



# COMUNE DI EXILLES

## LAVORI DI RIDUZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO IN LOCALITA' CELS INTERVENTI SULLE PARETI ROCCIOSE

### PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

**C**

### CALCOLI STRUTTURALI

**CONSORZIO FORESTALE ALTA VALLE SUSA**  
Via Pellouisiere n°6 OULX (TO) C.A.P. 10056  
Tel 0122 - 831079 Fax 0122 - 831282 E.MAIL cf.avs@tin.it  
P.iva 03070280015 - C.F. 86501390016

**- AREA BACINI MONTANI -**



CODICE DOCUMENTO

area	anno incarico	n.commissa	revisione	n. elaborato	n. archivio
03	2016	008	00	0C	1434

Motivo revisione :

MAR. 16

Dott. Ing. Fabio Peirolò

DATA

REDATTO DA:

MAR. 16

Dott. For. Alberto DOTTA

Dott. For. Alberto DOTTA

DATA

PROGETTISTA e R.D.D.

RESPONSABILE DI COMMESSA

COMMITTENTE

COMUNE DI EXILLES

Piazza V.Emanuele II n.2

Tel. 0122 - 58301

Fax 0122 - 58151

E.MAIL comune.exilles@legalmail.it

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

# **CALCOLO DEGLI ANCORAGGI PER UNA BARRIERA PARAMASSI DA 3000 kJ**

---

**Benestare Tecnico Europeo ETA – 09/0086  
secondo EOTA ETAG 27**

Calcolo della profondità di ancoraggio dell'opera di  
protezione passiva

## INDICE

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Nota sugli Eurocodici</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Quadro normativo</b>	<b>5</b>
<b>3.1</b>	<b>Azioni</b>	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>Resistenze</b>	<b>7</b>
3.2.1	Acciaio	8
<b>4</b>	<b>Modello di calcolo</b>	<b>9</b>
<b>4.1</b>	<b>Verifica sezione acciaio</b>	<b>9</b>
<b>4.2</b>	<b>Verifica dell'interfaccia acciaio – malta</b>	<b>10</b>
<b>4.3</b>	<b>Verifica dell'interfaccia malta – terreno</b>	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte</b>	<b>12</b>
<b>6</b>	<b>Inquadramento geologico</b>	<b>13</b>
<b>7</b>	<b>Parametri geomeccanici</b>	<b>13</b>
<b>8</b>	<b>Calcoli per il dimensionamento</b>	<b>14</b>
<b>8.1</b>	<b>Dimensionamento degli ancoraggi</b>	<b>14</b>
8.1.1	Ancoraggi laterali	14
8.1.2	Ancoraggi di monte	16
<b>8.2</b>	<b>Fondazioni dei montanti</b>	<b>17</b>
8.2.1	Verifica al taglio sulle barre di ancoraggio	18
8.2.2	Verifica a trazione degli ancoraggi in barra (o compressione barra)	18
8.2.3	Calcolo della lunghezza di ancoraggio (sia trazione e sia compressione)	19
<b>9</b>	<b>Plinto alla base del montante</b>	<b>20</b>
<b>10</b>	<b>Conclusioni</b>	<b>21</b>
<b>11</b>	<b>Allegati</b>	<b>23</b>

# 1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni tipo di una barriera paramassi omologata per una energia di assorbimento di 3000 kJ.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le nuove Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 14.01.2008), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

## **IMPORTANTE:**

**Il dimensionamento viene svolto secondo configurazioni e "tiri" indicati da alcuni produttori di reti paramassi presenti sul mercato, tuttavia esso è inscindibilmente legato alla marca ed al modello di rete che verrà installato. E' pertanto indispensabile, durante le fasi di cantiere, verificare che la soluzione specifica che verrà fornita sia compatibile con quanto previsto nel presente documento poiché non è possibile dimensionare una "soluzione generale". In caso sia necessario è indispensabile (ancorché doveroso) procedere ad adeguare il progetto delle fondazioni, calibrandolo sulle specifiche necessità richieste dal materiale fornito, riverificando il tutto in modo adeguato.**

Si specifica che:

1) il presente elaborato non esamina le scelte inerenti a:

- posizionamento plano-altimetrico della barriera di protezione;
- caratteristiche tecniche della barriera (altezza, capacità di dissipazione in termini di energia, ecc....).

In particolare lo studio per la collocazione del singolo stendimento di circa 170 m in funzione dell'orografia del versante, della magnitudo di rischio a valle, delle caratteristiche dei terreni del versante (per effetti di dissipazione di energia in caduta, di rimbalzo dei massi, ecc...), della pezzatura dei massi in caduta, dell'entità delle cadute, ecc...deve essere ricercato nella restante documentazione di progetto.

Il presente documento è solamente "fine a se stesso" ed unicamente utile per calcolare le fondazioni tipo di reti da 3000 kJ. La classe della rete è infatti sostanzialmente l'"unico" dato di input del progetto delle fondazioni (oltre ovviamente alle caratteristiche dei terreni in sito).

2) la materia "specialistica" ha comportato l'obbligo di individuare sul mercato una soluzione tecnologica compatibile con le esigenze di progetto, al fine di fissare caratteristiche tecniche (geometrie, resistenze, ecc...) di riferimento per poter effettuare i dimensionamenti delle

fondazioni tipo. Tale metodo di lavoro non può essere eliminato in quanto non si avrebbero gli elementi indispensabili per svolgere la presente relazione di dimensionamento, calcolo e verifica poichè mancherebbero gli ordini di grandezza in "input". Il documento prende a riferimento una rete paramassi da 3000 kJ, così come prescritto nel progetto generale dell'opera. Le fondazioni dovranno essere tuttavia calibrate in funzione della specifica marca e modello di rete scelta sul mercato da parte dell'installatore, secondo le specifiche indicazioni che verranno fornite dal produttore della sovrastruttura fornita. Per nessun motivo la soluzione fondante qui proposta sarà pertanto vincolante per l'opera, bensì essa andrà validata in cantiere. Si riporta che marche differenti possono comportare esigenze differenti per le fondazioni (tiri e carichi difformi da quelle qui assunte a riferimento, direzioni di tiro, posizioni degli elementi di ancoraggio, ecc...), pertanto si dovrà effettuare un preliminare controllo di adeguatezza della soluzione proposta (come già in precedenza sottolineato).

3) grande importanza assumeranno le fasi di cantiere, in particolare con riferimento a:

- l'esecuzione dei tracciamenti dei tiranti. Le loro inclinazioni e posizioni geometriche devono consentire di ridurre al minimo le deviazioni angolari tra le rette d'azione di tiri di progetto (sollecitanti) e quelle dei tiri resistenziali;

- l'esecuzione di un adeguato "campo prove" al fine di accertare che le ipotesi di progetto qui assunte siano effettivamente rispettate in sito, anche alla luce delle esigenze finali. Il dimensionamento è stato effettuato sulla base dei pochi elementi reperibili in letteratura in quanto non è stato economicamente possibile effettuare una campagna geognostica in sito volta a misurare in modo oggettivo i parametri di progetto. In funzione delle ipotesi cautelative effettuate dallo scrivente all'atto del dimensionamento delle fondazioni si può tuttavia ragionevolmente ritenere che quanto indicato sarà sufficiente. Tuttavia a mezzo della campagna prove succitata sarà possibile ottenere delle misure oggettive in sito e, se necessario, ricalibrare opportunamente il progetto delle fondazioni. Data la relativa esiguità dell'opera il metodo di lavoro seguito appare quello che garantisce il minor costo globale di realizzazione dell'opera, considerando sia le fasi di progetto e sia quelle di realizzazione, pertanto esso può essere ragionevolmente considerato come corretto ed adeguato;

4) le azioni prese a riferimento per il dimensionamento del sistema di fondazioni nel presente documento sono contenute in Tabella 3 e Tabella 5, nel seguito riportate.

