

Committente:	Comune di Zocca Via del Mercato, 104 – 41059 Zocca (MO)	
<p align="center">OPERE DI RAFFORZAMENTO CORTICALE - PARAMASSI DI UNA PENDICE ROCCIOSA DELLA STRADA COMUNALE DENOMINATA VIA DRAGODENA IN COMUNE DI ZOCCA (MO)</p> <p align="center">CODICE CUP - H69J19000080001</p>		
	<p align="center">PROGETTO ESECUTIVO RELAZIONE DI CALCOLO</p>	
Comune:	Zocca (MO)	PROGETTISTA: Dott. Ing. Marco Ricci
Nome file:	Relazione di Calcolo	
Data:	Aprile 2019	

INDICE

PREMESSA.....	4
STATO DI FATTO	5
PROGETTO DI INTERVENTO.....	7
RIFERIMENTI.....	8
DOCUMENTI PROGETTUALI	8
CARATTERIZZAZIONE SISMICA	9
VALUTAZIONE DELLA VS30.....	9
CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	9
ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL - ANALISI DI II LIVELLO	12
CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA	13
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO.....	15
INTRODUZIONE	15
DEFINIZIONI	15
COESISTENZA DI ANCORAGGI E RETE	16
SOLUZIONE CONCETTUALE	17
APPROCCIO PROGETTUALE	17
DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI	18
FORZE DEL SISTEMA GEOMECCANICO	18
CONTRIBUTO STABILIZZANTE DEGLI ANCORAGGI.....	22
VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEGLI ANCORAGGI	23
DIMENSIONAMENTO DELLA RETE	25
STATO LIMITE ULTIMO	25
VOLUME MASSIMO DI ROCCIA VS SPINTA SU RETE DI RIVESTIMENTO.....	27
DEFORMAZIONE DELLA RETE A PUNZONAMENTO ED EFFETTO DI SCALA.....	28
DIMENSIONAMENTO DELLA RETE: STATO LIMITE DI ESERCIZIO	29
VERIFICHE DI DIMENSIONAMENTO	31
CONCLUSIONI.....	34

PREMESSA

Con riferimento all'incarico ricevuto dal Comune di Zocca (MO), è stata sviluppata la presente relazione tecnica e di calcolo inerente la progettazione di un intervento di consolidamento di una parete rocciosa posta a monte di un tratto della strada via Dragodena, in Comune di Zocca (MO). Il sito si localizza all'interno dell'Elemento C.T.R. N° 237054 – DRAGODENA (vd. Fig. 1);

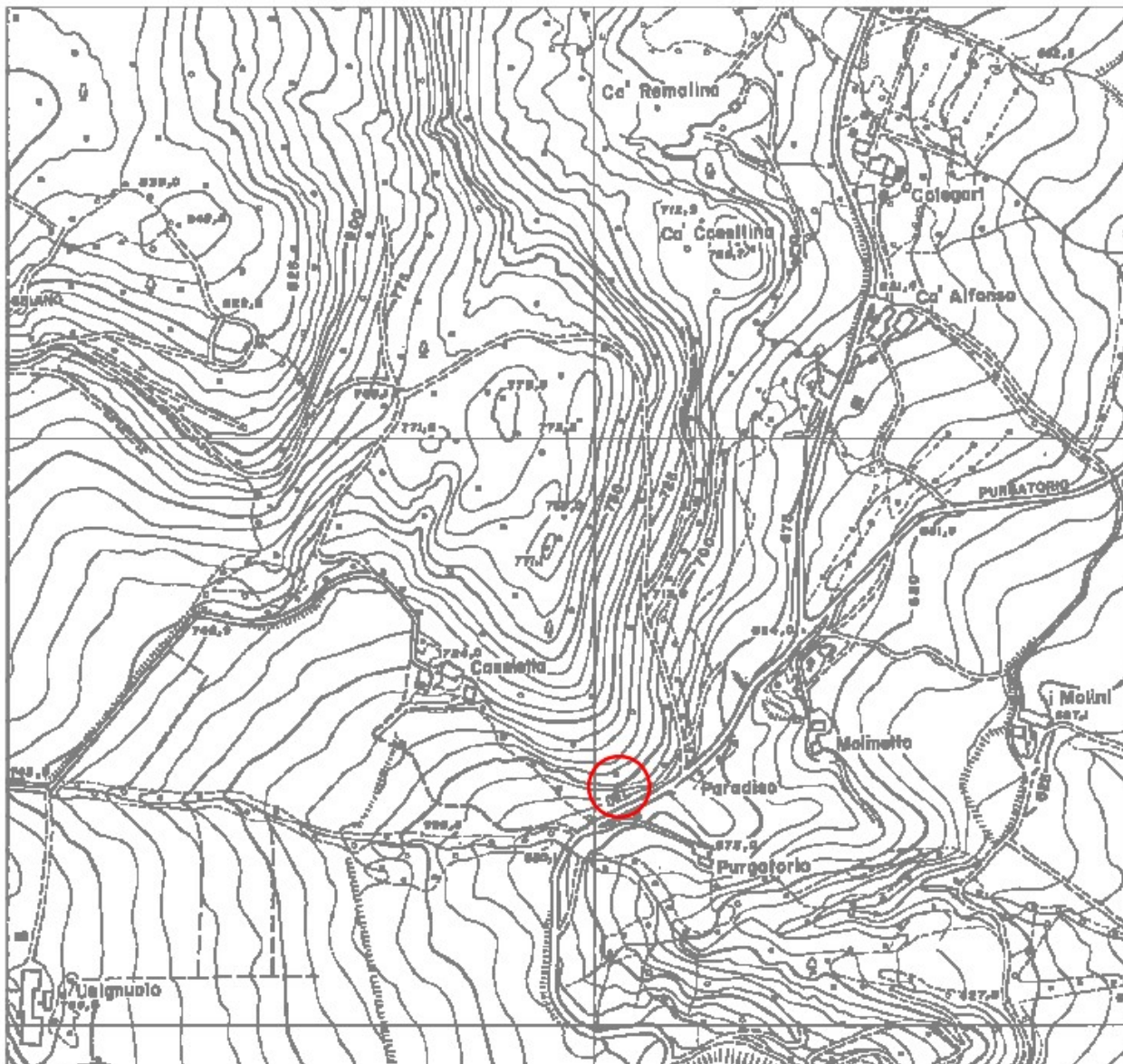


Figura 1: Stralcio dall' elemento C.T.R. N° 237054 1:5000

Ed è censita al Catasto Terreni del Comune Zocca al foglio n. 55 con mappali indicati in Figura 2, è individuata dai toponimi "Paradiso", "Purgatorio" e "Caseletta" è posta a est del nucleo abitato di Ca' Lame.

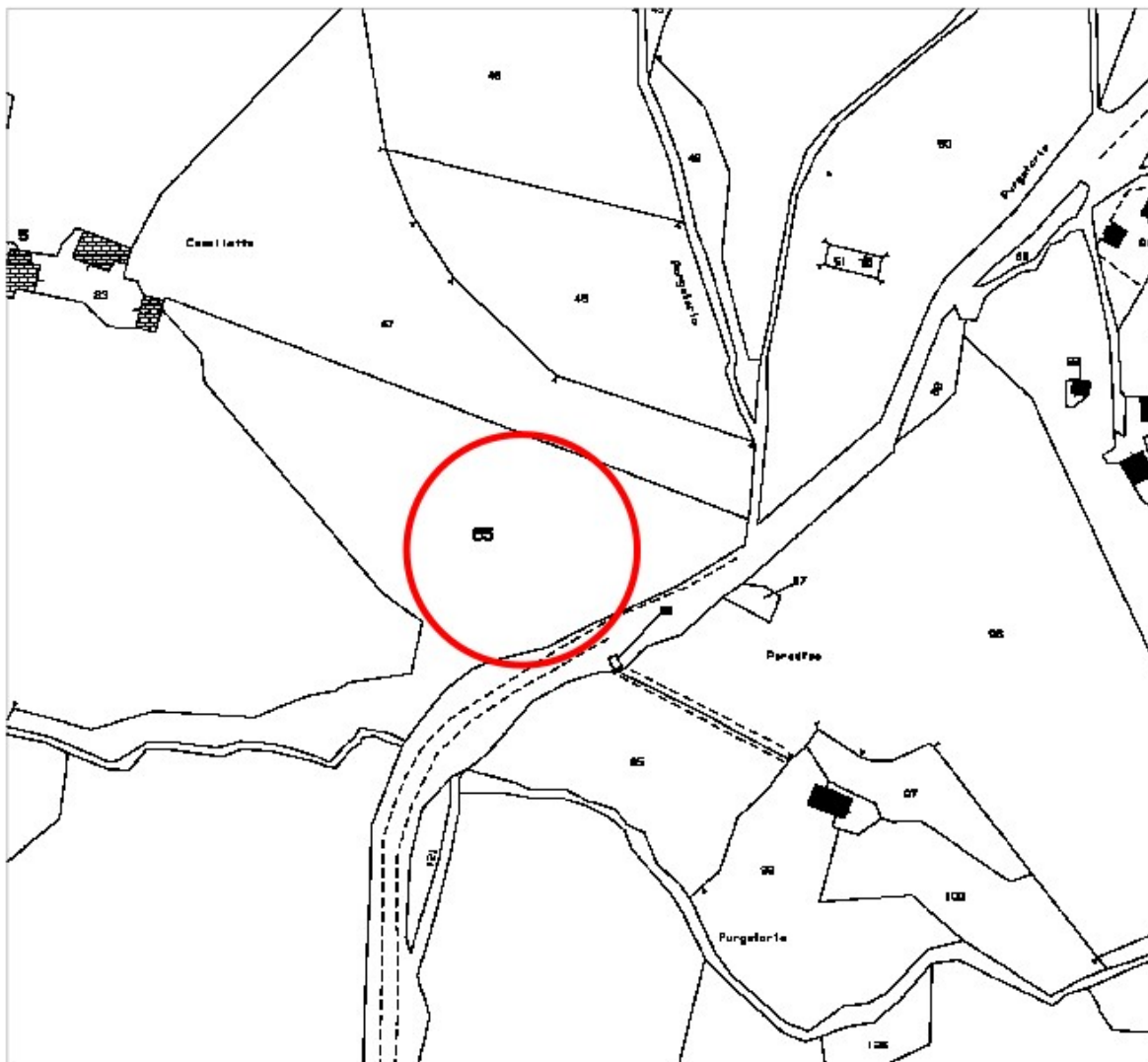


Figura 2: Stralcio dal Catasto Terreni del Comune Zocca al foglio n. 55 1:2000

L'intervento si rende necessario a scongiurare i rischi connessi alla caduta di massi e di frammenti che possono distaccarsi dalla parete rocciosa sovrastante la strada dove in passato era già stato eseguito un sommario intervento con reti e funi metalliche che però risulta del tutto inadeguato a garantire le dovute condizioni di sicurezza.

