

POLITECNICO DI TORINO

*Tesi di Laurea Magistrale in
Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio*



*Fondazioni barriere paramassi: analisi generali sulla base di
alcuni casi reali in Valle d'Aosta*

Relatore:

Prof. Daniele Peila

Studente:

Delponte Lorenzo

Novembre 2018

Sommario

1. Introduzione	3
2. Interventi di difesa	5
2.1 Barriere paramassi.....	8
2.2 Prove MEL e SEL.	18
2.3 Metodologie costruttive.....	20
3. Ancoraggi	21
3.1 Descrizione introduttiva	21
3.2 Varie tipologie.....	21
3.3 Fasi esecutive di realizzazione di un ancoraggio	25
3.4 Campo prova.....	32
3.5 Collaudo ancoraggi	33
3.6 Fase di calcolo.....	34
4. Approccio normativo al problema	42
4.1 Italia.....	42
4.2 Normativa Europea.....	45
4.3 Svizzera.....	46
4.4 Francia.....	46
4.5 Austria.....	47
5. Barriera installata presso il sito di Hone	49
5.1 Inquadramento geografico	49
5.2 Inquadramento storico	52
5.3 Studi preliminari	53
5.4 Montaggio barriera.....	55
5.5 Fase di calcolo.....	61
5.6 Relazione sulla pericolosità residua.....	65
6. Barriere situate nei comuni di Aymavilles e Valtournenche.....	80
6.1 Barriera installata presso il sito di Aymavilles	80
6.2 Barriera installata presso il sito di Valtournenche.....	91
7. Confronto tra i dati raccolti in diversi campi prova.....	102
8. Conclusioni	106
APPENDICE A	107
APPENDICE B	113
Ringraziamenti.....	116
Riferimenti bibliografici	117

1. Introduzione

“Il paesaggio montano, quale appare ai nostri occhi – siano quelli disincantati di chi lo ha davanti tutti i giorni e pertanto quasi non lo “vede”, salvo a sentirne la struggente nostalgia quando scende in pianura, oppure quelli pieni di ammirazione dei turisti o degli escursionisti – non è certo immutabile. Rilievi montuosi e solchi vallivi, formati per i grandi movimenti tettonici del Terziario, furono poi modellati dalle erosioni glaciali. La fine della glaciazione del Quaternario produsse la vegetazione, il “vestito” delle nostre Alpi. Oggi i tempi sono cambiati: l’uomo ha ora i mezzi e gli strumenti tecnici per intervenire per la difesa del suolo. “

Questo breve passaggio, tratto dal libro “Sicurezza del territorio in Valle d’Aosta” che risale al 1991, dell’ex assessore regionale all’agricoltura foreste e Ambiente naturale Angelo Lanièce aveva centrato appieno i punti salienti che riguardavano il territorio montano in generale, ed in particolare quello della Valle d’Aosta, con parole che, oltre un quarto di secolo dopo, sono più che mai valide. La regione, con i suoi 3263 km² di superficie, è la più piccola d’Italia ed anche quella meno popolata, caratterizzata da un territorio completamente montano: appena il 20% del territorio si trova al di sotto dei 1500 m s.l.m. Essa si trova nel centro delle Alpi, separa le Alpi Pennine e Graie, ed è attorniata dai quattro massicci montuosi più alti d’Italia: il Monte Bianco, che con 4.810 m è il monte più alto d’Europa, il Cervino (4.478 m), il Monte Rosa (4.637 m) ed infine il Gran Paradiso (4.061 m).

La Valle d’Aosta rappresenta il classico esempio di valle glaciale, in cui si può ben distinguere appunto la classica forma a “U” della valle principale, la conformazione derivata dall’azione dei ghiacciai, e delle valli laterali, che si dipartono sia dalla sinistra che dalla destra orografica. Da ciascuna di queste scorrono verso valle torrenti di dimensioni variabili, che confluiscono nella Dora Baltea, un importante affluente di sinistra del fiume Po, il cui corso inizia dalla confluenza a Entrèves della Dora di Vény e della Dora di Ferret, e giunge appunto fino alla pianura padana. I torrenti di queste valli sono ricchi d’acqua, grazie all’abbondante alimentazione nivale e glaciale; le massime portate si registrano nei mesi che vanno da maggio a luglio, per lo scioglimento delle nevi, mentre le minime d’inverno, quando la fusione delle nevi è limitata alle poche ore di sole.

Data la conformazione della regione, le principali infrastrutture si trovano nel bacino della valle principale, e seguono l’obbligato, e spesso stretto percorso, adiacente alla Dora Baltea: pertanto, sia la Strada Statale SS26, che l’autostrada A5, ed anche la linea ferroviaria Aosta-Ivrea-Chivasso-Torino sono soggette a rischio di fenomeni tipici di montagna, in particolare quello della caduta massi. Gli eventi di caduta massi che hanno coinvolto infrastrutture sono stati e sono tuttora frequenti e significativi, ed in alcuni casi hanno avuto purtroppo risvolti drammatici, come quando nel febbraio del 2011 un masso di dimensioni importanti travolse un’automobile su cui viaggiava un ingegnere valdostano nei pressi di Villeneuve, rendendolo invalido; sulla zona del distacco non era presente alcun sistema di protezione. Risulta ancora più evidente un’appropriata conoscenza del territorio che possa portare ad interventi di prevenzione e mitigazione del rischio di accadimento di tali fenomeni, per far sì che eventi simili possano essere il più possibile evitati.

