



# COMUNE DI CALASCIBETTA

## PROVINCIA DI ENNA

# PROGETTO ESECUTIVO

D.Lgs 50/2016

LAVORI DI CONSOLIDAMENTO COSTONE ROCCIOSO ABITATO  
ZONA NORD I° STRALCIO  
CUP J31B22000390001

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA DI CALCOLO

ELABORATO

3

PROG.

DATA:

OTTOBRE 2022

SCALA:

PROGETTAZIONE E CSP

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

AGGIORNAMENTI

 **LICCIARDELLOPROGETTI**  
Società di Ingegneria s.r.l.

Dott. Arch. Nicolò Mazza

Revisione Marzo 2021



DIREZIONE DEI LAVORI

CSE

 **STUDIO FLORAMO Engineering & Architecture s.r.l.**



## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Inquadramento geologico e geotecnico</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>Caratterizzazione sismica dell'area</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	<b>Descrizione del metodo di dimensionamento</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>Dimensionamento</b>	<b>12</b>
<b>7</b>	<b>Risultati</b>	<b>13</b>
<b>8</b>	<b>Lunghezza degli ancoraggi</b>	<b>15</b>
8.1	Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio	17
8.2	Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – terreno	17
8.3	Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio	18
<b>9</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>20</b>
<b>10</b>	<b>Bibliografia</b>	<b>22</b>
<b>11</b>	<b>. TABULATO</b>	<b>23</b>

**Allegato calcolo chiodature puntuali (Massi M1 e M2)**

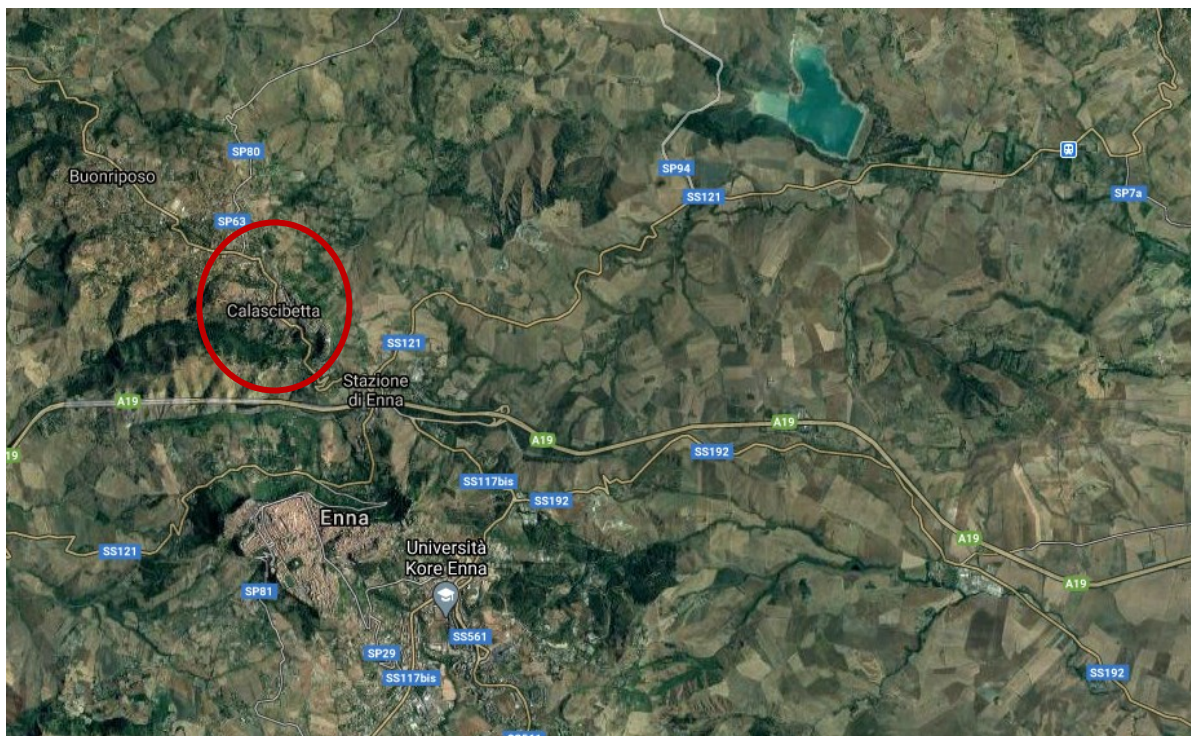
# **1 Premessa**

La scrivente ATI di progettazione sulla base della relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Angelo Leotta ha predisposto la verifica di calcolo del sistema di consolidamento adottato e in seguito dettagliatamente descritto.

Il versante, costituito prevalentemente da calcareniti, è caratterizzato da fenomeni di distacco e crollo di blocchi del volume di diversi metri cubi, generati da una intensa fratturazione provocata dall'azione degli agenti atmosferici.

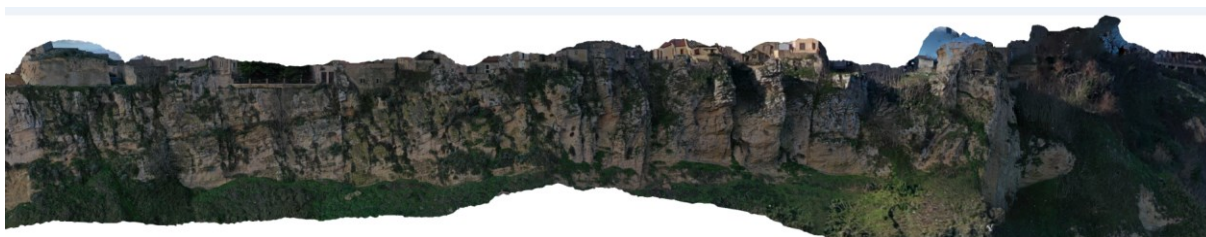
La soluzione progettuale individuata consiste nell'impiego di rete in acciaio ad alta resistenza, corredata di ancoraggi in barra d'acciaio, di cui verrà esposto il dimensionamento nella presente relazione.

In Figura 1 viene localizzato il comune di Calascibetta (EN)



**Figura 1. Localizzazione del comune di Calascibetta (EN)**

Mentre in Figura 2 si riporta un'immagine del costone roccioso.



**Figura 2. Immagine del costone roccioso dove si ha intenzione di eseguire l'intervento**

## **2 Introduzione**

A seguito dei sopralluoghi svolti e delle analisi geotecniche presso la pertinenza delle aree studiate, è apparsa la criticità dell'area con la presenza di instabilità di versante di tipo superficiale. Per questa tipologia di fenomeni, l'orientamento che anima la scelta progettuale è quello di un consolidamento diffuso del versante.

Per quanto attiene al consolidamento superficiale di versanti, sono largamente adottate soluzioni che impiegano reti in acciaio.

Essi possono essere genericamente elencati in pannelli di rete a trefolo, pannelli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a semplice torsione, rotoli di rete a doppia torsione.

Per il versante in esame è stato individuato un sistema di consolidamento attivo che adotta **una rete a singola torsione in filo di acciaio temprato ad alta resistenza, ancoraggi in barra con relative speciali piastre di ripartizione, nonché dispositivi di giunzione specificamente studiati per il sistema.**

Senza entrare in questa relazione nel merito delle differenze van sin da subito chiariti i criteri che hanno animato la scelta tra le varie proposte:

- possibilità di un effettivo dimensionamento del sistema che adotti le più recenti indicazioni in tema (Eurocodici);
- idoneità del sistema al trattamento di versanti caratterizzati da litotipi teneri (come ad esempio nel caso in esame, coltri di alterazione delle rocce di origine metamorfica);
- rapidità di installazione;
- impatto ambientale a breve termine (paesaggistico) e a lungo termine (durata e efficienza nel tempo);
- performances in esercizio (resistenza a trazione e al punzonamento).

## **3 Inquadramento geologico e geotecnico**

Per valutare la stabilità ed eseguire il dimensionamento del sistema proposto si sono valutati i parametri geotecnici di seguito riportati, ricavati dalla relazione geologica redatta dal dott. Geol. Angelo Leotta.

Scenario	
Tipo di terreno	Calcareniti
Spessore $t$ instabile [m]	0.85
Peso volume $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	23
Angolo d'attrito [ $^{\circ}$ ]	30.5
Coesione $c$ [kPa]	5
Inclinazione del versante $\alpha$ [ $^{\circ}$ ]	80

**Tabella 1. Caratterizzazione geotecnica del terreno affiorante**

Le analisi vengono condotte soltanto sulle possibili instabilità presenti all'interno dello strato di materiale più superficiale. Pertanto, oggetto di studio è la stabilità di uno strato con spessore di circa 0.85 m, in quanto si ritiene che possa rispecchiare in maniera realistica le possibili instabilità di versante.

## **4 Caratterizzazione sismica dell'area**

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presenti irregolarità molto marcate. (Ordinanza PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica").

L'analisi viene effettuata in condizioni pseudo-statiche, imponendo un sistema di forze inerziali  $F_H$  e  $F_V$  sul baricentro del corpo analizzato secondo il meccanismo di instabilità studiato. Le direzioni delle forze pseudo statiche sono tali da massimizzare la componente di forza instabilizzante. La forza pseudostatica  $F_H$  viene calcolata come:

$$F_H = \pm \beta_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g \cdot W$$

Dove:

- $\beta_s$  è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, i cui valori dipendono dalla categoria del suolo e dall'accelerazione massima al sito;
- $S_S$  è il fattore di amplificazione per effetto della stratigrafia;
- $S_T$  è il fattore di amplificazione per effetto della topografia;
- $a_g$  è l'accelerazione di picco su roccia affiorante in assenza di effetti topografici (espressa come una parte dell'accelerazione di gravità  $g$ );
- $W$  è il peso della massa;

La forza pseudostatica  $F_V$  è calcolata come:

$$F_V = \pm 0.5 F_H$$

essendo  $F_V$  la risultante verticale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile. In particolare, le forze verticali vengono automaticamente scelte in modo tale che la direzione (verso l'alto o verso il basso) sia tale da produrre il minimo fattore di sicurezza; le forze orizzontali sono ovviamente sempre rivolte verso valle.

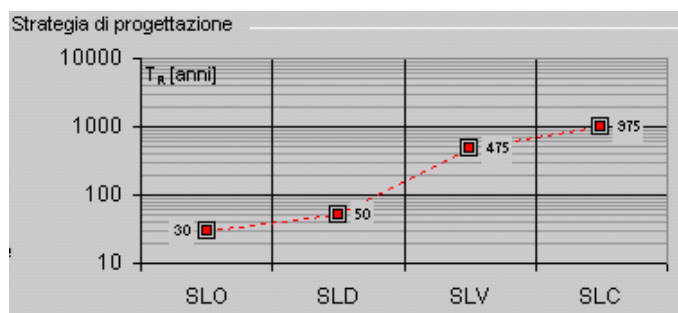
Le forze pseudostatiche  $F_H$  e  $F_V$  vengono anche espresse nel modo seguente:

$$F_H = k_H \cdot W$$

$$F_V = k_V \cdot W$$

Dove  $k_H$  e  $k_V$  sono i coefficienti di spinta sismica in direzione orizzontale.

