



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



*Presidenza del Consiglio dei Ministri*  
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ALLA RICOSTRUZIONE  
NEI TERRITORI DELLE REGIONI EMILIA-ROMAGNA, TOSCANA E MARCHE



PROVINCIA  
DI REGGIO EMILIA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA  
SERVIZIO INFRASTRUTTURE, MOBILITA' SOSTENIBILE E PATRIMONIO

# LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE SCARPATE DI MONTE DELLA S.P.57 AL KM 2+400 IN COMUNE DI VETTO

## PROGETTO ESECUTIVO

### 2.2 ELABORATO DI CALCOLO

Dirigente del Servizio Infrastrutture,  
Mobilità sostenibile e Patrimonio:

Ing. Valerio Bussei

Progettista e DL:

Ing. Giuseppe Herman

Responsabile Unico del Progetto:

Ing. Maurizio La macchia

REVISIONE			Redatto		Verificato o Validato	
Revis.	Data Revis.	Descrizione Modifiche	Data	Nome	Data	Nome

All. n° <b>D2</b>	Data Progetto Marzo 2025	N° P.E.G.	Nome File All.D2_2.2 Elaborato di calcolo
-------------------	-----------------------------	-----------	--

**Lavori di consolidamento della scarpata di monte  
sulla SP 57 al km 2+400 in comune di Vetto**

**PROGETTO ESECUTIVO  
RELAZIONE DI CALCOLO RETI**

**AII. 2.2.2 RELAZIONE DI CALCOLO RETI**

## Premessa – descrizione degli interventi

Il progetto riguarda la messa in sicurezza della scarpata di monte in corrispondenza del Km. 2+400 della S.P. 57, in Comune di Vetto d'Enza (RE): detto tratto stradale risulta interessato dal crollo in carreggiata della coltre superficiale e di massi rocciosi, anche a seguito di eventi meteorologici intensi.

L'intervento è finalizzato:

- a trattenere dal crollo eventuali massi che possano distaccarsi per proprie discontinuità e ad annullare gli effetti causati dall'infiltrazione degli agenti meteorici, che provocano erosioni di tipo superficiale;

La scarpata presenta uno sviluppo trasversale al piede (carreggiata stradale) pari a 120 metri ca., con uno sviluppo longitudinale sulla linea di massima pendenza pari a 50 metri ca.

Il rapporto Geologico, Geomeccanico e Strutturale redatto dal Geologo Dott. Paolo Beretti nel gennaio del 2025 contiene la classificazione dell'ammasso roccioso con determinazione della resistenza delle pareti, delle condizioni di discontinuità e dei parametri geomeccanici relativi sia dell'ammasso sia alle discontinuità; sono inoltre presenti le analisi cinematiche dei blocchi rocciosi, al fine di determinare le possibili rotture incidenti sul piano del pendio.

Per la verifica delle condizioni dell'ammasso roccioso in parete, l'indagine è stata eseguita dal geologo attraverso l'esame di documentazione cartografica geologica, geomorfologica e idrogeologica di dettaglio affiancata da indagini approfondite, quali il rilevamento geostrutturale e geomeccanico dell'ammasso roccioso in parete (tramite l'esecuzione di calate e cordate con tecniche alpinistiche), il rilevamento dei pilastri di roccia cinematicamente instabili (e valutazione delle volumetrie potenzialmente distaccabili, ed infine un'analisi qualitativa e quantitativa dei possibili cinematismi di distacco dal fronte.

### TECNICA DI RILEVAMENTO DEI DATI STRUTTURALI E GEOMECCANICI

Le operazioni di rilevamento sono avvenute sul versante lungo la Sp. 57, al Km 2 +400.



Suddivisione in finestre dell'affioramento.

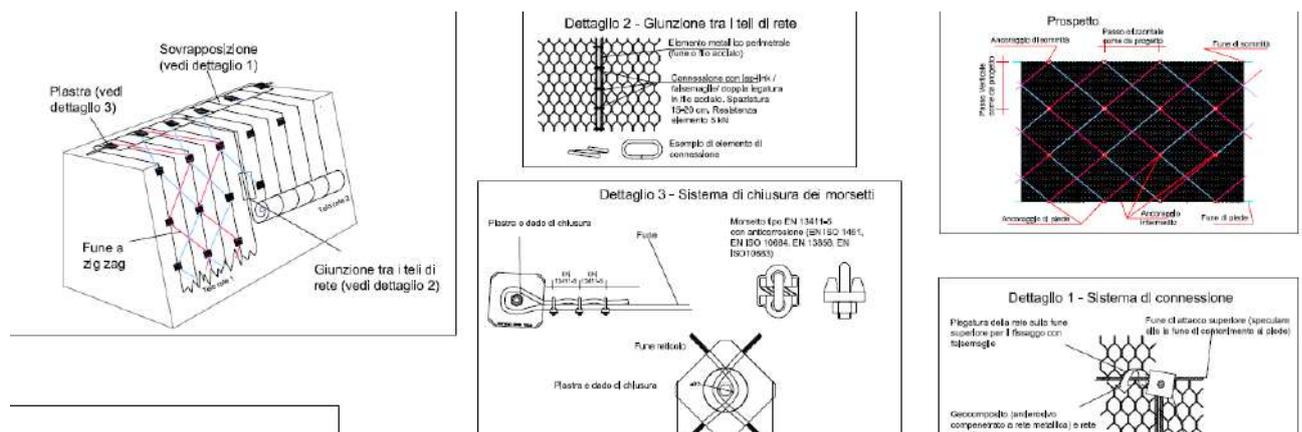
Nel procedimento generale sono stati esaminati:

- caratteri litostratigrafici del litotipo;
- geometria e resistenza dei giunti e dei giunti parietali ("faccette" di maggiore lunghezza);
- caratteri dell'ammasso continuo (giunti implicitamente trattati);
- caratteri dell'ammasso discontinuo (giunti esplicitamente trattati);
- caratteristiche geotecniche e di potenziale distacco cinematico dei principali diedri e/o pilastri di roccia aggettanti.