## 2 Nota sugli Eurocodici

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 poi lasciata alle singole nazioni la possibilità di variare questi valori in funzione della propria specificità.

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle nuove Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l'impostazione.

L'applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto forniscono una serie di approcci che possono causare confusione.

## 3 Quadro normativo

Il dimensionamento di un ancoraggio passivo rientra nelle *“Norme per le opere interagenti con i terreni e con le rocce, per gli interventi nei terreni e per la sicurezza dei pendii”* delle NTC, mentre è normato dall'Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica”*.

Gli ancoraggi per i quali si sviluppa il dimensionamento sono realizzati nel seguente modo:

1. Si realizza un foro di lunghezza e diametro adeguati
2. Si inserisce nel foro un elemento metallico
3. Si inietta miscela cementizia per riempire l'intercapedine tra elemento metallico e foro

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

- la verifica della sezione di acciaio
- la verifica dell'adesione acciaio – malta
- la verifica dell'adesione malta – terreno

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare la seguente ineguaglianza:

$$E_D \leq R_D \quad [1]$$

dove:

- $E_D$  sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto
- $R_D$  sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto

### 3.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica. Sono a tutti gli effetti azioni accidentali, non agendo per tempi paragonabili a quelli del peso proprio della struttura, quindi i fattori di sicurezza parziali e le combinazioni di calcolo considerati si riferiscono alle combinazioni variabili.

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi devono essere misurate durante i test in vera grandezza come prescritto dalle norme di riferimento EOTA ETAG 027. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo l'ETAG 027 corrispondono al MEL ("maximum energy level") e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi.

In normativa per la definizione del valore di progetto delle azioni si hanno le seguenti relazioni:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad [2]$$

$$F_{rep} = \varphi \cdot F_f \quad [3]$$

dove:

- $F_d$  è il valore di progetto dell'azione
- $F_{rep}$  è il valore rappresentativo dell'azione
- $F_k$  è il valore caratteristico dell'azione
- $\gamma_f$  è il coefficiente di sicurezza rispetto alle azioni
- $\varphi$  è il coefficiente di correzione da valore caratteristico a rappresentativo

Le azioni ed i relativi coefficienti parziali  $\gamma_f$ , per le verifiche di stati limiti ultimi (SLU) o nell'ambito delle barriere paramassi per le verifiche al MEL, vengono indicate in Tabella 1 (Tabella 6.2.1 – Cap. 6 – Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 1. Coefficienti parziali per le azioni.**

Per il calcolo delle lunghezze e per le verifiche strutturali sugli ancoraggi, l'azione di progetto sarà determinata applicando i coefficienti del caso A2, quindi per un'azione variabile. Dunque il valore di  $\gamma_f$  da utilizzare è pari a 1,3.

### 3.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella [1] hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

Fattori di resistenza parziale possono essere applicati sia alle proprietà del terreno (X), sia alle resistenze (R) o a entrambi i casi.

Come anticipato si prendono in considerazione tre verifiche: della sezione di acciaio, dell'interfaccia acciaio-malta e dell'interfaccia malta- terreno.

In generale si ha:

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) \quad [4]$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k; a_D) / \gamma_R \quad [5]$$

oppure

$$R_D = R(\gamma_F \cdot F_{Rep}; X_k / \gamma_M; a_D) / \gamma_R \quad [6]$$

dove:



- $F_{Rep}$  sono le azioni rappresentative (se influenzano la resistenza)
- $X_k$  sono i parametri dei materiali
- $a_D$  è l'accelerazione di progetto, nel caso sismico
- $\gamma_M$  sono i fattori parziali per il terreno
- $\gamma_R$  sono i fattori parziali per le resistenze

La resistenza di progetto degli ancoraggi  $R_{ad}$ , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in sito e di laboratorio. La verifica quindi viene effettuata utilizzando una procedura analoga a quella indicata per i pali in trazione (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche delle Costruzioni del 2008).

Secondo le nuove Norme Tecniche si ha la seguente tabella per i fattori  $\gamma_R$  per pali:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

**Tabella 2. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.**

Per pali trivellati a trazione e cioè in questo caso per gli ancoraggi della barriera paramassi, il valore di  $\gamma_R$  da utilizzare è pari a 1,6.

### 3.2.1 Acciaio

La normativa italiana definisce il valore di resistenza di progetto della sezione di acciaio come:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \quad [7]$$

dove:

- $f_{yd}$  è il valore di snervamento di progetto,
- $f_{yk}$  è il valore di snervamento caratteristico
- $\gamma_M$  è il fattore di sicurezza parziale, definito nel seguito

$$\gamma_M = \gamma_m \cdot \gamma_{E,d} \quad [8]$$

dove:

- $\gamma_m$  è il coefficiente parziale per il materiale,
- $\gamma_{E,d}$  è il coefficiente di modello

Per il caso in esame si ha:

$$\begin{aligned}\gamma_m &= 1.15 \\ \gamma_{E,d} &= 1.09\end{aligned}$$

Da cui si ottiene:

$$\gamma_M = 1.25$$

Per l'aderenza acciaio – calcestruzzo si ha il seguente fattore parziale:

$$\gamma_{s-m} = 1.5$$

## 4 Modello di calcolo

Si riassumono nel seguito i modelli di calcolo per ogni verifica considerata:

1. verifica della sezione di acciaio
2. verifica dell'interfaccia acciaio – malta
3. verifica dell'interfaccia malta – terreno

Dopo aver eseguito le verifiche (2) e (3) si considera la lunghezza di ancoraggio maggiore, a favore di sicurezza.

### 4.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare

che l'equazione 1 sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$F_d \leq \frac{N_s}{\gamma_s} \quad [9]$$

dove:

- $F_D$  è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- $N_s$  è il valore rappresentativo della resistenza dell'ancoraggio
- $\gamma_s$  è il valore del fattore parziale dell'acciaio

## **4.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta**

In questo caso l'equazione [1] si esplicita nel seguente modo:

$$F_D \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L \quad [10]$$

dove:

- $F_D$  ha il significato già illustrato
- $\gamma_M$  è il fattore parziale per l'adesione malta – acciaio, pari a 1.5
- $\tau_{a-m}$  è l'adesione malta – acciaio
- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

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

$$\tau_{s-m} = 0.237 \cdot Rck^{\frac{2}{3}} \quad [11]$$

In caso di ancoraggi in barra la superficie laterale è quella nominale:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d \quad [12]$$

dove  $d$  è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio in doppia fune spiroidale si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \gamma_{geom} \cdot 2 \cdot \pi \cdot d \quad [13]$$

dove  $\gamma_{geom}$  è un fattore di riduzione, pari a 0.80, dovuto al fatto che le due funi accoppiate non sviluppano una superficie di contatto con la malta pari alla somma delle due superfici delle singole funi.