Gli stati di verifica d'accordo alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) e i tempi di ritorno cui essi fanno riferimento sono illustrati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**



## Tabella 2. Stati di verifica sismica.

I valori del parametro  $a_g$  preso dai valori di pericolosità sismica del territorio nazionale sono forniti nel seguito (vedi

Tabella 3):

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.034	2.498	0.231
Danno (SLD)	50	0.041	2.514	0.276
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.090	2.547	0.427
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.112	2.608	0.488
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**Tabella 3. Valori dei parametri  $a_g$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento.**

Nel caso in esame, il **valore di accelerazione orizzontale** di picco su strato roccioso affiorante per un periodo di ritorno di 475 anni (SLV) **è pari a 0.090 g**.

In base a quanto indicato nella relazione geologica, si evince la presenza di un terreno di **categoria di sottosuolo di tipo B**: rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_s$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Nel caso specifico, viste le caratteristiche morfologiche dell'area, è possibile inserire il sito nella **categoria topografica T4**, ossia pendii con inclinazione media  $i > 30^\circ$ .

Per il sito in esame si hanno quindi i seguenti coefficienti sismici:

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,47	1,42	1,30	1,27
ST Amplificazione topografica	1,40	1,40	1,40	1,40

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
$k_h$	0.011	0.014	0.030	0.045
$k_v$	0.006	0.007	0.015	0.023
$A_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0.552	0.668	1.481	1.839
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

**Figura 3. Coefficienti sismici secondo le Nuove Norme Tecniche per l'opera di consolidamento superficiale.**

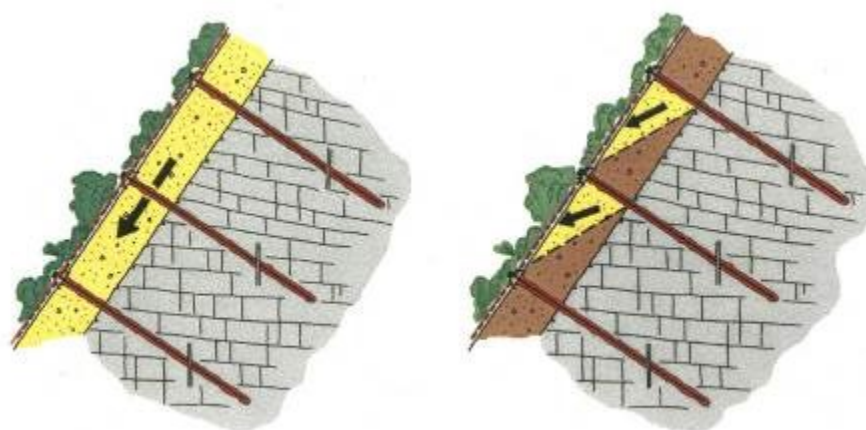
Tenendo conto delle condizioni locali del versante in esame e della normativa vigente, si ottiene un valore di  $k_h$  **pari a 0.030** e un valore di  $k_v$  **pari a 0.015**.

## **5 Descrizione del metodo di dimensionamento**

Le condizioni di carattere eminentemente geologico e geotecnico sono sufficientemente omogenee in relazione all'ampiezza dell'area di studio e di conseguenza per il dimensionamento dell'intervento di consolidamento è stato impiegato un sistema di calcolo che modella la scarpata analizzandone la stabilità superficiale (intesa come scorrimento probabile di uno strato di terreno, o roccia alterata, su un substrato ritenuto stabile) e la stabilità locale (intesa come contenimento delle porzioni dello strato



superficiale comprese nel reticolo degli elementi di ancoraggio, normalmente barre in acciaio). I meccanismi di rottura suddetti sono graficamente illustrati in Fig. 4



**Figura 4. Meccanismi di rottura considerati per il dimensionamento**

Il software utilizzato per il dimensionamento è il RUVOLUM di Ruegger e Flum, che è uno tra i pochi software esistenti in cui la stabilizzazione e/o il consolidamento di un versante, che avviene per mezzo di ancoraggi strutturali, attivi e passivi, tiene conto del contributo del rivestimento superficiale del versante stesso, ossia della rete in acciaio ad alta resistenza.

Chiaramente, affinché il contributo sia sensibile, il materiale che riveste il versante, avente la funzione di distribuire lateralmente i carichi e le sollecitazioni, deve essere di caratteristiche tali da poter essere apprezzabili, ovvero, in altre parole, avere una resistenza a trazione intrinseca elevata nelle due direzioni, ma anche una resistenza al punzonamento nota ed elevata.

Si è quindi ipotizzato di utilizzare una rete in acciaio inox, di diametro 4 mm, con le seguenti caratteristiche:

- resistenza della rete allo sforzo di trazione parallelamente al versante, pari a  $Z_R = 50$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di pressione nella direzione dell'ancoraggio, pari a  $D_R = 280$  kN;
- resistenza della rete allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra romboidale), pari a  $P_R = 140$  kN;

I valori di resistenza dei materiali ipotizzati sono ottenuti da prove di laboratorio d'accordo con l'Eurocodice e sono definiti come valori caratteristici; i valori di progetto sono ottenuti applicando un fattore di sicurezza riduttivo (tipicamente uguale a 1.5).

I valori di resistenza sopra riportati nascono dalla sperimentazione in laboratorio del sistema e dei suoi singoli componenti; il programma ne tiene conto nella verifica che le sollecitazioni non superino le capacità del sistema stesso. Essi intervengono nel dimensionamento che opera nello spirito della verifica di cinque prove:

- 1) prova di stabilizzazione dello strato instabile per mezzo degli ancoraggi secondo l'interasse calcolato (ipotesi di calcolo: 3m x 3m) (metodo del pendio indefinito);



$$S_d \leq S_{Rred} / \gamma_{SR}$$

Dove:

- $S_d$  è la forza di taglio calcolata in funzione di  $V_{dl}$  (valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento dalla positiva influenza di V);
  - $S_{Rred}$  resistenza degli ancoraggi agli sforzi di taglio;
  - $\gamma_{SR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al taglio degli ancoraggi.
- 2) prova di resistenza della rete contro lo scorrimento del terreno al di sopra delle piastre di ripartizione citate;

$$P_d \leq P_R / \gamma_{PR}$$

Dove:

- $P_d$  è il massimo sforzo sulla rete per taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
  - $P_R$  è la resistenza della rete al taglio in direzione parallela all'ancoraggio al bordo superiore della piastra;
  - $\gamma_{PR}$  correzione per la resistenza della rete per taglio;
- 3) prova di resistenza della rete alla trasmissione del pre-carico dell'elemento di ancoraggio (normalmente mai superiore ai 30 kN);

$$Z_d \leq Z_R / \gamma_{ZR}$$

Dove:

- $Z_d$  è la forza parallela al versante (in condizioni di equilibrio);
  - $Z_R$  la resistenza della rete agli sforzi di trazione paralleli al versante;
  - $\gamma_{ZR}$  il fattore di sicurezza alla trasmissione della forza Z;
- 4) prova della rete rispetto al punzonamento

$$V_{dll} \leq D_R / \gamma_{DR}$$

Dove:

- $V_{dll}$  è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- $D_R$  resistenza della rete agli sforzi di punzonamento in direzione dell'ancoraggio;
- $\gamma_{DR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al punzonamento.

- 5) prova della resistenza dell'ancoraggio sotto l'azione combinata di taglio (data dalla sollecitazione indotta dallo strato instabile) e trazione (data dal pre-carico dell'ancoraggio).

$$\left\{ \left[ V_{dll} / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[ S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

$$\left\{ \left[ P_d / (T_{Rred} / \gamma_{TR}) \right]^2 + \left[ S_d / (S_{Rred} / \gamma_{SR}) \right]^2 \right\}^{0.5} \leq 1.0$$

Dove:

- $V_{dll}$  è il valore di dimensionamento della forza di pre-tensionamento risultante dalla negativa influenza di V (forza di pre-tensionamento);
- $T_{Rred}$  resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di trazione;
- $\gamma_{TR}$  fattore di sicurezza per la resistenza a trazione dell'ancoraggio;
- $S_d$  forza di taglio calcolata in funzione di  $V_{dll}$ ;
- $S_{Rred}$  resistenza dell'ancoraggio agli sforzi di taglio;
- $\gamma_{SR}$  fattore di sicurezza per la resistenza al taglio dell'ancoraggio.

In abbinamento alla rete in acciaio, è stata studiata un'apposita piastra di ripartizione dei carichi trasferiti dagli ancoraggi alla rete e viceversa, in grado in sostanza di conferire, in abbinamento alla rete, in maniera omogenea i carichi con i quali gli ancoraggi sono serrati.

Il modello di calcolo applica l'Eurocodice 7 in tema di progettazione geotecnica, ossia introducendo Fattori di Sicurezza parziali, come meglio specificato in seguito, e dunque tiene conto di:

1. inclinazione del versante
2. spessore dello strato instabile
3. angolo di attrito caratteristico del terreno
4. coesione caratteristica del terreno
5. peso di volume caratteristico del terreno

Alle voci 3, 4 e 5 può essere applicato, in accordo all'Eurocodice 7, un Fattore di Sicurezza parziale ( $F_\phi=1.25$  applicato alla tangente dell'angolo,  $F_c=1.25$   $F_\gamma=1.0$ ) che ne riduce il valore dell'angolo d'attrito  $\phi'$  e della coesione  $c'$ , mentre mantiene inalterato il peso di volume  $\gamma$ , rispettivamente. Un ulteriore Fattore di Sicurezza parziale ( $F_{mod}=1.10$ ) viene applicato in caso per limitare l'incertezza del modello assunto.

Il lavorare con dei coefficienti di sicurezza parziali equivale all'impiego di un fattore di sicurezza globale che è maggiore di quello considerato nelle vecchie normative ( $F_s = 1.3$ ), ma comunque in termini pratici vuol dire che la condizione di stabilità del versante è soddisfatta perché lontano dalla rottura. Da ciò si evince come il modello lavori in condizioni normalmente conservative.

Il programma permette poi di scegliere quale elemento di ancoraggio e consolidamento sia ritenuto adatto al caso in esame; in particolare si deve individuare la tipologia, l'eventuale pre-tensione dell'elemento, l'angolo di applicazione del carico rispetto all'orizzontale e può essere imposto un

decadimento delle proprietà meccaniche dell'acciaio a seguito di corrosione che può avvenire se la cementazione dell'armatura del foro non viene eseguita in maniera corretta.

