

**ALPIGEO**

SOCIETA' COOPERATIVA DI GEOLOGIA APPLICATA  
Piazza Antonio Salandra 33/A, 43126, Parma (PR)  
tel. 3513152999  
info@alpigeoconsulting.com  
Iscrizione presso l'Albo Cooperative: A178313  
C.F. e P.I. 02417840341



## LAVORI DI CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA DI MONTE SULLA SP 513R AL KM 39+900 IN COMUNE DI VETTO CUP:C87H24000210001

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA



COMUNE DI VETTO

COMMITTENTE

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA' SOSTENIBILE PATRIMONIO

### PDE\_REL\_03 - RELAZIONE GEOTECNICA - CALCOLO RAFFORZAMENTO CORTICALE



Dott. Geol. Nicolò Doglioni



Ing. Marco Armellin

| REV | DATA       | DESCRIZIONE | INCARICO                                |
|-----|------------|-------------|-----------------------------------------|
|     | 20/02/2025 | PDE_REL_03  | CIG: B4F461CC39<br>CUP: F27H23002450001 |
|     |            |             |                                         |
|     |            |             |                                         |
|     |            |             |                                         |

## INDICE

|          |                                                                       |           |
|----------|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUZIONE</b>                                                   | <b>3</b>  |
| 1.1      | SCOPO DELLA RELAZIONE                                                 | 3         |
| 1.2      | INQUADRAMENTO DEGLI INTERVENTI                                        | 3         |
| 1.3      | NORMATIVE E STANDARD DI RIFERIMENTO                                   | 4         |
| <b>2</b> | <b>METODO D'INDAGINE</b>                                              | <b>5</b>  |
| <b>3</b> | <b>CARATTERISTICHE DEL SITO</b>                                       | <b>5</b>  |
| 3.1      | ASPETTI GEOMECCANICI                                                  | 5         |
| 3.2      | CONSIDERAZIONI SUL COMPORTAMENTO DELL'AMMASSO ROCCIOSO                | 7         |
| 3.3      | ASSUNZIONI DI PROGETTO                                                | 11        |
| <b>4</b> | <b>VERIFICA DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE</b>                           | <b>12</b> |
| 4.1      | DESCRIZIONE DEL METODO                                                | 12        |
| 4.2      | RESISTENZA DEGLI ANCORAGGI                                            | 12        |
| 4.3      | CONTRIBUTO RESISTENTE DELL'ANCORAGGIO                                 | 15        |
| 4.3.1    | CONSIDERAZIONI GENERALI                                               | 15        |
| 4.3.2    | ANALISI DELLE FORZE                                                   | 17        |
| 4.4      | DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI                                       | 19        |
| 4.4.1    | RETICOLO DEGLI ANCORAGGI                                              | 19        |
| 4.4.2    | STABILITÀ DEL PENDIO E DEGLI ANCORAGGI                                | 20        |
| 4.5      | VALUTAZIONE DELLA PROFONDITÀ DI ANCORAGGIO                            | 20        |
| 4.6      | DIMENSIONAMENTO DELLA RETE                                            | 22        |
| 4.6.1    | NOTA PRELIMINARE                                                      | 22        |
| 4.6.2    | DEFORMAZIONE DELLA RETE SOTTO CARICO DI PUNZONAMENTO ED EFFETTO SCALA | 22        |
| 4.6.3    | AZIONI E RESISTENZE SULLA RETE                                        | 24        |
| 4.7      | PESO DEL BLOCCO INSTABILE                                             | 25        |

|            |                                                      |           |
|------------|------------------------------------------------------|-----------|
| 4.7.1      | ANALISI DEL BLOCCO INSTABILE                         | 26        |
| 4.7.2      | RESISTENZA DELLA RETE                                | 28        |
| 4.7.3      | FATTORE DI RESISTENZA DELLA RETE                     | 30        |
| <b>4.8</b> | <b>FATTORI DI RESISTENZA</b>                         | <b>31</b> |
| 4.8.1      | COEFFICIENTI DI RIDUZIONE E AMPLIFICAZIONE           | 31        |
| 4.8.1.1    | Azioni (set coefficienti applicati alle azioni A)    | 31        |
| 4.8.1.2    | Resistenze (set coefficienti applicati al terreno M) | 31        |
| 4.8.2      | FATTORE DI RESISTENZA $FOR_R$ (SET R)                | 32        |
| 4.8.3      | APPROCCIO PROGETTUALE                                | 33        |
| <b>5</b>   | <b>RISULTATI DELLA VERIFICA</b>                      | <b>34</b> |

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 Scopo della relazione

La presente relazione è stata scritta a supporto del progetto per i *“lavori di consolidamento della scarpata di monte sulla SP 513R al km 39+900 in comune di Vetto (RE)”*. La parete rocciosa sovrastante la strada ha un'altezza variabile da 7 a 20 m ed è affetta da continui distacchi di placche, croste o porzioni rocciose che cadrebbero direttamente in strada. Il progetto prevede la rimozione della rete esistente ammalorata e danneggiata con un nuovo rivestimento corticale armato con chiodi e funi.

Questo elaborato ha lo scopo di dimensionare gli interventi di rafforzamento corticale sulla base delle indagini geologiche e geomeccaniche effettuate in parete.

Le caratteristiche dell'ammasso corticale sono descritte nella relazione geologica. Verranno qui riportati i dati salienti ai fini della definizione del dissesto e del calcolo.

### 1.2 Inquadramento degli interventi

Gli interventi con rete chiodata, o rafforzamenti corticali, sono costituiti da reti metalliche associate ad un reticolo di ancoraggi. Essi hanno lo scopo di migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi per mezzo dei chiodi e di trattenere gli accumuli detritici che si formano nel tempo per mezzo delle reti paramassi. L'intervento in oggetto consiste nell'installazione di un reticolo di barre autoperforanti in acciaio 460 KN di diametro 32/20 mm e lunghezza 3 m, disposte a maglia 3 X 3 m, associate ad una rete a doppia torsione 10X8 cm, filo elementare da 3 mm, funi metalliche verticali ogni metro e funi metalliche diagonali. I fori di perforazione dovranno avere diametro pari o superiore a 51 mm. La connessione fra funi e ancoraggi dovrà essere garantita da piastre di ripartizione con cavi stretti fra terreno e piastra.

La verifica delle reti chiodate include:

1. La resistenza degli ancoraggi e della rete a fronte dei carichi di progetto;
2. Le deformazioni del rivestimento che consentono di controllare il livello delle sollecitazioni e intervenire per eventuali manutenzioni.

Dal punto di vista geotecnico il rafforzamento corticale viene considerato un intervento passivo, poiché genera forze dal momento in cui il dissesto manifesta qualche movimento.

La progettazione delle reti chiodate deve necessariamente tenere conto di modelli di calcolo semplificati poiché è possibile solo approssimare la topografia, la geometria dei giunti, la condizione di vincolo delle reti, e le proprietà delle reti stesse.

## 1.3 Normative e standard di riferimento

### Quadro normativo

- Decreto 17 Gennaio 2018. Ministero Delle Infrastrutture e dei Trasporti. Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (NTC18);
- Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 7/2019
- Direttiva 89/106/CEE del Consiglio della Comunità Europea del 21/12/1988 concernente i prodotti da Costruzione (Direttiva Prodotti da Costruzione - CPD);
- DM 11 marzo 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03.05.2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n. 3519 del 28.04.2006 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”
- Deliberazione della Giunta Regionale n. 244 del 09 marzo 2021 “Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, articolo 83, comma 3; D. Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021”
- D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 - Norme in materia ambientale

### Standard di progetto

- UNI 11211 -1 e UNI 11211:4 – Opere di difesa dalla caduta massi.
- ISO 17746:2016 - Steel wire rope net panels and rolls — Definitions and specifications .
- ISO 17745:2016 - Steel wire ring net panels — Definitions and specifications.
- CIRIA– Rock netting systems – design, installation and whole-life management, 2018 draft reference manual.

### Standard esecutivi

- EAD 340059-00-0106 – Rockfall protection kits
- BS 5930 Code of Practice for Site Investigations.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering) - The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014
- ISRM (International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering) - The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006
- ISO STANDARD 14688-1 First edition 2002-08-15 Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of soil — Part 1: Identification and description
- BS EN ISO 14689-1:2003 Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of rock — Part 1: Identification and description.

## 2 METODO D'INDAGINE

Le analisi per individuare e definire il tipo di intervento idoneo sono state sviluppate mediante:

- Sopralluogo per verificare le caratteristiche del sito e lo stato generale dei versanti, anche mediante ricognizione da drone;
- Rilievo geologico e geomeccanico, eseguito mediante calate in parete, volto a definire l'assetto geomeccanico dell'ammasso roccioso ed i parametri indispensabili per il calcolo;
- Valutazione della pericolosità della caduta massi per le infrastrutture sottostanti;
- Individuazione degli interventi possibili;
- Dimensionamento del rafforzamento corticale;
- Verifica delle reti chiodate e semplici.

In appendice alla presente relazione si allegano i tabulati di analisi.

## 3 CARATTERISTICHE DEL SITO

### 3.1 Aspetti geomeccanici

Come meglio descritto nella relazione geologica, il versante è composto da alternanze di strati da decimetrici a metrici composti da arenarie e strati più teneri marnosi.

La stratificazione è traversopoggio ad alto angolo, pertanto non si attendono scivolamenti planari lungo i livelli di strato.

Tuttavia, la presenza di almeno tre famiglie di discontinuità affligge l'ammasso roccioso suddividendolo in masse irregolari o tabulari di volume ridotto che tendono a sgretolarsi e creare tasche di materiale incoerente.

Generalmente i distacchi sono rappresentati da singoli massi che cadendo e urtando si suddividono ulteriormente lungo i punti di fragilità. Ne deriva un pendio ricco in scaglie rocciose ferme sulle cenge più marnose e meno inclinate.



Figura 1: panoramica del settore da rivestire



Figura 2: particolare delle reti svuotate con chiodi denudati e sacche di materiale alla base.

### 3.2 Considerazioni sul comportamento dell'ammasso roccioso

L'intervento è mirato a stabilizzare quelli che vengono definiti i 'dissesti corticali'. Si tratta di fenomeni di crollo di dimensioni contenute che interessano la fascia più esterna dell'ammasso roccioso affiorante e mostrano una tendenza a svilupparsi in maniera progressiva senza compromettere la stabilità globale del pendio.