STATO DI FATTO

Dai sopralluoghi e dai rilievi eseguiti si è evidenziata nel sito in esame la presenza di una parete sub verticale rocciosa costituita da areniti ibride a grana da fine a media fino a marne calcaree, a monte della Via Dragodena su cui insiste per un'estensione complessiva di circa 15 m ed dislivello indicativo di circa 20 m nel punto più alto dalla strada comunale.

L'ammasso roccioso si presenta estremamente fratturato; sono presenti nelle porzioni soprastanti l'affioramento (circa 20,0 m al disopra della strada) delle tane e/o piccole grotte ipogee.



Figura 3: vista di insieme e di dettaglio della parete oggetto dell'intervento

Allo stato attuale la criticità più evidente risulta essere l'affioramento roccioso denudato fronte strada su cui è attualmente disposta una protezione costituita da una rete a doppia torsione abbinata ad una rada orditura in fune e con ancoraggi leggeri che risultano direttamente cementati sui massi instabili.

La fratturazione ha prodotto, come detto, blocchi svincolati anche metrici con potenziale ribaltamento e/o scivolamento a cuneo.

Tale situazione è stata presumibilmente prodotta anche, a quanto riferito, dalla completa eliminazione delle alberature presenti (querce prevalenti) che, essendo piante con buon apparato

radicale, avevano in passato assolto il compito di mantenere la sponda intatta e non esposta agli eventi meteorologici. Ciò non toglie, vista la natura parzialmente marnosa carbonatica della roccia e la presenza di fratture e cavità/tane, che il ruscellamento delle acque meteoriche nelle fratture (con rigonfiamento invernale per aumento di volume del ghiaccio rispetto allo stato liquido), abbia già in precedenza contribuito all'aggravarsi della situazione.

Immediatamente a monte del fronte roccioso ricoperto dalla rete a doppia torsione per una estensione di ulteriori circa 10 m la pericolosità è data dalla presenza massi isolati (anch'essi fratturati) che unitamente alle summenzionate fratture/tane facilitano la penetrazione nell'ammasso delle acque di ruscellamento.



Figura 4: dettaglio di cavità/tana a monte della parete rocciosa

È evidente che il verificarsi qualsiasi distacco di massi anche di piccole dimensioni, in considerazione della presenza tutt'altro che sporadica di traffico veicolare su via Dragodena, costituirebbe fonte di rischio inaccettabile cui porre rimedio studiando la migliore modalità di intervento.

PROGETTO DI INTERVENTO

Non essendo ipotizzabile l'asportazione di nessuno dei massi potenzialmente instabili presenti sul versante per non andare ad innescare ulteriori e non prevedibili conseguenze concatenate, si è ipotizzata la linea di intervento illustrata nello schema seguente.

1. Per tutta l'estensione della parete rocciosa con fronte di 15 m sarà eseguita la pulizia del ciglio superiore e della parete del versante con disgaggio delle porzioni di roccia più piccole e palesemente in precario stato di equilibrio.
2. Saranno eliminati tutti gli arbusti oggi presenti al fine di evitare che gli apparati radicali possano espandendosi all'interno delle fessurazioni esistenti andare ad instabilizzare ulteriori porzioni di roccia.

3. Sarà realizzato per un fronte di 15 m ed un estensione verticale complessiva di 21 m sulla parete e sul sovrastante versante un rafforzamento corticale costituito da ancoraggi in barre DIWIDAG, rete metallica e pannelli in fune metallica. I teli di rete a doppia torsione a maglia esagonale tipo 8x10 in filo galfan Ø 2,70 mm plastificata di ampiezza pari a 3 m saranno stesi lungo la parete con sviluppo verticale; dovranno essere collegati tra loro ogni 0.20 m con idonee cuciture eseguite con filo metallico della stessa tipologia di quello costituente la rete e saranno bloccati in sommità ed al piede della scarpata mediante una fune d'acciaio zincato Ø = 16 mm ad anima tessile. Le funi in sommità ed al piede saranno a loro volta vincolate a chiodi in barre metalliche tipo DIWIDAG Ø 32mm inghisate mediante iniezioni di malta cementizia entro perforazioni Ø 76 mm con passo 3 m e profonde 6 m con inclinazione positiva (verso il basso) di almeno 10° rispetto all'orizzontale. Al di sopra della rete metallica saranno disposti i pannelli in fune a trefoli d'acciaio zincato del diametro Ø 10 mm intrecciata in modo da formare maglie romboidali di lato nominale 300 x 300 mm; questi saranno vincolati alla roccia con ancoraggi disposti a maglia 3x3 m in corrispondenza approssimativa con ogni angolo del pannello e con densità media di 1 ogni 9 mq avendo cura ove possibile di posizionarli in corrispondenza delle depressioni più evidenti della parete rocciosa in maniera da garantire la massima aderenza del sistema di contenimento e rafforzamento. Il collegamento fra i pannelli in fune e tra questi e gli ancoraggi predisposti, sarà realizzato con funi d'acciaio della stessa tipologia e diametro di quella costituente l'orditura della maglia. I chiodi saranno realizzati in barre metalliche tipo DIWIDAG Ø 32mm inghisate mediante iniezioni di malta cementizia entro perforazioni Ø 76 mm profonde 6 m con inclinazione positiva (verso il basso) di almeno 10° rispetto all'orizzontale. Le barre potranno essere composte da spezzoni di almeno 2/3 m giuntati con manicotto in modo che, qualora durante la perforazione si riscontrassero condizioni dell'ammasso molto degradate sarà possibile proseguirla a maggiore profondità per avere maggiori garanzie di tenuta.

RIFERIMENTI

Nella redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

DOCUMENTI PROGETTUALI

- Studio geologico e geomeccanico a corredo del progetto di consolidamento corticale di una parete in roccia, fortemente fratturata - Relazione geologica – Modellazione sismica – a firma del Dott. Geol. Maurizio Zamboni.

Oltre a quanto contenuto negli elaborati di cui sopra, si è inoltre fatto riferimento alla seguente normativa italiana:

- D.M. del 14/01/2008: "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".
- Circolare del 2/02/2009, n. 617: "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008"
- A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

VALUTAZIONE DELLA VS30

Come ricavato dallo Studio geologico e geomeccanico a corredo del progetto di consolidamento corticale di una parete in roccia, fortemente fratturata a firma del Dott. Geol. Maurizio Zamboni la Vs30 è stata desunta sulla base di un'indagine sismica con tomografo digitale Tromino.

Da questa è risultato

$$Vs30 = 400 \text{ m/sec}$$

Il sito esaminato presenta un suolo di fondazione di tipo **B** ovvero: *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360m/s e 800m/s”.*

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

In accordo a quanto riportato sulla Studio geologico a firma del Dott. Geol. Maurizio Zamboni le azioni sismiche di progetto sono state determinate sulla base dei risultati del progetto S1-INGV, per la determinazione della pericolosità sismica del territorio italiano. Tale studio ha portato alla definizione di una mappa che fornisce, in base al periodo di ritorno del sisma, l'accelerazione a_g attesa su suolo di riferimento rigido, per sito pianeggiante.

Sulla scorta del D.M 14 gennaio 2008 “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” ed in base alla nuova classificazione sismica dei comuni italiani (allegato 1, punto 3 dell'OPCM 3274 del 20 marzo 2003) per i comuni appartenenti alla categoria sismica 3 la valutazione della a_g viene ora definita dal sito in base alla Latitudine ed alla longitudine che nello specifico per il sito situato nel comune di Zocca:

WGS84 Latitudine 44,331437° ° Longitudine 11,032321°

ED50 Latitudine 44.332383 ° Longitudine 11.033318 °

Il sito dell'INGV fornisce un a_g su suolo rigido per il sito in questione

$$a_g = 0,170g$$

compreso quindi fra 0,150÷0,175, considerando un tempo di ritorno di 475 anni ($V_N = 50$ anni, opera di classe II, cfr) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (50° percentile).

Il tempo di ritorno è valutato in funzione del periodo di riferimento V_R ed in base alla corrispondente probabilità di del suo superamento allo stato limite che si intende verificare. Il Periodo di riferimento viene calcolata in funzione della Vita nominale V_N per coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale V_N indica in numero di anni nel quale la struttura deve essere usata per lo scopo per cui è progettata.