Nel presente elaborato, di natura perlopiù bibliografica, viene effettuata quindi un’analisi generale delle opere di difesa dalla caduta massi, con particolare interesse alla struttura delle barriere paramassi appunto. L’attenzione si è poi focalizzata sulle fondazioni di tali opere, andando a descrivere le varie

tipologie e le fasi di calcolo per il dimensionamento delle stesse. Lo studio si è rivolto, inoltre, agli aspetti normativi che regolano le modalità di realizzazione di opere di questo tipo: l'approfondimento non ha riguardato esclusivamente il panorama italiano, ma si è deciso di estendere l'interesse non solo alle linee guida a livello europeo in generale, ma anche a quelle specifiche di altri paesi a noi limitrofi (Austria, Francia, Svizzera).

Sono stati poi riportati tre esempi di barriere paramassi di cui ho seguito i cantieri e lo sviluppo dei lavori durante lo sviluppo dell'elaborato: si tratta di una struttura 8000 kJ nel comune di Hône e due 2000 kJ nei comuni di Aymavilles e di Valtournenche. Per quanto riguarda il primo caso, si riporta uno studio sperimentale molto interessante che quantifica la mitigazione della pericolosità e i miglioramenti in seguito all'installazione dell'opera realizzata, ipotizzando ulteriori accorgimenti che andrebbero a ridurre ulteriormente la pericolosità residua del sito di studio: tale lavoro è stato realizzato dal Dott. Geologo Davide Bertolo del Dipartimento Programmazione, Difesa del suolo e Risorse idriche – Attività Geologiche.

Nel capitolo conclusivo vengono infine riportati i risultati ottenuti da un confronto effettuato sulla base dei dati ottenuti dai vari campi prova realizzati dal sopracitato dipartimento, in cui vengono analizzati i risultati delle prove di tiro su ancoraggi eseguiti in due diverse tipologie (con calza o senza calza in geotessuto).

"Rifiutarsi di riconoscere un pericolo quando ci pende sulla testa è da stupidi, non da coraggiosi."

Sir. Arthur Conan Doyle

2. Interventi di difesa

Il distacco e la caduta di masse rocciose da pareti e versanti costituisce uno dei maggiori rischi geologici al quale sono esposti persone ed infrastrutture di vario tipo, presenti in ambienti rupestri e montani. Sulle pareti rocciose esiste il problema che le giaciture possono liberare blocchi instabili; questo fenomeno può essere contrastato stabilizzandoli in posto con opere che tendono ad impedire il distacco del blocco.



Figura 1 – Fenomeno di caduta massi sulla strada regionale di Cogne, Valle d'Aosta. L'evento risale al 4 maggio 2018 (foto ANSA).

La progettazione delle opere di difesa presuppone una serie d'indagini preventive ed accurate per l'accertamento dei principali aspetti geologici, geomeccanici, geomorfologici ed idrogeologici, oltre che ambientali (clima, vegetazione). Le opere di difesa dalla caduta massi sono comunemente distinte in due principali categorie:

- **Interventi di difesa attiva**, che inquadrano tutte le opere che impediscono il distacco degli elementi lapidei dal versante, mantenendoli in posto sulla parete o aumentandone il fattore di sicurezza, ed inoltre tutti quei tipi di interventi che prevedono l'asportazione dalla parete degli elementi instabili mediante abbattimento controllato. Si tratta quindi di opere che hanno la funzione di prevenire, impedire o ridurre il distacco, la caduta e il rotolamento delle masse rocciose
- **Interventi di difesa passiva**, che inquadrano tutte le opere che agiscono rallentando, deviando, ostacolando la caduta, il rotolamento e il movimento di masse detritiche. Infatti, talvolta, su certe pareti non è possibile intervenire su tutte le instabilità presenti, sia perché non si è in grado di indentificarle con precisione, sia perché sarebbero oggettivamente troppo (con conseguenti costi elevatissimi), ed allora si accetta che i blocchi possano staccarsi. In questa categoria rientrano,

quindi, quegli interventi la cui funzione è quella di intercettare le traiettorie da un lato, e dall'altro di assorbire e smorzare l'energia posseduta dal blocco in movimento.

Gli interventi passivi sono localizzati prevalentemente alla base dei pendii o delle pareti rocciose, e si tratta di opere di protezione che hanno lo scopo di intercettare, deviare o fermare blocchi già in movimento. Perciò la definizione e previsione del possibile moto del blocco è un fattore essenziale nella fase di progettazione. Tra i principali metodi si annoverano:

- Trincee: si tratta di scavi effettuati nel terreno che vanno a “raccolgere”, intercettandoli, eventuali blocchi che si distaccano dal pendio. Il dimensionamento dell'opera, ovvero la profondità e la lunghezza della trincea, va effettuato in base alle caratteristiche del versante (inclinazione e altezza dello stesso). Le trincee e i rilevati sono opere che prevedono una risagomatura del versante;
- Rilevati paramassi: si tratta di un intervento di norma utilizzato per aree abbastanza estese, ed è estremamente efficace, capace di assorbire altissime energie di impatto (potenzialmente fino a 20000 kJ). Spesso questa opera viene associata in aggiunta al vallo (o trincea), nel caso in cui quest'ultima non sia sufficiente. Vi sono rilevati di diverse tipologie, anche se quello più utilizzato è in terra rinforzata, con rinforzi svariati (geogriglie, geotessuti, reti metalliche, ecc.), mentre quelli a gabbioni sono meno comuni. I rilevati paramassi necessitano di una manutenzione molto bassa, e sono particolarmente adeguati per i cosiddetti crolli “a sciame”, ovvero impatti multipli e frequenti di blocchi lapidei. Tipicamente, viene effettuato poi un lavoro di inerbimento della struttura realizzata, in modo tale da renderla meno impattante con il paesaggio;



Figura 2 - Rilevato in terra rinforzata a protezione del “Villaggio turistico camping Cervino” nel comune di Antey-Saint-André. Si nota il completo inerbimento della struttura che consente un minor impatto ambientale (foto scattata il 9 giugno 2018).