L'intervento prevede un insieme sistematico di opere "strutturali" così schematizzate:

- il disaggio dei blocchi superficiali soggetti possibili crolli causati dall'annullamento delle caratteristiche meccaniche dei giunti conseguente all'azione degli agenti meteorici ed una pulizia selettiva con riprofilatura del pendio;
- l'esecuzione di chiodature a maglia romboidale/rettangolare con lati 3,00x3,00 metri, da realizzare con barre autoperforanti tipo Sirive di diametro 32 mm, lunghezza pari a 3,00 m, alloggiare in fori eseguiti nel substrato a roto- opportunamente cementate per iniezione a rifiuto con boiaccia di cemento di classe minima C25/30, con rinforzo corticale attuato mediante la messa in opera di reti metalliche a doppia torsione con maglia del reticolo di forma esagonale, con altezza pari a 3,00 metri e con fune in acciaio perimetrale;

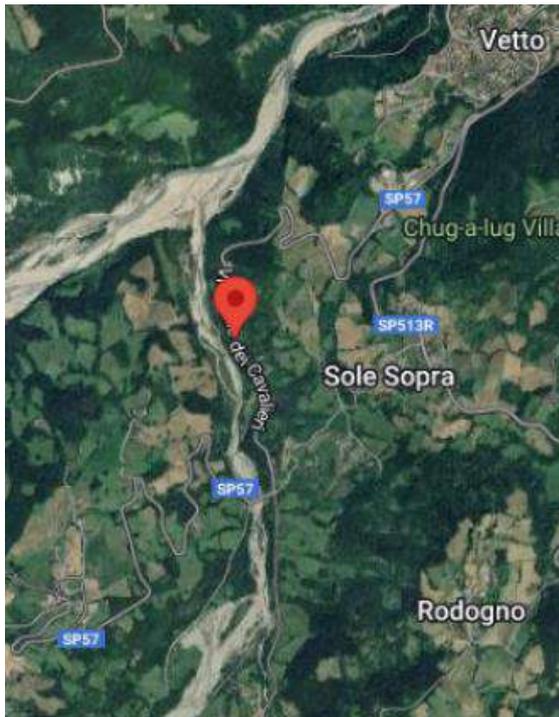
Lo scopo è il miglioramento della stabilità superficiale del pendio e di contenere in loco le tasche detritiche che dovessero formarsi.



Dal punto di vista geomeccanico tutti gli interventi risultano di tipo passivo, perché generano forze di reazione solo dopo che il potenziale dissesto ha cominciato a manifestare qualche movimento.

## Stima della pericolosità sismica

In riferimento alla classificazione sismica dell'area oggetto di intervento si ritiene utile precisare che il Comune di Villa Minozzo viene inserito in Zona sismica a media intensità, ex-zona 2. Con riferimento a quanto riportato nel D.M. 14/01/2018 ed in particolare alla suddivisione del suolo in categorie si assume per il sito investigato una categoria B, a favore di sicurezza, mentre relativamente al coefficiente topografico, l'opera potrà essere inserita in categoria T4, con valori di amplificazione topografica  $S_t$  pari a 1,4. Relativamente allo SLV (Stato Limite di Salvaguardia della vita), la pericolosità sismica riferita al nodo di riferimento preso in esame (Lat. 44,47731 - Long. 10,32514 - Quota 387 m s.l.m.), considerato una vita nominale  $V_n = 50$  anni, categoria del sottosuolo B e topografica T4, è stata definita in base ai seguenti parametri:



Latitudine (WGS84)	44.47290539	Longitudine (WGS84)	10.32447943	
Latitudine (ED50)	44.474671	Longitudine (ED50)	10.325574	
Altitudine (mt)			369	
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti signific			
Vita Nominale Struttura			50	
Periodo di Riferimento per l'azione sismica			75	
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
Operatività	45	0.068	2.477	0.256
Danno	75	0.084	2.476	0.265
Salvaguardia Vita	712	0.186	2.527	0.296
Prevenzione Collasso	1462	0.230	2.541	0.309

#### SLV - STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

$a_g/g$  [accelerazione orizzontale massima al suolo] 0.186

$F_o$  [valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale] 2.527

$T_c^*$  [periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale] 0.296

#### SLD - STATO LIMITE DI DANNO

$a_g/g$  [accelerazione orizzontale massima al suolo] 0.084

$F_o$  [valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale] 2.477

$T_c^*$  [periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale] 0.265

### Valutazione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale

Lo studio della stabilità del pendio in condizioni sismiche sarà eseguito mediante metodo pseudostatico.

Non avendo effettuato studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza sismica agente sul volume di terreno instabile saranno espresse come:

$$F_v = \pm k W_v$$

$$F_h = \pm k W_h$$

Con:

-  $k_h$  e  $k_v$  si indicano rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale, con  $W$  il peso del volume

di terreno instabile

-  $a_{max}$

-  $k_h = \beta_s \cdot g$

-  $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

-  $\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito,  $a_{max}$  accelerazione orizzontale massima attesa al sito e  $g$  accelerazione di gravità.

Il coefficiente  $\beta_s$  è ricavato a partire dalla tabella 7.11.I delle NTC 2018 contenuta al paragrafo 7.11.3.5.2.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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

Per una categoria di sottosuolo B ed una accelerazione al suolo compresa tra 0.1 e 0.2:

$$\beta_s = 0.24$$

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene calcolata secondo l'espressione:

$$a_{max} = S_a \cdot g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,4 \cdot 0,186 = 0,312$$

Con:

-  $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica assunto 1.4 per una categoria topografica T4.

-  $S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica assunto 1.2.

$$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,2$$

$$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot 2,527 \cdot 0,186 = 1,20 \leq 1.2$$

Da cui i coefficienti sismici orizzontale e verticale.

$$K_h = \beta_s \cdot a_{max}/g = 0,24 \cdot 0,312/0,981 = 0,076$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,5 \cdot 0,076 = 0,038$$

Gli studi del Geologo hanno consigliato per il pendio, in particolar modo per la sua pozione sommitale soggetta a forte instabilità valori superiori, con  $\beta_s$  superiore che verranno a favore di sicurezza adottati nei calcoli, pari a:

<b>Coefficiente di riduzione sismico <math>\beta = 0,24</math> (pendio naturale e fondazioni)</b>	
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0,064$
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm 0,032$
<b>Coefficiente di riduzione sismico <math>\beta = 0,38</math> (verifica di opere sul pendio)</b>	
coefficiente sismico orizzontale	$k_h = 0,102$
coefficiente sismico verticale	$k_v = \pm 0,051$

## Cenni Geotecnici

Lo studio geotecnico di base è stato redatto dal Geologo dott. Paolo Beretti e dallo stesso è stato possibile osservare che la sintesi di quanto effettuato permette di definire una indicativa costituzione stratigrafico - geotecnica dell'area di intervento di cui si ritiene necessario operare una preliminare operazione di disaggio dei alcuni blocchi a strapiombo e di asportazione di materiale detritico in accumulo al ciglio superiore.

Successivamente deve essere posta la rete a maglie differenziate, in funzione delle caratteristiche geotecniche.

Sommariamente si hanno i seguenti dati; inclinazione del pendio pari a 50°, spessore della coltre instabile pari a 0,60-0,70 metri (considerato, a favore di sicurezza pari a 1,00 metri), tensione di aderenza del substrato pari a 1,8 MPa.