	Tipi di costruzione	Vita nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹ °	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥100

Il coefficiente d'uso C_U è un parametro definito in base alla classe d'uso della struttura in funzione del livello di affollamento e dell'interesse strategico.

	Classe d'uso	Coefficiente d'uso C_U
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	0.7
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.	1.0
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.	1.5
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.	2.0

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite ultimi (SLU) e gli stati limite di esercizio (SLE) sono definitivi riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso includendo elementi strutturali, non strutturali ed impianti.

Definiti quindi Stato limite di operatività (SLO), Stato limite di danno (SLD), Stato limite Ultimo di salvaguardia della vita (SLV), Stato limite Ultimo di prevenzione del collasso (SLC), la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} sono definite in funzione degli stati limite considerati.

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLE	SLO	81 %
	SLD	63 %
SLU	SLV	10 %
	SLC	5 %

Fissata quindi la vita di riferimento e lo stato limite si ricava il tempo di ritorno:

$$T_R = - V_R / (\ln (1- P_{VR}))$$

Se $V_R < 35$ anni si pone comunque = 35 anni.

Nel caso di studio si avrà:

$$V_N (1) \geq 50$$

$$C_U (II) = 1.0$$

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Per definire l'azione sismica di progetto è necessario valutare la "Risposta Sismica Locale" e cioè quelle modifiche che un segnale sismico subisce rispetto a quello di base di un sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale.

$$a_{\max} = a_g \times S_t \times S_s$$

Ove

S_s = Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica

S_t = Coefficiente di Amplificazione Topografica

La norma prescrive che in condizioni sismiche debbono essere eseguite le stesse verifiche da realizzarsi in condizioni statiche con l'introduzione dei coefficienti sismici k_h e k_v che devono essere calcolati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_s (a_{\max} / g)$$

$$k_v = + 0.5 k_h$$

ove β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla tabella seguente

Accelerazione	A	B, C, D, E
	β	β
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0.30	0.28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0,1$	0.20	0.20

Poiché per il sito in esame è stata individuata una categoria del sottosuolo B ed una categoria topografica T4 il sito sarà soggetto ad un coefficiente di amplificazione sismica locale di PGA S , dato da:

$$S = S_s \times S_T = 1.68$$

Nel caso di studio si ricava quindi che per l'SLD:

$$S_s = 1,20$$

$$S_T = 1,40$$

$$C_c = 1,430$$

$$\beta_s = 0,20$$

$$k_h = 0,023$$

$$k_v = 0,012$$

$$a_{\max} = a_g \times S_T \times S_s = 1,144 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

mentre per l'SLV:

$$S_s = 1,20$$

$$S_T = 1,40$$

$$C_c = 1,410$$

$$\beta_s = 0.24$$

$$k_h = 0.064$$

$$k_v = 0.032$$

$$a_{\max} = a_g \times S_T \times S_s = 2,619$$

ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL - ANALISI DI II LIVELLO

Secondo le indicazioni della Regione Emilia Romagna nell'atto di "indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" finalizzato agli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica (DGR 2193/2015), si evidenzia per il territorio comunale di Zocca un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo rigido, cioè per $T = 0$, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g

$$(a_{\text{refg}}) = 0.159 \text{ g}$$

Nel caso di substrato marino affiorante caratterizzato da $V_s < 800 \text{ m/s}$, utilizzando le relative tabelle, riportate nell'Allegato 2 degli Indirizzi regionali per la microzonazione sismica, sono così calcolati i seguenti fattori di amplificazione $F.A$ sismica rispetto ad un suolo di riferimento:

- 1,8 = fattore di amplificazione in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA)
- 1,7 = fattore di amplificazione in termini di rapporto di Intensità di Housner (SI/SI_0) per $0.1s < T < 0.5s$
- 1,5 = fattore di amplificazione in termini di rapporto di Intensità di Housner (SI/SI_0) per $0.5s < T < 1.0s$

Adottando i parametri forniti l'accelerazione massima attesa al sito per lo stato limite SLV, per sottosuolo di categoria B, sarà pertanto data da:

$$a_{\max} = a_{\text{refg}} \times FA = 2.808$$

ove:

$$a_{\text{refg}} = 0.159$$

$$FA = 1.80$$

I coefficienti sismici k_h e k_v avranno quindi valore:

$$K_h = (\beta_s \times a_{\text{max}}) / g = 0.069$$

$$K_v = K_h / 2 = 0.034$$

CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri geomeccanici caratterizzanti la roccia costituente il versante in oggetto si richiama integralmente quanto riportato sulla Studio geologico in relazione al consolidamento di un fronte roccioso instabile a ridosso di abitazioni - Relazione geologica – Modellazione sismica – a firma del Dott. Geol. Maurizio Zamboni.

I valori caratteristici assunti quali input per il software di calcolo sono riassunti nel relativo paragrafo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare le caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti precedentemente richiamati.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche principali e di resistenza dei materiali:

Acciaio per barre DIWIDAG (cl. 900/1050)

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio

$$f_{tks} = 10500 \text{ daN/cm}^2$$

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio

$$f_{yks} = 9000 \text{ daN/cm}^2$$

coefficiente di sicurezza

$$\gamma_s = 1,15$$

resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yk} / \gamma_s =$

$$f_{yds} = 9130 \text{ daN/cm}^2$$

resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yks} / \sqrt{3} \gamma_s =$

$$f_{vds} = 4518 \text{ daN/cm}^2$$

modulo elastico dell'acciaio

$$E = 2,06 \text{ E}^{+06} \text{ daN/cm}^2$$

Miscela cementizia per iniezioni R_{ck} 30 MPa (Classe C25/30)

Miscela cementizia confezionata con cemento tipo 325 o sup, eventuale utilizzo di additivi antiritiro e/o fluidificanti ecc... secondo accordi con la D.L., metodo iniezione IGU.

Resistenza cubica a compressione caratteristica

$$R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata

$$f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 \quad 0,83 \times R_{ck}$$

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_m = 1,50$$

Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza caratteristica di aderenza

$$f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza di calcolo di aderenza

$$f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

PANNELLI DI RETE IN FUNE TIPO HEA 300/10

Pannelli di rete in fune realizzati con un'unica fune di orditura di acciaio ad anima metallica di grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2), aventi un diametro pari a 10 mm (UNI EN 12385-4), galvanizzata con lega eutettica Zinco-5%Alluminio in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A, intrecciata in modo da formare maglie romboidali di dimensioni nominali pari a 300x300 mm. La protezione anticorrosiva della rete sarà tale da non presentare tracce di ruggine rossa, a seguito di un test di invecchiamento accelerato in nebbia salina (test in accordo a UNI EN ISO 9227), su una superficie maggiore del 5% per un tempo di esposizione minimo di 1000 ore.

Gli incroci tra le funi di orditura sono rinforzati in modo da opporsi ad un'eventuale sollecitazione statica o dinamica, tendente a deformare il pannello. I rinforzi sono costituiti da nodi realizzati su entrambi gli spezzoni di fune costituenti gli spigoli della maglia, in doppio filo di acciaio avente un diametro di 3.0 mm conforme alla norma EN 10218-2, avente carico di rottura compreso fra 380 e 550 N/mm² e allungamento minimo pari al 10%, galvanizzato con Galmac (lega eutettica di Zinco – 5% Alluminio) in conformità a UNI EN 10244-2. I fili sono intrecciati meccanicamente in fase di produzione su entrambi i lati del pannello (doppia legatura con doppio filo). Il nodo, od altro sistema di chiusura, dovrà essere in grado di garantire una resistenza alla rottura (prova di trazione statica a strappo) non inferiore a 24 kN, resistenza che dovrà essere rilevata da idonea certificazione in originale da fornire alla Direzione Lavori.

La rete in fune avrà una resistenza a trazione nominale non inferiore a 295 kN/m, con una deformazione massima non superiore al 7% (test eseguiti in accordo a UNI 11437). La rete sarà caratterizzata da una resistenza a punzonamento nominale non inferiore a 450 kN, con una relativa deformazione massima non superiore a 310 mm, quando testata in accordo a UNI 11437.

Le dimensioni di massima dei pannelli non dovranno essere superiori a 18.00 m². La connessione tra pannelli di rete adiacenti e il collegamento tra la rete e gli ancoraggi predisposti verrà realizzata mediante l'impiego di funi di acciaio ad anima metallica di grado non inferiore a 1770 N/mm² (UNI EN 12385-2), aventi un diametro minimo pari a 10 mm (UNI EN 12385-4), galvanizzate con lega eutettica Zinco-5%Alluminio in conformità a UNI EN 10264-2 Classe A, in modo da creare una robusta ed omogenea cucitura fra gli stessi. Le funi di collegamento dovranno essere tesate e fissate con relativi morsetti in conformità alla norma UNI EN 13411-5.

RETE METALLICA A DOPPIA TORSIONE TIPO 8X10

Rete metallica a doppia torsione marcata CE, fabbricata in accordo con il Regolamento 305/2011 (ex Direttiva Europea 89/106/CEE) e con le "Linee Guida per la certificazione di idoneità tecnica all'impiego e l'utilizzo di prodotti in rete metallica a doppia torsione" approvate dal Consiglio Superiore LL.PP., Parere n.69, reso nell'adunanza del 2 luglio 2013 e con la UNI EN 10223-3:2013.