I dissesti corticali sono tipicamente governati da molteplici fattori, che portano ad un generale degrado della parte superficiale dell'ammasso. Fra questi si evidenziano: l'assetto geomeccanico dell'ammasso, la configurazione dei giunti dello stesso, l'azione divaricatrice degli apparati radicali, l'azione dei cicli di gelo e disgelo, ed i processi di alterazione. Gli spessori di ammasso superficiale che ricadono in questo processo di degrado sono tipicamente dell'ordine di 0.5-2 m, per arrivare solo in casi particolare fino ai 5-6 m.

Data la molteplicità di fattori che contribuisce a creare i presupposti per lo sviluppo di dissesti corticali, difficilmente questi possono essere descritti con cinematismi semplici (scivolamento, ribaltamento, flessione, ecc) anche se spesso per praticità vengono classificati così.

In termini del tutto generali, le situazioni di dissesto corticale che più frequentemente si riconoscono sulle pareti rocciose possono essere schematizzate come riportato in [Figura 3](#).

Se da una parte lo stato di degrado e rilassamento della parte corticale degli ammassi rocciosi naturali pongono una serie di problemi nelle fasi di rilievo geomeccanico e definizione delle caratteristiche dei dissesti, dall'altra ci si imbatte nel problema dell'effetto scala, che influisce sul corretto dimensionamento dei valori di resistenza da adottare per i piani.

In funzione della scala di osservazione infatti, il comportamento della parte corticale dell'ammasso roccioso appare piuttosto ambiguo e può essere descritto tanto come discontinuo, quanto come pseudo-continuo oppure continuo (vedi [Figura 5](#)).

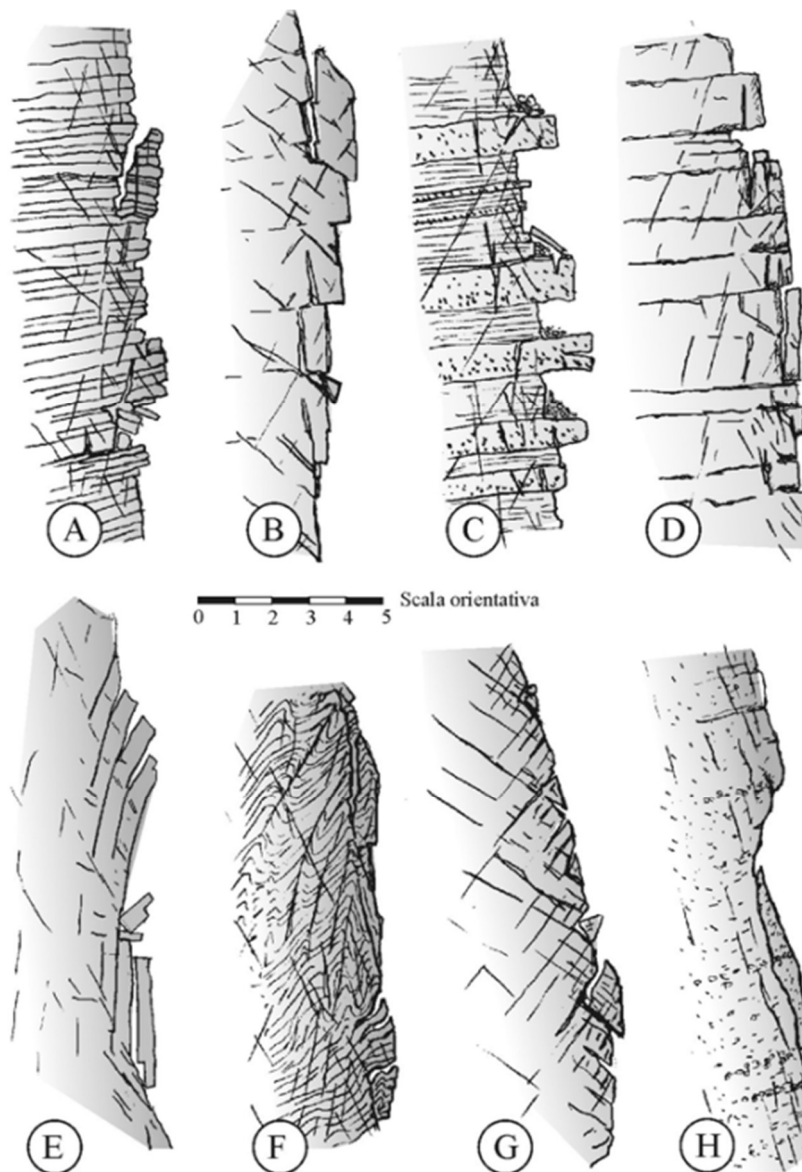


Figura 3: Tipologia di dissesto corticale. Tipiche situazioni di instabilità corticale. A) Calcari sottilmente stratificati - B) rocce carbonatiche massive - C) Rocce in facies di flysch - D) Rocce carbonatiche stratificate - E) Porfiriti - Scisti - F) rocce filladiche - G) rocce massive intrusive - H) Arenarie, siltiti, conglomerati. (Ferraiolo & Giacchetti).

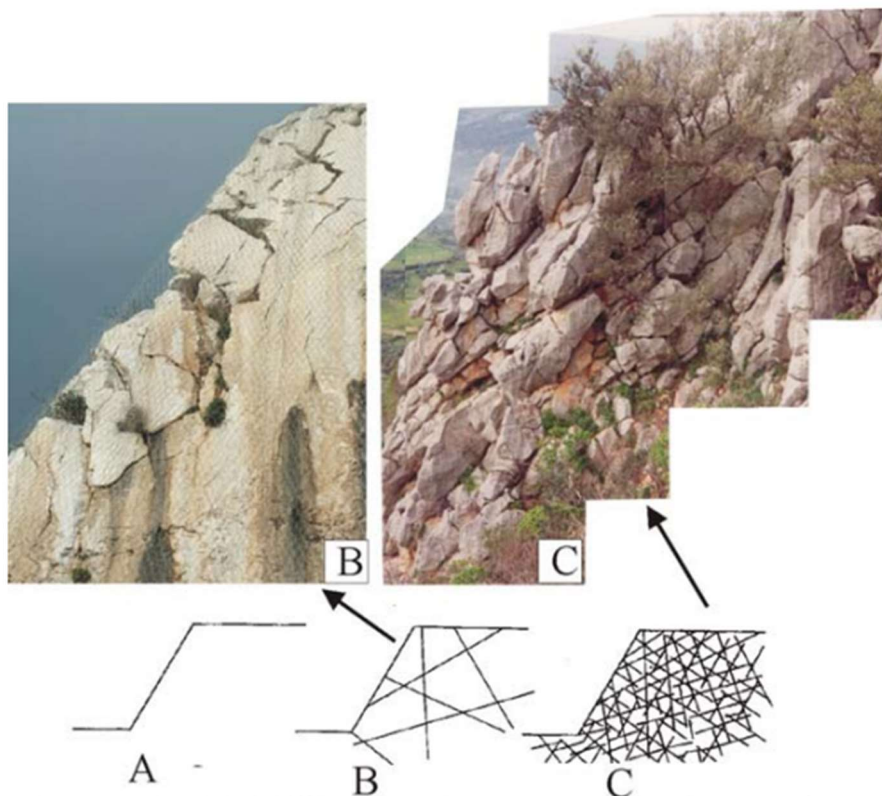


Figura 4: Schematizzazione ammasso roccioso: A) continuo; B) discontinuo; C) pseudocontinuo (Barla, 1988).

Parlando di scala di osservazione, dal confronto tra le immagini A e B riportate in [Figura 5](#) si vede come il medesimo ammasso roccioso possa essere considerato come discontinuo nel caso fossero adottati ancoraggi lunghi, e come (pseudo)continuo se fosse adottata una maglia fitta di ancoraggi più corti. Viceversa, in [Figura 5](#), nei casi C e D, se fossero adottati ancoraggi profondi, l'ammasso potrebbe essere approssimato come continuo, mentre se fossero adottati ancoraggi corti e ravvicinati, l'ammasso potrebbe essere considerato discontinuo. Nel caso di ammasso discontinuo ([Figura 5](#): A e D), benché il contributo stabilizzante delle reti non sia trascurabile, può essere considerato preminente il ruolo assunto dagli ancoraggi che saranno sollecitati a taglio e flessione. Nel caso dell'ammasso continuo ([Figura 5](#): B e C), gli ancoraggi insistono su un insieme sconnesso di blocchi. In caso di dissesto la rete potrebbe essere fortemente sollecitata a trazione e a punzonamento, e gli ancoraggi prevalentemente a flessione e trazione e solo in misura minore a taglio.

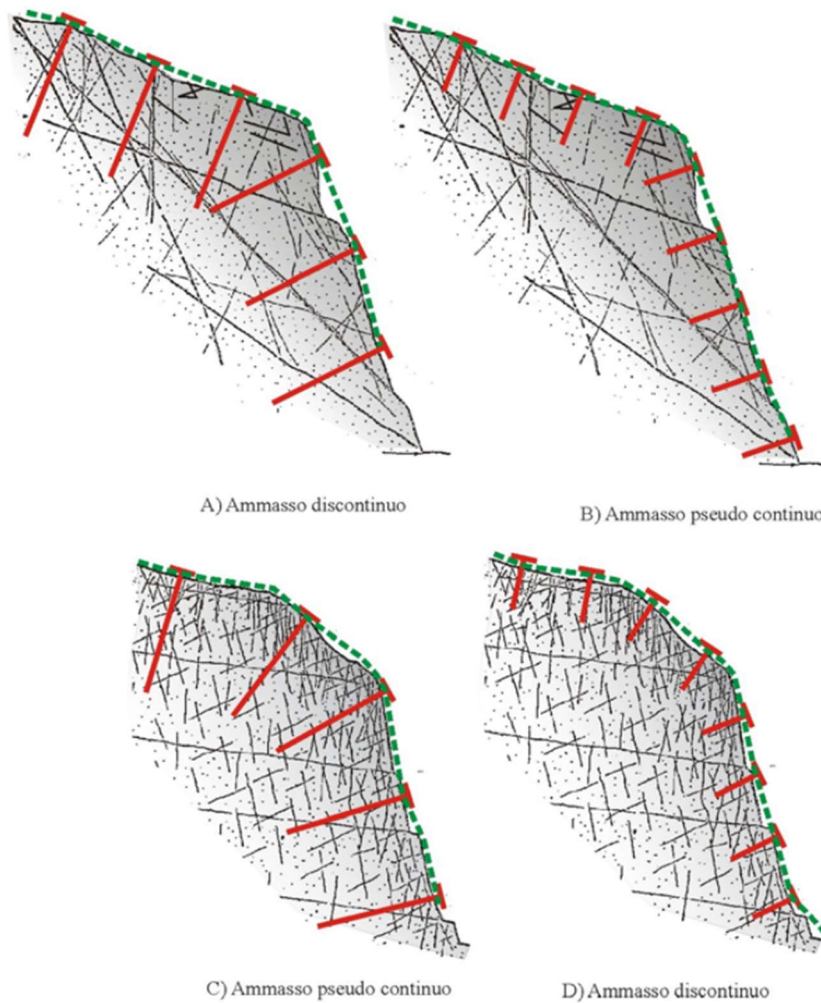


Figura 5: Differenti comportamenti dell'ammasso roccioso in funzione della scala d'intervento (Ferraiolo & Giacchetti).