### **Rafforzamento corticale**

I fenomeni di instabilità che potrebbero interessare lo strato alterato del substrato roccioso saranno controllati attraverso una maglia di chiodi associati ad una rete metallica posta in aderenza al versante. Il ruolo fondamentale del sistema sarà assunto dagli ancoraggi che, impedendo o limitando i movimenti reciproci tra i blocchi, conferiranno una maggiore “rigidità” al sistema, rallentandone il progressivo rilassamento. Il sistema del rafforzamento corticale richiederà una corretta proporzione tra lo spessore del dissesto corticale e le dimensioni degli ancoraggi utilizzati. Questi ultimi dovranno essere disposti secondo una maglia di densità (espressa come No. di anc./mq) tale da garantire che la massima porzione di ammasso disarticolato che potrebbe gravare su ciascun ancoraggio non superi il carico ammissibile dell’ancoraggio stesso. La lunghezza delle barre dovrà essere sufficiente per garantire che le sollecitazioni di trazione e taglio siano scaricate sull’ammasso roccioso sano. In questa situazione la rete assolverà la funzione di contenere i massi che si troveranno nella maglia di ancoraggi. La forza dei massi che solleciteranno a punzonamento la rete sarà scaricata sugli ancoraggi circostanti.

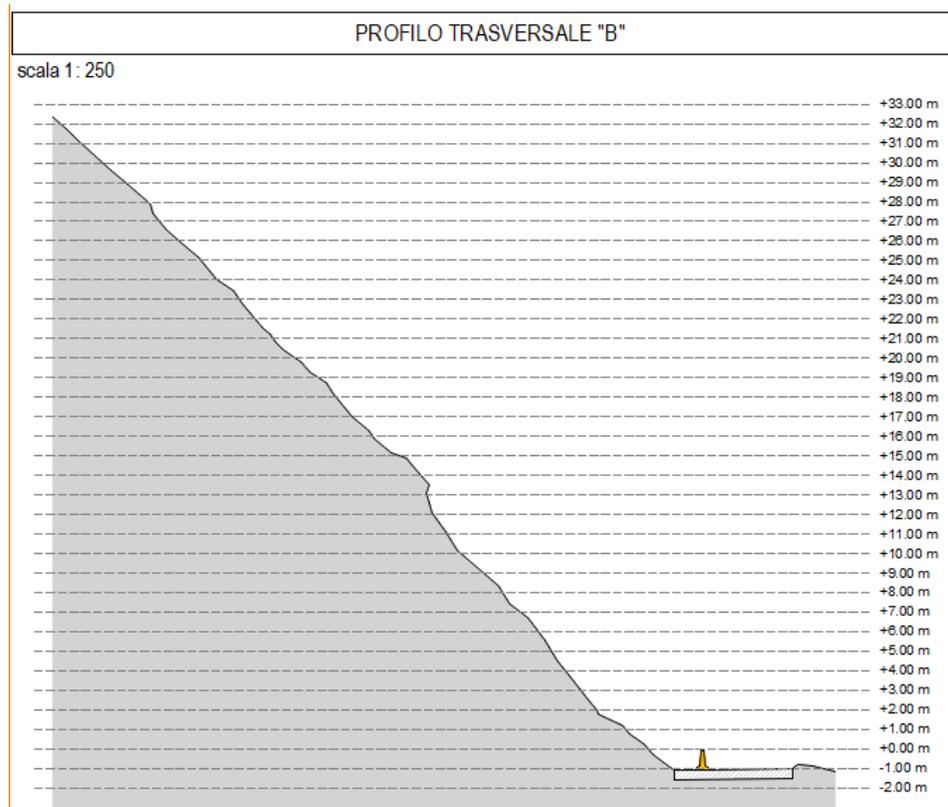
La maglia degli ancoraggi su versante risulta pari a 3x3 metri; gli ancoraggi sono dati da barre SIRIVE 32P autoperforanti; la maglia della rete 8x10 cm con filo 3,0 o 3,4 mm.

Verranno predisposte chiodature suppletive nelle finestre indagate che hanno individuato blocchi instabili, anche se di dimensioni non eccessive. E’ da rilevare infatti che la verifica delle reti prevede l’ancoraggio di un massa di coltre pari a  $(3 \times 3 \times 1.0) \times 20 = 180,0$  kN con 4 chiodature ai vertici con tasso di lavoro del 25% ciascuno, ed il rilevamento del geologo Beretti ha individuato il blocco maggiormente instabile con massa di progetto pari a 22,11 KN, necessitante quindi di una sola chiodatura aggiuntiva.

<b>Principali Cinematismi registrati</b>	<b>Volume Roccioso unitario (VRU)</b>	<b>Massa blocco di progetto (m<sub>p</sub>)</b>
<b>Scivolamento planare su K2</b>	0,284 mc	7,81 kN
<b>Scivolamento planare su K3bis:</b>	<b>0,804 mc</b>	22,11 kN
<b>Scivolamento di diedri rocciosi su intersezione K1–K2</b>	0,487 mc	13,39 kN
<b>Scivolamento di diedri rocciosi su intersezione K2–K4</b>	0,494 mc	13,59 kN
<b>Ribaltamento di diedri e tetraedri rocciosi aggettanti su K1–K3</b>	0,236 mc	6,49 kN
<b>Ribaltamento di diedri e tetraedri rocciosi aggettanti su K1–K4</b>	0,329 mc	9,05 kN
<b>Ribaltamento di diedri e tetraedri rocciosi aggettanti su K2–K4</b>	0,306 mc	8,42 kN

Si ipotizza che la parte corticale dell'ammasso roccioso sia in condizione di equilibrio limite, analizzando la stabilità del cuneo di roccia attraverso il rapporto tra le forze resistenti e quelle destabilizzanti lungo la ipotetica direzione di scivolamento, assumendo per il comportamento meccanico delle discontinuità quello del modello rigido perfettamente plastico.

Per quanto riguarda la presenza di carichi dinamici dovuti ad eventi sismici, questi saranno schematizzati con due forze pseudostatiche  $F_h$  ed  $F_v$  costanti nel tempo e proporzionali alla massa del volume potenzialmente instabile.



## Relazione di calcolo

### Generalità

**SRS** è un software di calcolo per il dimensionamento, in ossequio alle vigenti NTC 2018, di un sistema di rivestimento corticale di coltri instabili, costituito da reti metalliche solidarizzate al terreno mediante ancoraggi in barra.

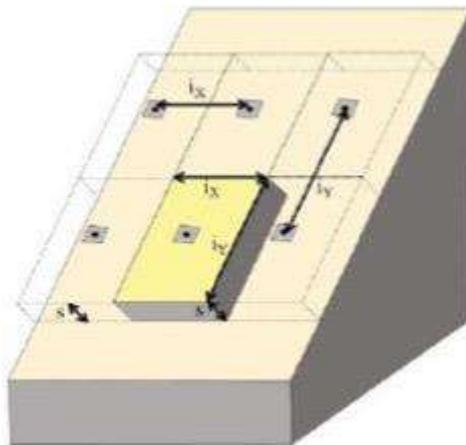
In **SRS**, invertendo l'usuale approccio progettuale, il Progettista fissa il valore del coefficiente di sicurezza di progetto ( $FS_{des}$ ) e il software consente di determinare lo sforzo (di trazione) nel singolo ancoraggio necessario per raggiungerlo.