- Barriere paramassi: questo tipo di opera sarà l'argomento principale di questo elaborato, e si può suddividere in barriere paramassi ad elevata o limitata deformabilità. Per un'analisi più approfondita di tale intervento, è sufficiente la consultazione del proseguo di tale tesi;

- Gallerie artificiali in calcestruzzo, solitamente ricoperte da strati di terreno, spesso utilizzate per evitare lo spostamento dell'opera da proteggere in luoghi più sicuri. Sono tipicamente costruite, in calcestruzzo o in elementi prefabbricati in calcestruzzo, a protezione di infrastrutture viarie (strade e ferrovie). Si tratta di un'opera che, per quanto spesse volte sia necessaria e senza valide alternative, presenta un forte impatto ambientale, ed infatti negli ultimi anni si è cercato di rendere il più possibile armonico con il paesaggio circostante il costruito, sia a livello di elementi architettonici, sia con l'uso di vegetazione ove possibile;



Figura 3 – Galleria paramassi sulla Strada Statale 26 a La Saxe, tra Courmayeur e Entreves (foto presa dal sito ufficiale di “Mattioda Pierino & Figli S.p.A”)

- Reti in aderenza: si tratta di un intervento che consiste nel posizionamento di reti metalliche in aderenza sulla parete rocciosa. Essendo posizionata a diretto contatto con il versante, la rete, vincolata in alto e in basso, ha la funzione di far scorrere gli elementi di distacco verso il piede della parete, andando a formare dei “sacchetti” pieni di detriti, oppure di contenerli all'interno di porzioni di rete limitate. Tale opera di stabilizzazione è spesso associata all'utilizzo di chiodi che consolidano la parete attivamente limitando il distacco: in questo caso i chiodi agiscono attivamente, mentre la rete ha semplicemente di rafforzamento corticale. Si tratta di un intervento viene realizzata nei casi in cui non è possibile l'installazione di barriere paramassi vista la necessità di maggiore spazio per la costruzione di queste ultime e pertanto l'impatto ambientale è relativamente molto basso. Inoltre, per la natura delle reti stesse che trattiene il materiale detritico viene favorito l'inerbimento e la crescita spontanea della vegetazione, che contribuisce anch'essa alla stabilizzazione del pendio. Si può persino ricorrere a tecniche di bioingegneria;



Figura 4 – Esempio di rete in aderenza su una parete rocciosa (presa dal sito ufficiale di “Consolrocce srl”).

- **Rafforzamenti corticali:** si intende l'intervento in cui vengono utilizzate sia le reti in aderenza che la chiodatura attiva della parete rocciosa (come descritto nel punto sopra);
- **Sistemi ibridi:** si tratta di una struttura elevata nella parte alta con una rete in aderenza non vincolata al terreno. “Nella parte alta del pendio la rete è staccata dal terreno ed agisce quindi intercettando le traiettorie di caduta. I blocchi intercettati vengono poi arrestati dissipando l'energia in quanto obbligati a muoversi tra il pendio e la rete metallica sovrastante. Nel caso di distacchi nella parte bassa del pendio (quella ricoperta dalla rete) l'azione della rete stessa è analoga a quella di una rete appoggiata”, come descritto nel testo *Tecnologia e aspetti progettuali di interventi di bonifica e di messa in sicurezza di versanti rocciosi soggetti a fenomeni di caduta massi*, di Peila D., Oggeri C. Stiamo parlando di un'opera utilizzata abbastanza raramente, anche perché soggetta a frequenti urti dinamici con conseguenti molteplici interventi di manutenzione.

2.1 Barriere paramassi

Una delle tecniche più utilizzate al mondo nel campo della protezione e prevenzione della caduta massi è l'installazione delle cosiddette barriere paramassi. Si tratta di un intervento realizzato solitamente lungo la base dei versanti in roccia instabili, e trattandosi di un'opera di difesa passiva, l'obiettivo è di intercettare ed arrestare blocchi e massi anche di grandi dimensioni: è pertanto necessaria un'analisi preliminare che consenta un corretto dimensionamento della barriera stessa. Bisogna tuttavia fare una

grande distinzione sulle due tipologie principali di strutture: barriere paramassi rigide e barriere paramassi elastiche.