La rete metallica a doppia torsione deve essere realizzata con maglia esagonale tipo 8x10 tessuta con filo in acciaio trafilato avente un diametro pari 2.70 mm, galvanizzato con Galmac, lega eutettica di Zinco - Alluminio (5%), con un quantitativo non inferiore a 245 g/m² (classe A secondo la UNI EN 10244-2). Oltre a tale trattamento il filo sarà ricoperto da un rivestimento di materiale plastico di colore grigio che dovrà avere uno spessore nominale di 0.5 mm, portando il diametro esterno al valore nominale di 3.70 mm.

La resistenza a trazione nominale della rete dovrà essere non inferiore a 50 kN/m (test eseguiti in accordo alla UNI EN 10223-3:2013).

Capacità di carico massimo a punzonamento della rete dovrà essere non inferiore a 65 kN (test eseguiti in accordo alla UNI 11437).

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in SO₂ (0,2 dm³ SO₂ per 2 dm³ acqua) tale per cui dopo 28 cicli la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo alla EN ISO 6988)

La rete deve presentare una resistenza a corrosione in test in nebbia salina tale per cui dopo 6000h la percentuale di ruggine rossa non deve essere superiore al 5% (test eseguito in accordo

DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO

Al fine di dimensionare i componenti adottati per il rafforzamento corticale in progettazione si è utilizzato il codice di calcolo MacRo 1, software sviluppato dalle Officine Maccaferri e finalizzato a calcolare i sistemi di reti di rivestimento ancorati per la protezione dalla caduta dei massi.

INTRODUZIONE

Le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e la rocce (Figura 5).

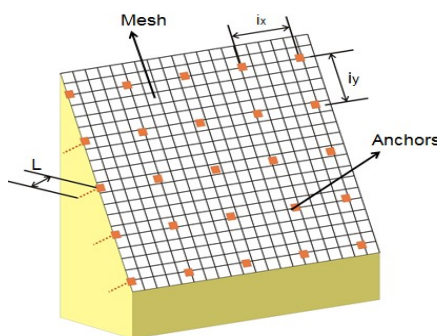


Figura 5 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

Le reti di rivestimento ancorate potrebbero essere incluse nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicate direttamente sulla zona instabile per evitare la caduta di massi. In questi termini differiscono totalmente dalle barriere paramassi che sono poste lontano dalla zona di distacco e possono solo ridurre l'effetto della caduta di massi. Ma dal punto di vista geomeccanico esse dovrebbero essere classificate come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo.

La progettazione delle reti di rivestimento ancorate non è affatto facile a causa delle numerose variabili, tra cui la topografia, proprietà degli ammassi rocciosi, geometria e proprietà dei giunti, la tipologia di rete e relative condizioni al contorno. Spesso la soluzione del problema può richiedere complesse modellazioni numeriche che non sono pratiche per ogni progetto, soprattutto se la progettazione è rivolta a interventi di modeste dimensioni. A causa di ciò, allo stato attuale, modelli all'equilibrio limite sono preferibili. Prendendo questo in considerazione e incorporando l'esperienza sul campo, Officine Maccaferri ha sviluppato MacRo1, l'approccio all'equilibrio limite per la progettazione delle reti di rivestimento. La procedura è approssimata, ma è sufficiente quando si considera il basso livello di accuratezza dei dati di ingresso, l'affidabilità dei risultati e la velocità dei calcoli.

DEFINIZIONI

I materiali presi in considerazione nel software sono i seguenti:

Rete: reti d'acciaio prodotte dalle Officine Maccaferri. Il software contiene una libreria con il comportamento della rete sotto punzonamento e carichi di trazione. La conoscenza di questi

comportamenti deriva da una serie di test di laboratorio effettuati in conformità alla norma UNI 11437: 2012. Il software non consente l'inserimento di altri tipi di rete.

Ancoraggi: Le barre in acciaio utilizzate per i sistemi di reti di rivestimento ancorate sono preferibilmente filettate. Gli ancoraggi sono installati in fori precedentemente realizzati con specifiche macchine perforatrici. Gli ancoraggi devono essere centrati nei fori e poi ricoperti di malta per tutta la loro lunghezza. Normalmente la malta ha una resistenza alla compressione da 20 a 50 MPa per garantire un efficiente stress di aderenza tra la barra di acciaio e la roccia. La malta ha anche la funzione di proteggere l'acciaio dalla corrosione. Il diametro di queste barre è generalmente da 20 a 50 mm. Spesso, il diametro di foratura è di circa 2.0-2.5 volte il diametro della barra. La lunghezza degli ancoraggi (L) nella maggior parte dei casi è compresa tra 2.5 a 4.0 m, e la spaziatura (i_x e i_y - vedi Figura) è compresa tra 2.0 e 4.0 m. Sui versanti rocciosi, gli ancoraggi lavorano prevalentemente in condizioni di taglio, perché spesso sono installati perpendicolarmente alla superficie di scorrimento. Quindi, la progettazione degli ancoraggi richiede la definizione del tipo di acciaio e del diametro. Il software ammette l'utilizzo di qualsiasi tipo di ancoraggio in acciaio.

Rete di rivestimento ancorata: in questo testo, le terminologie reti di rivestimento ancorate, reti di protezione, rinforzi corticali e stabilizzazioni superficiali sono intercambiabili. Nelle reti di rivestimento ancorate, l'ancoraggio e la rete devono collaborare, e l'ancoraggio in realtà dovrebbe stabilizzare la facciata del pendio. Molto spesso l'effettiva spaziatura degli ancoraggi è compresa tra 2 e 3 m: Il progettista deve ricordare che maggiore è la distanza, tanto minore è l'ingranamento tra i blocchi instabili. Grande spaziatura tra gli ancoraggi significa frequente caduta di massi e carichi pesanti sul fronte della rete. È sempre possibile scegliere spaziatura superiore a 3.0 m, ma l'intervento progressivamente perde di efficacia.

CONCETTI GENERALI

Coesistenza di ancoraggi e rete

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad un pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale; il più sfavorevole ha inclinazione " α " (Figura).

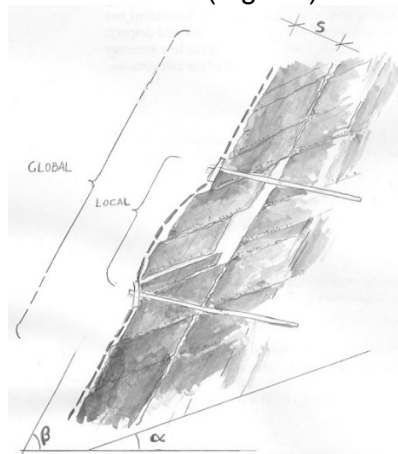


Figura 6 – Pendio con la superficie instabile erosa

Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una di queste due condizioni succede:

- L'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato β . Questo è il problema della stabilità globale delle superficie erose; esso è risolto dal raster di ancoraggi (Figura a sinistra).

- Uno o più blocchi cadono dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc...). Il software considera solo lo scorrimento planare sul piano α , che è il caso più sfavorevole. Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale della superficie erosa; la rete fissata con gli ancoraggi risponde alla instabilità locale (Figura a destra).

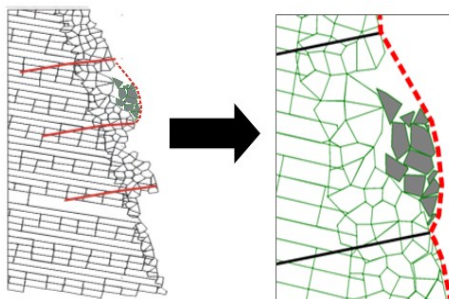


Figura 7 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

Soluzione concettuale

Sia rete che ancoraggi possono solo sviluppare reazioni appena l'ammasso di roccia si muove (sistema passivo). MacRo 1 analizza separatamente i meccanismi di ancoraggio e di rete paramassi. Ma poiché la distanza tra gli ancoraggi cambia notevolmente il carico sul fronte della rete, l'utente seguirà questo processo iterativo (Figura):

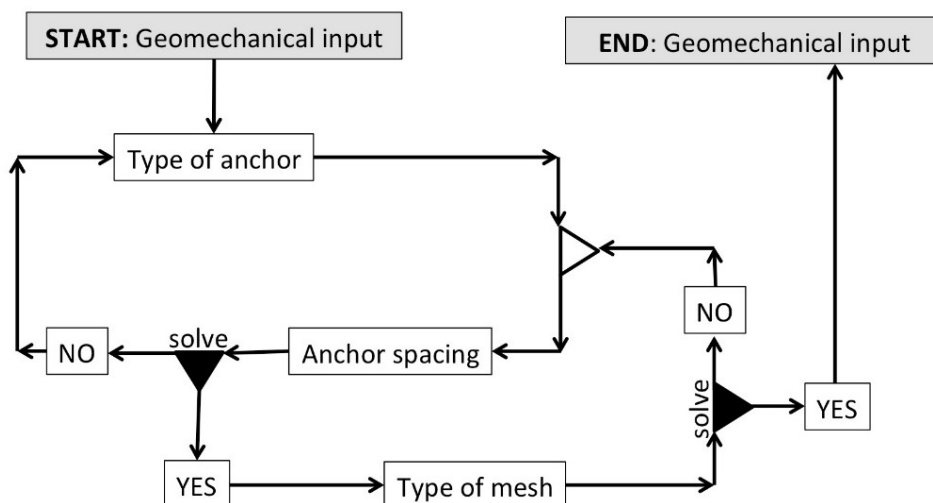


Figura 8 – Soluzione concettuale per il calcolo degli ancoraggi e della rete

Approccio progettuale

L'approccio progettuale adottato segue solo i concetti generali degli Eurocodici (UNI ENV 1997-1: 2005). In questi termini MacRo 1 permette di aumentare le forze destabilizzanti e ridurre le resistenze per mezzo di opportuni coefficienti di sicurezza, che devono essere calibrati con la metodologia probabilistica. Purtroppo gli Eurocodici non possono correttamente essere applicati nel campo geomeccanico e le reti di rivestimento ancorate sono abbastanza lontane dai problemi

standard. È per questo che i coefficienti di MacRo 1 sono stati fondati su parametri specifici come la morfologia del pendio o il comportamento della rete. L'utilizzatore deve scoprire i giusti coefficienti considerando quello che è stato visto direttamente in sito. Questo approccio è più realistico e aiuta nella progettazione di reti di rivestimento ancorate.