Sulla base delle osservazioni fin qui condotte, si può concludere che la parte di ammasso corticale è descrivibile come un insieme di blocchi più o meno disarticolati che giacciono in condizione di equilibrio limite, senza che si possano identificare cinematismi univoci.

Parlando di interventi di rafforzamento corticale, i diversi tipi di ammasso sono quindi riconducibili a due categorie fondamentali, come illustrato nella figura seguente.

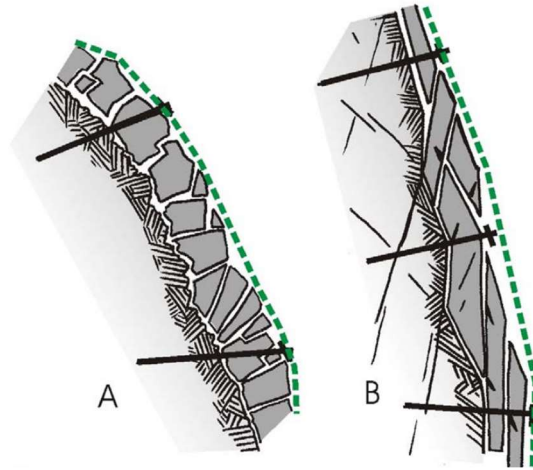


Figura 6: Categorie di ammasso roccioso negli interventi di rafforzamento corticale. A) Comportamento pseudocontinuo; B) comportamento discontinuo (Ferraiolo & Giacchetti).

In [Figura 6](#) l'ammasso A è molto suddiviso, tanto che gli ancoraggi attraversano e consolidano direttamente solo piccoli massi; la rete invece deve contenere la spinta omogenea esercitata da una molteplicità di massi.

Nel secondo caso (B in figura) l'ammasso è poco suddiviso, e gli ancoraggi consolidano direttamente anche grandi volumi rocciosi; la rete deve contenere solo la spinta localizzata esercitata da alcuni massi.

Nello scenario in questione, l'ammasso roccioso corticale mostra un comportamento fortemente dominato dalle numerose famiglie di giunti che lo attraversano, alla scala di osservazione esso rientra nella categoria degli ammassi discontinui, con una situazione paragonabile a quella schematizzata in [Figura 4](#) – Ammasso B.

### 3.3 Assunzioni di progetto

I risultati del rilievo geomeccanico sono stati analizzati nell'ottica di ottenere dei dati di progetto in funzione del comportamento dell'ammasso roccioso corticale. Di seguito si riportano i dati assunti per la caratterizzazione della fascia corticale ammalorata a comportamento discontinuo:

- Spaziatura (spessore medio zona corticale da consolidare) = 0.6 m;
- JRC = 4;
- JCS = 12.5 MPa;
- Densità roccia = 23.7 kN/m<sup>3</sup>;
- Resistenza di adesione tra roccia e cemento = 0.5 Mpa.

## 4 VERIFICA DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE

### 4.1 Descrizione del metodo

Si può affermare in modo cautelativo che tutta la parte corticale dell'ammasso roccioso (dove maggiore è il degrado degli agenti meteorici) è di fatto un corpo instabile che riveste il fronte con continuità. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti i volumi rocciosi secondari che potrebbero essere sede di distacco.

Il controllo dei dissesti della parte corticale della parete avviene con una maglia di chiodi (ancoraggi in barra metallica interamente connessi con la roccia) associati ad una rete.

Il sistema del rafforzamento corticale si basa sulla constatazione che di fatto solo gli ancoraggi hanno un ruolo effettivo nell'azione di consolidamento. La rete, a causa della sua deformabilità, della irregolarità morfologica della parete rocciosa e delle difficoltà di posa in opera, non esercita di fatto alcuna azione attiva.

### 4.2 Resistenza degli ancoraggi

Gli ancoraggi lavorano in corrispondenza del giunto di scivolamento dove vengono sollecitati a trazione e taglio ([Figura 7](#)).

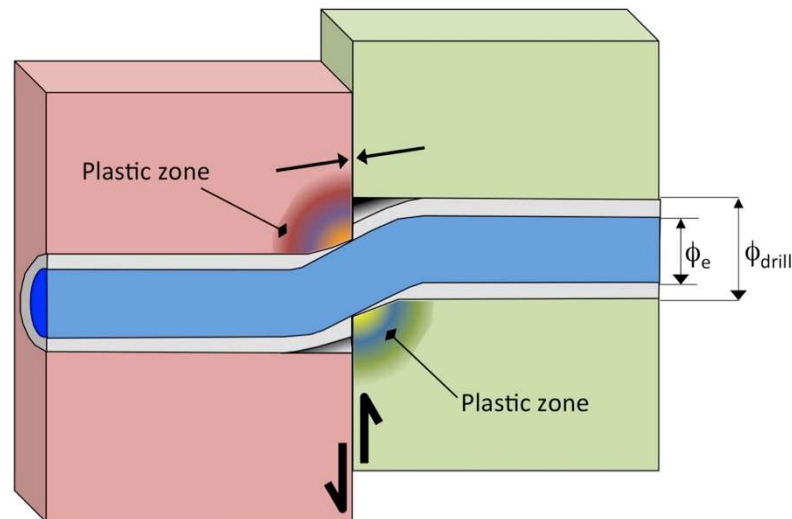


Figura 7: Ancoraggio sollecitato a taglio (da Macro Studio – Theory and Background).

La forza resistente della barra d'acciaio nella direzione di scivolamento ( $F_y$ ) deriva dal lavoro principale massimo<sup>1</sup>:

$$F_{y,k} = \left[ \frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{0.5} N_e \quad [4.1]$$

dove:

$N_e$  = resistenza di progetto della barra in condizioni elastiche

$$N_e = S_d f_{y,k} = \pi / 4 ((\phi_e - 2 t_c)^2 - \phi_i^2) f_{y,k} \quad [4.2]$$

$f_{y,k}$  = tensione caratteristica di snervamento della barra

$S_d$  = sezione effettiva della barra

$\phi_e$  = diametro esterno della barra

$t_c$  = spessore della corona di corrosione della barra

$\phi_i$  = diametro interno della barra (in caso di barre auto-perforanti)

$$m = \cotan (\theta_o + \delta) \quad [4.3]$$

$\delta$  = dilatanza della superficie di scivolamento

$\theta_o$  = angolo tra l'asse della barra e la normale al piano di scivolamento.

$$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_o \quad [4.4a]$$

oppure

$$\theta_o = 90^\circ - \beta - \varepsilon \quad [4.4b]$$

$\varepsilon$  = angolo tra l'asse della barra e orizzontale ([Figura 8](#)).

---

<sup>1</sup> Panet, M. 1995. *Le Calcul des Tunnels par la Méthode Convergence Confinement*. Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées (in francese).

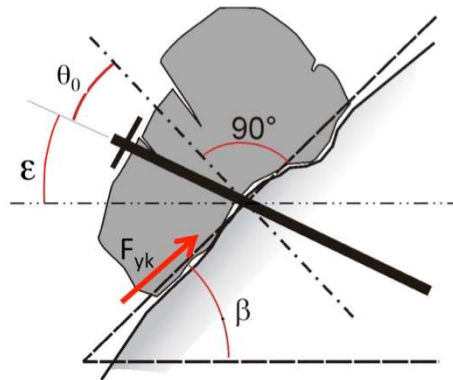


Figura 8: Blocco instabile con ancoraggio (da Macro Studio – Theory and Background)

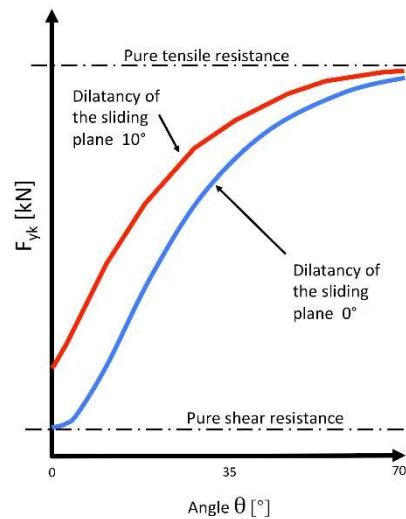


Figura 9: Il grafico rappresenta il contributo stabilizzante caratteristico della barra ( $F_{yk}$ ) rispetto all'angolo di incidenza della stessa sul piano di scivolamento (da Macro Studio – Theory and Background)

In accordo con il criterio di resistenza di Barton – Bandis, il valore di  $\delta$  è approssimato come<sup>2</sup>:

$$\delta \approx 1/3 JRC_n \log (JCS_n / \sigma_n) \quad [4.5]$$

dove:

$$\sigma_n = s \gamma \cos \alpha \quad [4.6]$$

$s$  = spessore dell' ammasso roccioso instabile

$\gamma$  = peso unitario dell'ammasso

<sup>2</sup> Singh B., Goel R.K. (1999) *Rock mass Classification A practical approach in civil engineering* - Elsevier; Bell F.G. (2007). *Engineering Geology* – Elsevier BH, pg.69.