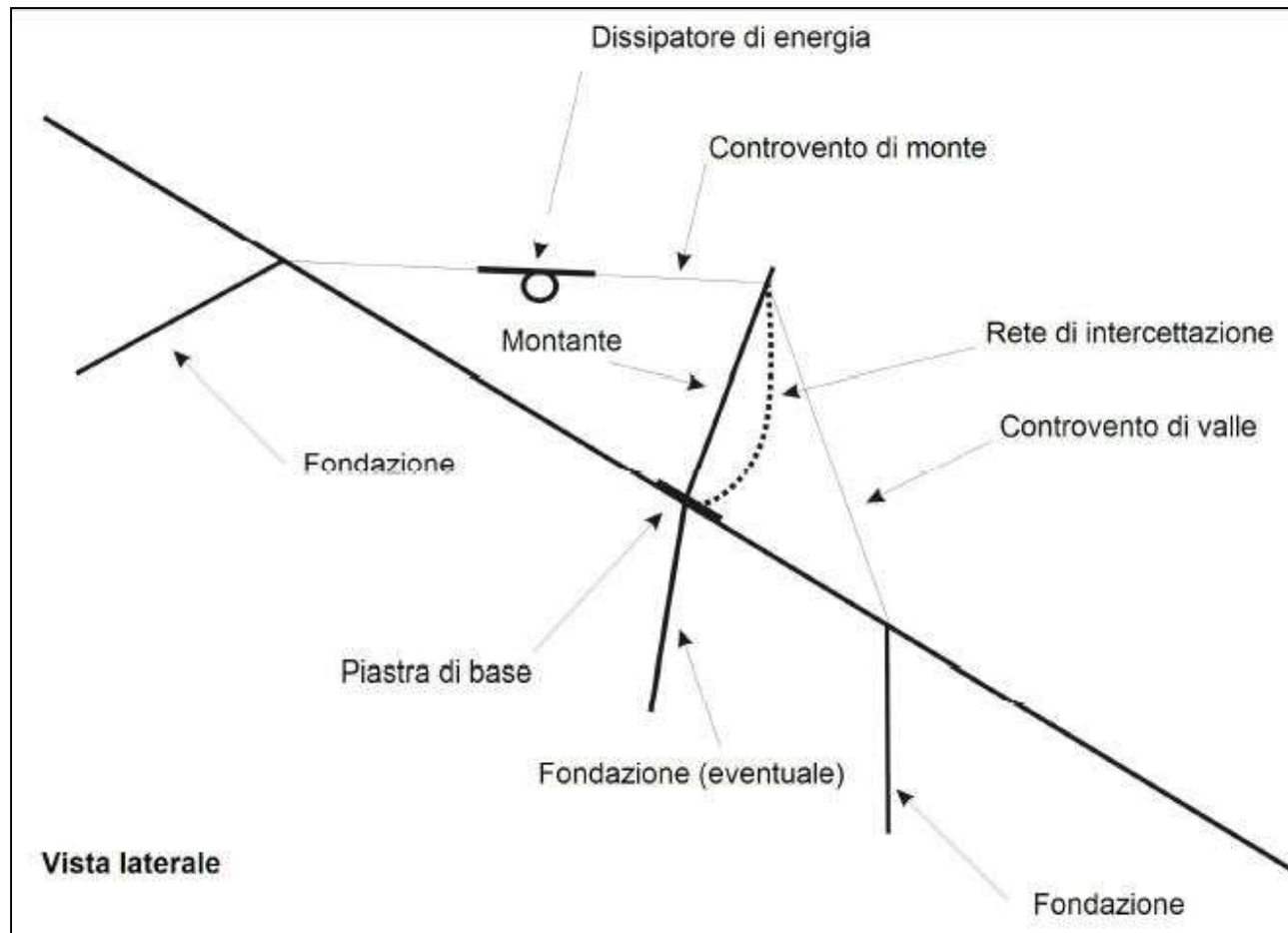


Figura 5 – Schema barriera paramassi (vista laterale). Immagine presa dalle linee guida ETAG 27, figura 1 a pagina 6.

Le **barriere a limitata deformabilità** sono strutture pesanti e di grandi dimensioni, progettate in modo da arrestare il blocco in movimento con ridotta deformazione degli elementi costituenti, in particolare funi e montanti; di norma, sono opere realizzate in calcestruzzo armato (o più raramente gabbioni metallici), con eventualmente il sostegno di contrafforti, ancorati al terreno con micropali o tiranti di ancoraggio. In casi particolari, al di sopra del muro o del gabbione, riempito di materiale detritico, viene installata anche una barriera elastica.

