscere l'angolo che forma la rete con la scarpata. Ciò è possibile mediante la conoscenza delle deformazioni della stessa nel momento in cui viene caricata puntualmente (punzonamento) dalla massa in movimento.

$\varphi_p \approx \arctg(Z_{bulg} / i/2)$ = angolo della deformazione della rete ove L è la distanza dal chiodo superiore della sporgenza Z_{bulg} .

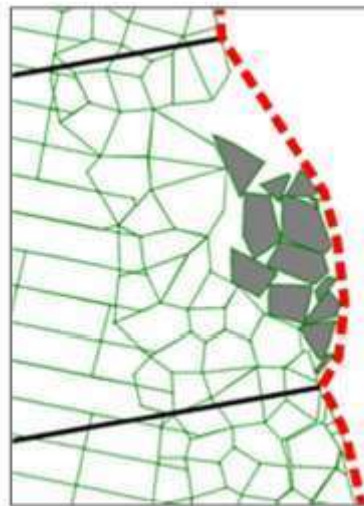
Z_{bulg} = deformazione/sporgenza correlata al carico di punzonamento M. È direttamente misurata da prove sperimentali (vedi schede tecniche dei pannelli).

Si ipotizza che il punzonamento della massa rocciosa si concentri nella parte centrale della maglia di chiodi a distanza pari a 1,5 m. dagli ancoraggi e che quindi $i/2 = 1,5$



DIMENSIONAMENTO DEI CHIODI

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua (di spessore ipotizzato pari 1,50 m) è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che potrebbero originare i vari 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:

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

dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

a = 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):

$$[2] \quad W \cdot \sin a - c \cdot \sin a \tan \phi + R \geq W (\sin a + c \cdot \cos a)$$

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:

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

oppure

$$F_{Sslp} \geq F_{Dslp}$$

assumendo

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

$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin a) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$ = 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 a taglio 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 il principio del lavoro massimo:

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

dove:

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

ε = angolo tra l'asse della barra e la normale al giunto

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

N_e = resistenza al taglio della barra (in condizioni di limite elastico) = Area barra * tensione di snervamento a taglio / γ_{ST} (coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio = 1,15).

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

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

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

dove:

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

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

JRC = coefficiente di rugosità del giunto

JCS = resistenza a compressione semplice del giunto

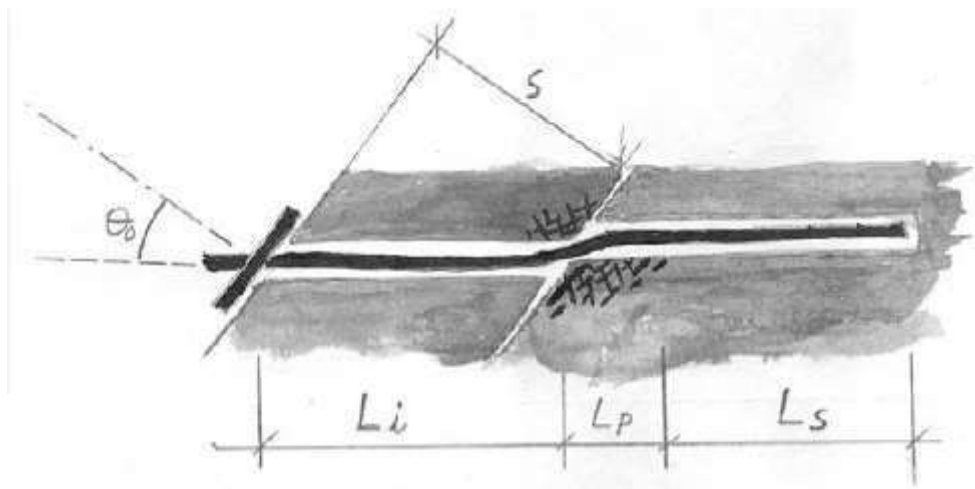
Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'“immorsamento” della barra nella porzione stabile.
- La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_d = L_s + L_i + L_p$$



Assumendo:

L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso = $P / (\pi \Phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$

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

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso. Tale lunghezza ha un valore variabile da 0,05 m. per la roccia molto sana e resistente a circa 0,3 m. in rocce fratturate e poco consistenti sino ad arrivare eccezionalmente a 0,45 m. in rocce molto tenere quali tufi o argille sovraconsolidate. Nel nostro caso sarà considerata pari a 0,10 m.

con

Φ_{drill} diametro della perforazione

τ_{lim} tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} coefficiente di riduzione per l'aderenza tra malta e roccia

P carico di sfilamento; si deve prendere il maggiore tra:

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

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos(\beta + \theta_0)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante

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

Si è considerato in via cautelativa che uno spessore di 1,50 m per un'area pari a $i_x \times i_y$ insista sulla rete.

A favore della sicurezza si ipotizza che:

- il chiodo lavori esclusivamente a taglio;
- in funzione dell'angolo con cui la barra incide sulla stratificazione e delle caratteristiche del giunto (JCR, JCS e dilatanza JC e della pressione sul giunto) la barra dia un contributo alla resistenza del giunto stesso.

Per quanto riguarda la lunghezza di ancoraggio i parametri geotecnici che interessano in riferimento alla verifica sono:

- τ_{am} = tensione di sfilamento boiacca terreno a trazione
- α = coefficiente per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio.

Tali valori possono venire definiti direttamente facendo riferimento alle raccomandazioni – Ancoraggi nei terreni e nelle rocce AICAP – AGI. A vantaggio di sicurezza si è utilizzato un valore di tensione di sfilamento pari a 1 Mpa = 1000 Kpa

Per quanto riguarda il coefficiente α ci si baserà sulla tabella sottoriportata.