$\alpha$  = inclinazione del giunto di scivolamento più sfavorevole

$$JRC_n = \text{coefficiente di rugosità}^3 = JRC_0 \cdot \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)} \quad [4.7]$$

$$JCS_n = \text{resistenza monoassiale del giunto} = JCS_0 \cdot \left[ \frac{L_n}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)} \quad [4.8]$$

$JCS_0$  = resistenza uniassiale riferita alla scala del giunto campione

$JRC_0$  = rugosità alla scala del giunto campione

$L_0$  = lunghezza del giunto campione (assunta pari a 0.1 m in carenza di dati)

$L_g$  = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura tra gli ancoraggi).

Infine la resistenza di progetto dell'ancoraggio diviene:

$$F_{y,d} = \frac{F_{y,k}}{\gamma_A} \quad [4.9]$$

dove:

$\gamma_A$  = coefficiente di riduzione della resistenza caratteristica.

## 4.3 Contributo resistente dell'ancoraggio

### 4.3.1 Considerazioni generali

Nell'ottica del comportamento passivo, il calcolo degli ancoraggi deve partire dal presupposto che la porzione instabile dell'ammasso sia prossima al collasso, con fattore di sicurezza pari dunque a 1.0 (peraltro ciò corrisponde alla condizione più sfavorevole). In questa ipotesi le azioni e le resistenze hanno lo stesso valore e le seguenti equazioni sono verificate:

$$\text{Azioni} = W \sin \beta$$

$$\text{Resistenze} = W \cos \beta \tan \varphi$$

$$\text{Fattore di sicurezza} = \text{Resistenze} / \text{Azioni} = 1.0$$

$$\text{Resistenze} = W \cos \beta \tan \varphi = \text{Azioni} = W \sin \beta. \quad [5.1]$$

dove:

<sup>3</sup> Barton N. (1992): *Scale effects or sampling bias?* Proc. Int. Workshop Scale Effects in Rock Masses, Balkema Publ., Rotterdam, See pag 37 – 38.

$\beta$  = inclinazione del pendio

$\varphi$  = angolo d'attrito del giunto secondo la legge di Barton-Bandis<sup>4</sup>

$W$  = peso del blocco da consolidare;  $W$  è definito come:

$$W = i_x i_y s \gamma; \quad [5.2]$$

$i_x, i_y$  = interasse orizzontale e verticale degli ancoraggi

$s$  = spessore della massa instabile

$\gamma$  = peso unitario della roccia

Si noti che ponendo l'angolo d'attrito =  $45^\circ$  (valore piuttosto conservativo tra quelli ammissibili dalla legge di Barton-Bandis) l'equazione [5.1] si semplifica in:

$$\text{Resistenze} = W \cos \beta = \text{Azioni} = W \sin \beta \quad [5.1b]$$

---

<sup>4</sup> Il criterio di Barton-Bandis non considera la coesione del giunto, ma un angolo d'attrito di picco che dipende dalla rugosità JRC e dalla resistenza a compressione del giunto JCS.

Riferimenti:

- Barton, N.R. and Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* **10**(1-2), 1-54.
- Barton, N.R. and Bandis, S.C. (1982). *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. 23rd U.S. symp. on rock mechanics*, Berkeley, 739-760

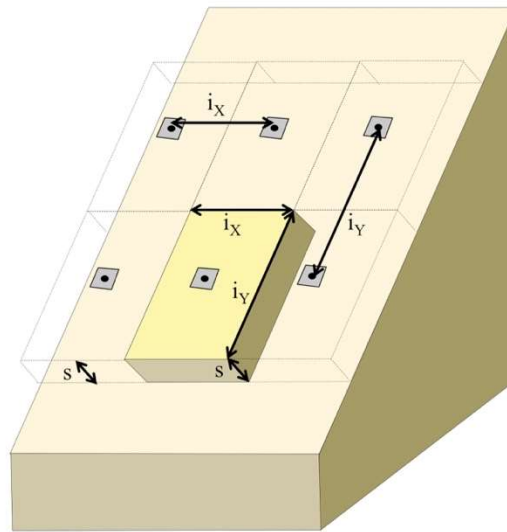


Figura 10: Blocco elementare consolidato da ciascun ancoraggio (da Macro Studio – theory and Background).

#### 4.3.2 Analisi delle forze

Con riferimento alle equazioni sopra esaminate, e considerando sismicità e forze esterne generiche applicate all'ammasso, le forze del sistema possono essere calcolate in base alle seguenti variabili (vedi anche [Figura 11](#) e [Figura 12](#)):

Le componenti orizzontali e verticali del peso e delle forze esterne (azioni) sono:

$$E_H = E C_H \quad \text{Componente orizzontale delle forze esterne} \quad [5.3]$$

$$E_V = E C_V \quad \text{Componente verticale delle forze esterne} \quad [5.4]$$

$$W_H = W C_H \quad \text{Componente orizzontale della massa instabile} \quad [5.5]$$

$$W_V = W C_V \quad \text{Componente verticale della massa instabile} \quad [5.6]$$

Le forze che agiscono parallelamente alla superficie di scivolamento (le componenti sismiche con effetti stabilizzanti sono trascurate) sono:

$$W_T = W \sin \theta \gamma_D \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza peso} \quad [5.7]$$

$$E_T = E \cos \kappa \gamma_D \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza esterna} \quad [5.8]$$

$$W_{HT} = W C_H \cos \theta \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza sismica } W_H \quad [5.9]$$

$$W_{VT} = W C_V \sin \beta \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza sismica } W_V \quad [5.10]$$

$$E_{HT} = E C_H \cos \beta \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza esterna } E_H \quad [5.11]$$

$$E_{VT} = E C_V \sin \beta \quad \text{Comp. parall. al pendio della forza esterna } E_V \quad [5.12]$$

$$\tau_{D,d} = \Sigma \text{AZIONI} = W_T + E_T + W_{HT} + W_{VT} + E_{HT} + E_{VT} \quad [5.13]$$

Le forze di progetto agenti perpendicolarmente alla superficie di scivolamento (le componenti sismiche con effetto favorevole sono trascurate) sono:

$$W_N = W \sin \beta / \gamma_R \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza peso} \quad [5.14]$$

$$E_N = - E \sin \kappa / \gamma_R (\tan \varphi) \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza esterna} \quad [5.15]$$

$$W_{HN} = W C_H \sin \beta (\tan \varphi) \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza sismica } W_H \quad [5.16]$$

$$W_{VN} = W C_V \cos \beta (\tan \varphi) \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza sismica } W_V \quad [5.17]$$

$$E_{HN} = E C_H \sin \beta (\tan \varphi) \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza esterna } E_H \quad [5.18]$$

$$E_{VN} = E C_V \cos \beta (\tan \varphi) \quad \text{Comp. perp. al pendio della forza esterna } E_V \quad [5.19]$$

$$\tau_{S,d} = \Sigma \text{RESISTENZE} = W_N + E_N + W_{HN} + W_{VN} + E_{HN} + E_{VN} \quad [5.20]$$

Dove i simboli rappresentano:

$W$  = peso della massa instabile da consolidare

$E$  = forza esterna

$C_H, C_V$  = coefficienti sismici orizzontale e verticale

$\kappa$  = inclinazione della forza esterna

$\gamma_D, \gamma_R$  = coefficienti per le azioni e le resistenze

$\beta$  = inclinazione del pendio

$\varphi$  = angolo di attrito; poiché  $\phi = 45$ , allora  $\tan \varphi = 1.0$

Il contributo resistente degli ancoraggi necessario a riportare l'equilibrio diviene:

$$R_{stab,d} = \Sigma \text{azioni di progetto} - \Sigma \text{resistenze di progetto} = \tau_{D,d} - \tau_{S,d} \quad [5.21]$$

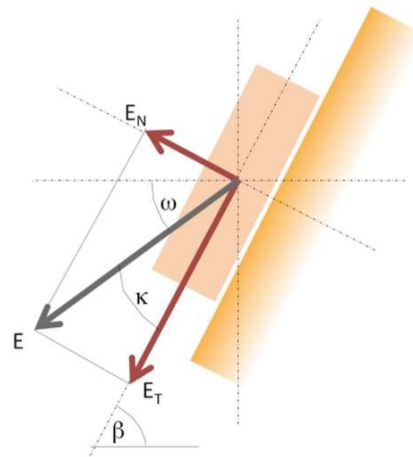
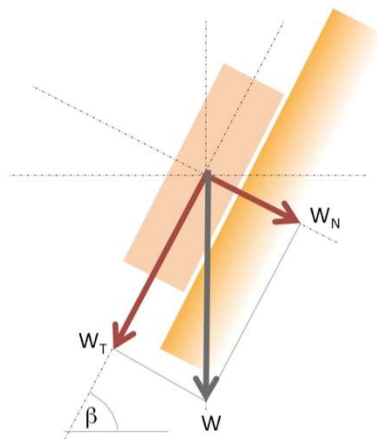
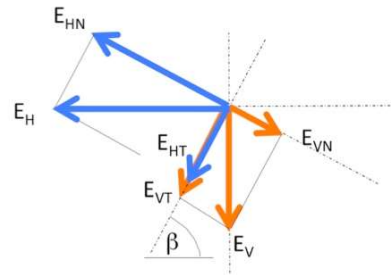
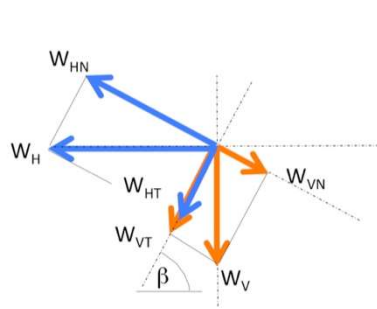
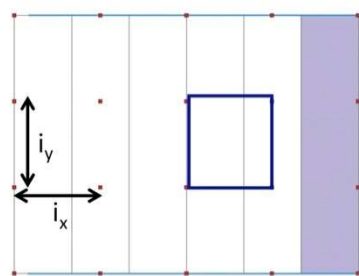


Figura 11: peso del blocco e relative componenti (da Macro Studio – Theory and Background).