Macro 1 calcola la griglia degli ancoraggi al fine di ottenere una condizione di equilibrio più favorevole della massa rocciosa erosa.

Secondo la comune prassi di progettazione, MacRo 1 propone il calcolo della rete di rivestimento agli stati limite ultimo e di esercizio. Lo stato limite ultimo permette capire se la rete può essere rotta a causa del carico, mentre lo stato limite di esercizio permette di prevedere la deformazione della rete di rivestimento perpendicolarmente al piano della rete. La conoscenza della deformazione è molto utile perché:

- Quando la deformazione raggiunge il limite di progettazione, significa che è necessaria la manutenzione (pulizia) della rete di rivestimento prima che ulteriori spostamenti determinano la rottura della rete. Il programma di intervento a carico del proprietario è rappresentato da un semplice controllo visivo.
- Una rete troppo deformata implica un facile distacco degli ancoraggi e minore durata dell'intervento. Il progettista deve essere consapevole di questo e prevedere di conseguenza il tipo giusto di rete.
- Dal momento che le reti sono in gran parte deformabili, la rete di rivestimento potrebbe interferire con le infrastrutture vicine o i veicoli.

DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI

Forze del sistema geomeccanico

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

$$\text{Forze stabilizzanti} = W \sin \beta = \text{forze destabilizzanti} \quad [1]$$

Dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

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

con

R = contributo stabilizzante degli ancoraggi

c = coefficienti sismici

ϕ = angolo di attrito residuo del giunto

L'equazione [2] è scritta in accordo con il concetto di intervento passivo.

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 diventa semplicemente:

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

oppure

$$FS_{slp} \geq FD_{slp} \quad [4]$$

Assumendo

$$F_{Dslp} = W (\sin \beta + c \cos \beta) \gamma_{DW} = \text{Somma delle forze destabilizzanti} \quad [5]$$

E

$$F_{Sslp} = W \sin \beta (1 - c) / \gamma_{RW} + R = \text{Somma delle forze stabilizzanti} \quad [6]$$

L'equazione [3] consente di determinare la forza dell'ancoraggio 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 giunto di scorrimento.

I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH} \quad [7]$$

Dove:

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare lo 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 (Figura). Si deve considerare che lo spessore dello strato instabile non è omogeneo, localmente il suo spessore potrebbe essere più o meno spesso.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale a 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. Per esempio si può notare che per le rocce non omogenee (ad esempio nei flysch, ammassi rocciosi dove ci sono sottili strati di argilla alternati a marne), la rete e gli ancoraggi possono avere localmente un pesante carico, mentre in altri luoghi il carico è più basso anche a parità di volume instabile (Figura).
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento degli ancoraggi e innescare un indebolimento dell'intero sistema (Figura). Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o l'ammasso roccioso è soggetto ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

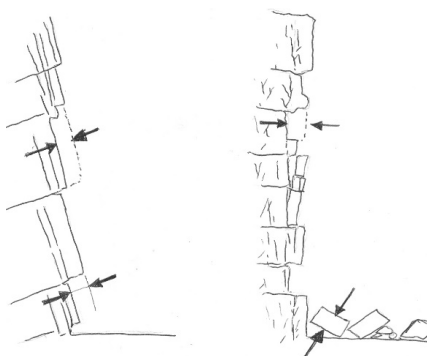


Figura 9 – Spessore "s" dell'ammasso roccioso instabile valutato con sondaggio geomeccanico (sinistra) o tramite stima approssimata delle nicchie di distacco e della dimensioni degli ammassi (destra)

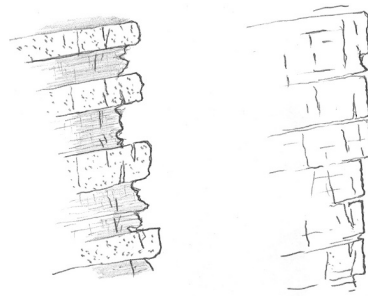


Figura 10 – Ammassi rocciosi di diversa litologia; sinistra: ammasso roccioso non omogeneo (per esempio flysch); destra: ammasso roccioso omogeneo (per esempio marna)

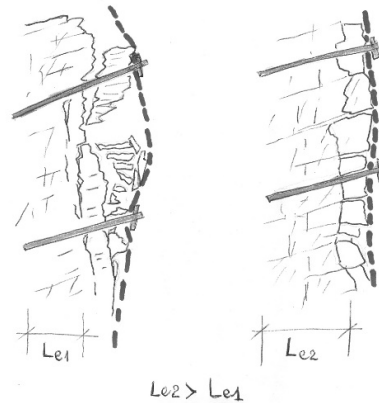


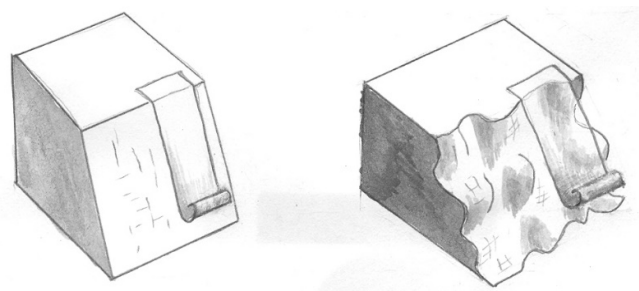
Figura 11 – Sinistra: L'erosione velocemente denuda gli ancoraggi. Destra: Nonostante l'ammasso roccioso sia fortemente ancorato, l'erosione è lenta. Se la velocità di erosione è lenta, le lunghezze di ancoraggio "Le1" e "Le2" nell'ammasso stabile sono sufficienti da contenere la porzione superficiale instabile per un lungo periodo

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del pendio, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

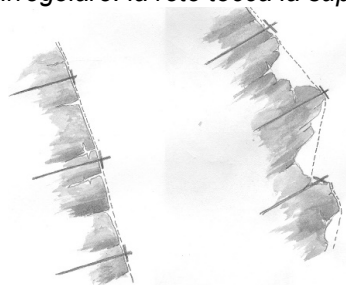
$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL} \quad [8]$$

dove:

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del pendio. 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 (Figura e Figura).
- 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.



*Figura 12 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio.
Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti*



*Figura 13 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio.
Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti*

Tabella 1 – Riassunto dei coefficienti di sicurezza da applicare alle forze destabilizzanti e resistenti

Fattore parziale o dei carichi	Descrizione	Valore
γ_T	Se lo spessore superficiale della massa rocciosa instabile è definito da: <ul style="list-style-type: none"> - Sondaggio geomeccanico: - Stima visuale o approssimata: 	1.20 1.30
γ_W	Se il peso specifico della roccia è: <ul style="list-style-type: none"> - omogeneo: - non omogeneo (es. flysch): 	1.00 1.05
γ_B	Se la roccia: <ul style="list-style-type: none"> - non presenta un comportamento anomalo (es. roccia compatta): - è soggetta ad erosione e/o condizioni ambientali che possono indebolire l'ammasso roccioso 	1.00 1.05
γ_{MO}	Se la morfologia della roccia è: <ul style="list-style-type: none"> - regolare (la rete giace in contatto con la superficie del pendio, quindi i movimenti dell'ammasso roccioso sono limitati): - irregolare (la rete non è in aderenza con la superficie del pendio, quindi i blocchi instabili possono muoversi facilmente): 	1.10 1.30
γ_{OL}	Se ci sono oppure non ci sono carichi esterni agenti sul sistema: <ul style="list-style-type: none"> - i carichi applicati non sono significativi: - addizionali carichi esterni non trascurabili sono applicati (es. neve, ghiaccio, vegetazione, ecc.) 	1.00 1.20

I coefficienti di sicurezza sopracitati (formula [7] e [8]) sono stati calibrati per ottenere i seguenti range di valori (Tabella 2):

Tabella 2 – Coefficienti di sicurezza globali applicati alle forze stabilizzanti e destabilizzanti finali

Coefficiente di sicurezza	Valore minimo	Valore massimo
Forze stabilizzanti	1.20	1.43
Forze destabilizzanti	1.10	1.56

Con questa procedura il coefficiente di sicurezza globale applicato al sistema geomeccanico approssimativamente varia tra 1.5 e 3.2 in accordo con la comune esperienza e i codici di calcolo.

Contributo stabilizzante degli ancoraggi

Le barre d'ancoraggio di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente R, che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il giunto di scorrimento, è derivata utilizzando la massima direttrice di lavoro:

$$R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e \quad [9]$$

dove:

$$m = \cotg (\varepsilon + \delta) \quad [10]$$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare al giunto di scivolamento, uguale a

$$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_o, \quad [11]$$

dove θ_o è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale.