Tab. 6.4 - Valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell'ancoraggio

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata Vs	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_l$)	IGU ($p_i < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 Vs	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 Vs	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 Vs	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 Vs	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 Vs	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 Vs	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) Vs; IGU: 1,5 Vs	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 Vs; IGU: 1,5 Vs	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) Vs; IGU: (1,5 ÷ 2) Vs	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) Vs per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2÷6) Vs o più per strati poco fratturati 2 Vs o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_l : pressione limite dalla prova pressiométrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Il valore α , a vantaggio di sicurezza, è stato posto pari a 1,05.

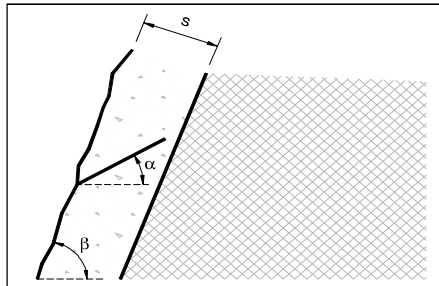
Nel seguito quanto sopra descritto viene sviluppato mediante un foglio di calcolo automatico.

Si allegano alla presente gli output di calcolo.

DATI DI INPUT

Al fine di realizzare il dimensionamento del sistema di consolidamento mediante pannelli in fune devono essere presi in considerazione i seguenti dati di input:

1. parametri geometrici del versante da consolidare
2. parametri geotecnici versante da consolidare
3. parametri sismici dell'area nella quale si trova il versante da consolidare
4. discontinuità presenti nella roccia



1. Parametri geometrici

Per quanto riguarda i parametri geometrici della scarpata ci interessa la pendenza della stessa nelle zone di intervento (β) e lo spessore ipotizzato della zona instabile da consolidare (s).

Inclinazione media della parete rocciosa	β	85.00°
Spessore medio zona corticale da consolidare	s	1.00 m

2. Parametri geotecnici

Per quanto riguarda i parametri geotecnici ci interessa il peso per unità di volume della parete rocciosa (γ).

Peso per unità di volume della roccia	γ	26.20 kN/m ³
---------------------------------------	----------	-------------------------

3. Parametri sismici

Per quanto attiene ai coefficienti sismici specifici della zona di interesse, si è utilizzato il seguente coefficiente sismico orizzontale:

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.061 -
----------------------------------	-------	---------

4. Discontinuità

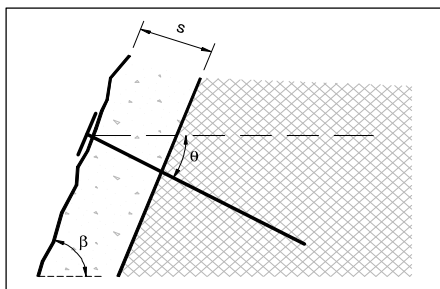
La resistenza della roccia intatta è controllata dalla presenza di una o più discontinuità principali e dalle sue caratteristiche di resistenza al taglio. Pertanto sono necessari come dati di input anche i parametri geometrici e meccanici dei principali giunti di discontinuità, quali l'inclinazione dei giunti di scivolamento (α), la resistenza a compressione uniassiale delle superfici (JCS: Joint Coefficient Strength) e il coefficiente di rugosità (JRC: Joint Roughness Coefficient).

Inclinazione giunti di scivolamento più pericolosi	α	35.00°
Resistenza compressione semplice del giunto più pericoloso	JCS	54.23 MPa
Rugosità dei giunti più pericolosi	JRC	10.00 -

SCELTE PROGETTUALI PER LA SOLUZIONE PROPOSTA

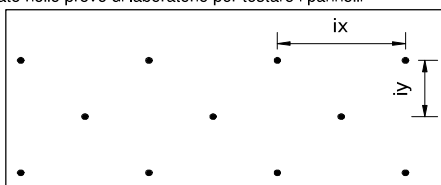
La soluzione proposta consiste nel rinforzo con rete di rivestimento e ancoraggi profondi.

Imponendo un ipotetico interasse tra gli ancoraggi e la tipologia di chiodi da adottare (tipo acciaio, diametro e inclinazione) si verifica dapprima se i chiodi prescelti sono sufficienti per stabilizzare la parte corticale del versante roccioso e poi, in caso affermativo, si procede con la determinazione della lunghezza minima che devono avere affinché non si sfilino dalla roccia sana. Stabilito che l'interasse tra gli ancoraggi è sufficiente per mantenere la stabilità del sistema, si procede anche con la determinazione della resistenza minima che deve avere la rete di rivestimento affinché non si verifichino superfici di scivolamento tra gli ancoraggi.



1. Scelta dell'interasse degli ancoraggi

Si ipotizza di realizzare gli ancoraggi con interasse orizzontale i_x e interasse verticale tra le linee di ancoraggio pari a i_y . Il valore degli interassi viene posto uguale a quello utilizzato nelle prove di laboratorio per testare i pannelli



Interasse orizzontale chiodi	i_x	3.00	m
Interasse verticale chiodi	i_y	3.00	m

2. Scelte progettuali relative agli ancoraggi

Per quanto riguarda gli ancoraggi si è ipotizzato di utilizzare barre di acciaio aventi diametro nominale \varnothing e inclinazione rispetto l'orizzontale pari a θ .