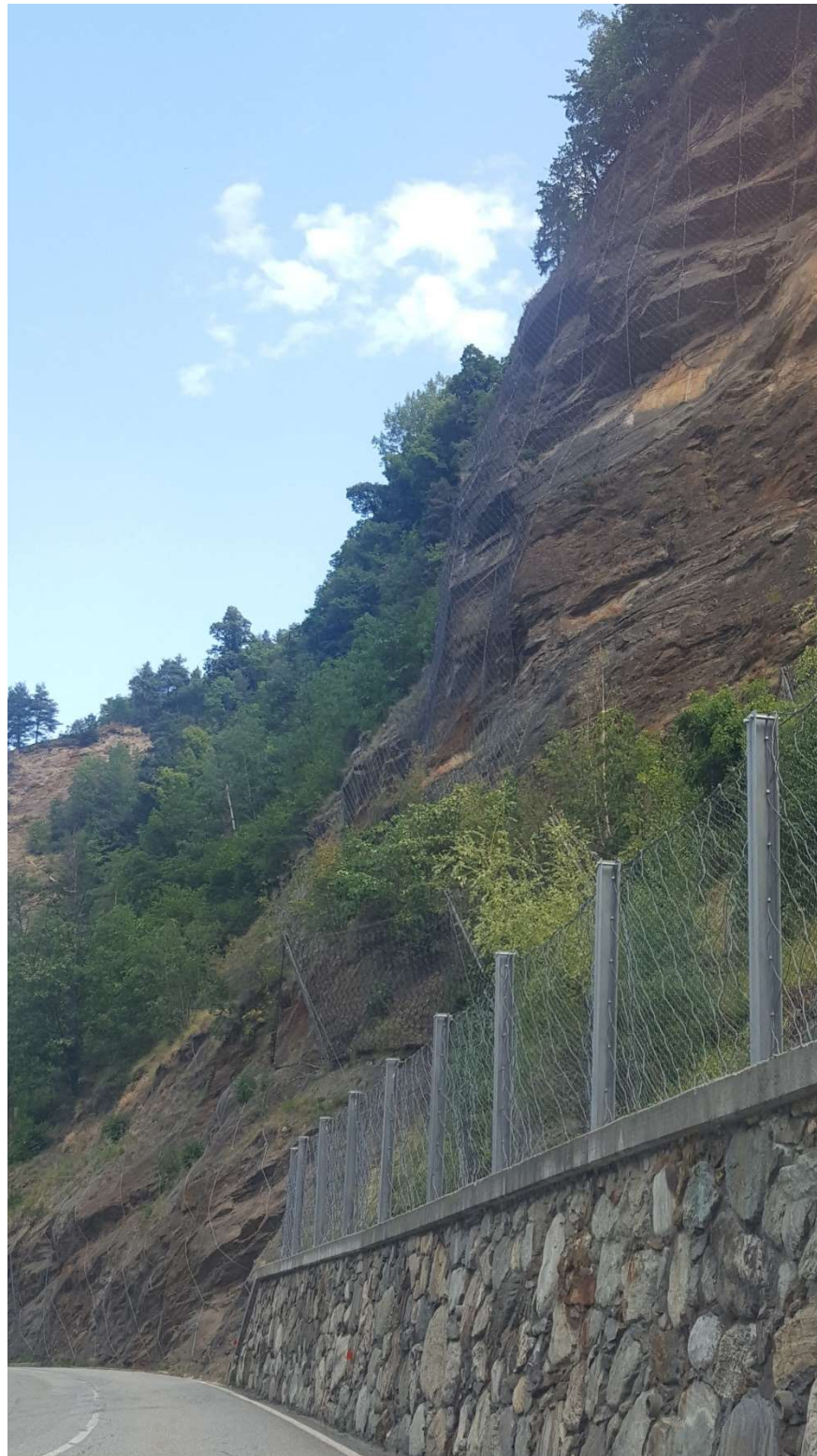


Figura 6 – Foto scattata lungo la Strada Regionale n. 47 della Valle di Cogne (in data 22 agosto 2018). In primo piano si vede una barriera paramassi a limitata deformabilità, mentre al centro della foto una barriera ad elevata deformabilità. Sulla parte alta della parete rocciosa, invece, sono ben evidenti le reti in aderenza.

Le **barriere ad elevata deformabilità**, invece, sono progettate in modo che si instaurino deformazioni permanenti anche di grande entità in grado di dissipare l'energia cinetica posseduta dal masso in caduta. L'arresto dei massi comporta quindi che la barriera possa deformarsi, senza essere sfondata né presentare varchi, compiendo un lavoro elastico e plastico di entità pari all'energia posseduta dai massi. Pertanto,

“l’unico parametro in grado di descrivere in modo riassuntivo il comportamento di una barriera paramassi a rete è l’energia che questa è in grado di dissipare in condizioni di sicurezza e questo valore può essere determinato solo con prove in vera grandezza specificamente realizzate”, come riportato ne *Tipologie di intervento per la bonifica di versanti rocciosi*, Pelizza, Peila, Oggeri (2004).

Per ovvi motivi, si capisce che questa seconda tipologia di barriere sia più semplice sia dal punto di vista di installazione e manutenzione, sia di accessibilità al sito stesso, che può essere dunque realizzato anche in zone di montagna di più difficile raggiungibilità. Si tratta di un intervento molto comune in quanto l’impatto ambientale di tale opera è relativamente basso sia in fase di costruzione che in quella di posa vera e propria; inoltre, la realizzazione è decisamente rapida in quanto l’installazione non richiede grandi scavi o sbancamenti del terreno circostante, e la manutenzione stessa è di facile attuazione. Le barriere sono molto versatili, e si possono collocare, previ studi approfonditi, a qualsiasi altezza del pendio e su tutti i tipi di terreni.

Barriere paramassi elastiche

Una barriera paramassi è formata da vari elementi, sia visibili in superficie che “nascosti” nel terreno, ma non per questo meno importanti. A seguire, vengono elencati le principali parti di quest’opera.

- **Struttura di intercettazione:** stiamo parlando della rete principale, la parte più visibile della barriera, formata da cavi metallici, fili e/o barre di diverso tipo e materiale (solitamente formata da funi d'acciaio galvanizzato ad alta resistenza, disposte in maniera da formare maglie di varia forma). Quasi sempre, oltre alla rete principale vi è la presenza anche di strati aggiuntivi sovrapposti: di norma caratterizzati da una maglia più fine rispetto alla rete principale costituiti da cavi, fili metallici o altro.