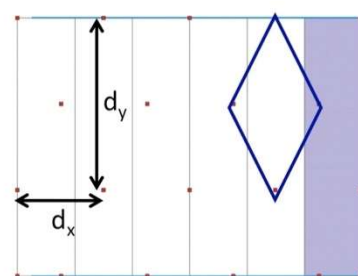
Figura 12: forza esterna e relative componenti (da Macro Studio – Theory and Background)

## 4.4 Dimensionamento degli ancoraggi

### 4.4.1 Reticolo degli ancoraggi



Square pattern



Diamond pattern

Figura 13: tipica configurazione del reticolo di ancoraggi (da Macro Studio – Theory and Background).

Gli ancoraggi possono essere disposti con reticolo quadrato o romboidale (Figura 13). Per praticità si considera qui il reticolo quadrato, benché la configurazione teorica ottimale sia romboidale con interesse:

$$i_x = i_y = (d_y d_x / 2)^{0.5} \quad [6.1]$$

dove

$i_x, i_y$  = spaziatura nelle configurazioni quadrangolari

$d_y, d_x$  = spaziatura nelle configurazioni romboidali

#### 4.4.2 Stabilità del pendio e degli ancoraggi

Il fattore di resistenza  $FOS_R$  del pendio è calcolato come segue:

$$FOS_{R \text{ slope}} = (F_{y,d} + \tau_{s,d}) / \tau_{D,d} \quad [6.2]$$

La resistenza degli ancoraggi è verificata se:

$$F_{y,d} - R_{stab,d} > 0 \quad [6.3a]$$

oppure

$$FOS_{R \text{ anchor}} = F_{y,d} / R_{stab,d} > 1.0 \quad [6.3b]$$

dove  $F_{y,d}$  è la resistenza di progetto dell'ancoraggio nella direzione della superficie di scivolamento [5.1], e  $R_{stab,d}$  è la resistenza di progetto necessaria a riequilibrare il sistema geotecnico [5.21]. Il tasso di lavoro dell'ancoraggio vale:

$$\eta_A = \frac{R_{stab,d}}{F_{y,d}} 100 \quad [6.4]$$

#### 4.5 Valutazione della profondità di ancoraggio

In corrispondenza della superficie di taglio sia la roccia che la malta di iniezione tendono a plasticizzare<sup>5</sup>.

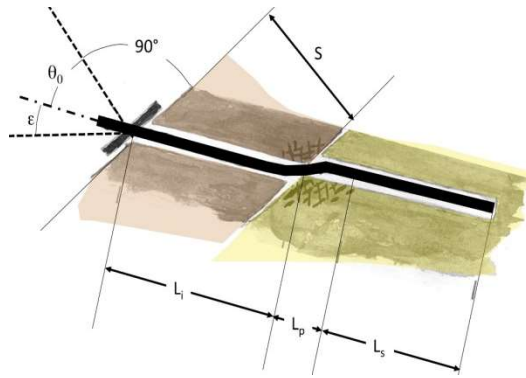


Figura 14: ancoraggio nella massa rocciosa.  $L_i$  = tratto nella parte instabile;  $L_p$  = tratto nella parte elasticizzata;  $L_s$  = tratto nella parte stabile (da Macro Studio – Theory and Background).

La lunghezza teorica minima della barra di ancoraggio vale:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

dove:

[7.1]

$L_s$  = segmento di barra nella parte stabile

$L_i$  = segmento di barra nella parte instabile

$L_p$  = segmento nella parte plasticizzata della parte stabile

La lunghezza della barra nella parte stabile ( $L_s$ ) è calcolata con il metodo di Bustamante Duoix<sup>5</sup>:

$$L_s = \text{lunghezza nella parte stabile} = P / (\pi \phi_{\text{drill}} \alpha_B \tau_{\text{lim}} / \gamma_T) \quad [7.2]$$

dove

$\phi_{\text{drill}}$  = diametro di perforazione

$\alpha_B$  = coefficiente di incremento per il diametro del foro secondo Bustamante Duoix<sup>5</sup>

$\tau_{\text{lim}}$  = tensione di sfilamento tra malta d'iniezione e roccia

$\gamma_T$  = coefficiente di riduzione per la tensione malta roccia. Utilizzando i dati di letteratura tecnica, Eurocode 7 suggerisce che tale coefficiente non sia inferiore a 1.8.

$P$  = valore massimo di sfilamento tra la forza sviluppata dallo scivolamento della massa rocciosa lungo il pendio (caso 1) e quella per sradicamento generato dalla rete (caso 2):

Caso 1:

$$P1 = R_{\text{stab},d} \cos (90 - \theta_0) \quad [7.3a]$$

Caso 2:

<sup>5</sup> Bustamante M., and Doix B., 1985. *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*. Bulletin Laboratoire Central des Ponts et des Chaussées, n. 140, nov-dec, ref. 3047.

$$P2 = M_d \cos \theta_0 \quad [7.3b]$$

e la lunghezza della barra nella parte degradata è

$$L_i = s \gamma_D / \cos \theta_0 \quad [7.4]$$

dove:

$\varepsilon$  = angolo tra l'asse della barra e l'orizzontale

$\theta_0$  = angolo tra l'asse della barra e la normale al piano di scivolamento =  $90^\circ - \beta - \varepsilon$

$\gamma_D$  = coefficiente di incremento delle azioni

$s$  = spessore della parte instabile.

$L_p$  = lunghezza del tratto di foro soggetto a plasticizzazione nella parte sana dell'ammasso roccioso.

Essa va da 0.05 m per roccia dura (ad es. graniti, basalti) fino a 0.30 m in rocce tenere (ad es. marne).

## 4.6 Dimensionamento della rete

### 4.6.1 Nota preliminare

Il dimensionamento della rete riguarda in particolare:

- La capacità della rete sollecitata da carichi di trazione e punzonamento;
- La massima deformata della rete nelle condizioni di lavoro.

### 4.6.2 Deformazione della rete sotto carico di punzonamento ed effetto scala

I test laboratorio sviluppati dai produttori di rete (UNI 11437:2012, ISO 17745:2016, ISO 17746:2016) evidenziano come le reti si deformino sotto un carico applicato perpendicolarmente al suo piano. Nei test sono misurati i seguenti parametri:

- Carico di punzonamento (Forza  $M$  - [kN])
- Deformata correlata al carico di punzonamento (distanza  $Z$  - [m])
- Carico di trazione (tensione  $T$  - [kN/m])

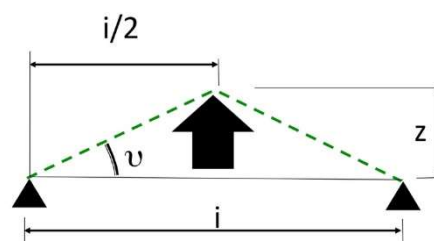


Figura 15: Deformata della rete sotto carico di punzonamento ancoraggio nella massa rocciosa (da Macro Studio – Theory and Background).

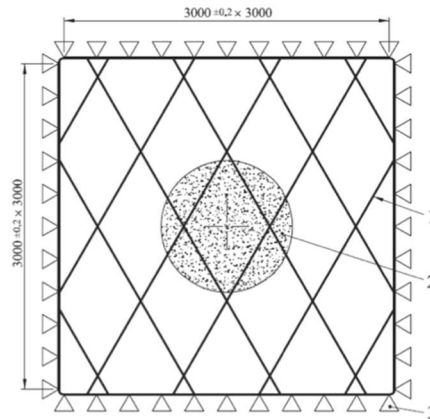


Figura 16: configurazione del test di punzonamento in accordo a UNI 11437:2012. Legenda: 1 = rete da testare (dimensione nominale 3 m x 3 m); 2 = dispositivo di carico (diametro 1.0 m); 3 = dispositivo di vincolo (da Macro Studio – Theory and Background).

La deformata di punzonamento dipende dalla dimensione del campione<sup>6</sup>: a parità di carico, maggiore è la dimensione del campione, maggiore è la deformazione. La correlazione generale assume la forma semplificata

$$Z = Z_0 \mu_z \quad [8.1]$$

$$M_{mesh} = M_0 \mu_M \quad [8.2]$$

dove:

$Z$  = deformata della rete ancorata al pendio a cui viene applicato carico di punzonamento

$Z_0$  = deformata della rete misurata in condizioni di laboratorio

$M_{mesh}$  = carico applicato sulla rete ancorata al pendio

$M_0$  = carico applicato sulla rete in laboratorio

$\mu_M, \mu_z$  = funzione di correlazione tra la scala di laboratorio e quella del pendio

<sup>6</sup> Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – *Las mallas en la estabilización de taludes – II Curso sobre protección contra caída de rocas* – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.  
Grimod A., Giacchetti G., 2013, *New design software for rockfall simple drapery systems*. Proceedings 23<sup>rd</sup> World Mining Congress & Expo, Montreal. Paper No. 255.

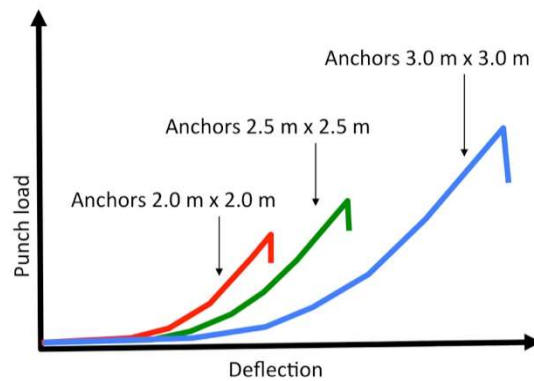


Figura 17: Prove di funzionamento: carico in funzione della deformazione per campioni di diversa grandezza (da Macro Studio – Theory and Background).

I coefficienti di correlazione di scala sono determinati dai produttori delle reti.