Snervamento caratteristico acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Diametro nominale chiodo	\varnothing_{chiodo}	28.00	mm
Inclinazione del chiodo sull'orizzontale	θ	10.00	°

Per quanto riguarda la perforazione si ipotizza di realizzare uno scavo di diametro $\varnothing_{perforaz.}$ ottenuto applicando al diametro della punta di perforazione $\varnothing_{punta\ per.}$ un coefficiente parziale di incremento $\gamma_{\varnothing_{punta\ per.}}$

Diametro punta di perforazione	$\varnothing_{punta\ per.}$	90.00	mm
Coefficiente parziale di incremento punta di perforazione	$\gamma_{\varnothing_{punta\ per.}}$	1.05	mm
Diametro perforazione	$\varnothing_{perforaz.}$	94.50	mm

Per il calcolo della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio boiacca-terreno si utilizzano i seguenti dati di input:

Resistenza di adesione tra roccia e cemento valore caratteristico	$R_{ac,medio}$	1.03	MPa
Resistenza di adesione tra roccia e cemento, medio	$R_{ac,min}$	1.03	MPa

Tali valori sono stati determinati con metodi analitici e considerando un numero di profili di indagine pari a 1.

3. Scelte progettuali relative alla rete proposta

Da prove di laboratorio si ricava la deformazione massima che subisce la tipologia di rete adottata sotto carico di punzonamento. Si ipotizza inoltre di ridurre la resistenza a punzonamento della rete ricavata mediante il coefficiente k_{min} per controllare la massima deformazione del sistema sotto il carico a punzonamento.

Deformata da punzonamento (valore atteso da prove su telo 3x3m)	Δ_{pnz}	0.800	m
Coefficiente parziale di riduzione per la resistenza ultima della rete	K_{MIN}	0.40	-

(*) valore imposto dallo scrivente per tenere conto di tutte le incertezze dovute alla mancanza di dati

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche sono state eseguite in accordo alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018".

La tabella che segue (Tab 6.2.I delle NTC 2018) fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione dell'effetto delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_z (o γ_{z2})	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_k	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_{k2}^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q_k	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_{k2} si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G2} .

COEFFICIENTI PARZIALI SULLE INCERTEZZE DELLA PARETE ROCCIOSA

$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$ Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	
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.	1.3
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.	1
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.	1.05
Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	γ_{RW} 1.37

$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$ Coefficiente parziale di incremento per dimensione blocco instabile	
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.	1.1
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.	1
Coefficiente parziale di incremento per dimensione blocco instabile	γ_{DW} 1.1

DIMENSIONAMENTO RETE DI RIVESTIMENTO

DATI DI INPUT

INPUT DATI RELATIVI ALLA PARETE ROCCIOSA

Inclinazione media della parete rocciosa	β	85.00	°
Spessore medio zona corticale da consolidare	s	1.00	m

INPUT DATI RELATIVI ALL'AMMASSO ROCCIOSO

Coefficiente sismico orizzontale	c	0.06	-
Peso per unità di volume della roccia	γ	26.20	kN/m ³
Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	γ_{RW}	1.37	-
Coefficiente parziale geometria e morfologia scarpata	γ_{DW}	1.10	-

INPUT DATI RELATIVI AL GIUNTO PIU' PERICOLOSO

Inclinazione giunti di scivolamento	α	35.00	°
-------------------------------------	----------	-------	---

INPUT DATI RELATIVI ALLA MAGLIA DI CHIODI

Interasse orizzontale chiodi	i_x	3.00	m
Interasse verticale chiodi	i_y	3.00	m

INPUT DATI RELATIVI AL TIPO DI RETE

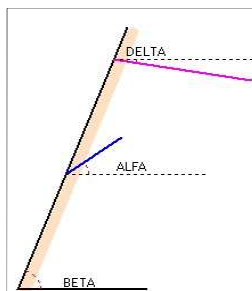
Coefficiente parziale di riduzione per la resistenza ultima della rete	K_{MIN}	0.40	-
Deformata da punzonamento (valore atteso da prove su telo 3x3 m)	Δ_{pnz}	0.80	m

In un sistema di rafforzamento corticale la rete, a causa della sua deformabilità, della irregolarità morfologica della parete rocciosa e delle difficoltà di posa in opera, non ha funzioni di consolidamento, ma assolve la funzione di contenere i massi che si trovano nella maglia di ancoraggi e di trasmettere la loro spinta sugli ancoraggi circostanti.

Tra un chiodo e l'altro ci sono dei massi secondari che possono staccarsi secondo superfici di scivolamento inclinate α .

La condizione perché si manifesti instabilità locale è che il giunto di scivolamento sia meno inclinato del versante (Fig.1).

$$\alpha < \beta$$



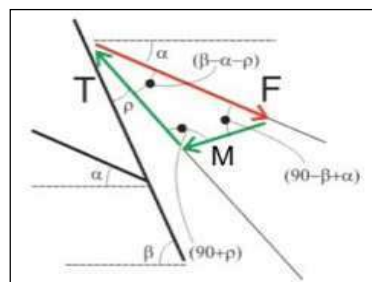
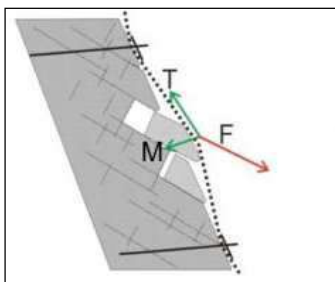
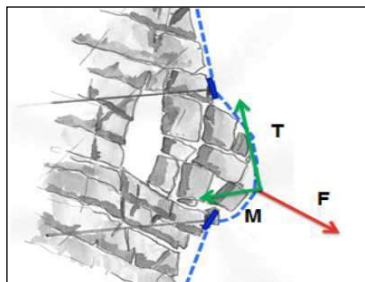
Essendo:

α : inclinazione del giunto locale = 35.00 °

β : inclinazione del versante = 85.00 °

Risulta che $\alpha < \beta$ è pertanto la condizione affinché si manifesti instabilità locale è soddisfatta.