Dalla equazione [10], utilizzando le [11], [12] e [13] in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio per il caso in esame.

Nel caso di ancoraggi in barra la lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\pi \cdot d \cdot \tau_{s-m}} \quad [14]$$

Nel caso di ancoraggi in doppia fune spiroidale la lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\gamma_{geom} \cdot 2\pi \cdot d \cdot \tau_{s-m}} \quad [15]$$

### **4.3 Verifica dell'interfaccia malta – terreno**

In questo caso l'equazione [1] assume la seguente forma:

$$F_D \leq \frac{\tau_{t-m}}{\gamma_R} \cdot S_{Lat} \cdot L \quad [16]$$

dove:

- $F_D$  ha il significato già illustrato
- $\gamma_R$  è il fattore di resistenza parziale, pari a 1.6
- $\tau_{t-m}$  è l'adesione malta – terreno

- $S_{Lat}$  è la superficie effettiva di contatto malta – terreno
- $L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

In questo caso  $S_{Lat}$  è pari a

$$S_{Lat} = \pi \cdot \phi_{perf} \quad [17]$$

La lunghezza di ancoraggio è pari a:

$$L \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \phi_{perf} \cdot \tau_{t-m}} \quad [18]$$

## 5 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt (CH) in data 28/08/2009, in accordo alle procedure normate nelle EOTA ETAG 027.

Il carico all'ancoraggio laterale è riferito all'ipotesi di utilizzare un doppio ancoraggio laterale, uno per la fune longitudinale superiore e uno per la fune longitudinale inferiore rispettivamente.

No.	Applicazione	Tipo di ancoraggio	Carico di esercizio = Carico di rottura
1	Ancoraggio di monte (funi di controvento)	Type III 18.5 mm	300 kN
2	Ancoraggi laterali (funi di supporto)	Type III 18.5 mm	290 kN
3	Ancoraggi laterali (controventi laterali)	Type III 18.5 mm	150 kN

**Tabella 3. Azioni agenti sugli ancoraggi di monte e laterali.**

Secondo l'approccio utilizzato, i carichi devono essere amplificati per un fattore  $\gamma_F$  pari a 1.3. Nelle seguenti tabelle si illustrano i valori rappresentativi del carico e i valori di progetto per la tipologia di barriera paramassi in oggetto.

	Ancoraggi laterali [kN]	Ancoraggi di monte [kN]
(a) Carico misurato	290	300
(b) Carico di progetto	377	390

**Tabella 4. (a) carichi rappresentativi, (b) carichi di progetto.**

## 6 Inquadramento geologico

Si rimanda alla specifica documentazione progettuale redatta dal Dott. Geol. Zeno VANGELISTA. Tale materiale è da considerarsi parte integrante del presente progetto, così come il resto della documentazione citata in premessa.

Si denota che le assunzioni inserite nel presente documento sono conformi a quanto indicato nella documentazione succitata, tuttalpiù le ipotesi adottate nel corso del dimensionamento delle opere possono risultare al massimo più cautelative delle indicazioni espresse dal Dott. Geol. Zeno VANGELISTA. Lo scrivente, all'atto della definizione del sistema di fondazione per la barriera in esame, ha infatti lavorato in sinergia con tale tecnico.

## 7 Parametri geomeccanici

I parametri geotecnici utilizzati nella presente relazione, in funzione di quanto riportato negli elaborati progettuali e delle informazioni reperibili in letteratura, si illustrano nel seguito:

Coltre detritica: sabbia grossa e ghiaia compatta.

Si assumono i seguenti valori, più cautelativi di quelli suggeriti dalla documentazione geologica:

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 32$$

$$c = 0,00 \text{ MPa}$$

A partire dalla formulazione di Bustamente Doix e sulla base di dati di prove di estrazione su materiali simili sono stati definiti i seguenti valori di resistenza al taglio sull'interfaccia terreno – malta:

$\tau_{t-m} = 0,4 \text{ MPa}$  [terreno– malta cementizia]

Questo valore è da intendersi come valore medio misurato da prove riportate in letteratura.

## 8 Calcoli per il dimensionamento

La presente relazione si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi della barriera paramassi in oggetto.

### 8.1 Dimensionamento degli ancoraggi

I valori dei parametri che servono per la progettazione delle fondazioni sotto i montanti e degli ancoraggi laterali e di monte sono i seguenti:

- $\tau_{\text{terreno-MALTA}} = 0.4 \text{ N/mm}^2$  (valore di resistenza del terreno all'interfaccia con il bulbo di cemento, nel caso di terreno di natura detritica).
- $\tau_{\text{Acciaio-MALTA}} = 1.44 \text{ N/mm}^2$  (valido per una malta di  $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$ )
- Perforazione: diametro pari a **90 mm**.

#### 8.1.1 Ancoraggi laterali

Si uniforma il tiro di progetto per tutti gli ancoraggi laterali, così da standardizzare il sistema di ancoraggio laterale.

Il carico di progetto come visto precedentemente vale 377 kN su ogni ancoraggio laterale. L'ancoraggio è costituito da doppia fune spiroidale  $\varnothing 18.5 \text{ mm}$  (19 fili, carico minimo di rottura pari a 318 kN secondo norma DIN 3053). L'ancoraggio risulta avere un carico minimo di rottura di 445 kN, già ridotto di un fattore di sicurezza pari a 2.

#### Verifica della sezione di acciaio:

In questo caso  $F_D$  è pari a 377 kN, mentre  $R_k$  è pari a 445 kN, quindi si ha:

$$377 \text{ kN} < 445 \text{ kN}$$

[soddisfatto]

Sulla base della formulazione sopra riportata si calcolano le lunghezze di ancoraggio necessarie alle due interfacce.

#### Verifica sfilamento acciaio – malta

Applicando l'equazione [15] risulta:

$$L_1 \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{0.8 \cdot 2\pi \cdot d \cdot \tau_{\text{acciaio-MALTA}}} = \frac{1.5 \cdot 377000}{\pi \cdot 2 \cdot 0.8 \cdot 18.5 \cdot 1.44} = 4223.07 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento terreno – malta di iniezione

Applicando l'equazione [18] risulta:

$$L_2 \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \varnothing_{\text{perf}} \cdot \tau_{\text{substrato-MALTA}}} = \frac{1.6 \cdot 377000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 5333.46 \text{ mm}$$

Approssimando all'unità superiore la lunghezza d'ancoraggio minima necessaria risulterebbe essere pari a 6.0 m.

Tenendo tuttavia conto che:

- in sito fino ad ora non sono stati misurati parametri sperimentali oggettivi, bensì le stime risultano solo da dati sperimentali che, per quanto estesi ed esaustivi possano mai essere, sono sempre elementi indiretti affetti da tutte le incertezze del caso;

- per quanto indicato al punto precedente (e già richiamato in premessa) è necessario effettuare un campo prove per misurare e valutare se le ipotesi adottate siano adeguate alla realtà, procedendo di conseguenza ad adeguare il progetto in modo corretto;

- la garanzia di tenuta degli strati superficiali di terreno è molto limitata ed incerta a causa dei cicli di gelo/disgelo stagionali, della limitata tensione geostatica, di fattori quali aging e creep superficiali del terreno;

- marca e modello di rete sono attualmente ignoti, pertanto anche la valutazione degli sforzi è alquanto imprecisa ed ha valore puramente indicativo;

si assume come lunghezza d'ancoraggio di riferimento il valore di  $L=10.0$  m.