#### 4.6.3 Azioni e resistenze sulla rete

Le forze che spingono sul rivestimento in rete sono di seguito schematizzate (Figura 18):

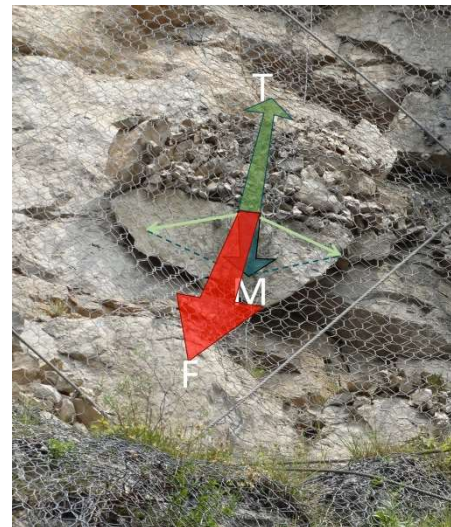
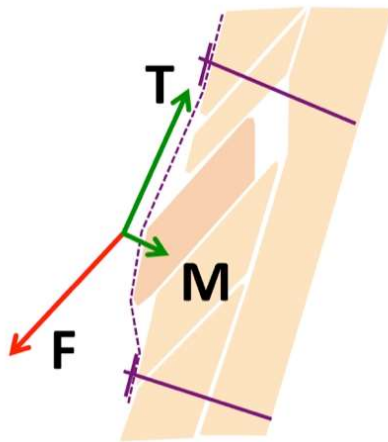


Figura 18: schema della rete deformata con le forze (da Macro Studio – Theory and Background).

dove:

F è la forza sviluppata dal blocco che scivola tra gli ancoraggi lungo la superficie inclinata  $\alpha$ ;

T è la resistenza sviluppata dall'azione della rete. Il rivestimento in rete, che è considerato ancorato solo sul margine superiore, reagisce al carico T con la sua resistenza a trazione dovuta all'attrito esistente tra il blocco e la rete;

M è la resistenza a punzonamento sviluppata dalla rete come reazione al movimento del blocco; M agisce perpendicolarmente al rivestimento in rete. La forza si sviluppa poiché esistono vincoli laterali costituiti dagli ancoraggi e dalle reti adiacenti.

#### 4.7 Peso del blocco instabile

La forza F che spinge sulla rete dipende dal massimo volume di roccia che può distaccarsi tra gli ancoraggi e spingere sulla rete. Questo volume ( $V_b$ ) dipende dalla spaziatura tra gli ancoraggi ( $i_x$  and  $i_y$ ), dallo spessore della zona instabile ( $s$ ), e dall'inclinazione della superficie di scivolamento ( $\alpha$ ).

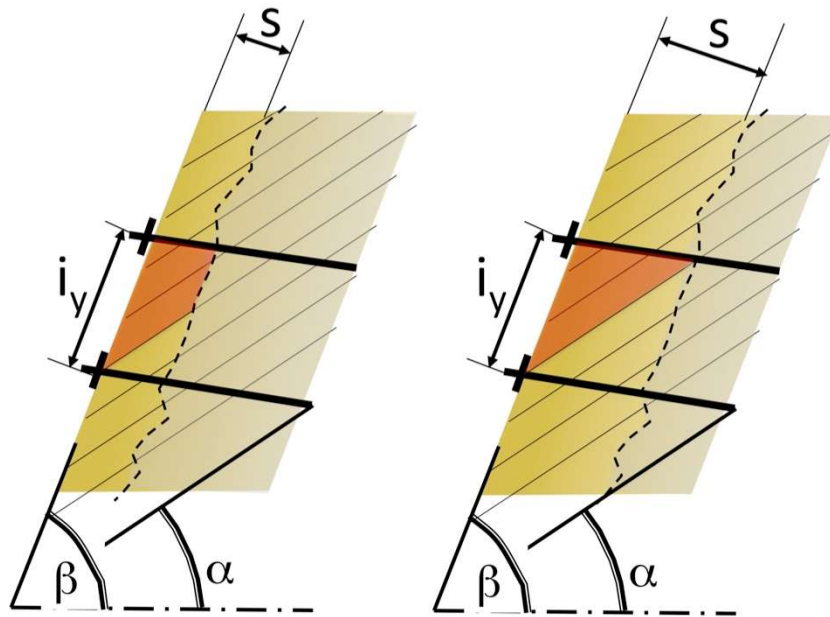


Figura 19: forme dei blocchi che possono muoversi tra gli ancoraggi: triangolare (destra) e trapezoidale (sinistra). (Da Macro Studio – Theory and Background).

La forma del blocco è trapezoidale (Figura 19 sinistra), ma può divenire triangolare (Figura 19 destra) se:

$$\text{atan} \frac{s}{s \tan \theta_0 + i_y} > \beta - \alpha \quad [8.3]$$

Il peso del blocco è

$$B_k = \gamma V_b = \gamma i_x h \left[ \frac{i_y + b}{2} \right] \quad [8.4]$$

dove

- Caso trapezio

$$b = i_y - \frac{s}{\tan(\beta - \alpha)} + s \tan \theta_0 \quad [8.5a]$$

$$h = s \quad [8.5b]$$

- Caso triangolo

$$b = 0 \quad [8.6a]$$

$$h = \frac{i_y \tan(\beta - \alpha) [\cos(180 - \beta - \theta_0) + \sin(180 - \beta - \theta_0)]}{\tan(180 - \beta - \theta_0) \cos(180 - \beta - \theta_0)} \quad [8.6b]$$

#### 4.7.1 Analisi del blocco instabile

Le componenti orizzontali e verticali delle forze di progetto sono le seguenti:

$$B_H = B_k C_H \quad \text{Componente sismica orizzontale del blocco instabile} \quad [8.7]$$

$$B_V = B_k C_V \quad \text{Componente sismica verticale del blocco instabile} \quad [8.8]$$

Le azioni di progetto agenti sul blocco instabile sono determinante come segue (le componenti sismiche con effetto stabilizzante (negativo) sono trascurate nella somma 8.12).

$$B_{T,d} = B_k \sin \alpha \gamma_D \quad \text{Comp. parallela al pendio del blocco instabile} \quad [8.9]$$

$$B_{HT} = B_k C_H \cos \alpha \quad \text{Componente sismica orizzontale } B_{H,k} \quad [8.10]$$

$$B_{VT} = B_k C_V \sin \alpha \quad \text{Componente sismica verticale } B_{V,k} \quad [8.11]$$

$$B_{D,d} = \Sigma(AZIONI) = B_{T,d} + B_{HT} + B_{VT} \quad [8.12]$$

Le resistenze di progetto agenti sul piano di scivolamento sono così determinate:

$$B_{N,d} = B_k \sin \alpha / \gamma_R \quad \text{Componente normale al pendio del blocco} \quad [8.13]$$

$$B_{HN} = B_k C_H \sin \alpha (\tan \varphi) \quad \text{Componente di } B_{N,k} \text{ normale al pendio} \quad [8.14]$$

$$B_{VN} = B_k C_V \cos \alpha (\tan \varphi) \quad \text{Componente di } B_{V,k} \text{ normale pendio} \quad [8.15]$$

$$B_{R,d} = \Sigma \text{resistenze} = B_{N,d} + B_{HN} + B_{VN} \quad [8.16]$$

L'angolo di attrito è assunto pari a 45°.

Le componenti sismiche con effetto stabilizzante (positive) sono trascurate nella somma  
[8.16]

L'azione del blocco che si muove tra gli ancoraggi è calcolata come:

$$F_d = \Sigma \text{Azioni di Progetto} - \Sigma \text{Resistenze di progetto} = B_{D,d} - B_{R,d} \quad [8.17]$$

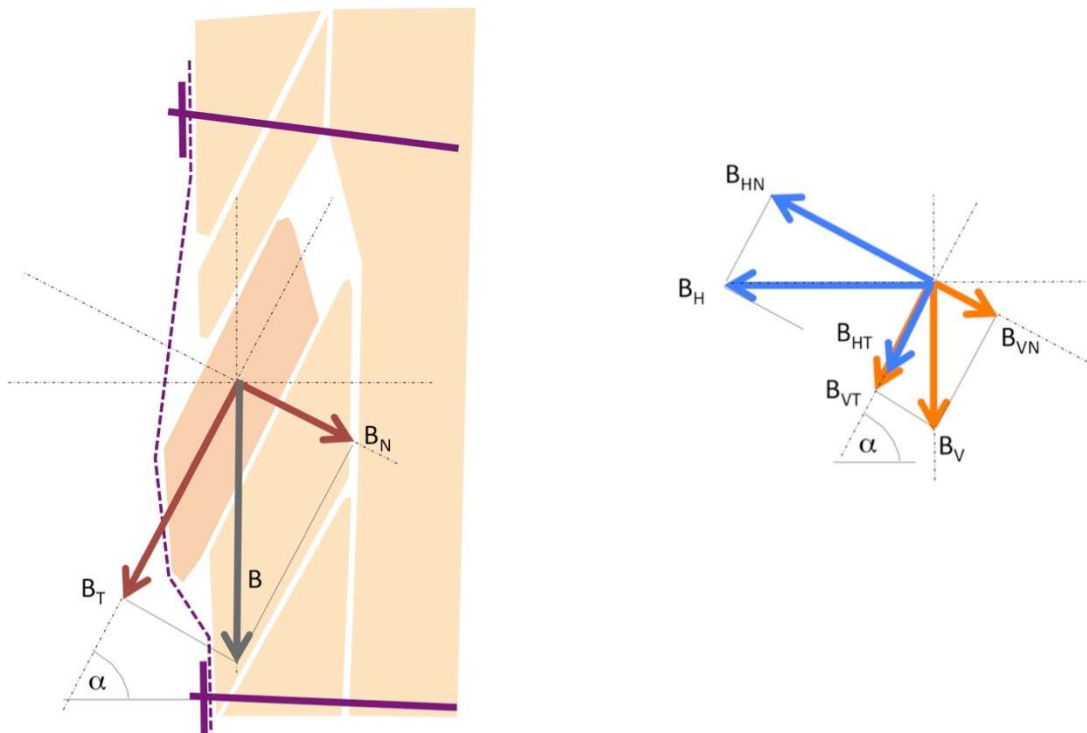


Figura 20: azioni agenti sulla rete e relative componenti sismiche forze. (Da Macro Studio – Theory and Background).