Dalla scomposizione delle forze che agiscono sulla rete (Fig.2) è chiaro che l'azione di contrasto dovrà essere tanto maggiore quanto maggiore è il volume di roccia spingente sul rivestimento.



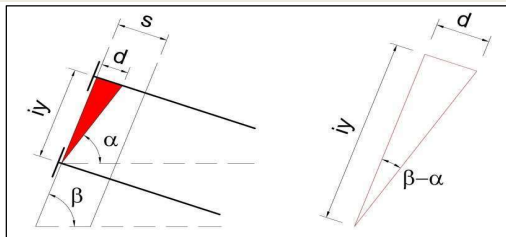
Le dimensioni massime del blocco che può sollecitare a trazione un metro lineare di rete sono vincolate dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra i due chiodi della maglia. Tale ipotesi appare cautelativa, ma compensa le numerose incertezze dovute alla morfologia irregolare della parete rocciosa.

Alcune considerazioni geometriche consentono di approssimare il volume roccioso che manifesta instabilità locale.

Ipotesi nr1

Se $\alpha \geq \beta - \arctan(s/i_y)$ e $\alpha < \beta$ (Fig.3) allora il volume massimo soggetto ad instabilità locale diviene:

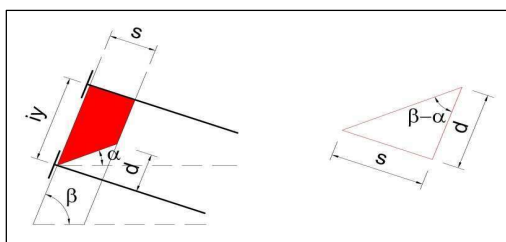
$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$



Ipotesi nr2

Se $\alpha < \beta - \arctan(s/i_y)$ (Fig.4) allora il volume massimo soggetto ad instabilità locale diviene:

$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$



Essendo:

s : spessore zona da consolidare =	1.00	m
i _y : spaziatura verticale tra 2 chiodi =	3.00	m
α : inclinazione del giunto locale =	35.00	°
β : inclinazione del versante =	85.00	°

Si ricava che:

$$\beta - \arctan(s/i_y) = 66.57^\circ$$

e pertanto il volume massimo soggetto ad instabilità globale viene approssimato utilizzando l'ipotesi nr2.

Il volume massimo potenzialmente instabile per scivolamento tra la maglia di chiodi è pertanto pari a:

$$V = 2.58 \text{ m}^3/\text{m}$$

Volumi con dimensioni maggiori sono da considerarsi anomalie e devono essere oggetto di specifico intervento di chiodatura puntuale.

Operando a favore di sicurezza, si considera che i massi dell'instabilità locale giacciono in condizioni di equilibrio limite e pertanto si considera vera l'uguaglianza:

$$FS = \frac{\text{Forze stabilizzanti}}{\text{Forze destabilizzanti}} = \frac{W \cdot \sin \alpha \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R}{W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\sin \alpha + c \cdot \cos \alpha)} = 1,0$$

In tale condizione, la massima forza che l'instabilità locale sviluppa sulla rete sottesa tra gli ancoraggi è pari a:

$$F_{\text{locale}} = \text{forze stabilizzanti} - \text{forze destabilizzanti} = W \cdot [\sin \alpha \cdot (1 - c) - \gamma_{DW} \cdot \gamma_{RW} \cdot (\sin \alpha + c \cdot \cos \alpha)] / \gamma_{RW}$$

Essendo:

V : massimo volume instabile tra i chiodi =	2.58	m ³
γ : peso per unità di volume della roccia =	26.20	kN/m ³
α : inclinazione forza locale =	35.00	°
c : coefficiente sismico orizzontale =	0.06	-
γ _{RW} : coefficiente di sicurezza sulle forze stabilizzanti =	1.37	-
γ _{DW} : coefficiente di incremento peso del blocco =	1.10	-
i _x : spaziatura orizzontale tra 2 chiodi =	3.00	m

La forza F_{locale}, che agisce con inclinazione α come il piano di scivolamento, è pertanto pari a:

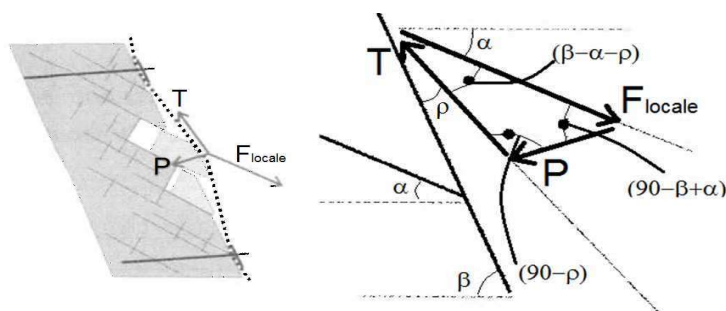
F stab.	26.68	kN/m
F instab.	46.37	kN/m

$F_{locale} =$	19.70	kN/m
$F_{locale} =$	59.09	kN

Non è realistico ipotizzare che la rete metallica sviluppi un'azione stabilizzante premendo sull'ammasso e incrementando la stabilità per mezzo dell'attrito esistente sul piano di scivolamento. La rete è infatti deformabile e vi sono sempre evidenti laschi di posa in opera che non consentono di tesare perfettamente la rete; inoltre, qualora la posa della rete fosse perfetta, l'ammasso avrebbe deformabilità trascurabile, che non consente di tesare le piastre dei chiodi e, di conseguenza, la rete. Bisogna infine considerare che gli attriti e le asperità limitano - fino ad impedire - i movimenti tra rete e volume roccioso instabile. A causa di questo la parte di rete soprastante il masso instabile risulta molto caricata, mentre la quella sotto risulta poco caricata, o addirittura lasca.