Per questo motivo, in accordo alle RECOMMENDATIONS CLOUTERRE 1991 (francesi), si è considerato che il degrado per ossidazione porta l'acciaio in barre immerso in terreni aggressivi a perdere, dopo 100 anni, 4 mm di diametro.

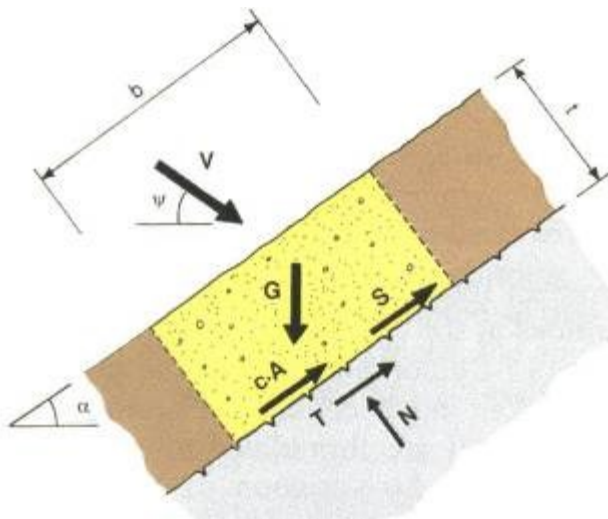
### **Calcolo della stabilità parallela al versante:**

Considerando l'equilibrio nella direzione  $x$  (vedi Figura 5), si ricava lo sforzo di taglio sopportato dall'ancoraggio come:

$$S = G \cdot \sin \alpha - V \cdot \cos(\psi + \alpha) - \frac{c \cdot A + [G \cdot \cos \alpha + V \cdot \sin(\psi + \alpha)] \cdot \tan \phi'}{\gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

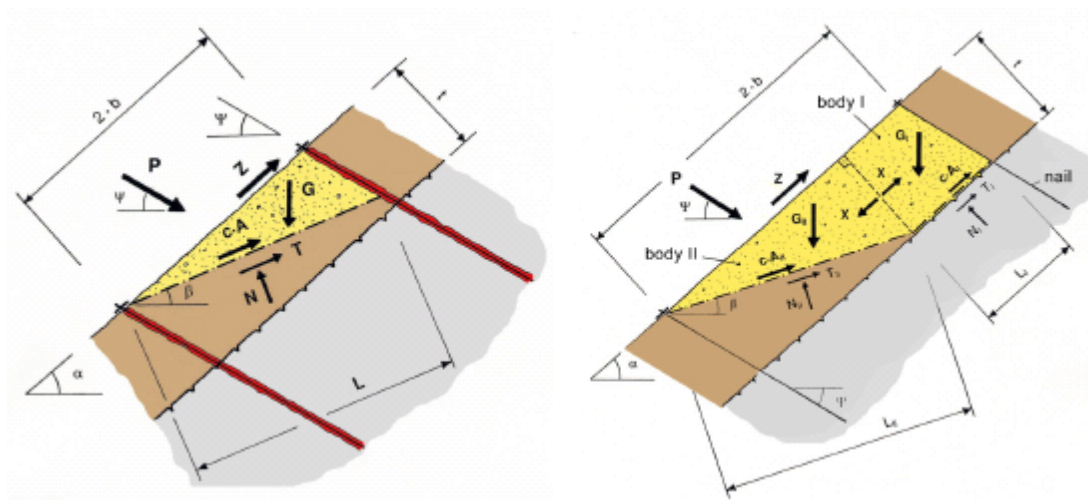
- $G$  è il peso del corpo in giallo della figura sottostante
- $V$  è il precarico dell'ancoraggio dovuto alla pretensione dello stesso  
 $\psi$  è l'inclinazione degli ancoraggi rispetto all'orizzontale
- $\gamma_{\text{mod}}$  è un fattore di riduzione che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo.



**Figura 5 Azione di taglio  $S$  sull'ancoraggio (meccanismo di rottura globale).**

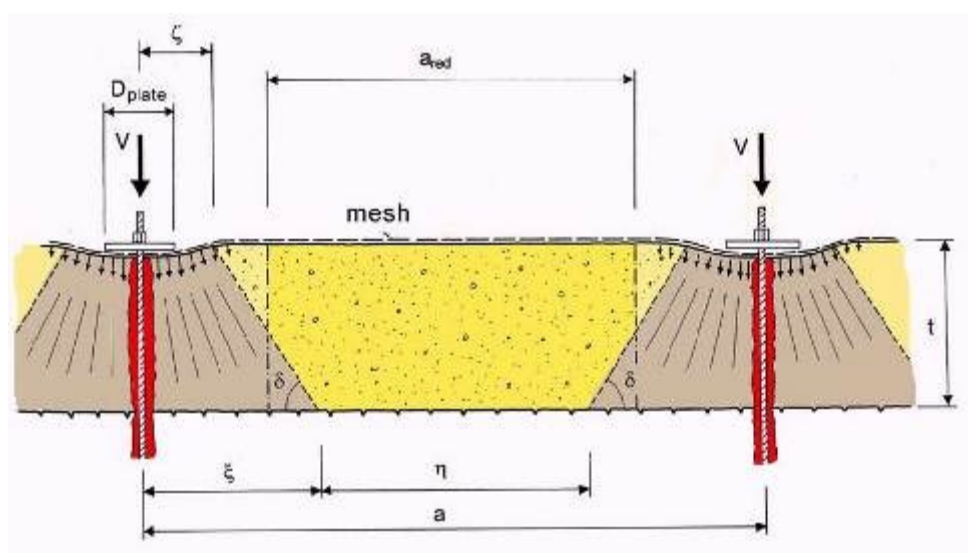
### **Calcolo della stabilità locale (meccanismi di rottura tra gli ancoraggi):**

Sono assunti 2 tipi di meccanismi locali di rottura (vedi Figura 6). A sinistra s'ipotizza un meccanismo di rottura che coinvolge un singolo corpo instabile che scivola su una discontinuità avente un'inclinazione  $\beta$  sull'orizzontale. A destra s'ipotizza un meccanismo di rottura locale che coinvolge 2 corpi, dove il corpo I spinge sul corpo II.



**Figura 6. Meccanismi di rottura locale.**

In Figura 7 si osserva una vista di trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi, e la presenza del cono di pressione (zona stabile). L'angolo  $\delta$  diminuisce con l'addensamento del terreno o roccia.



**Figura 7. Sezione trasversale del corpo instabile tra gli ancoraggi; cono di pressione attivo.**

La forza stabilizzante  $P$  per il meccanismo instabile mostrato a sinistra in Figura è calcolata come:

$$P_1 = \frac{G \cdot \sin \alpha - c \cdot A - G \cdot \cos \beta \cdot \tan \phi' - Z \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi']}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \phi' + \cos(\psi + \beta)}$$

Dove:

$Z$  è la forza trasmessa dalla rete sull'ancoraggio di monte

Invece la forza stabilizzante P per il meccanismo instabile mostrato a destra sempre in Figura è calcolata come:

$$P_2 = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \phi'] + (X - Z) \cdot [\cos(\alpha - \beta) + \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \phi'] - c' \cdot A_{II}}{\sin(\psi + \beta) \cdot \tan \phi' + \cos(\psi + \beta) \cdot \gamma_{\text{mod}}}$$

Dove:

X è la forza di contatto del corpo I sul corpo II, calcolata come:

$$X = 1/\gamma_{\text{mod}} \cdot [G_I \cdot (\gamma_{\text{mod}} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi') - c' \cdot A_I]$$

Il programma di calcolo utilizzato fa variare l'inclinazione  $\beta$  della discontinuità all'interno dello strato instabile in modo da trovare la forza stabilizzante massima. In altre parole, il programma ricava la profondità tale per cui si ha la massima richiesta di stabilizzazione dal sistema di consolidamento, ovvero la profondità critica.

## 6 Dimensionamento

Nel seguito si illustrano i dati di input di due scenari presenti in sito per l'analisi della soluzione per il consolidamento superficiale:

Scenario	Spessore instabile	Inclinazione versante	$\phi_k$	$c_k$	$\gamma$	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_\gamma$	$\gamma_{\text{mod}}$	Inclin. Ancor.
	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kN/m³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]
	<b>0.85</b>	80	30.5	5	23	1,25	1,25	1,00	1,10	5

**Tabella 4. Riassunto dei dati di input per il dimensionamento in esame.**

Per maggiore chiarezza della tabella riguardante gli scenari analizzati, a completamento di quanto citato nel paragrafo precedente rispetto alla descrizione del metodo di dimensionamento, si precisa che:

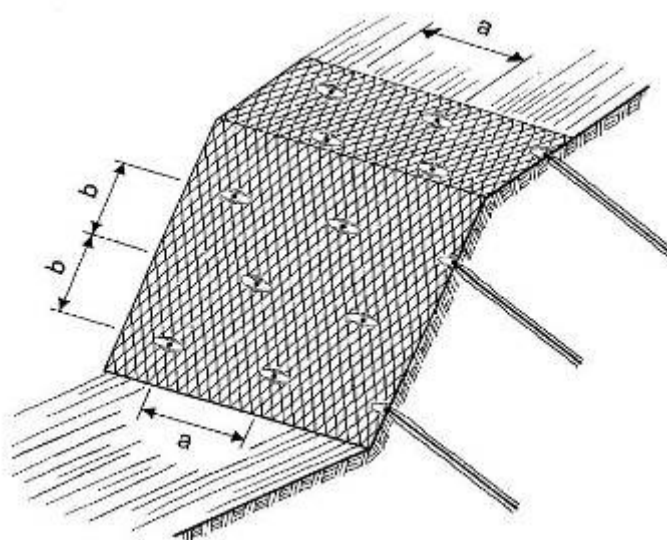
- Lo spessore  $t$  instabile, cioè la profondità della coltre instabile viene valutata considerando una profondità fino a 0.85 m.
- Della coesione, di angolo di attrito e peso di volume i valori assunti sono quelli supposti in base alle osservazioni geologiche del versante affiorante; su tali valori operano i coefficienti

riduttivi  $\gamma_\phi$ ,  $\gamma_c$  e  $\gamma_\gamma$  della tangente dell'angolo d'attrito, della coesione e del peso unitario, rispettivamente, in applicazione dell'Eurocodice 7.

- Gli ancoraggi ipotizzati sono del tipo Gewi con diametro pari a 32 mm. Essi sono stati ipotizzati ad azione passiva con un'inclinazione rispetto l'orizzontale di 5° pur avendo attribuito un pre-carico di tensionamento pari a 30 kN (affinché non si abbia a disperdere parte della loro resistenza per la reazione al movimento incipiente).