Si denota che tale valore consente anche di "recuperare" alcuni "gap" di resistenza eventualmente siti lungo il fusto del tirante.

**Si assume pertanto una lunghezza di ancoraggio pari a 10.0 m.**



### 8.1.2 Ancoraggi di monte

Il carico di progetto come visto precedentemente vale 390 kN sugli ancoraggi di monte. L'ancoraggio è costituito da doppia fune spiroidale  $\varnothing$  18.5 mm (19 fili, carico minimo di rottura pari a 318 kN secondo norma DIN 3053). L'ancoraggio risulta avere un carico minimo di rottura di 445 kN, già ridotto di un fattore di sicurezza pari a 2.

#### Verifica della sezione di acciaio:

In questo caso  $F_D$  è pari a 390 kN, mentre  $R_k$  è pari a 445 kN, quindi si ha:

$$390 \text{ kN} < 445 \text{ kN} \quad \text{[soddisfatto]}$$

Sulla base della formulazione sopra riportata si calcolano le lunghezze di ancoraggio necessarie alle due interfacce.

#### Verifica sfilamento acciaio – malta

Applicando l'equazione [15] risulta:

$$L_1 \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{0.8 \cdot 2\pi \cdot d \cdot \tau_{\text{acciaio-MALTA}}} = \frac{1.5 \cdot 390000}{\pi \cdot 2 \cdot 0.8 \cdot 18.5 \cdot 1.44} = 4368.70 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento terreno – malta di iniezione

Applicando l'equazione [18] risulta:

$$L_2 \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \varnothing_{\text{perf}} \tau_{\text{substrato-MALTA}}} = \frac{1.6 \cdot 390000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 5517.37 \text{ mm}$$

Approssimando all'unità superiore la lunghezza d'ancoraggio minima necessaria risulterebbe essere pari a 6.0 m.

Tenendo tuttavia conto che:

- in sito fino ad ora non sono stati misurati parametri sperimentali oggettivi, bensì le stime risultano solo da dati sperimentali che, per quanto estesi ed esaustivi possano mai essere, sono sempre elementi indiretti affetti da tutte le incertezze del caso;

- per quanto indicato al punto precedente (e già richiamato in premessa) è necessario effettuare un campo prove per misurare e valutare se le ipotesi adottate siano adeguate alla realtà, procedendo di conseguenza ad adeguare il progetto in modo corretto;

- la garanzia di tenuta degli strati superficiali di terreno è molto limitata ed incerta a causa dei cicli di gelo/disgelo stagionali, della limitata tensione geostatica, di fattori quali aging e creep superficiali del terreno;

- marca e modello di rete sono attualmente ignoti, pertanto anche la valutazione degli sforzi è alquanto imprecisa ed ha valore puramente indicativo;

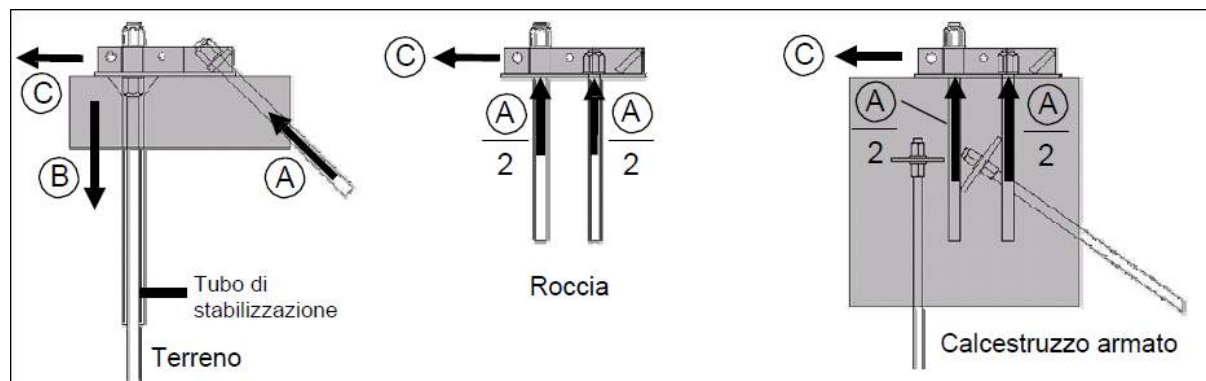
si assume come lunghezza d'ancoraggio di riferimento il valore di  $L=10.0$  m.

Si denota che tale valore consente anche di "recuperare" alcuni "gap" di resistenza eventualmente siti lungo il fusto del tirante.

**Si assume pertanto una lunghezza di ancoraggio pari a 10.0 m.**

## 8.2 Fondazioni dei montanti

A seconda del tipo di terreno su cui si installano le fondazioni le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione ad sx dello schema seguente (vedere Figura 1).



**Figura 1. Possibili configurazioni per gli ancoraggi dei montanti.**

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, la forza massima agente sulla piastra di base è scomponibile nelle seguenti componenti:

No.	Tipologia di ancoraggio	Tipo di ancoraggio	Working Load = Pull Test Load
A	Ancoraggio a trazione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	120 kN
B	Ancoraggio a compressione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	100 kN
C	Forza parallela alla piastra di base Roccia / Calcestruzzo	GEWI NG 32	190 kN

**Tabella 5. Scomposizione dei carichi agenti sulla piastra del montante.**

### 8.2.1 Verifica al taglio sulle barre di ancoraggio

La piastra di base è bloccata al plinto di calcestruzzo o al terreno attraverso due barre tipo GEWI D=32mm (od equivalenti).

Per le barre GEWI (od equivalenti) vale:  $\sigma_{amm}=500N/mm^2$  (D.M. 14 febbraio 1992).

Si assume che la forza di taglio si ripartisca uniformemente sulle due barre di ancoraggio, per ipotesi semplificativa di calcolo. Sotto tale ipotesi semplificativa si ricava che il massimo sforzo tagliante che agisce sulla singola barra circolare, considerando un fattore di sicurezza sulle azioni pari ad 1.3, vale:

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} \frac{F_{app}}{A} = \frac{4}{3} \frac{1.3 \cdot 95000}{\frac{\pi \cdot 32^2}{4}} = 157.50 N / mm^2$$

mentre lo sforzo tagliante ammissibile vale (CNR- 10011/85) :

$$\tau_{amm} = \frac{\sigma_{amm}}{\sqrt{3}} = 288.67 N / mm^2$$

La resistenza a taglio delle barre è garantita in quanto risulta verificata  $\tau_{max} < \tau_{amm}$ .

### 8.2.2 Verifica a trazione degli ancoraggi in barra (o compressione barra)

Nelle verifiche di resistenza del singolo ancoraggio non si considera (a favore di sicurezza) l'eventuale presenza del plinto di calcestruzzo, ma si considera che la piastra sia posta direttamente sopra il terreno.