In questa situazione, la rete può solo opporre resistenza alla forza F_{locale} che si manifesta a seguito di un eventuale movimento. Le componenti della F_{locale} misurate in direzione normale e tangenziale al telo di rete sono rispettivamente la forza di punzonamento P e la forza di trazione T (dove il limite superiore di T è rappresentato dal peso del masso):

$$\vec{F}_{locale} = \vec{P} + \vec{T}$$



Il punzonamento P è determinato come:

$$P = F_{locale} \cdot \sin(\beta - \alpha)$$

Essendo:

α : inclinazione del giunto locale =	35.00	°
β : inclinazione del versante =	85.00	°
F_{locale} : resistenza rete =	59.09	kN

si ricava:

$$P = 45.26 \text{ kN}$$

L'angolo sotteso tra la rete deformata e il piano di scivolamento è pari a:

$$\rho = \arctan \frac{\Delta_{pnz}}{i}$$

Δ_{pnz} è la deformata della rete ed è ricavata sperimentalmente mettendo sotto carico la rete.

i = spaziatura media tra gli ancoraggi = $(i_x \cdot i_y)^{0.5}$

Essendo:

$\Delta_{pnz} = f(P)$: deformata della rete =	0.80	m	Deformazione massima
--	------	---	----------------------

Si ricava che:

$$\rho = 28.07 \text{ °}$$

La trazione che sollecita un metro lineare di rete T è determinata come:

$$T = \frac{F_{locale} \cdot \sin(\beta - \alpha)}{i_x \cdot \sin(\beta - \alpha - \rho)}$$

Essendo:

F_{locale} : resistenza rete =	59.09	kN
i_x : spaziatura orizz. tra 2 chiodi =	3.00	m
β : inclinazione del versante =	85.00	°
α : inclinazione del giunto locale =	35.00	°
ρ : angolo tra la rete deformata e il piano c	28.07	°

Il carico di punzonamento P non può essere maggiore del peso della massa rocciosa in movimento. Quindi il valore della trazione non potrà essere maggiore a $V \cdot \gamma \cdot \sin \beta$

si ricava:

$$T = 40.4 \text{ kN/m} \quad \text{resistenza a metro della rete}$$

* La forza massima che può agire sulla rete è quella pari al peso del volume che scivola

Si considera un coeff. di riduzione della resistenza a trazione confinata della rete pari a $K_{MIN} = 0.40$

La rete è verificata quando:

$$FS = \frac{T_{rete} \cdot k_{MIN}}{T} \geq 1,0$$

Essendo:

T : trazione che sollecita 1m lineare di rete = 40.4 kN/m
 K_{MIN} : coefficiente di riduzione della resistenza della rete = 0.40 -

La resistenza ultima a trazione della rete dovrà essere maggiore di:

$$T_{rete} \geq 101.01 \text{ kN/m}$$

CARATTERISTICHE RETE ADOTTATA

La rete da adottare dovrà avere una resistenza minima a trazione pari a:

$$\text{Resistenza} \geq 102.00 \text{ kN/m}$$

DIMENSIONAMENTO CHIODI - PROBLEMATICA GLOBALE

DATI DI INPUT

INPUT DATI RELATIVI ALLA PARETE ROCCIOSA

Inclinazione media della parete rocciosa	β	85.00	°
Spessore medio zona corticale da consolidare	s	1.00	m
Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	γ_{RW}	1.37	-
Coefficiente parziale geometria e morfologia scarpata	γ_{DW}	1.10	-

INPUT DATI RELATIVI ALL'AMMASSO ROCCIOSO

Coefficiente sismico orizzontale	c	0.06	-
Peso per unità di volume della roccia	γ	26.20	kN/m3

INPUT DATI RELATIVI AL GIUNTO PIU' PERICOLOSO

Resistenza compressione semplice del giunto più pericoloso	JCS	54.23	MPa
Rugosità dei giunti più pericolosi	JRC	10.00	-
Inclinazione della superficie di scivolamento globale	α	85.00	°

INPUT DATI RELATIVI ALLA MAGLIA DI CHIODI

Interasse orizzontale chiodi	i_x	3.00	m
Interasse verticale chiodi	i_y	3.00	m

INPUT DATI RELATIVI AL TIPO DI CHIODO

Inclinazione del chiodo sull'orizzontale	θ	10.00	°
Diametro nominale chiodo	ϕ_{chiodo}	28.00	mm
Snervamento caratteristico acciaio Fe450C	f_{yk}	450.00	N/mm2
Coefficiente di riduzione sull'acciaio del chiodo	γ_{mo}	1.16	

I chiodi devono stabilizzare la parte corticale del versante roccioso avente inclinazione β e spessore s (valore misurato normalmente al piano di scivolamento). L'instabilità della superficie ha carattere diffuso.