Poiché viene quantificato l'incremento del coefficiente di sicurezza conseguito in seguito alla realizzazione del sistema di consolidamento, questo può essere considerato come "intervento di stabilizzazione" secondo quanto prescritto al punto 6.3.5 della NTC 2018.

### Schema di calcolo

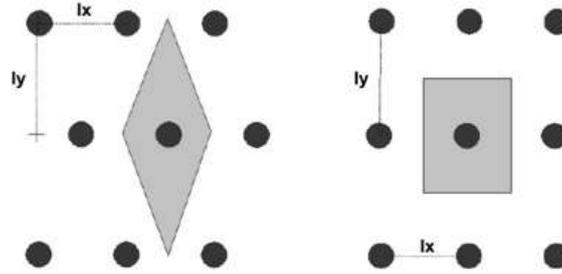
Lo schema adottato in **SRS** prevede l'analisi di stabilità rispetto a un cinematisma di tipo traslazionale del volume di terreno rappresentato planimetricamente dall'area di influenza del singolo ancoraggio e avente spessore pari allo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, della coltre da stabilizzare ( $S$ ).

Viene ipotizzato che lo scorrimento possa avvenire sulla superficie di contatto tra la coltre e il sottostante substrato, che può essere costituito da terreno oppure da roccia, avente lo stesso angolo di inclinazione  $\alpha$  rispetto all'orizzontale della superficie topografica



L'analisi viene condotta anche in condizioni sismiche secondo l'approccio pseudostatico, così come previsto al punto 7.11.3.5.2 delle NTC 2018, considerando tali azioni secondo le condizioni più sfavorevoli.

Per la definizione del volume di terreno, può farsi riferimento ai seguenti schemi di disposizione degli ancoraggi (*raster* rettangolare o romboidale).

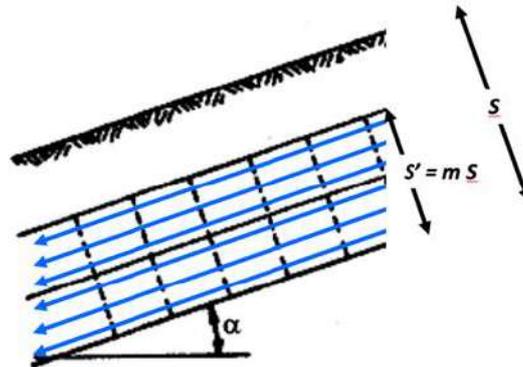


Il volume, sia in caso di  *raster*  romboidale che rettangolare, sarà dato da:

$$V = l_x l_y S \text{ (m}^3\text{)}$$

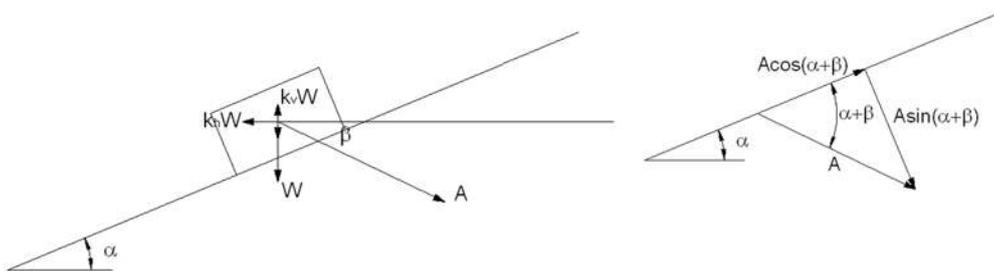
L'analisi di stabilità può essere condotta considerando, oltre alle azioni sismiche, anche la presenza di un moto di filtrazione con linee di flusso parallele al pendio che interessi la coltre per uno spessore:

$$S' = m S$$



In caso di assenza di falda:  $m = 0$ ; per falda a p.c.:  $m = 1$

Lo sforzo (di trazione)  $A$  da trasferire al singolo ancoraggio per ottenere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto ( $FS_{des}$ ) è ottenuto risolvendo la seguente espressione:



$$FS_{des} = \frac{[(W \pm F_v) \cos \alpha - F_h \sin \alpha + A \sin(\alpha + \beta)] \tan \varphi}{(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha - A \cos(\alpha + \beta)}$$

Noto lo sforzo di trazione agente sull'ancoraggio per il raggiungimento di  $FS_{des}$ , vengono effettuate, applicando gli opportuni coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018, le seguenti verifiche:

- 1) Verifica a trazione della barra;

- 2) Verifica a taglio della barra;
- 3) Verifica a sfilamento barra/malta;
- 4) Verifica a sfilamento fondazione/terreno;
- 5) Verifica a punzonamento della rete;
- 6) Verifica a trazione della rete.

Le verifiche si ritengono soddisfatte se le sollecitazioni  $E_d$  risultano inferiori alle resistenze  $R_d$ :

$$E_d < R_d$$

L'approccio di calcolo utilizzato, secondo le NTC 2018, è l'Approccio 2, che prevede l'unica combinazione (A1 + M1 + R3).

## INPUT

### Parametri del terreno e del substrato

#### Coltre

- I.1. *Inclinazione del pendio  $\alpha$* : angolo "medio" (in gradi sessagesimali) di inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale
- I.2. *Spessore  $S$* : spessore (in m) della coltre da stabilizzare mediante il sistema, misurato perpendicolarmente alla superficie topografica;
- I.3. *Peso unità di volume  $\gamma_{col}$* : peso (in kN/m<sup>3</sup>) dell'unità di volume della coltre;
- I.4. *Angolo d'attrito  $\phi_{col}$* : angolo d'attrito (in gradi sessagesimali) del terreno;
- I.5. *Coesione drenata  $c'_{col}$* : coesione drenata (in kPa) del terreno.
- I.6. *Spessore (adimensionalizzato) interessato da moto di filtrazione  $m$* : rappresenta il rapporto  $m = S' / S$ , dove  $S'$  è lo spessore, misurato perpendicolarmente alla superficie di scorrimento, nel quale si verifica un moto di filtrazione con linee di flusso parallele alla superficie stessa ( $m = 0$  per falda assente,  $m = 1$  per falda al p.c.,  $0 < m < 1$  per situazioni intermedie).

#### Substrato

- I.7. *1 = terreno; 2 = roccia*: inserire il valore "1" in caso di substrato costituito da terreno, "2" in caso di substrato costituito da roccia.