La funzione della struttura di intercettazione, in generale, è quella di sostenere l'impatto diretto del blocco, deformarsi in modo elastico e/o plastico, e trasmettere le tensioni alle strutture di connessione e di supporto e alle fondazioni.



Figura 7 – Barriera Geobrugg installata nel comune di Aymavilles (10 luglio 2018). Si può notare una magliatura più larga, a forma di losanga, realizzata dall'intrecciamento di più fili, ed una maglia più fine, anch'essa di forma rombica, per trattenere eventuali blocchi di dimensioni inferiori.

- **Struttura di supporto:** si tratta dello scheletro della struttura, formato da montanti di diversi materiali, geometrie e lunghezze (per esempio tubi, elementi metallici strutturali) e potenzialmente provvisti di un perno nella sua base. La funzione è il mantenimento in posizione eretta della struttura di intercettazione. Può essere collegata alla struttura di intercettazione in modo diretto o tramite gli elementi di connessione. Si possono distinguere due tipologie di montanti: i primi hanno lo scopo di mantenere le reti dispiegate ed il cui collasso non implica che la barriera non svolge la funzione di intercettazione, una volta che il blocco sia stato “incassato” dalla rete. Tali “pilastri” non hanno quindi una rilevante funzione statica durante la fase di arresto del blocco ma devono essere in grado di mantenere la barriera in posizione per impatti ad energie minori alla capacità limite della struttura. Occorre infatti precisare che le barriere devono essere in grado di mantenere la loro operatività anche per impatti multipli di entità minore alla capacità massima della barriera. L'altra tipologia di montanti è quella per cui la funzione statica è

indispensabile al funzionamento della barriera e che, oltre a mantenere la rete dispiegata, trasmettono una parte degli sforzi conseguenti l'impatto alle opere di fondazione.



Figura 8 – Montanti della barriera installata nel comune di Hône. In questa immagine, essi sono stati appena posizionati sui plinti di fondazione, e dovranno poi essere inclinati della corretta inclinazione. La foto risale a metà del mese di novembre 2017.

- **Elementi di connessione:** servono per trasmettere le sollecitazioni alla struttura delle fondazioni durante l'impatto e/o mantenere le strutture di intercettazione in posizione. Questa struttura di collegamento, generalmente costituita da funi d'acciaio, disposta sia perpendicolarmente che longitudinalmente rispetto alla superficie di intercettazione, e si tratta perlopiù di funi di connessione, di cavi d'acciaio (di valle, di monte o laterali), di fili e/o barre di diverso tipo e materiale. Per favorirne la deformabilità vengono installati su questa struttura dei dispositivi che ne consentono un allungamento controllato denominati freni o dissipatori d'energia. Questi sono realizzati per equilibrare le forze agenti sulla struttura e per trasformare al momento dell'impatto parte della energia cinetica del masso in lavoro plastico (con conseguente deformazione permanente). Devono essere dimensionati e disposti sulla struttura sulla base di un progetto che ne chiarisca la funzione prevalente, la forza di attivazione, la corsa consentita ed il comportamento in campo di sollecitazione dinamico. Gli elementi di dissipazione di energia sono fondamentali in quanto consentono di meglio assorbire le forze indotte dall'urto, in particolar modo quando questo non avviene in maniera ortogonale alla struttura di intercettazione. Esistono svariate tipologie di freni e dissipatori installati sulle funi delle barriere, e pertanto sono necessari studi approfonditi per la scelta migliore da intraprendere. Un altro particolare che a prima vista potrebbe sembrare di secondaria importanza è l'uso dei morsetti in maniera precisa. Questi elementi vengono installati sulla fune, seguendo indicazioni precise indicate nella norma europea UNI EN 13411-5, del febbraio 2009. Innanzitutto, i cavallotti devono essere posizionati sul tratto rinvio della fune (capo morto) e i ponti sul tratto in tiro. La parte attiva della fune, quella che esercita la trazione, è supportata quindi dal corpo del morsetto, come viene indicato da questa foto presa dalla norma sopraccitata.

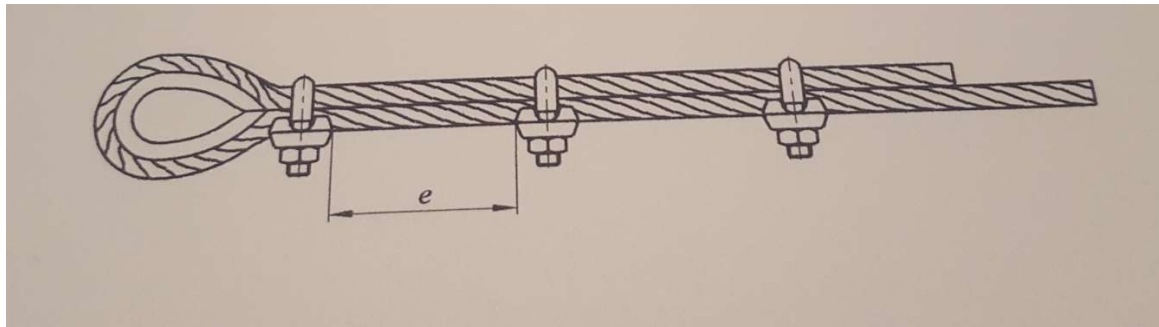


Figura 9 – Figura raffigurante il corretto posizionamento dei morsetti sulla fune (figura A.5 della norma UNI EN 13411-5 del febbraio 2009).