Il tipo di chiodo adottato (o la maglia) soddisfano l'equilibrio del sistema se viene verificata l'equazione:

$$FS = \frac{\text{Forze stabilizzanti}}{\text{Forze destabilizzanti}} = \frac{W \cdot \sin a \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R}{\gamma_{DW} \cdot W \cdot (\sin a + c \cdot \cos a)} \geq 1,0$$

dove:

W : peso del volume da consolidare

λ : inclinazione generica della superficie secondo cui può manifestarsi lo scorrimento del corpo roccioso instabile

c : coefficiente di incremento sismico orizzontale

R : contributo resistente di un chiodo

γ_0 : coefficiente parziale di incremento delle forze destabilizzanti

Determinazione di W

Ciascun chiodo deve stabilizzare un peso di roccia pari a W:

$$W = i_x \cdot i_y \cdot s \cdot \gamma$$

Essendo:

i_x : interasse orizzontale chiodi =	3.00 m
i_y : interasse verticale chiodi =	3.00 m
s : spessore zona da consolidare =	1.00 m
γ : peso per unità di volume della roccia =	26.20 kN/m3

Il peso della massa instabile che compete a un ancoraggio risulta pertanto essere pari a :

$$W = 235.8 \text{ kN}$$

Determinazione di R

La barra del chiodo di rinforzo lavora principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove è sollecitata contemporaneamente da tensioni di taglio e di trazione. L'azione resistente R sviluppata dalla barra in direzione dello scorrimento, è ricavata utilizzando il principio del lavoro massimo:

$$R = \gamma_R \cdot T_e$$

dove:

- γ_R : coefficiente di riduzione dell'azione resistente sviluppata dalla barra
- T_e : forza della barra mobile in condizioni di limite di elasticità nella direzione di scorrimento

Si ipotizza di utilizzare dei chiodi aventi le seguenti caratteristiche:

Inclinazione del chiodo sull'orizzontale, $\theta =$	10.00	°
Diametro nominale chiodo, $\varnothing_{chiodo} =$	28.00	mm
Snervamento caratteristico acciaio a taglio, $\tau_{yk} =$	387.93	N/mm2

Il coefficiente di riduzione γ_R viene calcolato attraverso la seguente formula:

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

dove:

- $m = \cotg (\xi + JR)$
- ξ : angolo tra la barra e la normale al giunto
- JR : dilatanza della superficie di scorrimento

Il valore di JR, o angolo iniziale di dilatanza, si ricava dal modello di Barton ed è pari a:

$$JR \approx \frac{JRC \cdot \log \left[\frac{JCS}{\sigma} \right]}{3}$$

I parametri costituenti la formula sopra sono i seguenti:

$$JRC : \text{rugosità del giunto} = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0,02 \cdot JRC_0)}$$

$$JCS : \text{resistenza a compressione monoassiale del giunto} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0,03 \cdot JCS_0)}$$

JRC₀ : valore misurato alla scaladi laboratorio o di campagna

JCS₀ : valore misurato alla scaladi laboratorio o di campagna

L_g : lunghezza reale della discontinuità

L₀ : lunghezza della discontinuità alla scala di laboratorio o di campagna (posto pari 0.1 m in mancanza di dati precisi)

σ : tensione sul piano di scivolamento = s · γ · cosβ

Essendo:

s : spessore zona da consolidare =	1.00 m
γ : peso per unità di volume della roccia =	26.20 kN/m3
α : inclinazione del giunto =	85.00 °
σ : tensione sul piano di scivolamento = s · γ · cosβ =	2.28 kN/m2
JRC : rugosità del giunto =	10.00 -
JCS : resistenza a compressione monoassiale del giunto =	54.23 MPa

Si ricava che:

$$JR = 14.585 \text{ °}$$

Il valore di m = cotg (θ + JR) può pertanto essere determinato. Infatti, essendo:

ξ : angolo tra la barra e la normale al giunto =	-5.00 °
JR : dilatanza della superficie di scorrimento =	14.59 °

Si ricava che:

$$m = 5.921 \text{ -}$$

In conclusione si ricava:

$$\gamma_R = 0.572$$

Il valore di N_e si ricava, in accordo alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17 gennaio 2018", mediante l'espressione:

$$T_e = T_{pL,Rd} = \frac{A \cdot \tau_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:

A : area trasversale chiodo = π/4 · Ø ² =	615.44 mm2
τ _{yk} : resistenza della barra a snervamento di taglio =	387.93 N/mm2

Risulta che:

$$T_e = 238.75 \text{ kN}$$

In conclusione si ricava che il chiodo fornisce un contributo R pari a:

$$R = 136.48 \text{ kN}$$

Verifica in condizioni sismiche

Il tipo di chiodo adottato (o la maglia) soddisfano l'equilibrio del sistema se viene verificata l'equazione:

$$FS = \frac{\text{Forze stabilizzanti}}{\text{Forze destabilizzanti}} = \frac{W \cdot \sin a \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R}{\gamma_Q \cdot \gamma_{DW} \cdot W \cdot (\sin a + c \cdot \cos a)} \geq 1,0$$

Essendo:

W : peso massa instabile (che compete a 1 ancoraggio) =		235.80 kN
β : inclinazione piano di scivolamento =		85.00 °
sen β =		1.00 rad
cos β =		0.09 rad
c : coefficiente sismico orizzontale =		0.06 -
R : azione resistente del chiodo adottato =		136.48 kN
Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	γ_{RW}	1.37 -
Coefficiente parziale geometria e morfologia scarpata	γ_{DW}	1.10 -

Il fattore di sicurezza risultante è pari a:

$$FS = 1.15$$

e pertanto il chiodo adottato è sufficiente per garantire la stabilità del sistema.