Per le barre GEWI 32 mm (od equivalenti) vale:  $\sigma_{amm}=500N/mm^2$  (D.M. 14 febbraio 1992).

Si assume che lo sforzo normale peggiore (in valore assoluto) finisca su una sola barra. Sotto tale ipotesi semplificativa si ricava che il massimo sforzo normale che agisce sulla singola barra circolare vale:

$$\sigma = \frac{1.3 \cdot 120000}{\frac{\pi \cdot 32^2}{4}} = 194 N / mm^2 < \sigma_{amm} \text{ quindi la resistenza dell'acciaio è verificata.}$$

Il controllo è stato fatto per la barra obliqua in trazione e soggetta ad  $F_k=120$  kN. Ovviamente, come da titolo del paragrafo, tale dimensionamento è valido anche per la barra verticale soggetta a compressione con  $F_k=100$  kN < 120 kN.

### 8.2.3 Calcolo della lunghezza di ancoraggio (sia trazione e sia compressione)

Il diametro di perforazione è posto in questo caso pari a 90mm.

Supponendo che la forza normale agisca su di una sola barra d'ancoraggio ed applicando il coefficiente amplificativo 1.30, la forza  $F_D$  risulta pari a:

$$F_D = 1.30 \cdot 120000 = 156000 \text{ N}$$

#### Verifica sfilamento bulbo-acciaio

$$l_2 \geq \frac{1.5 \cdot F_D}{\pi \cdot \varnothing_{barra} \cdot \tau_{malta-acciaio}} = \frac{1.5 \cdot 156000}{\pi \cdot 32 \cdot 1.44} = 1616.42 \text{ mm}$$

#### Verifica sfilamento bulbo-terreno

$$l_1 \geq \frac{1.6 \cdot F_D}{\pi \cdot \varnothing_{perf} \cdot \tau_{malta-terreno}} = \frac{1.6 \cdot 156000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.4} = 2206.95 \text{ mm}$$

Approssimando all'unità superiore la lunghezza d'ancoraggio minima necessaria risulterebbe essere pari a 3.0 m.

Tenendo tuttavia conto che:

- in sito fino ad ora non sono stati misurati parametri sperimentali oggettivi, bensì le stime risultano solo da dati sperimentali che, per quanto estesi ed esaustivi possano mai essere, sono sempre elementi indiretti affetti da tutte le incertezze del caso;
- per quanto indicato al punto precedente (e già richiamato in premessa) è necessario effettuare un campo prove per misurare e valutare se le ipotesi adottate siano adeguate alla realtà, procedendo di conseguenza ad adeguare il progetto in modo corretto;
- la garanzia di tenuta degli strati superficiali di terreno è molto limitata ed incerta a causa dei cicli di gelo/disgelo stagionali, della limitata tensione geostatica, di fattori quali aging e creep superficiali del terreno;
- si trascura la presenza del plinto, comunque collaborante (almeno parzialmente);
- l'assumere  $L=3.0$  m già implica una scelta di tipo "conservativo" rispetto a quanto calcolato;

- marca e modello di rete sono attualmente ignoti, pertanto anche la valutazione degli sforzi è alquanto imprecisa ed ha valore puramente indicativo;

si assume come lunghezza d'ancoraggio di riferimento il valore di  $L=3.0$  m.

Si denota che tale valore consente anche di:

- "recuperare" alcuni "gap" di resistenza eventualmente siti lungo il fusto del tirante;
- ottimizzare l'impiego delle barre rigide reperibili sul mercato. Di norma esse sono vendute in moduli di lunghezza pari a 3 m, pertanto si ottiene anche il vantaggio di evitare la produzione di inutili sfridi.

**Si assume una lunghezza di ancoraggio pari a 3.0 m.**

## **9 Plinto alla base del montante**

Il plinto avrà dimensione in pianta pari a 50x50 cm (quadrata) e spessore  $h=30$  cm. Esso sarà composto di c.a., utilizzando CLS di tipo  $R_{ck}=300$  daN/cm<sup>2</sup> ed acciaio d'armatura B450C. Si adotterà una gabbia di armature  $f_i=16$  mm, composta da 5+5 staffe chiuse con orecchia chiuse a 45°. Tali staffe saranno posizionate nei piani verticali, 5 in una direzione e 5 nella direzione ortogonale alla precedente.

## 10 Conclusioni

Alla luce dalle nuove Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi in oggetto.

La scelta delle barriere suddette è motivata dal fatto che esse godono della marcatura CE e rappresentano come tali lo stato dell'arte della qualità nell'ambito della protezione di uomini e cose.

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, nonché le caratteristiche dei terreni interessati dalle perforazioni.

Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Fondazione	Descrizione	Caratteristiche	Lunghezza [m]
DETRITO	Ancoraggio laterale	Doppia fune spiroidale D= 18.5mm	10.0
	Ancoraggio monte	Doppia fune spiroidale D= 18.5mm	10.0
	Tirafondi	GEWI D= 32mm (od equivalenti)	3.0

**Tabella 6. Riepilogo delle lunghezze di ancoraggio.**

Richiamando integralmente le premesse, ovvero che:

1) il presente elaborato ha esaminato le scelte inerenti a:

- posizionamento plano-altimetrico della barriera di protezione;
- caratteristiche tecniche della barriera (altezza, capacità di dissipazione in termini di energia, ecc....).

In particolare lo studio per la collocazione del singolo stendimento di circa 170 m in funzione dell'orografia del versante, della magnitudo di rischio a valle, delle caratteristiche dei terreni del versante (per effetti di dissipazione di energia in caduta, di rimbalzo dei massi, ecc...), della pezzatura dei massi in caduta, dell'entità delle cadute, ecc...deve essere ricercato nella restante documentazione di progetto.

Il presente documento è solamente "fine a se stesso" ed unicamente utile per il calcolo di fondazioni tipo di reti da 3000 kJ. La classe della rete è infatti sostanzialmente l'"unico" dato di input del progetto delle fondazioni (oltre ovviamente alle caratteristiche dei terreni in sito).

2) la materia "specialistica" ha comportato l'obbligo di individuare sul mercato una soluzione tecnologica compatibile con le esigenze di progetto, al fine di fissare caratteristiche tecniche (geometrie, resistenze, ecc...) di riferimento per poter effettuare i dimensionamenti delle fondazioni tipo. Tale metodo di lavoro non è stato eliminabile in quanto non si avrebbero avuti gli elementi indispensabili per svolgere la presente relazione di dimensionamento, calcolo e verifica poiché sarebbero mancati gli ordini di grandezza in "input". Il documento ha preso a riferimento una rete paramassi da 3000 kJ, così come prescritto nel progetto generale dell'opera. Le fondazioni dovranno essere tuttavia calibrate in funzione della specifica marca e modello di rete scelta sul mercato da parte dell'installatore, secondo le specifiche indicazioni che verranno fornite dal produttore della sovrastruttura fornita. Per nessun motivo la soluzione fondante qui proposta sarà pertanto vincolante per l'opera, bensì essa andrà validata in cantiere. Si riporta che marche differenti potranno comportare esigenze differenti per le fondazioni (tiri e carichi difforni da quelle qui assunte a riferimento, direzioni di tiro, posizioni degli elementi di ancoraggio, ecc...), pertanto si dovrà effettuare un preliminare controllo di adeguatezza della soluzione proposta (come già in precedenza sottolineato).