Molto importante è inoltre la corretta distanza fra i morsetti, che nell'immagine appena riportata è indicata dalla lettera e. Questa è funzione della loro larghezza (la larghezza del ponte) e dovrebbe essere di almeno $1,5t$ e non maggiore di $3t$, dove t rappresenta, appunto, la larghezza del ponte.



Figura 10 – Si possono notare le funi che collegano i montanti alle fondazioni a monte. In particolare, in questa foto sono evidenti le funi di controvento di monte (scattata il 20 giugno 2018 nel sito di Aymavilles).

- **Fondazioni:** sono la parte non apparentemente visibile, in quanto infisse nel terreno, ma si tratta di un elemento fondamentale, la cui realizzazione è la più soggetta ad analisi e a calcoli preliminari in fase di progettazione della struttura stessa. Servono per scaricare a terra le sollecitazioni derivanti dall'impatto del blocco. Le fondazioni possono essere realizzate con elementi rigidi come barre metalliche o micropali oppure con elementi flessibili come funi metalliche, connessi al terreno mediante cementazione all'interno di perforazioni di diametro adeguato. Sul piano campagna questi elementi vengono ancorati tramite plinti in calcestruzzo, su cui viene poi apposta la piastra metallica, base dei montanti.



Figura 11 – Particolare del plinto di fondazione con piastra (foto scattata il 10 luglio 2018 sul sito della barriera di Valtournenche).

Questo tipo di struttura viene installata perpendicolarmente alla superficie del pendio, ed è usualmente formata da uno o più moduli funzionali identici posti in successione, coincidenti con l'interasse dei montanti e denominati campate (le prove in campo sono condotte su una barriera con tre campate allineate, ragione per cui i tre moduli sono la lunghezza minima suggerita per la barriera). La lunghezza dipende ovviamente dalla necessità del caso e dalle caratteristiche del versante da mettere in sicurezza. Ciascun modulo funzionale deve adattarsi il più possibile al profilo del pendio, e deve consentire una facile installazione e manovra di sostituzione dell'elemento eventualmente danneggiato da un fenomeno di impatto. Le varie campate sono sostenute da piedritti metallici, con interasse di qualche metro, tiranti di monte e controventi di valle in cavi di acciaio ad alta resistenza. Gli elementi di sostegno e di rinforzo (piedritti, cerniere dei piedritti, tiranti) sono ancorati e fissati nella roccia o nel materiale detritico mediante barre d'acciaio a aderenza migliorata cementate o in micropali di lunghezza adeguata.

Spesso, le barriere paramassi vengono collocate su più file, distanti secondo i parametri della norma, in modo tale da abbattere notevolmente il rischio, e per consentire inoltre il passaggio della fauna tra le varie strutture. Nel caso si opti per un montaggio su più livelli, è buona consuetudine fare in modo che almeno una campata sia sovrapposta con la barriera sottostante o sovrastante: in questa maniera, si riduce la possibilità che un masso possa evitare l'impatto con la struttura.



Figura 12 – Esempio di due barriere paramassi collocate su più file. Si nota chiaramente come la struttura sovrastante si sovrapponga, a livello di traiettoria, di una campata alla barriera sottostante (foto scattata l'11 luglio 2018 sul sito del cantiere nel comune di Aymavilles).

Nel caso in cui la barriera paramassi non subisca impatti significativi, si tende a considerare la vita utile della struttura pari a 25 anni. Ovviamente, qualora si verificasse un impatto, sarà necessario effettuare un controllo degli elementi strutturali dell'opera e procedere con eventuali interventi di manutenzione.

Prima di passare alla descrizione delle tipologie di prove a cui viene sottoposta una barriera, vengono fornite alcune definizioni fondamentali per il comprendimento e l'inquadramento della struttura, tratte dalle certificazioni dell'ETAG 27.

L'altezza nominale h_N è misurata in modo ortogonale al pendio di riferimento ed è la distanza minima tra la fune superiore e la linea di connessione tra la base dei montanti, prima dell'impatto.