#### 4.7.2 Resistenza della rete

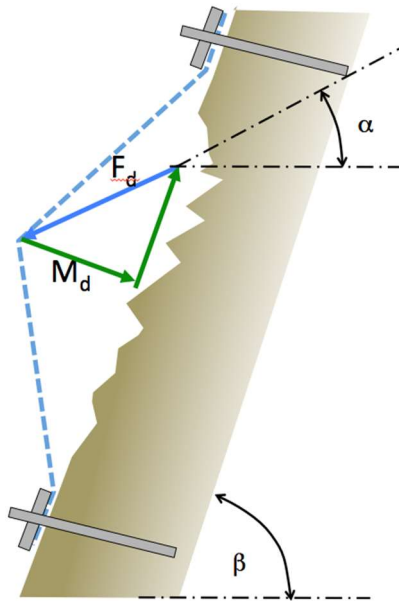


Figura 21: Resistenza a punzonamento di progetto  $M_d$  sulla rete deformata. (Da Macro Studio – Theory and Background)

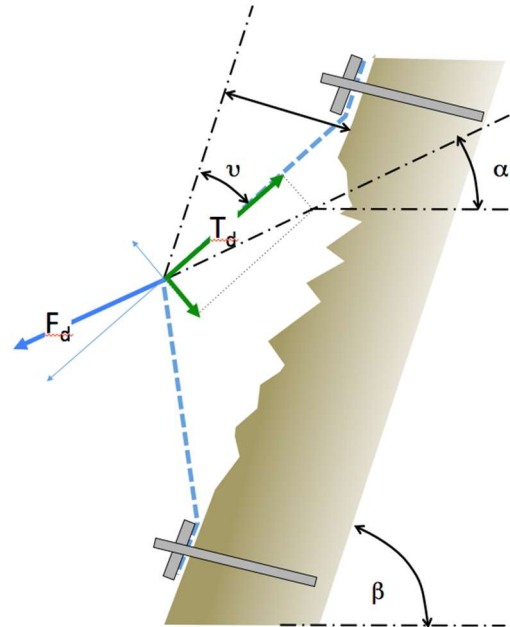


Figura 22: Resistenza a trazione di progetto  $T_d$  sulla rete deformata. (Da Macro Studio – Theory and Background).

Le resistenze sviluppate dalla rete sono determinate considerando le azioni  $F_d$  perpendicolari al piano della rete nella posizione originaria  $F_{n,d}$ :

$$M_d = F_d \sin (\beta - \alpha) \quad [8.18]$$

La deformata è ottenuta immettendo il carico di punzonamento ( $M_d$ ) nel diagramma caratteristico ([Figura 23](#)) modificato per la spaziatura degli ancoraggi prescelta ( $i_x$   $i_y$ ) in accordo con la procedura identificata da [9.3] [9.4] (vedere anche [Figura 17](#)).

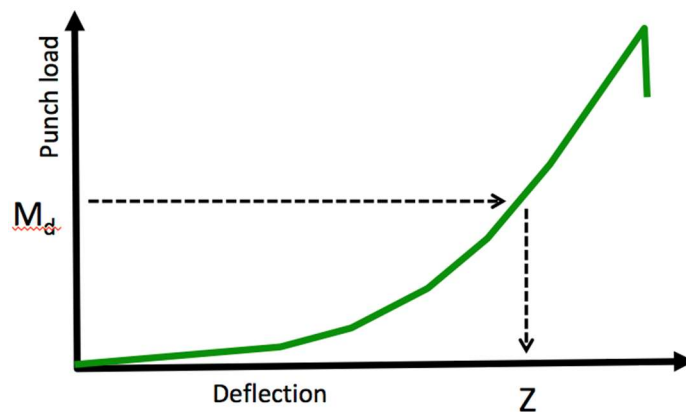


Figura 23: esempio di curva carico-deformazione utilizzata per la determinazione della deformata di progetto (Da Macro Studio – Theory and Background).

Il valore della deformata  $[Z]$  è corretto tramite un coefficiente che compensa le differenze di vincolo esistente tra un campione perfettamente vincolato in accordo ai test ISO e UNI, e la rete vincolata da un reticolo di ancoraggi sulla superficie rocciosa. Tale coefficiente, in base a test in sito e modelli numerici, è assunto pari a 2.5.

$$Z_m = Z \gamma_z \quad [8.19]$$

dove

$Z_m$  = deformata ammissibile

$\gamma_z$  = coefficiente di riduzione.

La deformazione consente di apprezzare l'angolo di deflessione ( $\nu$ ) (Figura 22 e Figura 24), e le forze di trazione di progetto agenti sulla rete.

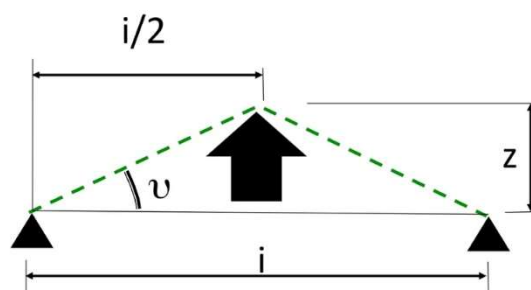


Figura 24: deflessione della rete sotto carico di punzonamento (da Macro Studio – Theory and Background).

L'estensione della rete e la deformata da punzonamento sono correlate da:

$$\varepsilon_m = \frac{2\sqrt{Z_d^2 + i^2/4}}{i} - 1 \quad [8.20]$$

Infine, la resistenza a trazione della rete è calcolata con:

$$T_d = \varepsilon_m E \quad [8.21]$$

dove E è il modulo elastico apparente della rete ottenibile da test di laboratorio.

#### 4.7.3 Fattore di resistenza della rete

La resistenza a trazione della rete è verificata se

$$T_{mesh} / \gamma_{mesh} - T_d \geq 0 \quad [8.22]$$

oppure

$$FOS_{R \text{ tensile}} = (T_{Mesh} / \gamma_{mesh}) / T_d > 1.0 \quad [8.23]$$

Il tasso di utilizzo della rete definito da:

$$\eta_{tens} = \frac{T_d}{(T_{Mesh} / \gamma_{mesh})} 100 \text{ (resistenza a trazione)} \quad [8.24]$$

La resistenza a funzionamento della rete è soddisfatta se:

$$M_{Mesh} / \gamma_{mesh} - M_d \geq 0 \quad [8.25]$$

oppure

$$FOS_{R \text{ Defl}} = (M_{Mesh} / \gamma_{mesh}) / M_d > 1.0 \quad [8.26]$$

Il tasso di lavoro della rete sollecitata a punzonamento è definito da:

$$\eta_{def} = \frac{M_d}{(M_{Mesh} / \gamma_{mesh})} 100 \text{ (resistenza punzonamento)} \quad [8.27]$$

dove:

$T_{Mesh}$  = resistenza a trazione della rete in accordo a UNI 11437:2012, ISO 17745:2016, ISO 17746:2016.

$M_{Mesh}$  = resistenza a punzonamento in sito ottenuto dall'analisi di prove UNI 11437:2012, ISO 17745:2016, ISO 17746:2016 modificata in accordo with [9.3] and [9.4].

$\gamma_{tens}$  coefficiente di riduzione della resistenza a trazione della rete. Considerando le condizioni di lavoro non omogenee, esso dovrebbe essere maggiore o uguale a 2.50.

$\gamma_{defl}$  coefficiente di riduzione della resistenza a punzonamento. Considerando le condizioni di lavoro non omogenee, esso dovrebbe essere maggiore o uguale a 2.50.

## 4.8 Fattori di resistenza

### 4.8.1 Coefficienti di riduzione e amplificazione

#### 4.8.1.1 Azioni (set coefficienti applicati alle azioni A)

EN 1997 raccomanda di incrementare le azioni applicando uno specifico coefficiente come indicato in tabella (EN 1997 – 1 Eurocode 7 – tab. A.3)

**Table A.3 - Partial factors on actions ( $\gamma_F$ ) or the effects of actions ( $\gamma_E$ )**

| Action    |              | Symbol     | Set  |     |
|-----------|--------------|------------|------|-----|
|           |              |            | A1   | A2  |
| Permanent | Unfavourable | $\gamma_G$ | 1,35 | 1,0 |
|           | Favourable   |            | 1,0  | 1,0 |
| Variable  | Unfavourable | $\gamma_Q$ | 1,5  | 1,3 |
|           | Favourable   |            | 0    | 0   |

**Tabella 1: coefficienti A1 (da TAB A.3 di EN1997-1)**

#### 4.8.1.2 Resistenze (set coefficienti applicati al terreno M)

Le resistenze geotecniche sono ridotte mediante uno specifico coefficiente (EN 1997-1 – Eurocode 7 – tab. A.4).

Table A.4 - Partial factors for soil parameters( $\gamma_M$ )

| Soil parameter                                     | Symbol        | Set |      |
|----------------------------------------------------|---------------|-----|------|
|                                                    |               | M1  | M2   |
| Angle of shearing resistance <sup>a</sup>          | $\gamma_\phi$ | 1,0 | 1,25 |
| Effective cohesion                                 | $\gamma_c$    | 1,0 | 1,25 |
| Undrained shear strength                           | $\gamma_{cu}$ | 1,0 | 1,4  |
| Unconfined strength                                | $\gamma_{qu}$ | 1,0 | 1,4  |
| Weight density                                     | $\gamma_f$    | 1,0 | 1,0  |
| <sup>a</sup> This factor is applied to $\tan \phi$ |               |     |      |

Tabella 2: Set di coefficienti M1 (da tab. A.4 di EN1997-1)

Lo sforzo di taglio agente sul pendio è determinato con il criterio generale (Mohr-Coulomb):

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi \quad [9.1]$$

dove C è la coesione generica e  $\phi$  la resistenza al taglio generica.

I coefficienti di riduzione consentono di determinare il fattore di resistenza, ( $FOS_R$ ):

$$FOS_R \approx (\tau / \gamma_R) / (\tau_D / \gamma_D) = [C / \gamma_R + \sigma_n \tan \phi / \gamma_R] / (\tau_D / \gamma_D) \quad [9.2]$$

Il processo di calcolo delle reti chiodate considera implicitamente come resistenze caratteristiche del sistema geotecnico quelle che danno fattore di sicurezza 1.0, e che quindi corrispondono al caso realistico più sfavorevole. Applicando i coefficienti di riduzione come da Eurocode 7, il sistema risulta molto più conservativo.

#### 4.8.2 Fattore di resistenza $FOR_R$ (set R)

Il rapporto tra le resistenze e le azioni di progetto deve essere maggiore del valore R suggerito da EN 1997-1 (Eurocode 7, tabella A. 12).