3) grande importanza assumeranno le fasi di cantiere, in particolare con riferimento a:

- l'esecuzione dei tracciamenti dei tiranti. Le loro inclinazioni e posizioni geometriche dovranno consentire di ridurre al minimo le deviazioni angolari tra le rette d'azione di tiri di progetto (sollecitanti) e quelle dei tiri resistenziali;

- l'esecuzione di un adeguato "campo prove" al fine di accertare che le ipotesi di progetto qui assunte siano effettivamente rispettate in sito, anche alla luce delle esigenze finali. Il dimensionamento è stato effettuato sulla base dei pochi elementi reperibili in letteratura in quanto non è stato economicamente possibile effettuare una campagna geognostica in sito volta a misurare in modo oggettivo i parametri di progetto. In funzione delle ipotesi cautelative effettuate dallo scrivente all'atto del dimensionamento delle fondazioni si può tuttavia ragionevolmente ritenere che quanto indicato sarà sufficiente. Tuttavia a mezzo della campagna prove succitata sarà possibile ottenere delle misure oggettive in sito e, se necessario, ricalibrare opportunamente il progetto delle fondazioni. Data la relativa esiguità dell'opera il metodo di lavoro seguito appare quello che garantisce il minor costo globale di realizzazione dell'opera, considerando sia le fasi di progetto e sia quelle di realizzazione, pertanto esso può essere ragionevolmente considerato come corretto ed adeguato;

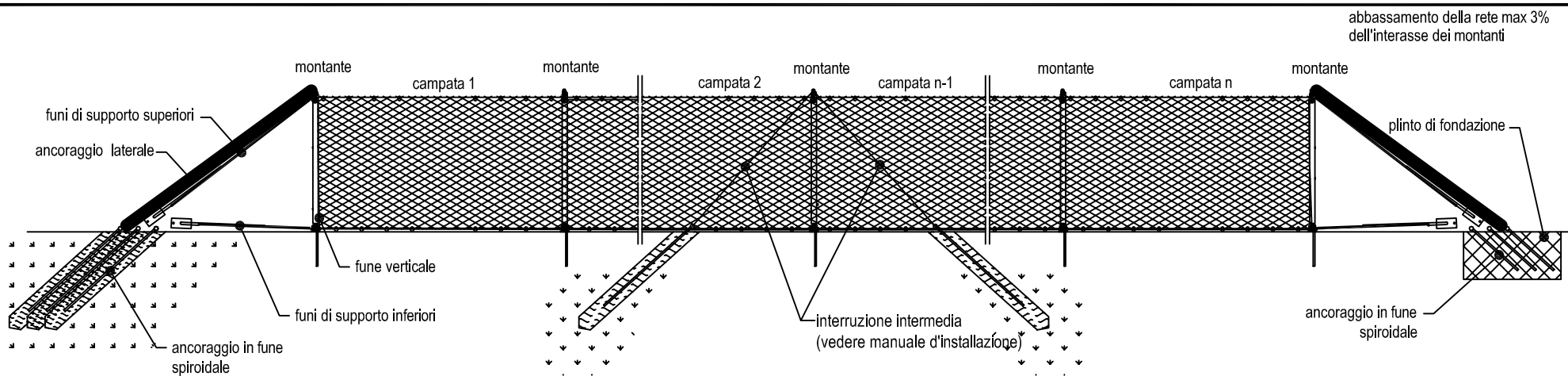
**si relaziona che il dimensionamento è stato svolto secondo configurazioni e "tiri" indicati da alcuni produttori di reti paramassi presenti sul mercato, tuttavia esso deve essere inscindibilmente legato alla marca ed al modello di rete da installarsi. Sarà**

**pertanto indispensabile, durante le fasi di cantiere, verificare che la soluzione specifica che verrà fornita sia compatibile con quanto previsto nel presente documento poiché non è stato possibile dimensionare una "soluzione generale". In caso sia necessario è indispensabile (ancorché doveroso) procedere ad adeguare il progetto delle fondazioni, calibrandolo sulle specifiche necessità richieste dal materiale fornito, riverificando il tutto in modo adeguato.**

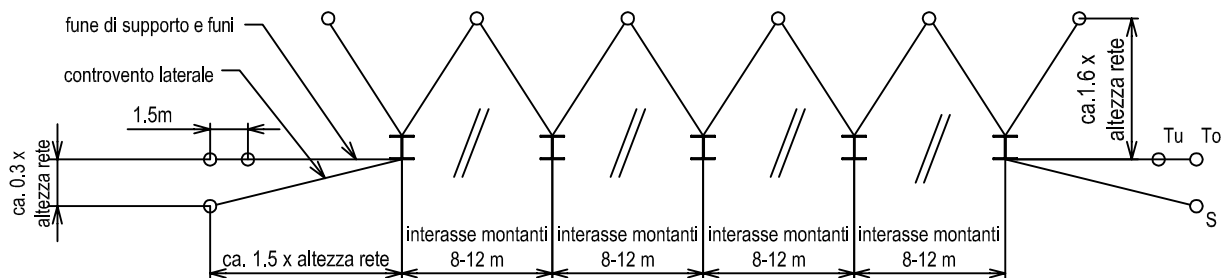
## **11 Allegati**

Si allega la documentazione tipo di un produttore generico indicante lo schema della soluzione da adottare per la rete a progetto di 3000 kJ. Tali schede sono allegate per meglio identificare le caratteristiche che la barriera dovrà avere, indipendentemente dalla marca e/o modello fornito.

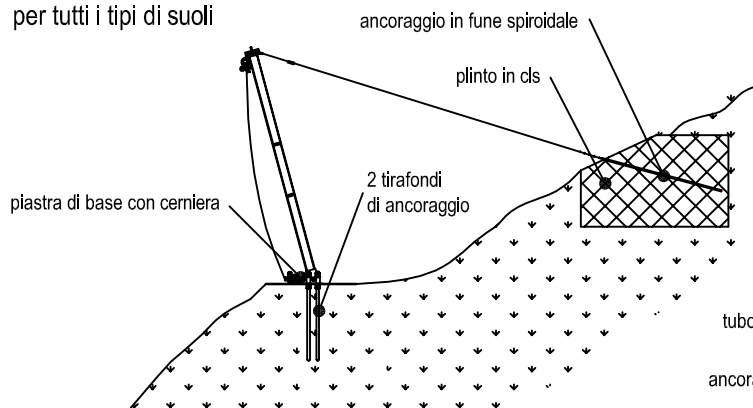




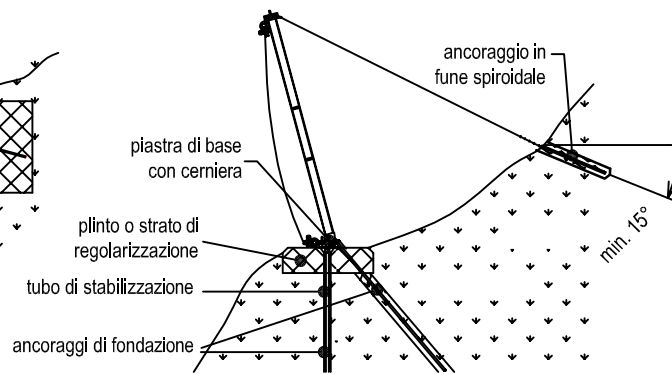
schema dei punti di ancoraggio per rete da 3000 kJ