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

$$N_e = \text{resistenza della barra (in condizioni di limite elastico)} = ESS \sigma_{adm} = ESS \sigma_{ST} / \gamma_{ST} \quad [12]$$

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio.

$$ESS = \text{area efficace della barra di acciaio} = \pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2) \quad [13]$$

f_e = diametro esterno della barra di acciaio

f_c = spessore di corrosione della corona esterna

f_i = diametro minore della bara di acciaio

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

$$\delta \approx \frac{JRC \cdot \log \left[\frac{JCS}{\sigma_{plan}} \right]}{3} \quad [14]$$

dove:

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

α = inclinazione del giunto di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul giunto di scorrimento

$$JRC = \text{coefficiente di rugosità del giunto} = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)} \quad [15]$$

$$JCS = \text{resistenza a compressione semplice del giunto} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)} \quad [16]$$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

Le equazioni dalla [14] alla [16] riguardano esclusivamente la determinazione della dilatanza che aumenta il contributo stabilizzante R dell'ancoraggio soprattutto quando viene messo perpendicolare ad un piano molto accidentato. MacRo 1 deve adottare un approccio conservativo perché sugli ammassi rocciosi superficiali i giunti sono spesso aperti, o con ripieno di argilla, a volte con processi erosivi avanzati, la resistenza a compressione monoassiale è molto bassa; altre volte l'ammasso roccioso è disturbato da scavi. In queste condizioni gli ancoraggi lavorano principalmente con la resistenza a taglio della barra di ancoraggio. In mancanza di dati di input, l'utente deve ricordare le seguenti indicazioni:

- La rugosità JRC e la resistenza alla compressione monoassiale JCS devono essere stimate per i giunti di scorrimento più sfavorevoli. MacRo 1 assume che il giunto (parallelo alla facciata del pendio) ha tale resistenza più sfavorevole, e gli ancoraggi sono calcolati di conseguenza.
- Se JRC è sconosciuto, può essere posto uguale a 0.
- Se JCS è sconosciuto, può essere posto uguale a 5 MPa.
- Se l'inclinazione del giunto di scorrimento α è sconosciuta, può essere stimato tra 40° e 50° per ottenere un grande volume in scivolamento su un piano molto ripido.

Valutazione della lunghezza degli ancoraggi

Nella valutazione della lunghezza degli ancoraggi viene considerato quanto segue:

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

- c) La barra d'acciaio è in grado di sviluppare la resistenza al taglio, perché roccia e malta sviluppano la stessa forza opposta. Ma siccome roccia e malta sono più deboli dell'acciaio, in genere la roccia plasticizza vicino la superficie di scorrimento. La quantità di volume che plasticizza dipende dal tipo di roccia.

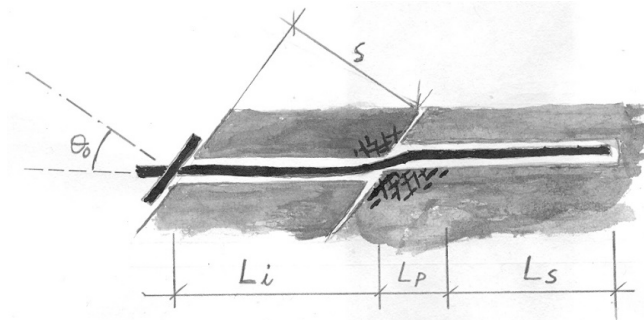


Figura 14 – Barra di ancoraggio nell'ammasso roccioso. L_i = Lunghezza attraversante l'ammasso instabile; L_p = Lunghezza nell'ammasso roccioso plasticizzato; L_s = Lunghezza nell'ammasso roccioso stabile

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p \quad [17]$$

Assumendo:

$$L_s = \text{lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso} = P / (\pi \phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}}) [18]$$

$$L_i = \text{lunghezza nella porzione alterata} = s / \cos \varepsilon \gamma_{\text{dw}} \quad [19]$$

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso. I valori variano tra 0.05 m per rocce dure (per esempio granito oppure basalto) fino a 0.30 m per rocce deboli (ad esempio marne), ed eccezionalmente fino a 0.45 m per rocce molto deboli (per esempio tufo).

Con:

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia. Secondo gli Eurocodici EC7, non dovrebbe essere preso minore di 1.8.

P = carico di sfilamento; più grande di:

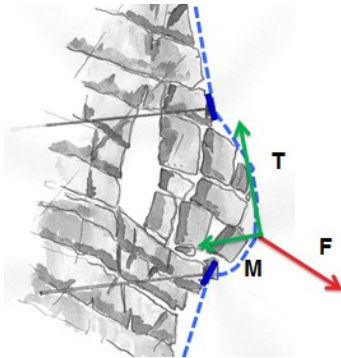
$$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_o)) i_x = \text{carico di sfilamento dovuto alla rete} \quad [20]$$

$$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_o) = \text{carico di sfilamento dovuto all'instabilità del pendio} \quad [21]$$

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

DIMENSIONAMENTO DELLA RETE

Stato limite ultimo



Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del pendio 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. (Figura 2 e Figura 3):

F - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra gli ancoraggi su un piano con inclinazione α .

Figura 2 – Rete deformata con forze

T - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi che scivolano 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 ancorato 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 gli ancoraggi (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

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

$$T_{adm} - T \geq 0 \quad [22]$$

dove

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{adm} = T_m / \gamma_{MH} \quad [23]$$

Dove

T_m = Resistenza a trazione della rete

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.50. Questo coefficiente di sicurezza è basata su osservazioni empiriche su prove di punzonamento effettuate a Pont Boset con Torino Tech University e Lab IUAV dell'Università di Venezia, dove si è notato che la rete compresa tra gli ancoraggi non dà un contributo pieno nel contenere la parte inferiore dell'ammasso e lo stress fondamentalmente viene assorbito dagli ancoraggi. Questi ultimi sopportano una forza Q compresa tra 30 e 55 kN per ancoraggio.

La vera distribuzione delle sollecitazioni è stata ottenuta con analisi numerica. La tensione agente sulla rete dipende dalla rigidezza della membrana: maggiore è la rigidità, maggiore è la capacità della rete di essere come un vincolo tra gli ancoraggi. La rete rigida è più efficace, di conseguenza. Dal punto di vista teorico, minore è la rigidità, maggiore dovrebbe essere il coefficiente di sicurezza, poiché la sollecitazione è concentrata soprattutto sugli ancoraggi e non omogeneamente distribuita sulla rete.

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M – Figura 3), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]:

$$M = F \sin (\beta - \alpha) i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \sin (\beta - \alpha) i_x \quad [24]$$

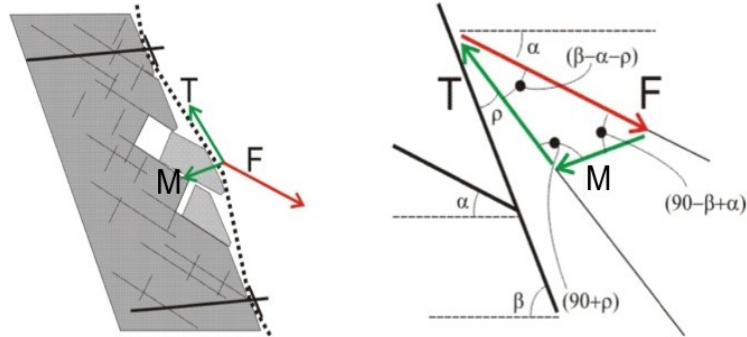


Figura 3 – Schema delle forze agenti sulla rete

Dove:

$$M_{bdrv} = Mb (\sin \alpha + c \cos \alpha) \gamma_{DW} = \text{forze agenti} \quad [25]$$

$$M_{bstb} = (Mb \sin \alpha (1 - c)) \gamma_{RW} = \text{forze resistenti} \quad [26]$$

$$Mb = V \gamma = \text{peso dell'ammassa di roccia instabile} \quad [27]$$

V = volume instabile massimo tra gli ancoraggi (Figura 4, Figura 5, Figura 6), che è calcolato secondo le indicazioni date nel paragrafo 0.

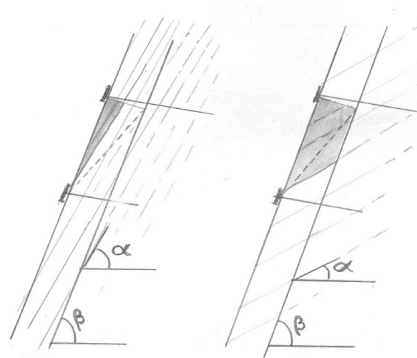


Figura 4 – Forma dei volumi di roccia che possono muoversi tra gli ancoraggi: triangolare (sinistra) e trapezoidale (destra)

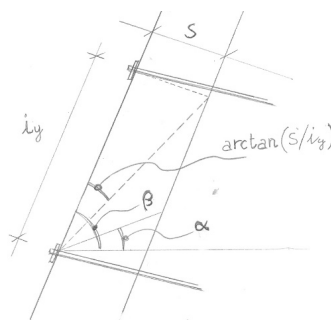


Figura 5 – Geometria del volume tra gli ancoraggi

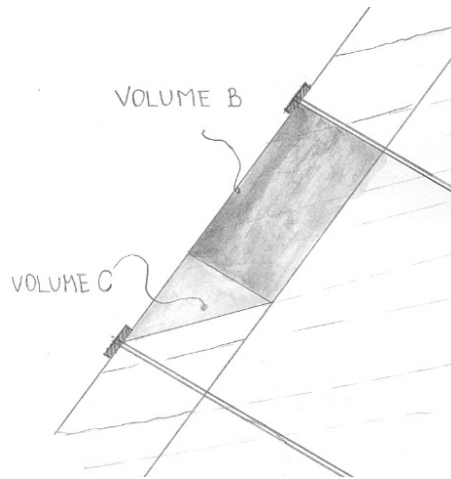


Figura 6 – Volumi B e C tra gli ancoraggi

Volume massimo di roccia VS spinta su rete di rivestimento

MacRo 1 suppone che il volume massimo spingente sulla rete abbia i seguenti confini (Figura 5):

- sopra: delimitata dagli ancoraggi (per semplicità gli ancoraggi sono sempre considerati perpendicolari alla superficie del pendio).
- sotto: superficie di scorrimento inclinata α . La superficie di scorrimento interseca la superficie del pendio in corrispondenza della testa del tassello inferiore.
- dietro: superficie di scorrimento inclinata β .