#### Caso 1: terreno

- I.8. *Tensione di aderenza del terreno costituente il substrato  $ad_{soil}$*  (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalla tabella seguente:

TERRENO	Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
	min	max
<b>ROCCIA</b>		
✓ Basalto	5.50	6.00
✓ Calcare	2.80	4.80
✓ Arenaria	1.50	1.70
✓ Dolomite	1.70	1.90
✓ Scisti	0.50	0.70
✓ Scisti alterati	0.30	0.50
✓ Gesso	0.60	0.80
✓ Ardesia	1.60	1.80
<b>SCIOLTO</b>		
✓ Limi argillosi	0.06	0.09
✓ Argilla satura	0.05	0.08
✓ Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓ Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓ Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓ Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓ Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

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

- I.9. Coefficiente  $\alpha_{iniez}$ , che tiene conto delle modalità di iniezione, desumibile dalla tabella seguente:

LITOLOGIA	COEFFICIENTE $\alpha$			
	Iniezione ripetuta		Iniezione semplice	
	min	max	min	max
✓ Ghiaia	1.8	1.8	1.3	1.4
✓ Ghiaia sabbiosa	1.6	1.8	1.2	1.4
✓ Sabbia ghiaiosa	1.5	1.6	1.2	1.3
✓ Sabbia pulita	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Sabbia limosa	1.4	1.5	1.1	1.2
✓ Limo	1.4	1.6	1.1	1.2
✓ Argilla	1.8	2.0	1.2	1.2
✓ Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1.8	1.8	1.1	1.2

Bustamante & Doix (1985)

### Caso 2: roccia

- I.10. Tensione di aderenza della roccia costituente il substrato  $ad_{rock}$  (in MPa), desumibile da prove di estrazione o, in mancanza di determinazioni dirette, dalle tabelle seguenti:

TERRENO		Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa]	
		min	max
<b>ROCCIA</b>			
✓	Basalto	5.50	6.00
✓	Calcere	2.80	4.80
✓	Arenaria	1.50	1.70
✓	Dolomite	1.70	1.90
✓	Scisti	0.50	0.70
✓	Scisti alterati	0.30	0.50
✓	Gesso	0.60	0.80
✓	Ardesia	1.60	1.80
<b>SCIOLTO</b>			
✓	Limi argillosi	0.06	0.09
✓	Argilla satura	0.05	0.08
✓	Argilla sabbiosa compatta	0.20	0.40
✓	Sabbia medio fine compatta	0.20	0.60
✓	Argilla medio plastica dura	0.20	0.50
✓	Argilla medio plastica media	0.16	0.29
✓	Sabbia grossa e ghiaia compatta	0.29	0.60

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

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

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce/Rock anchors – Design and quality control" (1975)

### Parametri sismici

- 1.11. *Coefficiente sismico orizzontale  $K_h$* : tale coefficiente rappresenta il moltiplicatore della massa per ottenere, secondo l'approccio pseudostatico, la forza sismica orizzontale e verticale. Il valore del coefficiente si ricava, secondo la Normativa, in funzione dell'accelerazione massima attesa su sito rigido di riferimento, dipendente, a sua volta, dal tempo di ritorno considerato per l'azione sismica, opportunamente amplificato

attraverso i coefficienti  $S_s$  (amplificazione stratigrafica) e  $S_T$  (amplificazione topografica). Le forze sismiche sono considerate sempre secondo la direzione più cautelativa (aumento delle sollecitazioni, diminuzione delle resistenze).

### Fattore di sicurezza di progetto

- I.12.  **$FS_{des}$** : valore del coefficiente di sicurezza da raggiungere post-intervento. Poiché a tutte le grandezze che entrano in gioco vengono applicati, secondo Normativa, coefficienti parziali amplificativi (per le sollecitazioni) o riduttivi (per le resistenze), a tale variabile può essere attribuito di poco superiore all'unità (es.: 1,05).

### Parametri del sistema

#### Ancoraggi

- I.13. **Dim Y raster  $I_y$** : distanza (in m) in direzione verticale tra due ancoraggi;
- I.14. **Dim X raster  $I_x$** : distanza (in m) in direzione orizzontale tra due ancoraggi;
- I.15. **Inclinazione ancoraggi  $\beta$** : inclinazione (in °) degli ancoraggi rispetto all'orizzontale;
- I.16. **Lunghezza degli ancoraggi  $L_a$** : lunghezza degli ancoraggi, considerando sia la parte che si sviluppa all'interno della coltre (non collaborante), che quella che si sviluppa nel substrato (collaborante);
- I.17. **Diametro della perforazione  $D_f$** : diametro (in mm) del foro di alloggiamento degli ancoraggi;
- I.18. **Diametro barra  $\phi_b$** : diametro (in mm) della barra di ancoraggio;
- I.19. **Tensione di snervamento barra  $f_{yk}$** : tensione caratteristica di snervamento (in N/mm<sup>2</sup>) dell'acciaio costituente la barra (dato fornito dal produttore);
- I.20. **Resistenza cubica a compressione malta  $R_{bk}$** : resistenza caratteristica a compressione (in N/mm<sup>2</sup>) della malta di iniezione;
- I.21. **Coefficiente aderenza**: coefficiente riduttivo per la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo, previsto al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018, pari a 1 per buona aderenza e a 0,7 per non buona aderenza;
- I.22. **Numero di profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici**: numero in base al quale si determinano i fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, secondo Tab. 6.6.III delle NTC 2018.

#### Rete

- I.23. **Resistenza a trazione unitaria rete  $R_{tr\_u\_rete}$** : resistenza (in kN/m) per metro di larghezza della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
- I.24. **Resistenza a punzonamento rete  $R_{punz}$** : resistenza (in kN) a punzonamento della rete scelta per il consolidamento (dato fornito dal produttore);
- I.25. **Coefficiente resistenza rete  $\gamma_{rete}$** : coefficiente ( $\geq 1$ ) che l'Utente può applicare per ridurre i valori di resistenza a trazione e a punzonamento della rete forniti dal produttore (non previsto dalle NTC).