Verifica in condizioni statiche

Il tipo di chiodo adottato (o la maglia) soddisfano l'equilibrio del sistema se viene verificata l'equazione:

$$FS = \frac{\text{Forze stabilizzanti}}{\text{Forze destabilizzanti}} = \frac{W \cdot \sin a \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R}{\gamma_{DW} \cdot W \cdot (\sin a + c \cdot \cos a)} \geq 1,0$$

Essendo:

W : peso massa instabile (che compete a 1 ancoraggio) =		235.80 kN
β : inclinazione piano di scivolamento =		85.00 °
sen β =		1.00 rad
cos β =		0.09 rad
R : azione resistente del chiodo adottato =		136.48 kN
Coefficiente parziale di incremento per geometria massa instabile	γ_{RW}	1.37 -
Coefficiente parziale geometria e morfologia scarpata	γ_{DW}	1.10 -

Il fattore di sicurezza risultante è pari a:

$$FS = 1.19$$

e pertanto il chiodo adottato è sufficiente per garantire la stabilità del sistema.

CARATTERISTICHE CHIODI ADOTTATI

Le caratteristiche tecniche dei chiodi adottati sono riportate nel seguito:

Inclinazione sull'orizzontale, θ =	10.00	°
Diametro nominale chiodo, \varnothing =	28.00	mm
Snervamento caratteristico acciaio, f_{yk} =	450.00	N/mm ²

DIMENSIONAMENTO LUNGHEZZA CHIODATURE
DATI DI INPUT

INPUT DATI RELATIVI ALLA CONNESSIONE DEL CHIODO

Resistenza di adesione tra roccia e cemento media	$R_{ac,medio}$	1,03	MPa
Resistenza di adesione tra roccia e cemento minima	$R_{ac,min}$	1,03	MPa
Diametro di perforazione	$\varnothing_{perforaz.}$	90,00	mm

INPUT DATI RELATIVI ALLA PARETE ROCCIOSA

Inclinazione media della parete rocciosa	β	85,00	°
Spessore medio zona corticale da consolidare	s	1,00	m

INPUT DATI RELATIVI AL TIPO DI CHIODO

Inclinazione del chiodo sull'orizzontale	θ	10,00	°
--	----------	-------	---

La lunghezza minima delle barre deve essere valutata tenendo conto che il chiodo deve superare la parte degradata dell'ammasso e connettersi saldamente alla parte sana. La valutazione della lunghezza minima teorica può essere sviluppata con la seguente procedura:

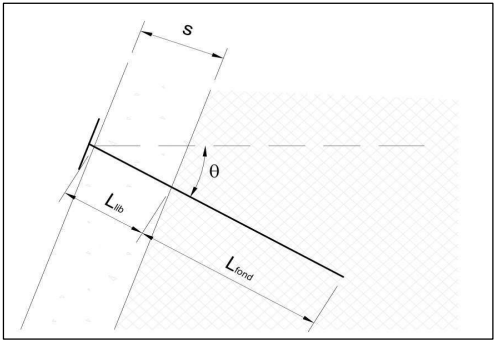
$$L_{tot} = L_{lib} + L_{sne} + L_{fond}$$

dove:

L_{lib} = lunghezza del tratto in roccia degradata

L_{sne} = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso

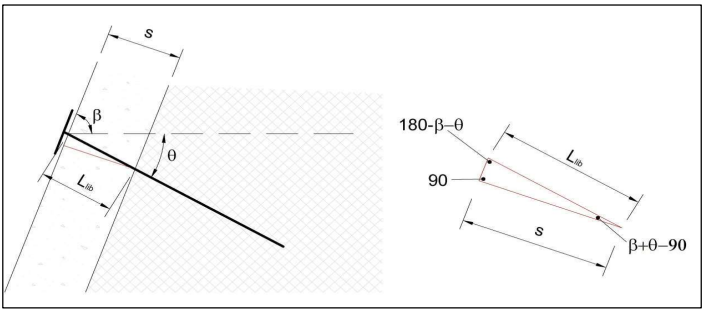
L_{fond} = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso



Determinazione di L_{lib}

La lunghezza del chiodo nel tratto in roccia degradata (L_{lib}) può essere calcolata attraverso la seguente formula:

$$L_{lib} = \frac{s \cdot \gamma_{dw}}{\cos(\beta + \theta - 90)}$$



Essendo:

s : spessore della zona instabile =

1,00 m

β : inclinazione media parete rocciosa =

85,00 °

θ : angolo tra la barra di ancoraggio e la normale al giunto =

10,00 °

Risulta:

$$L_{lib} = 1,00 \text{ m}$$

Determinazione di L_{fond}

Per il dimensionamento della lunghezza minima delle chiodature nel tratto di roccia sana si fa riferimento allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio, in accordo al capitolo 6.6.2 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008". Tale verifica si esegue confrontando la massima azione di progetto P_d con la resistenza di progetto R_{ad} in quanto deve essere soddisfatta l'equazione:

$$FS = \frac{\text{Forze destabilizzanti}}{\text{Forze stabilizzanti}} = \frac{P_d}{R_{ad}} \leq 1,0$$

Determinazione di P_d

La massima azione di progetto è pari a:

$$P_d = N_{es} \cdot \gamma_Q$$

Essendo:

N_{es} : maggiore tra la forza di trazione esercitata dall'inst. diffusa e dall'inst. locale (punzonamento) = 102,83 kN

γ_Q : coefficiente parziale di incremento della forza N_{es} = 1,30 -

Risulta:

$$P_d = 131,31 \text{ kN}$$

Determinazione di R_{ad}

La resistenza che deve avere la barra affinché non si verifichi il suo sfilamento dalla roccia sana, è definita moltiplicando il valore della tensione di sfilamento caratteristica boiaccia-terreno t_{fm} per la superficie laterale dello scavo di perforazione in roccia sana all'interno del quale è inserita la barra.