Ci sono diverse procedure per il calcolo del volume massimo di roccia che può muoversi tra gli ancoraggi. Qui di seguito viene descritta quella seguita dall'algoritmo analitico di MacRo 1.

$$\text{Se } \alpha \geq \beta - (\arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta \quad [28]$$

Allora il volume semplicemente diventa (forma triangolare in Figura 4 a sinistra)

$$\text{Volume A} \quad V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha) \quad [29]$$

$$\text{Altrimenti se } \alpha < \beta - \arctan(s/i_y) \quad [30]$$

Possono essere distinti i seguenti volumi (**Figura 6**)

$$\text{Volume B} \quad V = i_y s - s^2 / \tan(\beta - \alpha) \quad [31]$$

$$\text{e volume C} \quad V = 0.5 s^2 / \tan(\beta - \alpha) \quad [32]$$

MacRo 1 determina il massimo volume teorico come la somma di:

$$V = \text{Volume A} + \text{Volume B} + \text{Volume C} \quad [33]$$

Deformazione della rete a punzonamento ed effetto di scala

MacRo 1 suppone che in ogni caso il carico di punzonamento sulla rete possa essere superiore al peso del volume di roccia tra gli ancoraggi. Poi MacRo 1 controlla se:

$$M/i_x / \sin (\beta - \alpha - \rho_p) < M_b \sin \beta \quad [34]$$

allora

$$T = M / i_x / \sin (\beta - \alpha - \rho_p)$$

altrimenti

$$T = M_b \sin \beta \quad [35]$$

Con

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M . È direttamente misurata da dati sperimentali.

$$\rho_p = \text{angolo della deformazione della rete} \approx \arctg (2 Z_{bulg} / i) \quad [36]$$

$$i = \text{spaziatura media tra gli ancoraggi} = (i_x * i_y)^{0.5} \quad [37]$$

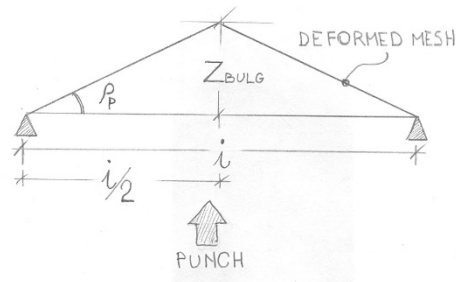


Figura 20 – Schema della geometria della rete con carico di punzonamento

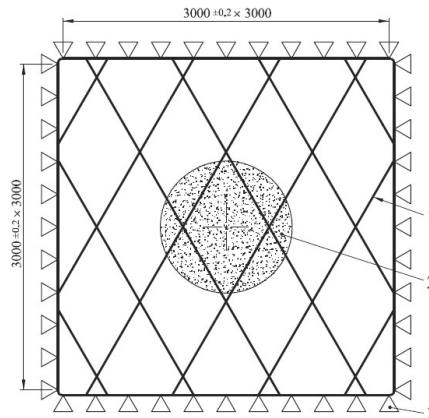


Figura 27 – Vista in pianta del punch test in accordo con UNI 11437:2012. Legenda: 1 = rete testata; 2 = dispositivo di punzonamento (1.0 m di diametro); 3 = vincolo perimetrale tra rete e telai

Quando il carico induce il massimo spostamento Z_{bulg} , il processo di rottura della rete inizia. Lo spostamento massimo a punzonamento Z_{bulg} è legato alla dimensione del campione: in base ai risultati delle prove effettuate, è possibile dire circa che più grande è la dimensione del campione, maggiore è lo spostamento (effetto di scala). La legge generale dell'effetto di scala è assunto in forma semplificata

$$x = x_0 \mu_x \quad [38]$$

$$y = y_0 \mu_y \quad [39]$$

dove

(x, y) = generica coordinata del grafico scalato

(x_0, y_0) = generica coordinata del grafico di riferimento

(μ_x, μ_y) = costanti correlanti il grafico scalato a quello di riferimento

Poiché le curve sono state determinate secondo norma UNI 11437 (un campione di dimensioni 3.0 x 3.0 m), la dimensione di riferimento per la descrizione di effetto di scala è di 3.0 m (Figura 27).

MacRo 1 modifica automaticamente la tipica curva forza spostamento considerando l' "effetto scala".

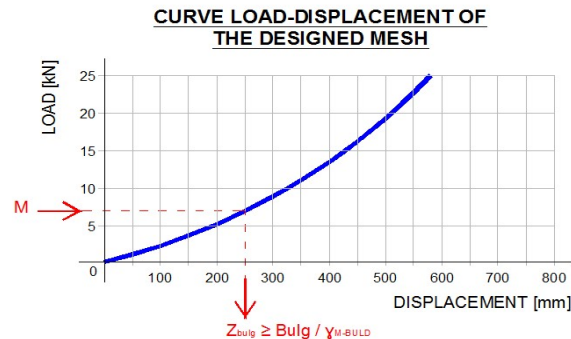


Figura 22 – Esempio di curva forza-spostamento utilizzata per la progettazione della rete allo Stato Limite di Esercizio

Dimensionamento della rete: stato limite di esercizio

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione del rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del pendio come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

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

dove

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

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.50 (rivestimento correttamente installato su un pendio con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un pendio con una morfologia irregolare). Il coefficiente di sicurezza riduce la deformazione massima desiderata e ottiene il relativo carico ammissibile automaticamente.

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti sulla base del carico di punzonamento M (Figura 22).

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AICAP, (1993): Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni.

Bertolo P. , Giacchetti G., 2008 - An approach to the design of nets and nails for surficial rock slope revetment – in Interdisciplinary Workshop on Rockfall Protection, June 23-25 2008, Morshach, Switzerland.

- Bertolo P., Ferraiolo F., Giacchetti G., Oggeri C., Peila D., e Rossi B., (2007): Metodologia per prove in vera grandezza su sistemi di protezione corticale dei versanti – GEAM Geoingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIV, N. 2, Maggio-Agosto 2007.
- Bertolo P., Oggeri C., Peila D., 2009 – Full scale testing of draped nets for rock fall protection - Canadian Geotechnical Journal, No. 46 pp. 306-317.
- Bessegghini F., Deana M., Di Prisco C., Guasti G., 2008 – Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti di terreno, Rivista GEAM Geoingegneria ambientale e Mineraria, Anno XLV, N. III dicembre 2008 (125) pp. 25-30
- Bonati A., e Galimberti V., (2004): Valutazione sperimentale di sistemi di difesa attiva dalla caduta massi – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” - Trento 2004, Peila D. Editor.
- Castro D., 2008 – Proyectos de investigación en la Universidad de Cantabria - Il Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
- Cravero M., Iabichino G., Oreste P.P., e Teodori S.P. 2004: Metodi di analisi e dimensionamento di sostegni e rinforzi per pendii naturali o di scavo in roccia – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferraiolo F., e Giacchetti G., (2004): Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa – in atti “Bonifica dei versanti rocciosi per la difesa del territorio” – Trento 2004, Peila D. Editor.
- Ferrero A.M., Giani G.P., Migliazza M., (1997): Interazione tra elementi di rinforzo di discontinuità in roccia - atti “Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi” – IV Conv. Naz. Ricercatori universitari – Hevelius pp. 259 – 275.
- Flumm D., Ruegger R. (2001): Slope stabilization with high performance steel wire meshes with nails and anchors – International Symposium Earth reinforcement, Fukuoka, Japan.
- Goodman, R.E. and Shi, G. (1985), Block Theory and Its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, London.
- Hoek E., e Bray J.W., (1981): Rock slope engineering - IMM – London.
- Jacob V., (2009): Engineering, unpublished thesis, Technical University Torino.
- LCPC, (2001): Parades contre les instabilités rocheuses - Guide technique - Paris.
- Majoral R., Giacchetti G., Bertolo P., 2008 – Las mallas en la estabilización de taludes – Il Curso sobre protección contra caída de rocas – Madrid, 26 – 27 de Febrero. Organiza STMR Servicios técnicos de mecánica de rocas.
- Muhunthan B., Shu S., Sasiharan N., Hattamleh O.A., Badger T.C., Lowell S.M., Duffy J.D., (2005): Analysis and design of wire mesh/cable net slope protection - Final Research Report WA-RD 612.1 - Washington State Transportation Commission Department of Transportation/U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Pellet F., e Egger P., (1995): Analytical model for the behaviour of bolted rock joints and practical applications. In proceedings of international symposium Anchors theory and practice. Widmann R. Editor. A.A. Balkema.
- Phear A., Dew C., Ozsoy B., Wharmby N.J., Judge J., e Barley A.D., (2005): Soil nailing – Best practice guidance - CIRIA C637, London, 2005.
- Ruegger R., e Flumm D., (2000): High performance steel wire mesh for surface protection in combination with nails and anchors – Contribution to the 2nd colloquium “Construction in soil and rock” – Accademy of Esslingen (Germany).
- Saderis A., (2004): Reti in aderenza su versanti rocciosi per il controllo della caduta massi: aspetti tecnologici e progettuali – Tesi di Laurea in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio, unpublished thesis, Technical University Torino.
- Torres Vila J.A., Torres Vila M.A., e Castro Fresno D., (2000): Validation de los modelos físicos de análisis y diseño para el empleo de membranas flexible Tecco G-65 como elemento de soporte superficial en la estabilización de taludes.