**ELABORAZIONI**

- E.1. *Volume agente V*: volume in (m<sup>3</sup>) individuato dall'area di influenza del singolo ancoraggio moltiplicata per lo spessore della coltre:

$$V = S i_x i_y;$$

- E.2. *Peso volume W*: peso del volume (in kN) sopra calcolato:

$$W = \gamma_{col} V;$$

- E.3. *Sottospinta idraulica U*: spinta verso l'alto (in kN) esercitata alla base del blocco di terreno in caso di presenza di moto di filtrazione nella coltre, calcolata come:

$$U = \gamma_w S' \cos \alpha i_x i_y$$

- E.4. *Forza sismica orizzontale F<sub>h</sub>*: forza sismica (in kN) in direzione orizzontale, ottenuta moltiplicando il coefficiente sismico orizzontale *K<sub>h</sub>* per il peso del volume:

$$F_h = K_h W$$

- E.5. *Forza sismica verticale F<sub>v</sub>*: forza sismica (in kN) in direzione verticale, ottenuta moltiplicando per 0,5 la forza sismica orizzontale:

$$F_v = 0,5 F_h$$

- E.6. *Forza tangenziale resistente Tres<sub>0</sub>*: resistenza (in kN) opposta lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tres_0 = c'_{col} i_x i_y + [V (\gamma_{col} - m \gamma_w) \cos \alpha - F_h \sin \alpha - F_v \cos \alpha] \cos \alpha \tan \phi_{col}$$

- E.7. *Forza tangenziale agente Tag<sub>0</sub>*: forza (in kN) agente lungo la superficie di scorrimento, ottenuta come:

$$Tag_0 = W \sin \alpha + F_h \cos \alpha + F_v \sin \alpha$$

- E.8. *Coefficiente di sicurezza pre-intervento FS<sub>0</sub>*: ottenuto come:

$$FS_0 = Tres_0 / Tag_0$$

- E.9. *Forza di trazione A*: sforzo di trazione nell'ancoraggio (in kN) necessario per raggiungere il valore del coefficiente di sicurezza di progetto *FS<sub>des</sub>*, ottenuto come:

$$A = (FS_{des} Tag_0 - Tres_0) / [\sin (\alpha + \beta) \tan \phi_{col} + FS_{des} \cos (\alpha + \beta)]$$

- E.10. *Sollecitazione di trazione di progetto nell'ancoraggio Ed*: ottenuta moltiplicando il valore di *A* per il coefficiente parziale  $\gamma_{Q1} = 1,5$  (caso statico NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1) oppure 1,0 (caso sismico - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$E_d = \gamma_{Q1} A$$

- E.11. *Sollecitazione di taglio di progetto T<sub>d</sub>*: ottenuta moltiplicando il valore di *Tag<sub>0</sub>* per il coefficiente parziale  $\gamma_{Q1} = 1,5$  o 1,0 (NTC 2018 A1 - 6.2.4.1.1 - Tab. 6.2.I e 7.11.1):

$$T_d = \gamma_{Q1} Tag_0$$

E.12. *Resistenza massima a trazione barra  $R_f$* : massimo sforzo di trazione (in kN) sopportabile dalla barra in funzione del tipo di acciaio e del diametro scelti, applicando il coefficiente amplificativo  $\gamma_f$  di stato limite ultimo per l'acciaio, pari a 1,15 (NTC 2018 4.1.2.1.1.3):

$$R_f = [f_{yk} (\phi_b^2/4) / \gamma_f] / 1000$$

E.13. *Resistenza massima a taglio barra  $T_f$* : massimo sforzo di taglio (in kN) sopportabile dalla barra intesa come "chiodo" pari a:

$$T_f = R_f / (3)^{0,5}$$

E.14. *Resistenza cilindrica a compressione malta  $f_{ck}$* : resistenza (in N/mm<sup>2</sup>) riferita a provini cilindrici, ottenuta moltiplicando la resistenza cubica per 0,83 (NTC 2018 11.2.10.1);

E.15. *Resistenza media a trazione malta  $f_{ctm}$* : resistenza media (in N/mm<sup>2</sup>) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3}$$

E.16. *Resistenza caratteristica a trazione malta  $f_{ctk}$* : resistenza caratteristica (in N/mm<sup>2</sup>) a trazione della malta, ottenuta come (NTC 2018 11.2.10.2):

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

E.17. *Coefficiente diametro barre  $\eta_2$* : coefficiente definito al punto 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2018 in funzione del diametro delle barre di ancoraggio, pari a 1,0 per barre di diametro  $\phi_b \leq 32$ mm e pari a  $(132 - \phi_b)/100$  per barre di diametro superiore;

E.18. *Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza  $f_{bk}$* : resistenza tangenziale malta/barra (in N/mm<sup>2</sup>), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bk} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk}$$

E.19. *Resistenza tangenziale di aderenza di progetto  $f_{bd}$* : resistenza tangenziale di progetto per l'aderenza malta/barra (in N/mm<sup>2</sup>), data da (NTC 2018 4.1.2.1.1.4):

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

con  $\gamma_c = 1,5$  coefficiente parziale per il calcestruzzo (NTC 2018 4.1.2.1.1.1);

E.20. *Resistenza allo sfilamento barra/malta  $R_{bm}$* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) della barra dalla malta di iniezione, ottenuta come:

$$R_{bm} = f_{bd} S_{lat\_bar}$$

dove la superficie laterale della barra è data da:

$$S_{lat\_bar} = \pi \phi_b L_{tot}$$

(nell'ipotesi che la perforazione sia iniettata per tutta la sua lunghezza)

E.21. *Lunghezza ancoraggio non collaborante  $L_{nc}$* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nella coltre e non considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{nc} = S / \cos (\alpha + \beta)$$

E.22. *Lunghezza ancoraggio collaborante (bulbo)  $L_{bulb}$* : parte dell'ancoraggio (in m) che si sviluppa nel substrato e considerata ai fini della verifica a sfilamento bulbo/substrato, calcolata come:

$$L_{bulb} = L_{tot} - L_{nc}$$

E.23. *Aderenza media bulbo/substrato  $\tau_{sub}$* : valore (in MPa) dell'aderenza tra il bulbo e il substrato:

In caso di substrato costituito da terreno (I.7 = 1):

$$\tau_{sub} = \alpha_{iniez} \mathbf{ad}_{soil}$$

In caso di substrato costituito da roccia (I.7 = 2):

$$\tau_{sub} = \mathbf{ad}_{rock}$$

E.24. *Coefficiente riduttivo verticali investigate  $\xi_{a4}$* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.III delle NTC 2018 in funzione del numero dei profili di indagine per la definizione dei parametri geotecnici:

Tab. 6.6.III

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

E.25. *Coefficiente riduttivo ancoraggi permanenti  $\gamma_{Rap}$* : coefficiente ricavato dalla Tab. 6.6.I delle NTC 2018:

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	$\gamma_R$	1,1
Permanenti	$\gamma_R$	1,2