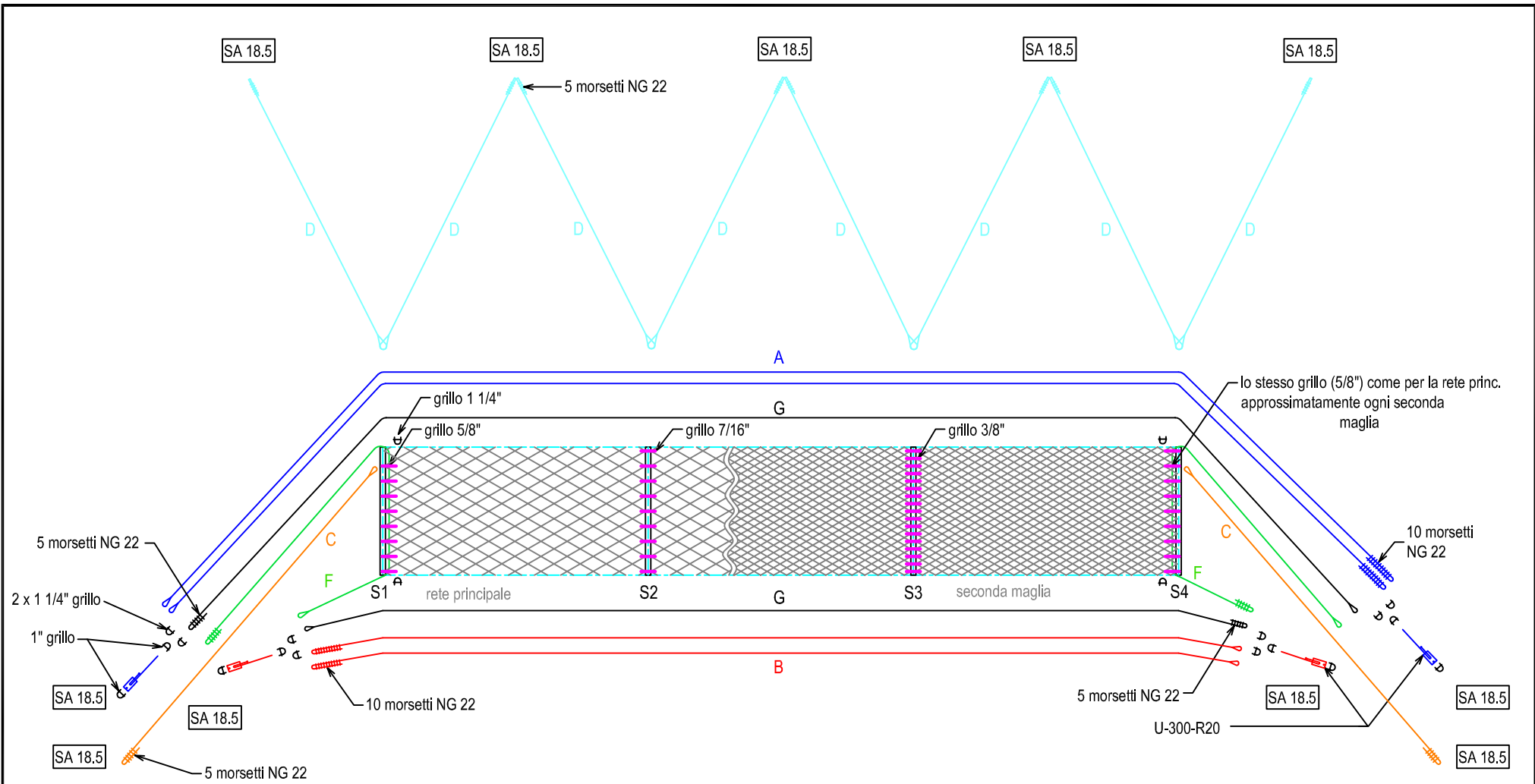
- plinto in cls per ancoraggio: per tutti i tipi di suoli



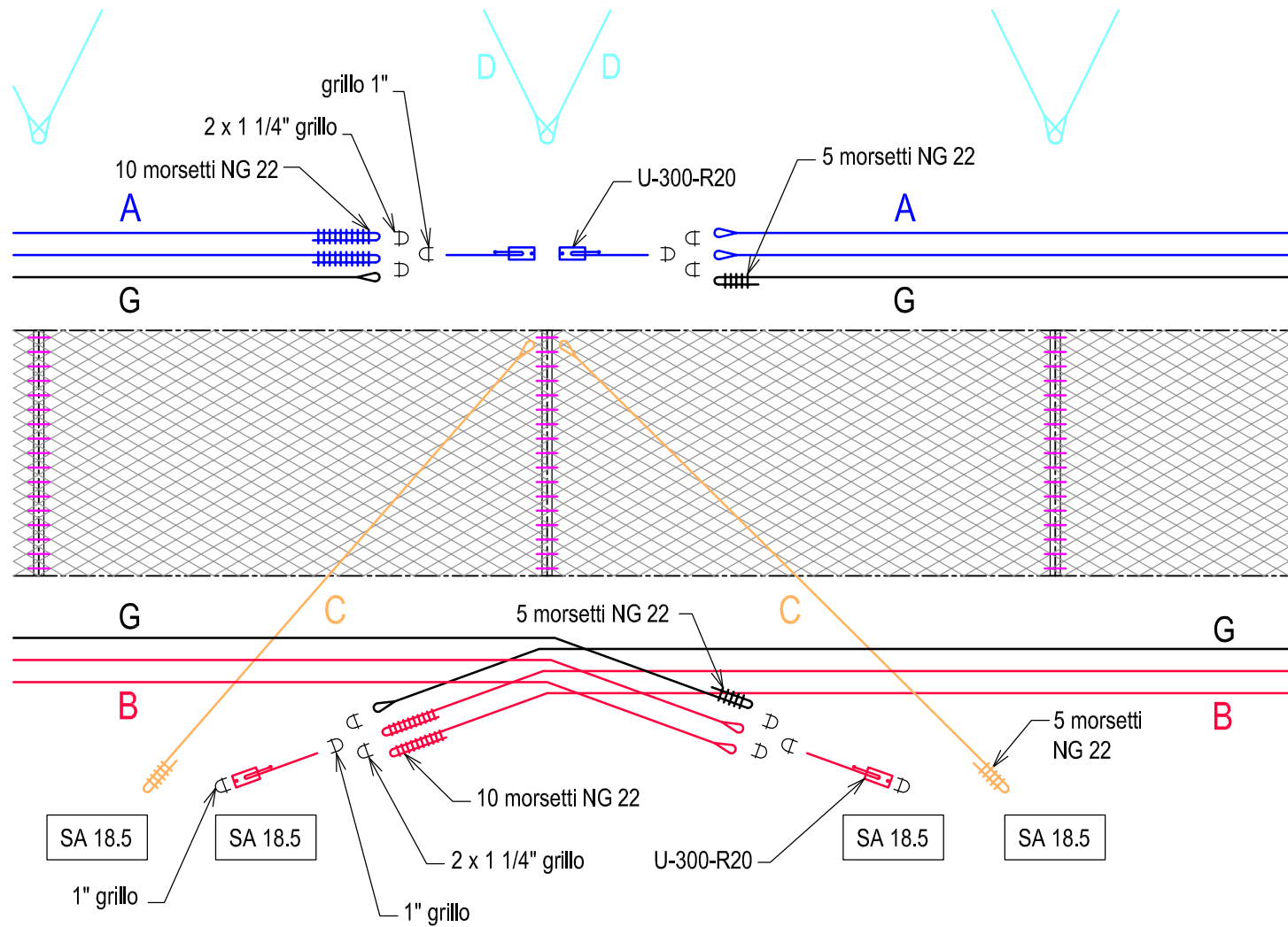
ancoraggio in terreno sciolto  
ancoraggio in strato roccioso