- Valfrè A., (2007): Dimensionamento di reti metalliche in aderenza per scarpate rocciose mediante modellazioni numeriche – GEAM Geoingegneria Ambientale e mineraria, Anno XLIII, N. 4, Dicembre 2006.
- Wyllie D.C., e Mah C.W., (2004): Rock slope engineering civil and mining - 4th edition – Spon Press London and New York.

VERIFICHE DI DIMENSIONAMENTO

DATI DI INPUT

Di seguito si riassumono i principali dati di input ricavati dalla relazione geologica e dalle considerazioni sopra esposte ed ipotizzati, utilizzati ai fini del dimensionamento dell'intervento di rafforzamento corticale di rivestimento con pannelli in fune come precedentemente descritto e delle relative barre di ancoraggio (a favore di sicurezza non si considera il contributo ritentivo esercitato sull'ammasso instabile dalla rete metallica ma solo quello del pannello in fune).

- Peso di volume della roccia costituente il versante: 23 kN/m³ (valore ricavato da letteratura)
- Pendenza della scarpata rocciosa: 78°
- Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS): 6,28 MPa
- Rugosità (JCR): 3
- Inclinazione del giunto più pericoloso: 44°
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 3,00 m
- Fattore di sicurezza sullo spessore instabile: 1,30
- Tensione unitaria di adesione all'interfaccia tra miscela di intasamento e roccia: 0,5 MPa.

ELABORAZIONE DI CALCOLO

Di seguito si riporta il report dei calcoli di verifica eseguiti mediante codice di calcolo MACRO1 (sviluppato dalla OFFICINE MACCAFERRI).

Nel report sono riassunti tutti i dati di input ricavati sulla base delle considerazioni sopra riportate.

Dalla lettura del report risulta che:

- **la verifica degli ancoraggi** (bar design check), che valuta il rapporto tra le azioni stabilizzanti ed instabilizzanti agenti sui chiodi connesse alla possibile instabilità del volume di roccia trattenuto direttamente dal singolo ancoraggio e di tutti i coefficienti riduttivi ed amplificativi dipendenti dalle indeterminazioni nella valutazione delle varie componenti del calcolo, **è soddisfatta con FS=1,02**
- **la verifica del rivestimento** (mesh design check), che valuta il rapporto tra le azioni stabilizzanti ed instabilizzanti connesse alla possibile instabilità di un volume di roccia compreso all'interno della maglia degli ancoraggi ed agente sul rivestimento medesimo, nonché di tutti i coefficienti riduttivi ed amplificativi dipendenti dalle indeterminazioni nella valutazione delle varie componenti del calcolo, **è soddisfatta con FS=3,66**
- **la verifica dello stato limite di servizio** (serviceability design check), il rapporto tra la massima deformazione ammissibile e la massima deformazione attesa sul rivestimento, **è soddisfatta con FS=1,17**

● Informazioni sul progetto

Titolo	VIA DRAGODENA - LOC. LAME	Descrizione
Numero		
Cliente	COMUNE DI ZOCCA (BO)	
Progettista		

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	78
Spessore instabile [m]	3.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	23.00
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile [m]	1.00

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	44
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	6.28
Rugosità JCR	3.00

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.07
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	HEA 300 Ø 10
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	299.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.25

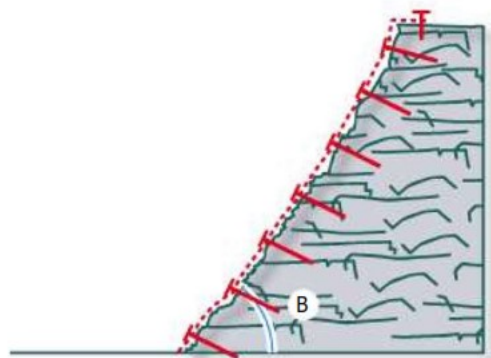
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	10

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Barre a filettatura continua ad alta resistenza
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	32
Spessore della corona di corrosione [mm]	1
Tensione di snervamento [MPa]	950.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.70



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.30
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.05
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.05
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.43

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.60
------------------------------	------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.20

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.10
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.50

● Risultati

Bar design check (Slope SF)

1.02 Soddisfatta

Mesh design check

3.66 Soddisfatta

Serviceability design check

1.17 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento [kN]	707.35
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	690.44
Rapporto forze stabilizzanti / destabilizzanti	1.02

Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	2.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	863.64
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	706.86
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio [kN]	312.31
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	47.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	47.10
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	10.31
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	47.10
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	3.40
Lunghezza minima delle barre [m]	5.60

Stato Limite di Servizio

Deformazione ammissibile [m]	0.21
Deformazione attesa [m]	0.18
Rapporto tra deformazione ammissibile e def. attesa	1.17

Progettazione della rete

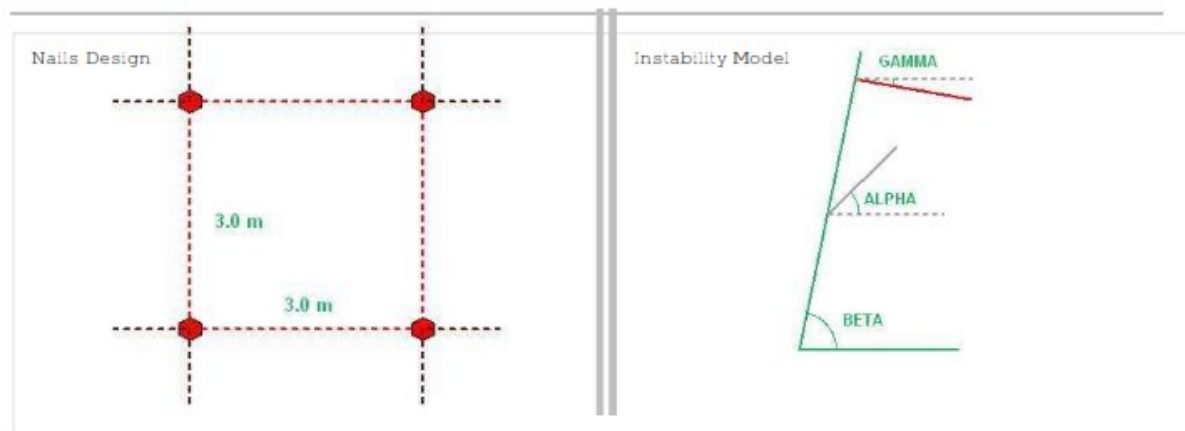
Resistenza a trazione ammissibile della rete [kN/m]	119.60
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	32.69
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	3.66

Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	3.04
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.00
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	3.04
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	69.81
Sommatoria delle forze destabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	58.25
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	31.54
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	44.81
Angolo tra il piano della rete e la parete (valore medio) [°]	6.81

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.05
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	1.61
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	27.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	621.00

Geometry



CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato dimensionato l'intervento di rafforzamento corticale paramassi da realizzarsi su una pendice rocciosa instabile prospiciente alla strada comunale denominata via Dragodena in comune di Zocca (MO) e resosi necessario per l'evidente inadeguatezza del sistema di contenimento in rete metallica sommariamente ancorata attualmente presente in situ.

Da quanto emerso dalle verifiche la messa in opera di un sistema di chiodi in barre DIWIDAG Ø 32mm, di lunghezza 6m, disposto con maglia 3x3m, abbinato ad un rivestimento composito in rete metallica a doppia torsione tipo 8x10 in filo galfan plastificato Ø 2,70mm e pannelli in fune a trefoli d'acciaio zincato del diametro Ø 10 mm intrecciata in modo da formare maglie romboidali di lato nominale 300 x 300 mm risulta idonea stabilizzare il versante roccioso prevenendo possibili distacchi.

Per i dettagli costruttivi dell'intervento si rimanda agli elaborati grafici.

Nel dimensionamento e verifica oggetto della presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto derivanti dalla "Relazione geologica geotecnica e sulla modellazione sismica a firma del Dott. Geol. Maurizio Zamboni.

Durante i lavori dovranno essere verificate in particolare le specifiche condizioni locali del versante al fine di valutarne la rispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la corrispondenza tra previsioni stratigrafiche indicate nella presente relazione ed andamento della perforazione. Particolare cura dovrà essere posta in dette osservazioni soprattutto per quanto riguarda la realizzazione degli ancoraggi nel caso di ricoprimenti in materiale avente caratteristiche inferiori a quelle del presente progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentarne convenientemente le lunghezze.

Se ritenute opportune, dovrà essere valutata da parte della D.L. l'opportunità di:

- eseguire delle prove di carico;
- verificare i coefficienti di aderenza terreno-materiale iniettato e armatura - materiale iniettato affinché non si verifichi, per gli elementi tesi, lo sfilamento del complesso metallico - nucleo - terreno iniettato dalla perforazione;
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.

Tutte le eventuali variazioni delle ipotesi al contorno che non rispettassero quanto qui previsto nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione.

Casalecchio di Reno, Aprile 2019

Dott. Ing. Marco Ricci