E.26. *Resistenza allo sfilamento bulbo/substrato  $R_{bulb}$* : resistenza massima allo sfilamento (in kN) del bulbo di fondazione dal substrato, ottenuta considerando solo la parte dell'ancoraggio (diametro perforazione  $D_f$  in mm) che si sviluppa nel substrato  $L_{bulb}$  (in m, trascurando la lunghezza che si sviluppa nella coltre, non collaborante), applicando i coefficienti di Normativa per ancoraggi permanenti e per le verticali investigate:

$$R_{bulb} = (\tau_{sub} L_{bulb} \pi D_f) / \xi_{a4} / \gamma_{Rap}$$

E.27. *Resistenza a punzonamento rete di progetto  $R_{punz\_des}$* : (in kN) ottenuta dividendo il valore della resistenza a punzonamento  $R_{punz}$  per il coefficiente di resistenza della rete  $\gamma_{rete}$ :

$$R_{punz\_des} = R_{punz} / \gamma_{rete}$$

E.28. *Resistenza a trazione rete di progetto*  $R_{tr\_u\_rete\_des}$ : (in kN) ottenuta dividendo il valore della resistenza a punzonamento  $R_{tr\_u\_rete}$  per il coefficiente di resistenza della rete  $\gamma_{rete}$ :

$$R_{tr\_u\_rete\_des} = R_{tr\_u\_rete} / \gamma_{rete}$$

## OUTPUT

Viene fornito l'incremento del valore del coefficiente di sicurezza e vengono condotte le verifiche di sicurezza valutando, per ogni meccanismo, la condizione:

$$E_d < R_d$$

Viene, inoltre, per ogni meccanismo analizzato, fornito il valore del coefficiente di sicurezza  $FS$  definito come:

$$FS = R_d / E_d$$

R.1. *Incremento del coefficiente di sicurezza*  $\Delta FS$ : ottenuto come differenza tra il valore del coefficiente di sicurezza pre-intervento  $FS_0$  e il valore del coefficiente di sicurezza di progetto  $FS_{des}$ :

$$\Delta FS = FS_{des} - FS_0$$

R.2. *Trazione barra*: si confronta lo sforzo di trazione  $E_d$  con la resistenza a trazione della barra  $R_f$ ;

R.3. *Taglio barra*: si confronta lo sforzo di taglio  $T_d$  con la resistenza a taglio della barra  $T_f$ ;

R.4. *Sfilamento barra/malta*: si confronta lo sforzo di trazione  $E_d$  con la resistenza allo sfilamento barra/malta  $R_{bm}$ ;

R.5. *Sfilamento bulbo/substrato*: si confronta lo sforzo di trazione  $E_d$  con la resistenza allo sfilamento bulbo/substrato  $R_{bulb}$ ;

R.6. *Punzonamento rete*: si confronta lo sforzo di trazione  $E_d$  con la resistenza al punzonamento della rete  $R_{punz}$ ;

R.7. *Trazione rete*: si confronta lo sforzo di taglio per metro di larghezza della rete ( $T_d / l_x$ ) con la resistenza alla trazione unitaria della rete  $R_{tr\_u\_rete\_des}$  (in questo caso, si ipotizza che tutta la sollecitazione di taglio debba essere assorbita dalla rete, la quale reagisce attraverso la propria resistenza a trazione)

Viene, infine, condotto un calcolo di massima sulle quantità riferite agli ancoraggi per ogni 100m<sup>2</sup> di rete:

R.8. *Numero di ancoraggi*  $N_{tot}$ : numero di ancoraggi per ogni 100m<sup>2</sup> di rete, ottenuto come:

$$N_{tot} = 100 / (i_x i_y)$$

R.9. *Lunghezza totale delle perforazioni*  $L_{tot}$ : lunghezza delle perforazioni per ogni 100m<sup>2</sup> di rete, ottenuto come:

$$L_{tot} = N_{tot} L_a$$

**INPUT****Parametri del terreno e del substrato****Coltre**

- I.1.  $\alpha = 50^\circ$
- I.2.  $S: 1 \text{ m}$
- I.3.  $\gamma_{col}: 20 \text{ kN/m}^3$
- I.4.  $\phi_{col}: 20^\circ$
- I.5.  $c'_{col}: 5 \text{ kPa}$
- I.6.  $m: 0$

**Substrato**

- I.7. **Terreno**
- I.8.  $ad_{soil}: 1.8 \text{ MPa}$
- I.9.  $\alpha_{iniz}: 1.2$

**Parametri sismici**

- I.11.  $K_h: 0.102$

**Fattore di sicurezza di progetto**

- I.12.  $FS_{des}: 1.05$

**Parametri del sistema****Ancoraggi**

- I.13.  $l_y: 3 \text{ m};$
- I.14.  $l_x: 3 \text{ m};$
- I.15.  $L_\alpha: 3 \text{ m};$
- I.16.  $\beta: 10^\circ;$
- I.17.  $D_f: 90 \text{ mm};$
- I.18.  $\phi_b: 32 \text{ mm}$
- I.19.  $f_{yk}: 450 \text{ N/mm}^2$  Barra GEWI
- I.20.  $R_{bk}: 25 \text{ N/mm}^2$
- I.21.  $\eta_1: 1.00 = \text{Buona aderenza}$
- I.22.  $N_{prof}: 3$

**Rete**

**Tipo rete:** ARRFORT

**Maglia:** 8x10 cm

**Filo:** 3.40 mm

- I.23.  $R_{tr\_u\_rete}: 82 \text{ kN/m}$
- I.24.  $R_{punz}: 101 \text{ kN}$  .

**Elaborazioni**

- E.1.  $V$ : 9 m<sup>3</sup>
- E.2.  $W$ : 180 kN
- E.3.  $U$ : 0 kN
- E.4.  $F_h$ : 18.36 kN
- E.5.  $F_v$ : 9.18 kN
- E.6.  $T_{reso}$ : 79.85 kN
- E.7.  $T_{ago}$ : 156.72 kN
- E.8.  $FS_0$ : 0.51
- E.9.  $A$ : 100.82 kN
- E.10.  $Ed$ : 100.82 kN
- E.11.  $Td$ : 156.72 kN
- E.12.  $R_f$ : 314.71 kN
- E.13.  $T_f$ : 181.7 kN
- E.14.  $f_{ck}$ : 20.75 N/mm<sup>2</sup>
- E.15.  $f_{ctm}$ : 2.27 N/mm<sup>2</sup>
- E.16.  $f_{ctk}$ : 1.59 N/mm<sup>2</sup>
- E.17.  $\eta_2$ : 1 (Diametro  $\leq$  32 mm  $\eta_2 = 1.00$ )
- E.18.  $f_{bk}$ : 3.57 N/mm<sup>2</sup>
- E.19.  $f_{bd}$ : 2.38 N/mm<sup>2</sup>
- E.20.  $R_{bm}$ : 717.37 kN
- E.21.  $L_{nc}$ : 1.15 m
- E.22.  $L_{bulb}$ : 1.85 m
- E.23.  $\tau_{sub}$ : 2.16 MPa
- E.24.  $\xi_{a4}$ : 1.65
- E.25.  $\gamma_{Rap}$ : 1.2
- E.26.  $R_{bulb}$ : 569.18 kN
- E.27.  $R_{punz\_des}$ : 101 kN
- E.28.  $R_{tr\ rete}$ : 82 kN