## 7 Risultati

Per effetto delle considerazioni sopra espresse, in riferimento agli allegati tabulati ed allo schema sottostante (vedi Figura 8),



**Figura 8. Rappresentazione schematica per l'interpretazione dei risultati.**

Si ottiene il seguente riepilogo degli interassi ( $a$  = orizzontale,  $b$  = verticale) tra ancoraggi e tipologia di ancoraggio:

Scenari	Tipologia di rete	$a = H$	$b = V$	Ancoraggi
	[-]	[m]	[m]	[-]
	TECCO G65/4	3.00	3.00	Gewi 32 mm

**Tabella 5. Riepilogo degli interassi tra ancoraggi.**

La rete individuata in fase progettuale, le cui prestazioni di elevata resistenza concorrono al dimensionamento, mobilita nel caso in esame la sua resistenza allo sforzo di taglio nella direzione dell'ancoraggio (immediatamente al di sopra della piastra  $P_R=85$  kN) per spessori di meccanismi di rottura locale fino a 0.85 m. Per contro reti più deboli, giungerebbero a rottura per spessori di terreno

instabile decisamente inferiori, con la conseguenza che per tali reti occorrerebbe, a parità di spessore instabile, realizzare un numero di ancoraggi molto più elevato, con evidente ricaduta negativa sull'aspetto economico del progetto.

Il meccanismo di rottura parallelo al versante è stabilizzato per mezzo di barre in acciaio, grazie alla loro resistenza al taglio e in minor grado al loro pretensionamento. Gli ancoraggi necessari per resistere le azioni combinate di taglio e trazione secondo il meccanismo di instabilità allo scorrimento parallelo al versante sono del tipo **Gewi 32 mm**.

Degli ancoraggi ipotizzati sono riportati in seguito (vedi

Tabella 6) le resistenze caratteristiche dichiarate dai produttori. I valori di progetto della resistenza a trazione e taglio secondo le Nuove Norme Tecniche risultano dalla applicazione di un fattore di riduzione pari a 1,15 (sulla resistenza a snervamento). I valori di seguito riportati sono le resistenze teoriche senza considerare la corrosione; gli effetti sulla riduzione delle resistenze sono considerati nelle verifiche del software.

	Snervamento	Area	Res. trazione	Res. taglio
	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	kN	kN
Gewi 32 mm	500	804	442	402

**Tabella 6. Caratteristiche dell'ancoraggio necessario per la stabilizzazione del meccanismo di rottura parallelo al versante, valori caratteristici di resistenza.**

Le condizioni di stabilità dei versanti sono ottenute per mezzo di quella coesione virtuale supplementare, ovvero l'incremento della resistenza al taglio, che il sistema (rete ad alta resistenza ed ancoraggi) è in grado di fornire all'interfaccia tra la coltre superficiale (alterata) e il substrato stabile, se la rete viene debitamente tensionata e "vincolata" agli ancoraggi strutturali.

Come citato in precedenza, il dimensionamento adotta un sistema di rivestimento delle superfici particolarmente innovativo, i cui punti essenziali sono riassumibili sia nell'elevata resistenza intrinseca del materiale costituente la rete superficiale (filo in acciaio da 1770 N/mm<sup>2</sup>), sia nelle elevate prestazioni in termini di resistenza alla trazione e nella resistenza al punzonamento, prestazioni che in ultima analisi permettono di trasferire le sollecitazioni lateralmente facendo collaborare più ancoraggi, senza giungere alla rottura.

Inoltre, una delle peculiarità del sistema scelto per il consolidamento del versante è anche quello della durata nei confronti della corrosione: la protezione è garantita dalla galvanizzazione che abbina allo Zinco una percentuale significativa di Alluminio, tale da implementare sensibilmente la durata anche in ambienti aggressivi.

In tutti i casi, per garantire la stabilità devono essere rispettate le seguenti condizioni di posa in opera:

1. Seguire puntualmente le modalità di posa della rete in acciaio suggerite dal produttore, ossia facendo aderire il più possibile la rete alla parete in maniera da esercitare una contropinta diffusa su tutto l'areale;
2. Realizzare gli ancoraggi secondo una maglia più o meno regolare, e che siano realizzati ancoraggi supplementari per la stabilizzazione di porzioni di versante palesemente instabili, pericolose principalmente per gli operatori impegnati in parete;



3. Gli ancoraggi devono avere una posizione centrata rispetto al foro che può essere mantenuta per mezzo di opportuni dispositivi centratori;
4. gli ancoraggi devono avere una profondità adeguata allo spessore ritenuto instabile, previo adeguato dimensionamento tenendo conto di:
  - carico massimo di esercizio per il sistema impiegato
  - condizioni geotecniche dei terreni attraversati
  - diametro di perforazione
5. la boiaccia cementizia deve essere confezionata con additivi antiritiro, e sufficientemente fluida per intasare completamente il foro;
6. il pre-tensionamento degli ancoraggi deve essere effettuato con cura, per non eccedere mai i 30 kN previsti dal presente dimensionamento e a maturazione della boiaccia avvenuta, previa la posa in opera delle piastre speciali in senso ortogonale alla maglia della rete in acciaio.

Il pregio della rete individuata è infatti quello di potere essere tensionata e dunque essere fatta aderire al versante in maniera molto precisa. A tale scopo, pertanto, sarà necessario individuare i punti di ancoraggio/perforazione nelle cavità o depressioni eventualmente realizzate, con scavo, allo scopo.

Laddove questo non risultasse possibile pena il mancato rispetto della disposizione a quinconce degli ancoraggi e soprattutto degli interassi calcolati, il ricorso a elementi di fissaggio a secco quali picchetti sagomati a manico di ombrello, di profondità compatibile con la loro infissione, potrebbe essere indispensabile.

## **8 Lunghezza degli ancoraggi**

Il calcolo è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC). Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

Negli Eurocodici, così come nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, si utilizzano dei coefficienti di sicurezza parziali, da applicare o alle azioni, o alle resistenze o ad entrambi, in funzione dell'approccio utilizzato. Il valore dei coefficienti di sicurezza utilizzato è indicato a livello Europeo e viene lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

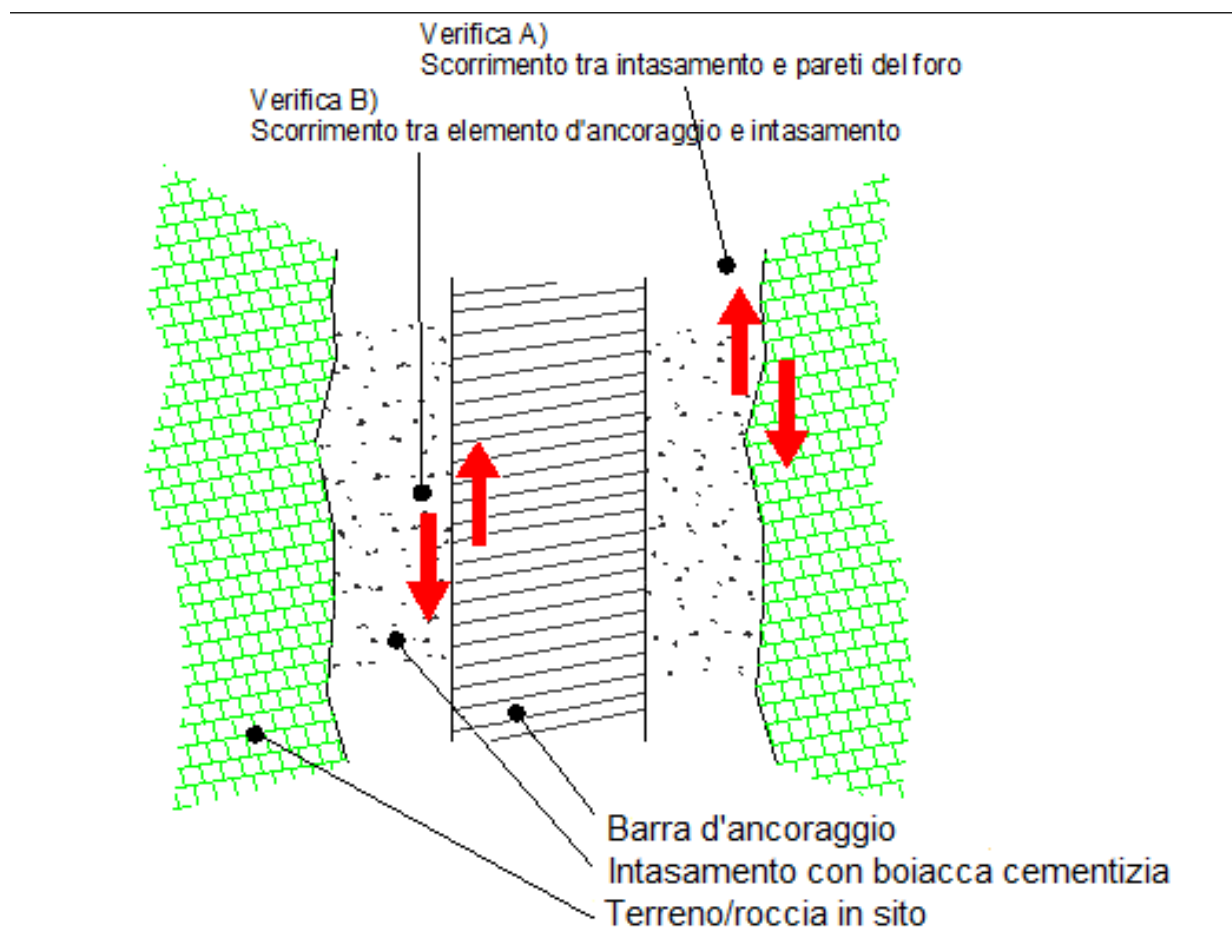
Il carico massimo che si può trasferire all'ancoraggio corrisponde all'azione  $T_D$  che viene indicata dal software di calcolo utilizzato. Per le verifiche sulle lunghezze degli ancoraggi si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3) riportato nelle NTC 2018, indicato nel cap. 6.4.3 "fondazioni sui pali". Si considerano quindi pari ad 1 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici; per far questo si ricalcola il valore di  $T_D$  dal software mediante una simulazione e impostando gli stessi valori di interasse degli ancoraggi e la stessa tipologia ottenuta però ponendo pari a 1,0 i fattori di sicurezza sui parametri geotecnici.

Il valore di  $T_D$  che si ottiene è quello che si utilizza per il calcolo della lunghezza degli ancoraggi e che risulta pari a 170.5 kN.

Tale azione viene incrementata mediante un fattore di amplificativo pari a 1,3 (carichi permanenti, effetto sfavorevole, NTC 2018 – tab. 6.2.I) e risulta pari a:

$$F_{D \text{ Progetto}} = 221.65 \text{ kN}$$

Vengono effettuate **tre differenti verifiche** per il dimensionamento degli ancoraggi (vedi Figura 9): della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio malta e dell'interfaccia malta terreno.