Table A.12 - Partial resistance factors ( $\gamma_R$ ) for pre-stressed anchorages

| Resistance | Symbol         | Set |     |     |     |
|------------|----------------|-----|-----|-----|-----|
|            |                | R1  | R2  | R3  | R4  |
| Temporary  | $\gamma_{R,t}$ | 1,1 | 1,1 | 1,0 | 1,1 |
| Permanent  | $\gamma_{R,p}$ | 1,1 | 1,1 | 1,0 | 1,1 |

Tabella 3: Set di coefficienti R ( $FOS_R$ ) (dalla tavola A.12 of EN1997-1)

### 4.8.3 Approccio progettuale

Nel caso presente è stato seguito l'approccio progettuale 1, Combinazione 2 che prescrive le seguenti combinazioni di coefficienti:

A2; M2; R1

Si sottolinea tuttavia che l'approccio progettuale suggerito dagli euro codici non è considerato sufficientemente conservativo da diversi autori secondo i quali i pendii rinforzati non dovrebbero avere fattore di sicurezza inferiore a 1.5<sup>7</sup> nel caso di interventi sopra infrastruttura, e 1.2 per interventi in aree minerarie. Anche Terzaghi & Peck<sup>8</sup> e la Canadian Geotechnical Society<sup>9</sup> suggeriscono che il fattore di sicurezza non sia inferiore a 1.5-2.0 nel caso di strutture di sostegno su fronti di scavo.

In via approssimativa e senza considerare le azioni sismiche, si può affermare che il fattore di resistenza del sistema vale:

$$FOS_R = (\tau_{R,k} / \gamma_R) / (\tau_{D,k} \gamma_D) \quad [9.3a]$$

$$FOS_R = (\tau_{R,d}) / (\tau_{D,d}) \quad [9.3b]$$

Dove

$\tau_{R,k}$  valore caratteristico delle resistenze

$\tau_{D,k}$  valore caratteristico delle azioni

$\gamma_R$  coefficiente che riduce le resistenze

$\gamma_D$  coefficiente che amplifica le azioni

$\tau_{R,d}$  valore di progetto delle resistenze

$\tau_{D,d}$  valore di progetto delle azioni

<sup>7</sup> Hoek E. Bray J.W. (1981) Rock slope engineering – Institution of Mining and Metallurgy, London.

<sup>8</sup> Terzaghi, K. and Peck, R.P. (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice (2nd edn), Wiley, New York, pp. 660–73.

<sup>9</sup> Canadian Geotechnical Society (1992) Canadian Foundation Engineering Manual. BiTech Publishers Ltd, Vancouver, Canada.

Più precisamente, introducendo il contributo resistenze degli ancoraggi equazione precedente diventa:

$$FOS_R = (\tau_{R,d} + F_{y,d}) / (\tau_{D,d}) = [\tau_{R,k} / \gamma_R + F_{y,k} / \gamma_A] / (\tau_{D,k} \gamma_D) \quad [9.3c]$$

Nell'approccio degli Stati limite, il fattore di sicurezza è calcolato con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. La formula concettuale è:

$$FOS = (\tau_{R,k}) / (\tau_{D,k}) \quad [9.4]$$

Combinando le equazioni [9.3c e 9.4] si ottiene la correlazione tra il fattore di sicurezza FOS e il fattore di resistenza FOS<sub>R</sub>:

$$FOS_R \approx FOS / (\gamma_R \gamma_D) \quad [9.5]$$

Dovendo ottenere FOS = 1.5, in accordo ai suggerimenti degli Autori, e utilizzando i valori minimi di A2 e M2 secondo NCT18 (Eurocodici), il minimo fattore di resistenza FOS<sub>R</sub> deve essere:

$$FOS_R \approx FOS / (\gamma_R \gamma_D) = 1.50 / (1.00 \cdot 1.25) = 1.20$$

## 5 RISULTATI DELLA VERIFICA

Considerando le barre previste di lunghezza pari a 3 m e lo spessore di roccia in potenziale dissesto di spessore 0,6 m, assumendo i rapporti angolari fra barra e pendio, si ottiene una fondazione in roccia sana di 2.4 m. Nel calcolo viene adottata una perforazione di diametro minimo 51 mm.

I lavori di manutenzione devono essere effettuati quando la deformata dovuta alle sacche di detrito raggiunge circa 0.34 m.

Seguono i tabulati relativi alle analisi.

Client: **PROVINCIA DI REGGIO EMILIA /**

pag. 1 of 2

## ● Project Information

**Title:** LA CANTONIERA

**Description:**

**Number:**

**Client:** PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

**Designer:**

## ● Input

### Rock Slope

|                                                    |       |
|----------------------------------------------------|-------|
| Slope inclination [°]                              | 75    |
| Thickness of the surficial instability [m]         | 0.60  |
| Density of the rock mass [kN/m <sup>3</sup> ]      | 23.70 |
| Assumed plasticization between rock and anchor [m] | 0.15  |

### Most Dangerous Joint

|                                |       |
|--------------------------------|-------|
| Inclination [°]                | 60    |
| Compressive Strength JCS [MPa] | 12.50 |
| Roughness coefficient JRC      | 4.00  |

### Seismic Acceleration

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| Horizontal seismic coefficient | 0.06 |
|--------------------------------|------|

### Mesh

|                                       |                         |
|---------------------------------------|-------------------------|
| Mesh type                             | <b>Steelgrid HR 100</b> |
| Mesh ultimate tensile strength [kN/m] | 80.00                   |
| Maximum design displacement [m]       | 0.41                    |

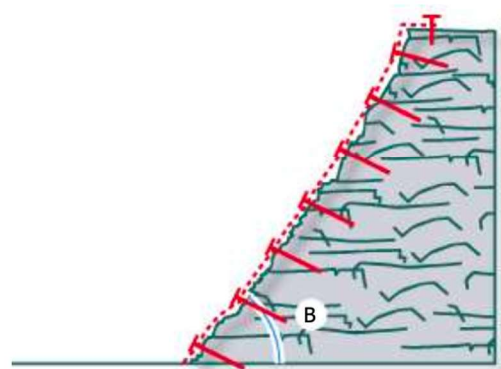
### Anchor Bars

#### Geometry

|                                            |      |
|--------------------------------------------|------|
| Horizontal spacing between the anchors [m] | 3.00 |
| Vertical spacing between the anchors [m]   | 3.00 |
| Inclination of bar to the horizontal [°]   | 15   |

#### Anchor Type

|                                         |                             |
|-----------------------------------------|-----------------------------|
| Bar type                                | <b>Autoperforanti 32-20</b> |
| Bar internal diameter [mm]              | 20                          |
| Bar external diameter [mm]              | 32                          |
| Thickness of corrosion crown [mm]       | 0                           |
| Bar yield stress [MPa]                  | 460                         |
| Rock-grout adhesion (Bond stress) [MPa] | 0.50                        |



### Safety Coefficients

|                                                          |      |
|----------------------------------------------------------|------|
| Uncertainty of the thickness of surficial instability    | 1.20 |
| Uncertainty of the rock mass unit weight                 | 1.01 |
| Uncertainty of rock behavior and weathering              | 1.02 |
| <b>Safety coefficient to reduce stabilizing forces</b>   | 1.24 |
| Slope surface morphology                                 | 1.10 |
| External loads                                           | 1.02 |
| <b>Safety coefficient to increase the driving forces</b> | 1.12 |
| <b>Global Safety Coefficient</b>                         | 1.39 |
| Coefficient for the mesh tensile resistance              | 2.50 |
| Coefficient for the maximum mesh displacement            | 1.20 |
| Coefficient for the steel bar yield stress               | 1.15 |
| Coefficient for rock-grout adhesion (bond stress)        | 1.8  |

Client: **PROVINCIA DI REGGIO EMILIA /**

pag. 2 of 2

## Results

### Bar design check (Slope SF)

**1.38** Satisfied

### Mesh design check

**1.24** Satisfied

### Serviceability design check

**1.13** Satisfied

### Bar design

|                                                       |        |
|-------------------------------------------------------|--------|
| Stabilizing forces [kN]                               | 193.44 |
| Driving forces [kN]                                   | 140.68 |
| Ratio Stabilizing/Driving forces                      | 1.38   |
| Angle between perpendicular to slope and bar axis [°] | 0.00   |
| Minimum acceptable steel yield stress [MPa]           | 400.00 |
| Effective cross section of bar [mm²]                  | 490.09 |
| Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN] | 99.73  |
| Minimum drilling diameter (NOMINAL) [mm]              | 47.00  |
| Anchor pull-out force from load on the mesh [kN]      | 7.21   |
| Anchor pull-out force due to global instability [kN]  | 0.00   |
| Maximum pull-out force (total) [kN]                   | 7.21   |
| Minimum bar length in the stable rock mass [m]        | 0.20   |
| Minimum length (bar) in the unstable rock mass [m]    | 0.70   |
| Minimum total bar length [m]                          | 1.05   |

### Serviceability

|                                     |      |
|-------------------------------------|------|
| Maximum acceptable displacement [m] | 0.34 |
| Calculated mesh displacement [m]    | 0.30 |
| Displacement Ratio                  | 1.13 |

### Mesh design

|                                                                |       |
|----------------------------------------------------------------|-------|
| Admissible tensile stress of the mesh [kN/m]                   | 32.00 |
| Max. tensile stress within the mesh [kN/m]                     | 25.83 |
| Force-strength ratio                                           | 1.24  |
| Potential unstable volume on joint - case A [m³/m]             | 0.00  |
| Potential unstable volume on joint - case B [m³/m]             | 0.46  |
| Potential unstable volume on joint - case C [m³/m]             | 0.67  |
| Maximum rock volume that can slide between anchors [m³/m]      | 1.13  |
| Maximum rock weight that can slide between anchors [kN/m]      | 26.74 |
| Sum of driving forces acting on the sliding plane [kN/m]       | 26.83 |
| Sum of stabilizing forces acting on the sliding plane [kN/m]   | 17.55 |
| Punching forces acting on the mesh [kN]                        | 7.21  |
| Average angle between deformed mesh plane and rock surface [°] | 11.23 |

### Features of the instability

|                                                         |        |
|---------------------------------------------------------|--------|
| Pressure on the average slip surface [MPa]              | 0.01   |
| Initial dilatance of the most dangerous joint [°]       | 3.12   |
| Total unstable volume controlled by each anchorage [m³] | 5.40   |
| Total unstable weight controlled by each anchorage [kN] | 127.98 |

### Geometry