Nota: I fenomeni di caduta massi, frane, colate detritiche e valanghe sono sporadici e non prevedibili. Le cause possono essere varie, ad es. umane (costruzioni) o naturali (eventi atmosferici, terremoti). A causa dell'aleatorietà dei fattori scatenanti tali eventi non può esserci una previsione esatta che garantisca la salvaguardia di cose e persone. Comunque, applicando solidi principi ingegneristici ad una varietà di parametri prevedibili e realizzando misure di salvaguardia adeguatamente progettate in aree a rischio ben identificate, è possibile ridurre il rischio di perdite e di vittime in modo sensibile. La manutenzione di tali sistemi è un requisito indispensabile per assicurare il livello di protezione richiesto. La funzionalità del sistema può essere compromessa anche da disastri naturali, dimensionamenti inadeguati o inadempimenti nell'utilizzo di standard o componenti di sistema adeguati o pezzi originali; oppure eventi di corrosione (causate dall'inquinamento ambientale o da altre cause antropiche).



- A: Fune di supporto superiore d=22 mm
- B: Fune di supporto inferiore d=22 mm
- C: Controvento laterale d=20 mm
- D: Controvento di monte d=22 mm
- F: Fune verticale d=22 mm
- G: Fune d=22 mm



A: Fune di supporto superiore d=22 mm

B: Fune di supporto inferiore d=22 mm

C: Controvento laterale d=20 mm

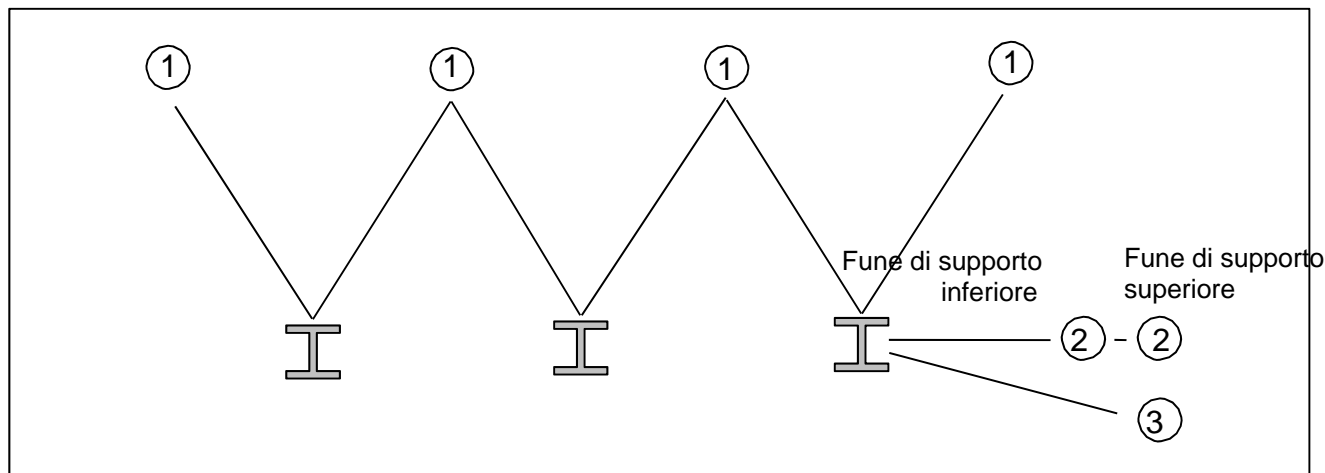
D: Controvento di monte d=22 mm

G: Fune d=22 mm

# CARICHI AGENTI SUGLI ANCORAGGI

Classe di Energia EOTA 6A (3000 kJ)

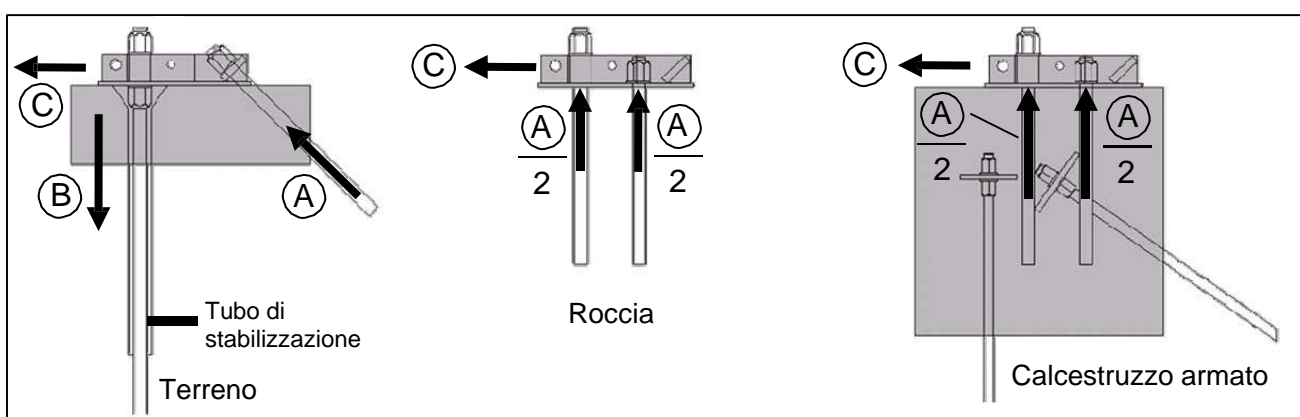
Ancoraggio in fune



No.	Applicazione	Tipo di ancoraggio	Carico di esercizio = Carico di rottura
1	Ancoraggio di monte (funi di controvento)	Type III 18.5 mm	<b>300 kN</b>
2	Ancoraggi laterali (funi di supporto)	Type III 18.5 mm	<b>290 kN</b>
3	Ancoraggi laterali (controventi laterali)	Type III 18.5 mm	<b>150 kN</b>

**IMPORTANTE:** In caso di utilizzo di ancoraggi in barra con testa flessibile, è necessario prevedere un plinto in calcestruzzo armato per scaricare gli sforzi di taglio..

Ancoraggio della piastra di base



No.	Tipologia di ancoraggio	Tipo di ancoraggio	Working Load = Pull Test Load
A	Ancoraggio a trazione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	<b>120 kN</b>
B	Ancoraggio a compressione, piastra di base Terreno	GEWI NG 32	<b>100 kN</b>
C	Forza parallela alla piastra di base Roccia / Calcestruzzo	GEWI NG 32	<b>190 kN</b>