**Figura 9. Verifiche rispetto allo sfilamento dell'ancoraggio.**

#### Dati di progetto

Azione di progetto	$F_D = 221.65 \text{ kN}$
Angolo di inclinazione del versante	$\alpha = 80.0^\circ$
Spessore dello strato	$t = 0.85 \text{ m}$
Angolo di attrito del terreno	$\Phi_k = 30.5^\circ$
Peso di volume	$\gamma_k = 23 \text{ kN/m}^3$
Diametro di perforazione	$D_{\text{perf}} = 80 \text{ mm}$

## 8.1 Verifica della sezione d'acciaio dell'ancoraggio

Nella verifica della sezione di acciaio viene verificata la seguente disequazione:

$$F_D \leq \frac{R_{yk} \cdot A_{barra}}{\gamma_s \cdot 1000}$$

Dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto [kN];
- $R_{yk}$  è la resistenza a snervamento della barra (Gewi 32 mm), pari a 500 N/mm<sup>2</sup>;
- $A_{barra}$  è la sezione della barra, pari a 804 mm<sup>2</sup>;
- $\gamma_s$  è il fattore riduttivo dell'acciaio, pari a 1.15 (secondo NTC 2018).

$$\frac{500 \cdot 804}{1.15 \cdot 1000} = 349.5$$

Da cui ne deriva che:

$$221.65 \leq 349.5 \text{ per cui la disequazione è } \underline{\text{VERIFICATA.}}$$

## 8.2 Lunghezza ancoraggio - Verifica A sfilamento malta – terreno

Il modello concettuale di riferimento è quello di Bustamante – Doix (1985), in cui gli elementi di ancoraggio vengono dimensionati in base alla capacità delle interfacce di trasmettere le azioni cui l'ancoraggio è sottoposto.

La disequazione che definisce la capacità dell'elemento di fondazione è la seguente:

$$L_A \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_{a3} \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{s-m}}$$

Dove:

- $F_d$  è l'azione di progetto
- $D_s$  è il diametro reale del bulbo, ottenuto moltiplicando il diametro di perforazione ( $D_{perf}$ ) per un coefficiente maggiorativo ( $\alpha_s$ ), variabile a seconda della tipologia di terreno;
- $\tau_{s-m}$  è il valore di progetto dello sforzo unitario trasmissibile dall'interfaccia considerata, calcolato applicando al valore caratteristico gli opportuni coefficienti di sicurezza;
- $R_{a,p}$  e  $\xi_{a3}$  sono i coefficienti di sicurezza da considerare, secondo quanto riportato nelle Norme Tecniche.

$$D_{perf} = 80 \text{ mm}$$

$\tau_{s-m} = 0,50 \text{ N/mm}^2$ ; desunto dalle tabelle A.I.C.A.P 2012 viste le condizioni di sito.

Il parametro di aderenza malta-terreno dipende dal tipo di terreno in posto e dal tipo di malta utilizzata, ed è determinabile in modo univoco solo con prove di estrazione di ancoraggi appositamente realizzati. In mancanza di ciò si utilizzano valori desunti dalla letteratura, applicando poi i coefficienti riduttivi previsti dalle norme tecniche.

Le resistenze vengono approcciate secondo quanto previsto dal paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC, tab. 6.4.II, per pali trivellati.

$$R_{a,p} = 1,25$$

Mentre la resistenza caratteristica dell'ancoraggio viene valutata tenendo in considerazione il fatto che non si hanno prove di estrazione e che i dati di aderenza malta-substrato sono determinati tramite riferimenti bibliografici (A.I.C.A.P. "Ancoraggi nelle terre e nelle rocce 2012"). Per cui il fattore di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica considerato è il seguente:

$$\xi_{a,3} = 1,70$$

Tale valore è il massimo possibile in quanto non sono disponibili indagini specifiche.

In questo caso si hanno tutti gli elementi per procedere alla risoluzione dell'equazione rispetto alla lunghezza, che risulta pari a:

$$L_A \geq \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 221.65}{\pi \cdot 80 \cdot 0.50} = 3750 \text{ mm}$$

### **8.3 Lunghezza ancoraggio – Verifica B sfilamento malta - acciaio**

Nella seguente verifica deve essere soddisfatta la seguente equazione:

$$F_D = \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_{a-m}} \cdot S_{Lat} \cdot L_B$$

dove:

- $F_D$  è l'azione di progetto
- $\gamma_{a-m}$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L_B$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Si considera un fattore parziale per l'adesione malta-acciaio pari a 1,5.

Mentre la superficie di contatto per le barre in progetto è pari a:

$$S_{lat} = 2 \cdot \pi \cdot 16 = 101 \text{ mm, per barre Gewi 32 mm}$$

Per l'adesione acciaio - malta si ha la seguente formulazione:

$$\tau_{a-m} = \frac{f_{bk}}{1.5}$$

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

$$\tau_{a-m} = \frac{2.25 \cdot 1 \cdot 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1.5}$$

$$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk};$$

dove  $\eta = 1$  per diametri  $\leq 32$  e pari a  $\eta = \frac{(132 - \phi)}{100}$  per barre con diametro superiore.

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica della malta di iniezione. Considerando un  $f_{ck}$  pari a  $20 \text{ N/mm}^2$ , si ottiene:

$$\tau_{a-m} \text{ è } = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Risolvendo l'equazione rispetto alla lunghezza dell'ancoraggio si ottiene:

$$L_B = \frac{221.65 \cdot 1.5}{101 \cdot 2.32} = 1418 \text{ mm}$$

Valutando la lunghezza di progetto come quella massima ottenuta nelle due verifiche:

$$L_1 = \max(L_A; L_B); \text{ per cui } L_1 = 3750 \text{ mm}$$

A cui deve essere sommato lo spessore instabile che risulta pari a:

$$L_2 = t / \cos(90^\circ - \alpha - \psi)$$

Per  $\alpha = 80^\circ$  e  $\psi = 5^\circ$ ;

$$L_2 = 0.85 \text{ m}$$

E approssimando all'unità superiore, per tenere conto della situazione più critica oltre che del decadimento dei parametri di resistenza nella zona della superficie di scorrimento, si ritiene che una profondità di:

$$L = 5.00 \text{ m}$$

possa essere adeguata per far fronte a fenomeni franosi di carattere superficiale. Tuttavia, si demanda a Impresa e Direzione dei Lavori di optare per soluzioni più cautelative se le prime perforazioni dovessero suggerire diversamente.

Di seguito si riporta una tabella con il riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]
Gewi 32 mm	5.00

**Tabella 7. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.**

## **9 Conclusioni**

Si ritiene opportuno che il consolidamento del versante possa essere conseguito con la posa di ancoraggi strutturali, in barra d'acciaio ad alta resistenza del tipo Gewi 32 mm, interconnessi in maniera solidale per mezzo di una rete in acciaio ad alta resistenza, che combina alta resistenza a trazione ma al tempo stesso una adeguata flessibilità tale da permettere una disposizione molto aderente alle superfici naturali. L'elevata resistenza della rete fa sì che non si rendano necessari reticoli di funi supplementari, di fatto spesso adottate quale rinforzo di reti commerciali molto meno robuste.

La disposizione degli ancoraggi deve seguire tendenzialmente lo schema rappresentato nella Figura , ma la scelta della tipologia di rete, di fatto senza soluzione di continuità per quanto attiene alla resistenza a trazione, permette una certa variabilità nella collocazione degli ancoraggi, che dunque saranno di preferenza realizzati nelle concavità naturali della parete per favorire maggiore aderenza e, quindi, un maggiore contributo attivo come descritto in letteratura<sup>1</sup>.

La tabella riportata in seguito illustra in maniera riepilogativa i risultati di cui si dà conto nella relazione.

---

<sup>1</sup> Besseghini et. al. Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno-GEAM n. 125 – Dic.2008 pagg.25-30

Tipologia di rete	Tipologia ancoraggi	Interasse H ancoraggi	Interasse V ancoraggi	Lunghezza ancoraggi
	[m]	[m]	[m]	[m]
TECCO G65/4	Gewi 32 mm	3.00	3.00	5.0

**Tabella 8. Riepilogo dei risultati.**

La frequenza degli ancoraggi in abbinamento alla rete ad alta resistenza, introdotta per diverse ragioni, tiene già conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali, ma potrebbe variare in funzione di eventuali condizioni locali riscontrate all'atto dell'avvio dell'intervento stesso, durante l'esecuzione dei lavori.

Sotto tali valori di frequenza, tuttavia, non è possibile scendere affinché siano verificate le condizioni di stabilità:

- tra i singoli ordini di chiodi (instabilità locale)
- dell'intero strato ritenuto instabile (instabilità globale nell'accezione del pendio indefinito).

Per la redazione del computo metrico e segnatamente per la quantificazione del numero degli ancoraggi, in accordo a quanto già sottolineato sopra, si terrà conto della maggiore incidenza degli ancoraggi perimetrali.

Il sistema proposto è quindi in grado di mettere in sicurezza la porzione di versante interessata dal sistema stesso con i fattori di sicurezza previsti dall'Eurocodice. E' chiaro che il risultato ottenuto in termini di sicurezza e di stabilità del fronte dipende strettamente dalla tecnologia scelta, in particolare dalle possibilità della rete di essere tensionata e quindi di trasmettere un'azione stabilizzante al terreno.



## **10 Bibliografia**

**Relazione geologica Dott. Geol. Angelo Leotta**

*Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo.* 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

*Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica.* 2004. **CEN - Comitato Europeo di Normazione.**

*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.* 2003. **Ordinanza PCM n. 3274** del 20 marzo 2003

*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.* **D.M. 17.01.2018**

*Modellazione meccanica di un sistema corticale attivo per il consolidamento di versanti in terreno.* 2008. **Besseghini et al.** GEAM, p. 25-30.