A tale resistenza caratteristica R_{ak} vengono poi applicati i fattori parziali γ_R definiti nella Tab. 6.6.1 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008" e sotto riportati.

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

In particolare viene applicato il fattore parziale di riduzione per gli ancoraggi permanenti ($\gamma_R = 1.2$).

Ponendo $\gamma_R = \gamma_{lim}$, la massima resistenza di progetto è pari a:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R} = \frac{\tau_{lim} \cdot S_{lat}}{\gamma_{\tau li}} = \frac{\tau_{lim} \cdot \pi \cdot \phi_{perforaz.} \cdot L_{fond}}{\gamma_{\tau lim}}$$

Pertanto, dovendo essere verificata l'equazione:

$$FS = \frac{\text{Forze stabilizzanti}}{\text{Forze destabilizzanti}} = \frac{P_d}{R_{ad}} = \frac{N_{es} \cdot \gamma_{Q1}}{\frac{\tau_{lim} \cdot \pi \cdot \phi_{perforaz.} \cdot L_{fond}}{\gamma_{\tau lim}}} \leq 1,0$$

si ricava la lunghezza del chiodo nel tratto in roccia sana (L_{fond}) attraverso la seguente formula:

$$L_{fond} \geq \frac{P_d}{\pi \cdot \phi_{perforaz.} \cdot \tau_{lim} / \gamma_{\tau lim}}$$

In accordo al capitolo 6.6.2 delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008", il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio t_{fm} può essere determinato con prove di progetto o con metodi analitici.

1. Resistenza caratteristica da prove di progetto:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}; \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

dove:

$(R_{a,m})_{medio}$: valore medio delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove

$(R_{a,m})_{min}$: valore minimo delle resistenze $R_{a,m}$ misurate nel corso delle prove

ξ_{a1} e ξ_{a2} : fattori di correlazione da applicare rispettivamente al valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,m}$ e definiti dalla Tab. 6.6.II delle NTC2008 sotto riportata.

numero ancoraggi di prova	1	2	> 2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

2. Resistenza caratteristica ottenuta dal calcolo:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

dove:

 $(R_{a,c})_{medio}$: valore medio delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo $(R_{a,c})_{min}$: valore minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo ξ_{a3} e ξ_{a4} : fattori di correlazione da applicare rispettivamente al valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ e definiti dalla Tab. 6.6.III delle NTC2008 sotto riportata.

numero di profili di indagine	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nel caso in esame il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio R_{ak} viene determinato con metodi analitici e considerando un numero di profili di indagine pari a 1.

Essendo:

 $(R_{a,c})_{medio}$: tensione di sfilamento media assunta = 1,03 MPa $(R_{a,c})_{min}$: tensione di sfilamento minima assunta = 1,03 MPa ξ_{a3} : fattore di correlazione per resist. media = 1,80 - ξ_{a4} : fattore di correlazione per resist. minima = 1,80 -

Si ricava che la tensione di sfilamento caratteristica boiaccia-terreno è pari a:

$$\tau_{lim} = \frac{R_{a,c}}{\xi_a} = 0,57 \text{ MPa}$$

Essendo:

 P_d : maggiore tra la forza di trazione esercitata dall'inst. diffusa e dall'inst. locale =

131,31 kN

 $\varnothing_{perforaz.}$: diametro di perforazione =

90,00 mm

 τ_{lim} : tensione di aderenza all'interfaccia malta di intasamento-roccia =

0,57 MPa

 γ_{lim} : coefficiente parziale di riduzione tensione di aderenza nei tiranti permanenti =

1,20 -

Risulta:

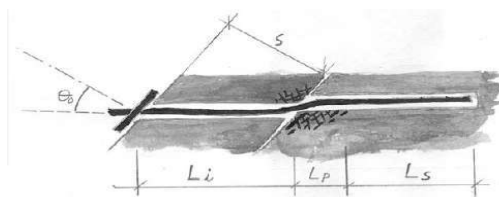
$$L_{fond} \geq 0,90 \text{ m}$$

LUNGHEZZA MINIMA CHIODI

Le lunghezze minime del bulbo di ancoraggio nella zona instabile e nella zona stabile sono riportate nel seguito:

Spessore della zona instabile, L_{ib} =	1,00	m
Lunghezza nella zona stabile, L_{fond} =	0,90	m
Lunghezza di snervamento barra L_{sner} =	0,30	m

Si considera nel calcolo anche la presenza di una zona di snervamento della barra in corrispondenza del giunto



La lunghezza minima raccomandata della barra di ancoraggio sarà pertanto pari a:

$$\text{Lunghezza raccomandata barra, } L \geq 3,00 \text{ m}$$

OUTPUT DI CALCOLO

Il sistema di consolidamento soddisfa l'equilibrio del sistema se vengono rispettate le seguenti scelte progettuali:

Interasse orizzontale chiodi	i_x	3,00	m
Interasse verticale chiodi	i_y	3,00	m
Diametro nominale chiodo	$\varnothing_{\text{chiodo}}$	28,00	mm
Snervamento caratteristico acciaio per chiodi	f_{yk}	450,00	N/mm ²
Inclinazione del chiodo sull'orizzontale	θ	10,00	°
Diametro perforazione	$\varnothing_{\text{perforaz.}}$	90,00	mm
Lunghezza minima chiodo	L_{min}	3,00	m
Resistenza minima a trazione della rete	T_{rete}	102,00	kN/m