**Risultati**

- R.1.  $\Delta FS$ : 0.54
- R.2. **Trazione barra**: FS = 3.12 **OK**
- R.3. **Taglio barra**: FS = 1.16 **OK**
- R.4. **Sfilamento barra/malta**: FS = 7.12 **OK**
- R.5. **Sfilamento bulbo/substrato**: FS = 5.65 **OK**
- R.6. **Punzonamento rete**: FS = 1.00 **OK**
- R.7. **Trazione rete**: FS = 1.57 **OK**
- R.8. **Numero di ancoraggi  $N_{tot}$** : numero di ancoraggi per ogni 100m<sup>2</sup> di rete 11
- R.9. **Lunghezza totale delle perforazioni  $L_{tot}$** : lunghezza delle perforazioni per ogni 100m<sup>2</sup> di rete 33 m

## Informazioni sul progetto

Nome	Società di progettazione
SSSP 57 Km 2+400	ing. Giuseppe Herman
Numero	Nazione della società
1	IT
Cliente	Città della società
Provincia di Reggio Emilia	Albinea RE



## Dati di progetto

### Pendio roccioso

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Inclinazione del pendio	$\beta$	50	[°]
Spessore dell'ammasso roccioso superficiale instabile	s	1	[m]
Peso unitario di volume della roccia	$\gamma$	22	[kN/m <sup>3</sup> ]
Inclinazione del giunto critico	$\alpha$	25	[°]
Resistenza a compressione semplice del giunto critico	JCS <sub>0</sub>	30	[MPa]
Coefficiente di rugosità del giunto critico	JRC <sub>0</sub>	5	
Coefficiente sismico orizzontale	cH	0.102	
Coefficiente sismico verticale	cV	0.051	
Forza esterna applicata sull'ancoraggio	E	22.11	[kN]
Inclinazione della forza rispetto all'orizzontale	$\omega$	90	[°]



### Livello ambientale del sito

Descrizione	Valore
Classe di aggressività ambientale del sito	Bassa aggressività (C2)
Rivestimento	Requisiti di rivestimento secondo EN 10223-3:2013 (E) Zn95%/Al5% ClasseA: Vita utile stimata di 50 anni Zn90%/Al10% ClasseA: Vita utile stimata di 120 anni Il rivestimento polimerico migliorerà la protezione contro l'abrasione

## Ancoraggi

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Interasse orizzontale tra gli ancoraggi	$I_x$	3	[m]
Interasse verticale degli ancoraggi	$I_y$	3	[m]
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	$\epsilon$	10	[°]
Coefficiente di sbulbamento (Bustamante-Doix)	$\alpha_B$	Nessun incremento (1.00)	
Tipologia di ancoraggio		SIRIVE AUTOPERFORANTI	
Diametro interno della barra di ancoraggio	$\emptyset_i$	15	[mm]
Diametro esterno della barra di ancoraggio	$\emptyset_e$	32.00	[mm]
Diametro di perforazione	$\emptyset$	90	[mm]
Tensione di snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	460	[MPa]
Spessore della corona di corrosione	$t_c$	0	[mm]
Tensione limite di aderenza malta-roccia	$\tau_{lim}$	0.4	[MPa]
Lunghezza di plasticizzazione nell'ammasso roccioso stabile	$L_p$	0.5	[m]

## Rete

Descrizione	Simbolo	Valore	Unità
Tipologia di rete		Steelgrid HR 50	
Resistenza nominale a punzonamento da test di laboratorio	$M_0$	125	[kN]

## Coefficienti di sicurezza

Descrizione	Simbolo	Valore
Incertezza sullo spessore medio dell'ammasso roccioso instabile	$\gamma_q$	1.25
Incertezza sul peso per unità di volume della roccia	$\gamma_g$	1
Incertezza sul comportamento della massa rocciosa	$\gamma_b$	1
Coefficiente applicato alle resistenze (forze stabilizzanti)( $\gamma_R = \gamma_q \times \gamma_g \times \gamma_b$ )	$\gamma_R$	1.25
Incertezza sulla morfologia del pendio da consolidare	$\gamma_M$	1.2
Sovraccarichi esterni sul pendio	$\gamma_O$	1
Coefficiente applicato alle azioni (forze destabilizzanti)( $\gamma_D = \gamma_M \times \gamma_O$ )	$\gamma_D$	1.2
Fattore di sicurezza globale( $\gamma_{DF} = \gamma_R \times \gamma_D$ )	$\gamma_{DF}$	1.5
Fattore di sicurezza per la resistenza della rete	$\gamma_{mesh}$	1.5
Coefficiente applicato alla tensione di snervamento della barra	$\gamma_A$	1.15
Coefficiente applicato alla tensione limite di aderenza malta-roccia	$\gamma_T$	1.8

## Risultati

Analisi di stabilità della porzione superficiale		Analisi della rete	
FOS <sub>R</sub>	Progettazione dell'ancoraggio	FOS <sub>R</sub>	Tasso di lavoro
1.48 ✓	49.98% ✓	1.92 ✓	52.17% ✓

## Analisi di stabilità della porzione superficiale

Descrizione	Valore	Unità
Forza stabilizzante sul piano di scivolamento (valore di progetto)	332.47	[kN]
Forza destabilizzante sul piano di scivolamento (valore di progetto)	225.37	[kN]
Fattore di sicurezza	1.48	

## Progettazione degli ancoraggi

Descrizione	Valore	Unità
Forza destabilizzante sul piano di scivolamento (valore di progetto)	107.01	[kN]
Contributo resistente di progetto dell'ancoraggio	214.11	[kN]
Progettazione degli ancoraggi	49.98	%
Inclinazione della barra di ancoraggio rispetto all'orizzontale	10.00	[°]
Tensione di snervamento di progetto dell'acciaio	400.00	[MPa]
Carico di snervamento di progetto della barra	251.01	[kN]
Sezione efficace della barra di ancoraggio	627.53	[mm <sup>2</sup> ]
Diametro minimo di perforazione (nominale)	90.00	[mm]
Forza di sfilamento dovuta al carico trasmesso dalla rete [A]	33.92	[kN]
Forza di sfilamento dovuta all'instabilità della porzione superficiale dell'ammasso roccioso [B]	53.51	[kN]
Massima forza di sfilamento (maggiore tra A e B)	53.51	[kN]
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona stabile	0.85	[m]
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona instabile	1.39	[m]
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona plasticizzata	0.50	[m]
Lunghezza minima dell'ancoraggio	3.00	[m]

## Progettazione della rete

Descrizione	Valore	Unità
Resistenza a punzonamento di progetto	33.54	[kN]
Forza di punzonamento di progetto	17.50	[kN]
Fattore di sicurezza	1.92	
Volume massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi	6.65	[m <sup>3</sup> ]
Peso massimo del blocco roccioso che si può mobilizzare tra gli ancoraggi	146.28	[kN]
Sommatoria delle forze agenti di progetto	90.86	[kN]
Sommatoria delle forze resistenti di progetto	49.46	[kN]
Deformazione nominale della rete	0.67	[m]