*Recommendations clouterre 1991: soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing.*1993. **U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.**

*Raccomandazioni AICAP 2012: Ancoraggi nei terreni e nelle rocce.* **Associazione A.I.C.A.P.**

## **11 . TABULATO**

# TABULATO DI CALCOLO RUVOLUM®

RUVOLUM® - Il Programma per dimensionare il sistema di stabilizzazione di versante TECCO®/SPIDER®

Progetto No. 21-101-GEG  
Progetto Nome Calascibetta (EN)  
Data, Autore 2021-01-08, mgr

Valori di ingresso		
Inclinazione del versante	$\alpha=$	80.0 gradi
Spessore strato	$t=$	0.85 m
Angolo di attrito del suolo (valore caratteristico)	$\Phi_s=$	30.5 gradi
Peso specifico (valore caratteristico)	$\gamma_s=$	23.0 kN/m³
Inclinazione della barra	$\psi=$	5.0 gradi
Distanza orizzontale barre	$a=$	3.00 m
Distanza barre nella direzione del versante	$b=$	3.00 m
Carichi		
Pressione delle acque sotterranee		No
Rischio sismico		Si
Coefficiente di accelerazione orizzontale sismico	$\epsilon_h=$	0.030 [-]
Coefficiente di accelerazione verticale sismico	$\epsilon_v=$	0.015 [-]
Valori di default e Fattori di Sicurezza		
Coesione del suolo (valore caratteristico)	$c_s=$	5.0 kN/m²
Raggio del cono di pressione, alto	$\zeta=$	0.15 m
Inclinazione del cono di pressione rispetto all'orizzontale	$\delta=$	45.0 gradi
Forza parallela al versante	$Z_a=$	30.0 kN
Forza di pretensionamento del sistema	$V=$	30.0 kN
Coefficienti parziali di sicurezza per angolo di attrito	$\gamma_\phi$	1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per coesione	$\gamma_c$	1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per peso specifico	$\gamma_\gamma$	1.00 [-]
Fattore d'incertezza sul modello	$\gamma_{mod}$	1.10 [-]
Valori di dimensionamento		
	$\Phi_d=$	25.2 gradi
	$c_d=$	4.0 kN/m²
	$\gamma_d=$	23.0 kN/m³

Elementi del sistema		
Tipo di rete applicata	TECCO G65/4	
Piastra di ripartizione applicata	Piastra di ripartizione P33	
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_n=$	50 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra di ancoraggio	$D_n=$	280 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione della barra di ancoraggio	$P_n=$	140 kN
Allungamento nel test a trazione longitudinale	$\delta<$	6 %

Tipo di barra applicato	GEWI D = 32 mm	
Considerando la corrosione	No	
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_n=$	402 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_n=$	232 kN
Sezione della barra utilizzata tenendo conto / non tenendo conto della corrosione	$A=$	804 mm²

Controlli		
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione		Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio		Soddisfatto
Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante		Soddisfatto
Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura		Soddisfatto
Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate		Soddisfatto
I controlli forniti riguardano lo studio delle instabilità superficiali. Si rendono necessarie altre verifiche per controllare la stabilità globale del versante. Se necessario, si dovranno modificare a seconda della necessità, il tipo o la dimensione della maglia di ancoraggio.		

Studio delle instabilità locali tra i singoli ancoraggi		
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione		
Forza massima di resistenza della rete alla rottura in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (livello di dimensionamento).	$P_d=$	85.7 kN
Spessore dello strato critico di scivolamento	$t_{cr}=$	0.85 m
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (valore caratteristico).	$P_n=$	140.0 kN
Valore di correzione della resistenza al taglio della rete	$\gamma_{rn}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio	$P_d/\gamma_{rn}=$	93.3 kN
Controllo sicurezza di carico	$P_d \leq P_n/\gamma_{rn}$	Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio		
Forze parallele al versante tenute in conto nella valutazione di equilibrio	$Z_d=$	30.0 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_n=$	50.0 kN
Valore di correzione della resistenza della rete rispetto alla trasmissione della forza Z, parallelamente al versante	$\gamma_{zn}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla trazione	$Z_d/\gamma_{zn}=$	33.3 kN
Controllo sicurezza di carico	$Z_d \leq Z_n/\gamma_{zn}$	Soddisfatto

Studio delle instabilità parallele al versante

Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante		
Forza di pretensionamento applicata effettivamente al chiodo	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$V_{st}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{st}=$	24.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di Vdl	$S_d=$	120.7 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_R=$	232.0 kN
Valore di correzione della resistenza a taglio della barra	$V_{st}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della barra rispetto alla forza di taglio	$S_d/Y_{st}=$	154.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$S_d \leq S_R/Y_{st}$	Soddisfatto
Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura		
Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$V_{st}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicate effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{st}=$	45.0 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra	$D_R=$	280.0 kN
Valore di correzione della resistenza al punzonamento	$Y_{DR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione	$D_R/Y_{DR}=$	186.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$V_{st} \leq D_R/Y_{DR}$	Soddisfatto
Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate		
Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	$V=$	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$V_{st}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{st}=$	24.0 kN
Fattore di carico instabilizzante del pretensionamento V	$V_{st}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata alla forza instabilizzante di V	$V_{st}=$	45.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di $V_{st}$	$S_d=$	120.7 kN
Sforzo massimo sulla rete per la rottura a taglio	$P_d=$	85.7 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_R=$	402.0 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_R=$	232.0 kN
Valore di correzione alla resistenza rispetto alla trazione	$Y_{TR}=$	1.5 [-]
Valore di correzione resistenza rispetto allo sforzo di taglio	$Y_{st}=$	1.5 [-]
Controllo sicurezza di carico $\{[V_{st}/(T_R/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/Y_{st})]^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.80	Soddisfatto
Controllo sicurezza di carico $\{[P_d/(T_R/Y_{TR})]^2 + [S_d/(S_R/Y_{st})]^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.84	Soddisfatto
Resistenza a rottura minima nella barra per instabilità superficiali		
Dimensionamento della forza di trazione statica equivalente nella barra per stabilire la lunghezza dell'ancoraggio	$T_d=$	256.1 kN

Spessore strato

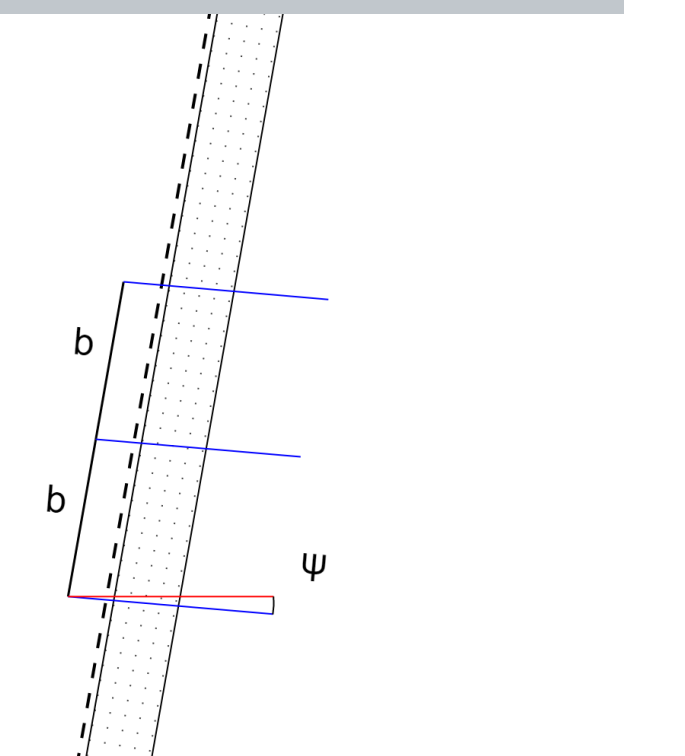
$t = 0.85 \text{ m}$

Inclinazione della barra

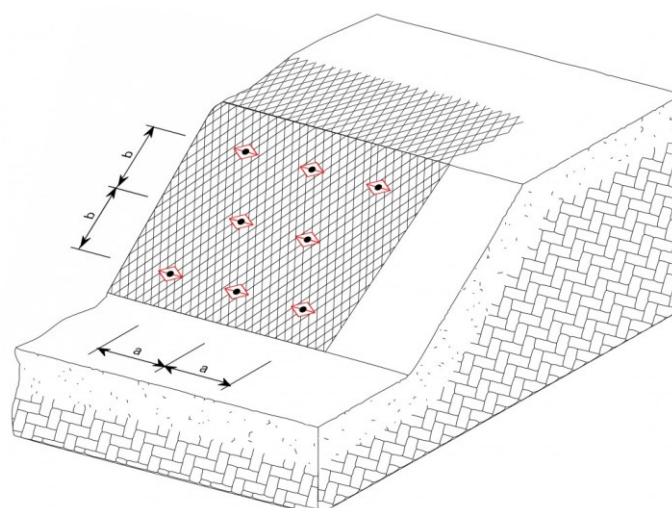
$\psi = 5.0 \text{ gradi}$

Inclinazione del versante

$\alpha = 80.0 \text{ gradi}$



Vista disposizione ancoraggi:



## INDICE

<b><u>1.</u></b>	<b><u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u></b>	<b><u>2</u></b>
1.1	PARAMETRI GEOTECNICI	2
<b><u>2.</u></b>	<b><u>AZIONI DI PROGETTO</u></b>	<b><u>4</u></b>
<b><u>3.</u></b>	<b><u>DIMENSIONAMENTO INTERVENTI</u></b>	<b><u>6</u></b>
3.1	ANALISI DI STABILITÀ	6
3.2	VALUTAZIONE AZIONI DI PROGETTO	10
<b><u>4.</u></b>	<b><u>VERIFICHE CHIODATURE</u></b>	<b><u>15</u></b>
<b><u>5.</u></b>	<b><u>CONCLUSIONI</u></b>	<b><u>19</u></b>



---

## 1. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel seguente paragrafo verranno valutati i parametri geotecnici impiegati nella progettazione delle chiodature puntuali dei massi 1 e 2. Le normative di riferimento da adottare nella progettazione vengono riportate a seguire.

### Normativa di riferimento:

- Eurocodice 7;
- Eurocodice 8 - Parte 5 (UNI EN 1998-5 gennaio 2005)
- Uni 11211-1, Uni 11211-2, Uni 11211-3, Uni 11211-4 (Gennaio 2007);
- D.M. 17-01-2018 - "Norme tecniche per le costruzioni".
- Norme AICAP (Giugno 2012) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, Raccomandazioni”;

### 1.1 Parametri geotecnici

I valori dei parametri geotecnici utilizzati per la seguente progettazione sono quelli desunti dalle indagini effettuate nell’ambito della progettazione definitiva e contenute nella relazione geologica a firma del Dott. Agostino Pappalardo.

Si è valutato il valore della tensione di adesione malta-roccia da bibliografia, andando a decurtare a monte tale valore, considerando che il materiale calcarenitico in questione si presenti moderatamente fratturato (in via cautelativa) per cui si è stimato:

$$\tau_{sm} = 8,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Cfr. G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, “*Rock anchors – Design and quality control*”

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 2

Il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio si ricava dividendo il valore medio della resistenza per il coefficiente  $\xi_{a3}$  funzione del numero di profili di indagine (D.M. 17-01-18 - TABELLA 6.6.III). Assunti nei calcoli i parametri medi di resistenza del terreno si avrà:

$$\tau_{sk} = \tau_{sm} / \xi_{a3}$$

La tensione tangenziale di progetto infine sarà pari a:

$$\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$$

Dove  $\gamma_{Ra,p} = 1.2$  Coefficiente riduttivo per ancoraggi permanenti  
(D.M. 17-01-18 - Tabella 6.6.I)

Per la progettazione in questione, tenendo conto che le litologie riscontrate sono caratterizzate da materiale quarzarenitico, si fa uso dei seguenti valori dei parametri geotecnici:

$$\gamma = 2,3 \text{ t/m}^3$$

$$\phi' = 30,5^\circ \text{ (angolo di resistenza discontinuità)}$$

$$c' = 0$$

I parametri geotecnici, dove richiesto, verranno ridotti applicando quanto riportato nel § 6.2.II (D.M. 17-01-18) nelle combinazioni con i coefficienti (M2) per i quali si ha:

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

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

$$\phi'_d = 25,23^\circ$$

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 3

---

## 2. AZIONI DI PROGETTO

Le azioni considerate per il dimensionamento e la verifica degli elementi sono valutate secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 al § 2.5:

- $G_1$ : Azioni permanenti strutturali
- $G_2$ : Azioni permanenti non strutturali
- $P$ : Pretensioni e precompressioni
- $Q_i$ : Azioni variabili
- $A$ : Azioni accidentali
- $E$ : Azione sismica

Combinare secondo quanto prescritto dall'NTC 2018 al § 2.5.3.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (pali, muri di sostegno, chiodature) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 4

nella colonna A1 della Tabella 2.6.I. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Nella seguente progettazione si farà riferimento all'approccio 2.

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 5

---

### 3. DIMENSIONAMENTO INTERVENTI

Per il corretto dimensionamento delle chiodature dei massi 1 e 2 è necessario determinare la forza stabilizzante  $P_d$  da trasferire all'area ritenuta potenzialmente instabile per raggiungere il livello di sicurezza desiderato. In tale paragrafo verranno calcolate le azioni di progetto per il corretto dimensionamento delle chiodature puntuali.

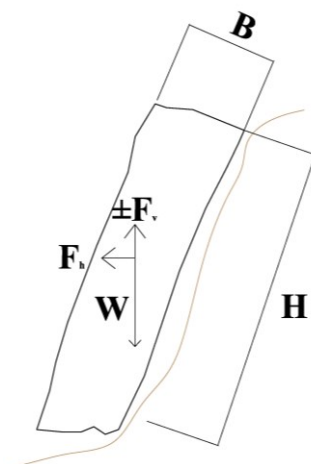
#### 3.1 Analisi di stabilità

Valutati i risultati del Test di Markland e delle indagini in parete (Cfr. Relazione Geomeccanica), si possono considerare attualmente attivi principalmente fenomeni di scivolamento planare; non sono stati individuati inoltre fenomeni di instabilità globale, pertanto le verifiche di stabilità verranno condotte sui blocchi singoli individuati (Cfr. Relazione Geomeccanica – Schede Massi) modellizzando uno scivolamento del blocco sulla parete lungo il piano di scivolamento individuato dal geologo rocciatore in fase di indagine, andando a considerare le condizioni di stabilità in condizioni sismiche.

Data la prevalenza di situazioni d'elevato pericolo legate alla presenza di pilastri o blocchi di roccia di discrete dimensioni parzialmente distaccate dall'ammasso roccioso da giunti più o meno aperti, si è fatto riferimento, per semplicità, ad elementi prismatici di sezione rettangolare e d'inclinazione variabile. L'equilibrio allo scivolamento è stato conseguentemente valutato per ciascun blocco attraverso uno schema di calcolo di tipo bidimensionale considerando una sezione nel piano del cinematismo ipotizzato.

Lo schema geometrico utilizzato è riportato in Figura 1:

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 6



**Figura 1 – Schema geometrico blocco disarticolato**

I blocchi di roccia sono caratterizzati da una base di larghezza B e da un'altezza pari ad H. L'angolo d'inclinazione del giunto di base rispetto alla verticale è indicato con  $\alpha$ . In base alle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso sopra descritte sono stati presi in considerazione i valori dei parametri geometrici riportati nella seguente Tab. 1.

MASSO	H (m)	B (m)	$\alpha$ (°)
M1	3,0	2,0	80
M2	2,0	0,8	80

**Tabella 1 – Parametri geometrici blocchi.**

L'effetto delle azioni sismiche è stato analizzato considerando due forze statiche equivalenti, una in direzione orizzontale nel verso più sfavorevole alla stabilità, e l'altra in direzione verticale quest'ultima da considerare in entrambi i versi.

La forza peso W, applicata al baricentro è pari a:

$$W = \gamma_G H B \gamma \quad (1)$$

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 7

Le due forze sismiche risultano proporzionali al peso del blocco W mediante i coefficienti d'intensità sismica  $K_h$ , e  $K_v$  così come di seguito riportato:

$$F_h = K_h W \quad (2)$$

$$F_v = K_v W \quad (3)$$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$K_h = \beta_s \cdot S \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (4)$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h \quad (5)$$

dove:

- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_s S_t a_g \quad (6)$$

dove:

- $S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC 2018
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_s$  assume i valori riportati nella seguente tabella.

	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

**Tabella 2 – Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

Le verifiche di stabilità sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite e hanno

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 8



riguardato due possibili cinematismi: lo scivolamento lungo il giunto di base (M1, M2, M3, M4, M5, M<sub>tipo</sub>) e il ribaltamento rispetto al piede (M5).

Per quanto riguarda la verifica allo scivolamento, il coefficiente di sicurezza FS è espresso dal rapporto tra la risultante delle componenti delle forze resistenti e delle forze agenti nella direzione dello scivolamento:

$$FS = \frac{\frac{1}{\gamma_r} R_{Td}}{E_{Td}} = \frac{\frac{1}{\gamma_r} \sum T_{resistenti}}{\sum T_{agenti}} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} [c'_g B + [(W \pm F_v) \cos \alpha] \tan \varphi'_g]}{[(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha]} \quad (7)$$

Nel caso della verifica al ribaltamento, il coefficiente di sicurezza è determinato dal rapporto fra i momenti stabilizzanti e i momenti ribaltanti delle varie forze in gioco calcolati rispetto al punto di rotazione al piede:

$$FS = \frac{\frac{1}{\gamma_r} \sum M_{stabilizzanti}}{\sum M_{instabilizzanti}} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} [(W \pm F_v) \cos \alpha \cdot \frac{B}{2}]}{[(W \pm F_v) \sin \alpha \cdot \frac{H}{2} + F_h \cos \alpha \frac{H}{2} + F_h \sin \alpha \frac{B}{2}]} \quad (8)$$

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche effettuate sui massi individuati:

SLU GEO	Sisma +		
MASSO	F <sub>stab.</sub> (kN)	F <sub>instab.</sub> (kN)	FS
M1	9,8	63,3	0,155
M2	5,3	33,8	0,155

SLU GEO	Sisma -		
MASSO	F <sub>stab.</sub> (kN)	F <sub>instab.</sub> (kN)	FS
M1	10,2	65,3	0,156
M2	5,4	34,8	0,156

**Tabella 3 – Verifiche SLU GEO**

Le verifiche effettuate hanno evidenziato delle criticità sui blocchi analizzati, pertanto si procederà al dimensionamento delle opere di consolidamento al fine di ristabilire le condizioni di sicurezza.

### 3.2 Valutazione azioni di progetto

Per garantire la stabilità dei blocchi bisogna intervenire nel sistema di forze preposte all'equilibrio attraverso elementi stabilizzanti quali chiodature profonde. Si prevede pertanto di utilizzare un sistema di chiodature passive costituito da barre in acciaio B450C a filettatura continua di diametro pari a  $\phi$  24,0 mm.

Per determinare l'incremento della sicurezza che i tiranti previsti in progetto sono in grado di offrire, bisogna riscrivere le equazioni d'equilibrio alla traslazione (7) ed alla rotazione (8).

Nella verifica allo scivolamento, il coefficiente di sicurezza FS è espresso dal rapporto tra la risultante delle componenti delle forze resistenti e delle forze agenti nella direzione dello scivolamento avendo indicato con  $T_{hi}$  l'azione a taglio esercitata dall' $i$ esima chiodatura:

$$FS = \frac{\frac{1}{\gamma_r} \sum T_{resistenti}}{\sum T_{agenti}} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} \left[ c'_g B + [\gamma_{Gs} W \pm F_v] \cos \alpha \right] \tan \varphi'_g + \sum_{i=1}^n T_{hi}}{[(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha]} \quad (9)$$

Nella verifica al ribaltamento, il coefficiente di sicurezza è espresso dal rapporto fra i momenti stabilizzanti ed i momenti ribaltanti delle varie forze in gioco calcolati rispetto al punto di rotazione A, avendo indicato con  $T_i b_i$  il prodotto dello sforzo normale al chiodo per il suo braccio valutato rispetto il punto di rotazione:

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 10

$$F_s = \frac{\frac{1}{\gamma_r} \sum M_{stabilizzanti}}{\sum M_{instabilizzanti}} = \frac{(\gamma_{Gs} W \pm F_v) \cos \alpha \cdot \frac{B}{2} + \sum_{i=1}^n T_i b_i}{\gamma_R \left[ (\gamma_{Gs} W \pm F_v) \sin \alpha \cdot \frac{H}{2} + F_h \cos \alpha \frac{H}{2} + F_h \sin \alpha \frac{B}{2} \right]} \quad (10)$$

Per la verifica a ribaltamento, conoscendo la geometria dei singoli massi, viene ipotizzata una distribuzione delle chiodature al fine di procedere alla risoluzione del sistema.

Con il posizionamento delle chiodature i blocchi rocciosi si potrebbero considerare dei paramenti "murari" che non possono subire più spostamenti relativi rispetto il terreno a tergo, con tale ipotesi ai sensi del §7.11.6.2.1 delle NTC18 nelle verifiche sismiche andrebbe rivalutato il coefficiente  $\beta_s$  (vedasi equ. 4) ed ancora l'azione sismica andrebbe applicata a metà dell'altezza dell'elemento prismatico. Ciò incrementa notevolmente ai fini dell'instabilità l'effetto della forza sismica sia per l'aumento dell'entità della forza che per l'aumento del braccio rispetto il centro di rotazione. Le verifiche delle opere di consolidamento (chiodature passive) saranno pertanto eseguite applicando questa prescrizione normativa, precauzionalmente anche a questa tipologia d'opera.

Le chiodature in barra d'acciaio oggetto dell'intervento di consolidamento possono essere considerate, come comportamento meccanico e con buona approssimazione, del tutto analoghe ai "bulloni". Il contributo di una barra  $C_b$  alla resistenza a taglio di un giunto dipende dall'inclinazione  $\Phi$  della barra rispetto alla normale al giunto, dal movimento relativo tra le due facce della discontinuità stessa che può essere di apertura o di scorrimento relativo, anche in questo secondo caso la componente tangenziale del movimento è spesso accompagnata da una componente di apertura a causa della dilatanza legata alle asperità del giunto. La sollecitazione che nasce nella sezione della barra in corrispondenza del giunto sarà caratterizzata da una componente normale  $N$  e da una componente di taglio  $S$ , la cui risultante  $R_b$  è inclinata di un angolo  $\beta$  rispetto all'asse della barra (Panet, 1987)

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 11

$$C_b = R \cdot \cos(\theta + \beta) \cdot \tan \varphi_{\text{taglio}} + R \cdot \sin(\theta + \beta) \quad (11)$$

In cui il primo termine rappresenta l'incremento di resistenza al giunto associato all'aumento della sollecitazione normale ed il secondo termine la componente di resistenza a taglio della barra stessa. L'angolo  $\beta$  è funzione delle caratteristiche della superficie di discontinuità, che per un chiodo non preteso vale:

$$\tan \beta = \frac{1}{4 \tan(\theta + \delta)} \quad (12)$$

In cui  $\theta$  è l'inclinazione della barra rispetto alla normale della discontinuità e  $\delta$  è l'angolo di dilatanza del giunto, legato alle condizioni di scabrezza che per le chiodature passive si pone pari a  $5^\circ$ .



**Figura 5 – Giunto armato a taglio con barra rigida**

La condizione a resistenza limite della barra può corrispondere ad una rottura a taglio al livello del giunto (se la roccia è molto rigida e resistente), o alla formazione di

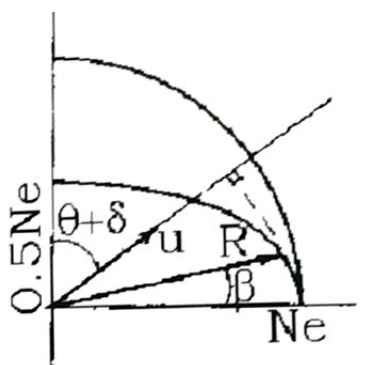
Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 12

cerniere plastiche ad una certa distanza dal giunto (nel caso di roccia più deformabile o meno resistente).

Entrambe le condizioni di resistenza limite sono rappresentate da un'ellisse nel piano N, S (Cfr. fig. 6). La forza limite R, per un valore di  $\beta$  è determinata con la seguente relazione:

$$\frac{R}{N_e} = \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \beta}{1 + 4 \operatorname{tg}^2 \beta}} \quad (13)$$

Dove  $N_e$  rappresenta il carico limite del rinforzo dell'acciaio.



**Figura 6 – Dominio di rottura**

Il contributo resistente di progetto  $C_{be}^{TOT}$  del sistema di chiodatura è stato determinato applicando un coefficiente di sicurezza parziale  $f_s = 1,15$  sulla resistenza dell'acciaio e un coefficiente parziale di modello  $f_R = 1,6$ , per tenere conto di possibili incertezze relative al meccanismo di interazione barra-terreno. Il contributo resistente di progetto del sistema di barre si ottiene sommando i singoli contributi, divisi per i coefficienti parziali  $f_s$  ed  $f_R$ .

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 13

Per le condizioni cinematiche che prevedono lo scivolamento lungo piano di base si avrà pertanto:

$$F_s = \frac{\frac{1}{\gamma_r} \sum T_{resistenti}}{\sum T_{agenti}} = \frac{\frac{1}{\gamma_R} [c'_g B + (\gamma_{Gs} W \pm F_v) \cos \alpha] \tan \varphi'_g + C_{be}^{TOT}}{[(W \pm F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha]} \quad (14)$$

Considerando le diverse geometrie di chiodatura in funzione dei diversi blocchi (Cfr. Particolari costruttivi) si calcolano i contributi alla resistenza al taglio ed il fattore di sicurezza relativo alle nuove configurazioni.

ASSO	AREA CHIODATURE (m <sup>2</sup> )	N. CHIODI	$\theta$ (°)	INCLINAZIONE BARRA SULL'ORIZZONTALE $\varepsilon$ (°)	$C_{be}^{TOT}$ (kN)
M1	6,0	3	10	20	114,00
M2	2,0	2	10	30	151,99

**Tabella 4 – Configurazioni geometriche e contributo sistema di chiodature**

SLU GEO	Sisma +		
MASSO	F <sub>stab.</sub> (kN)	F <sub>instab.</sub> (kN)	FS
M1	118,5	62,0	1,911
M2	154,4	33,1	4,668

SLU GEO	Sisma -		
MASSO	F <sub>stab.</sub>	F <sub>instab.</sub>	FS
M1	120,5	73,6	1,637
M2	155,4	39,2	3,961

**Tabella 5 – Verifiche SLU GEO Chiodature**

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 14

Verificate positivamente le nuove condizioni di equilibrio si riportano a seguire le componenti normali e di taglio relative alle azioni di progetto esercitate sulle singole chiodature per la successiva verifica strutturale delle opere:

MASSO	N <sub>d</sub> (kN)	T <sub>d</sub> (kN)	N. CHIODI
M1	82,15	76,64	3
M2	82,15	76,64	2

**Tabella 6 – Azioni di progetto chiodature**

Si procederà pertanto alle verifiche strutturali di una singola tipologia di chiodatura costituita da una barra B450 C di diametro pari a 24 mm sulla quale agiscono le sollecitazioni sovraespresse

#### 4. VERIFICHE CHIODATURE

Dalle considerazioni di cui al capitolo precedente si è passati alle verifiche sulle chiodature puntuali ipotizzando l'utilizzo di chiodature passive costituite da barre B450C di lunghezza pari a 3,0 metri e diametro pari a  $\phi$  24 mm.

##### *Caratteristiche dei materiali adoperati*

- Chiodature in barra  $\Phi$  24,0 mm in acciaio B450C
  - Malta cementizia di iniezione delle barre
- $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$   
 $r_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 15

Secondo le indicazioni del D.M. 17-01-18 presenti al 7.11.1, si avrà che le verifiche agli stati limite ultimi saranno effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel 6.6.2.

Si è fissato un bulbo di diametro pari a  $d=0,041$  m; l'inclinazione  $\varepsilon$  del chiodo rispetto all'orizzontale è fissata in  $20^\circ$ . Come espresso nel precedente paragrafo si procede al calcolo della lunghezza minima d'ancoraggio tramite la seguente relazione:

$$L_{smin} = F / (\pi D' s \tau_{sd})$$

Le lunghezze libere delle chiodature (necessarie ad attraversare la porzione detritica disarticolata) sono state valutate attraverso i dati rilevati in situ e maggiorate di un fattore correttivo pari ad 1,1.

$$L_s \cdot M1 = 1,1 \text{ m.}$$

$$L_s \cdot M2 = 0,9 \text{ m.}$$

Si riportano a seguire il dimensionamento delle chiodature nelle due differenti aree:

<b>Masso</b>	<b><math>L_{Libera}</math> (m)</b>	<b><math>\phi_{perf}</math> (mm)</b>	<b><math>L_{s \text{ min}}</math> (m)</b>	<b><math>L_{tot}</math> (m)</b>
M1	1,1	41,0	1,9	3,0
M2	0,9	41,0	1,9	2,8

La **verifica a sfilamento** malta-acciaio è soddisfatta se:

$$F_{cd} < \pi \cdot D \cdot \tau_d \cdot L_{smin} = R_{cd}$$

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 16



Dove  $\tau_d$  rappresenta la tensione tangenziale d'aderenza malta acciaio (D.M. 14-01-08 - 4.1.7 e 11.2.1), data dalla relazione:

$$\tau_d = 2,25 \times \eta \times f_{ctk} / \gamma = 3,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{array}{ccc} F_{cd} & < & R_{cd} \\ 106,79 & < & 458,62 \end{array} \quad \text{M1 - M2}$$

Verifica soddisfatta.

La **verifica a taglio** è rispettata se è rispettata la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{F_{rd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Il valore dell'azione di progetto si ottiene tramite:

$$V_{Ed} = P_d \sin \varepsilon \cdot \gamma_{G1}$$

In definitiva avremo:

Chiodatura	$V_{c,Rd}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	Verifica
M1 - M2	111,94	99,64	soddisfatta

La verifica dunque risulta soddisfatta essendo verificata la (1).

Il dimensionamento strutturale dell'ancoraggio deve garantire il rispetto del **criterio della progettazione in capacità** (gerarchie delle resistenze) per cui, nel caso specifico, la rottura per sfilamento della fondazione deve precedere sempre la rottura dell'armatura, se questa può dar luogo a rottura di tipo fragile.

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 17

---

A tal scopo si deve verificare che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$R_{ak,max} \cdot \gamma_{Rd} < R_{td}$$

Dove:

- $R_{ak,max}$  è il valore massimo della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio ottenuto nel corso delle prove di progetto ( $R_{a,m}$ ) o determinato con metodi di calcolo analitici ( $R_{a,c}$ )
- $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovreresistenza dell'ancoraggio che, in prima approssimazione, può essere posto pari a 1,15 salvo più accurate determinazioni nei casi che richiedono maggiori garanzie;
- $R_{td}$  è la resistenza di progetto del materiale che costituisce l'armatura dell'ancoraggio (barre, trefoli, tubi, ecc.).

Nel nostro caso avremo:

$$R_{ak,max} \gamma_{Rd} < R_{td}$$

$$M1 \quad M2 \quad 89,04 \text{ kN} \quad < \quad 177,02 \text{ kN}$$

Verifica soddisfatta

### Dimensionamento piastre ripartizione

La resistenza a punzonamento ( $B_{p,rd}$ ) del piatto collegato sarà pari a (NTC 2018):

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad [4.2.70]$$

dove  $d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;  $t_p$  è lo spessore del piatto e  $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

Deve verificarsi che :

$$B_{p,rd} > V_{s,d}$$

dove  $V_{s,d}$  è il tiro di progetto sul chiodo.

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 18

---

Area intervento	Spessore minimo piastra (mm)	Qualità acciaio	$B_{p,rd}$ (kN)	$V_{s,d}$ (kN)	Verifica
M1 – M2	10,0	S275	169,1	106,79	soddisfatta

## 5. CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate i blocchi M1 ed M2 potranno essere consolidati mediante chiodature puntuali della stessa tipologia; M1 verrà placcato mediante l'impiego di 3 barre mentre M2 mediante l'impiego di 2 barre. In definitiva l'intervento di consolidamento prevedrà la chiodatura puntuale mediante barre in acciaio B450C  $\phi$  24,0 mm di lunghezza pari a 3,0 m. Le chiodature verranno realizzate attraverso perforazione a rotopercolazione di diametro minimo pari a 41,0 mm. Le piastre di ripartizione saranno in acciaio S275 e avranno dimensioni pari a 150x150x10 mm.

Committente: Comune di Calascibetta (EN)	Rev: 00	
Descrizione: Calcoli strutture M1, M2	Data: 18/10/2022	pag. 19