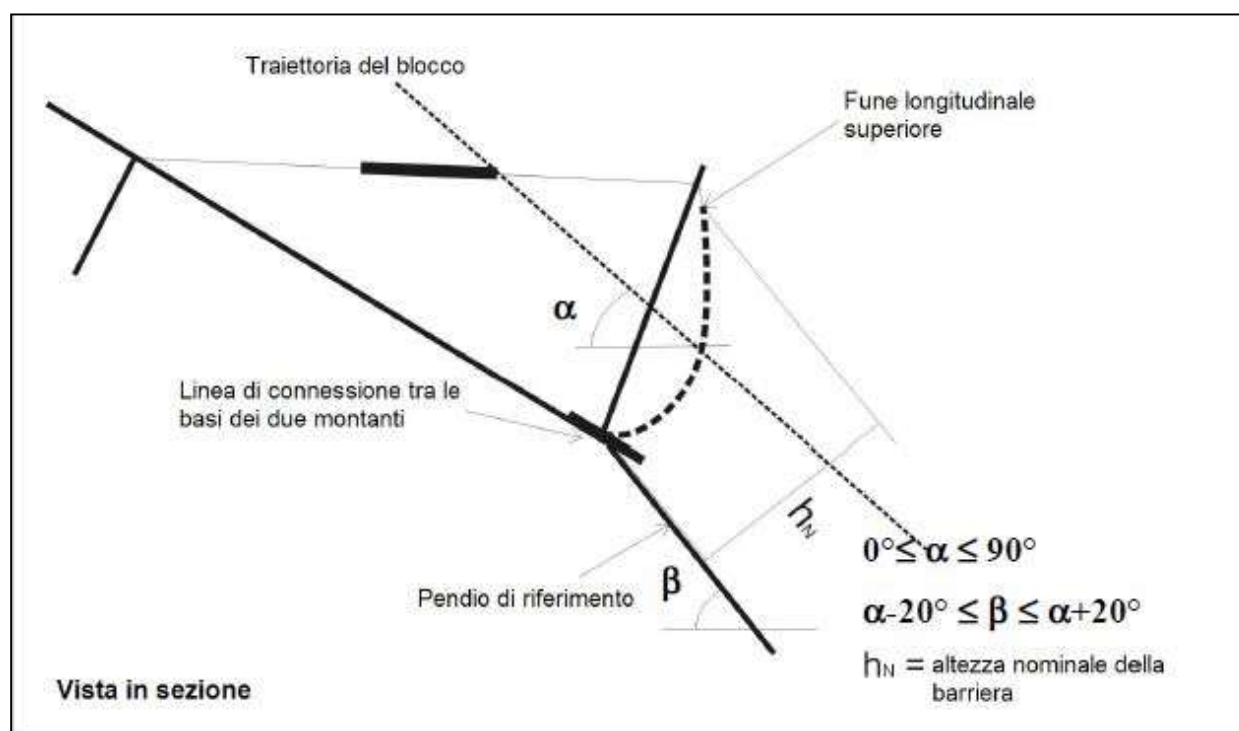


Figura 13 – Altezza nominale della barriera (fig. 3 pagina 9 delle linee guida ETAG).

L'altezza residua h_R è, invece, la distanza minima tra la fune inferiore e superiore, misurata perpendicolarmente al pendio di riferimento dopo la prova senza rimuovere il blocco.

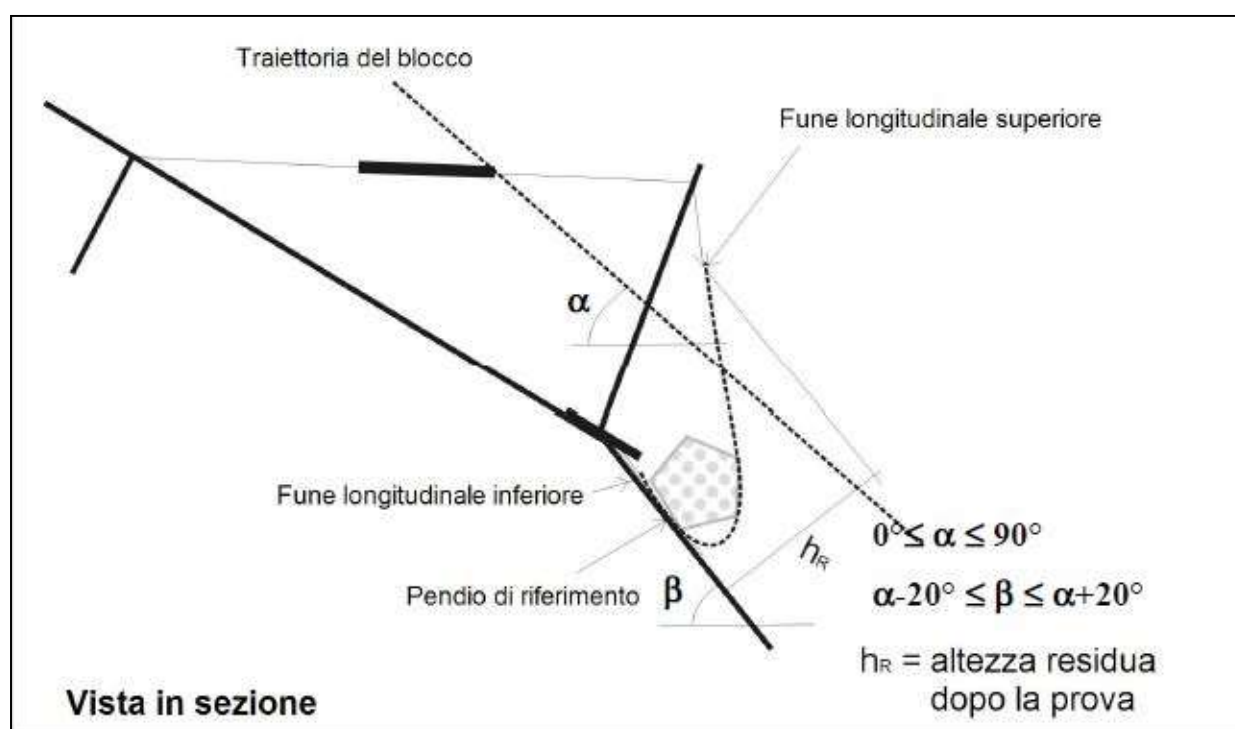


Figura 14 – Altezza residua (fig. 6 pagina 10 delle linee guida ETAG).

In seguito all'impatto, si misura l'allungamento della barriera, inteso come la deformazione verso valle, misurata parallelamente al pendio di riferimento. Il tempo di frenata è il tempo che intercorre tra il momento del primo contatto tra il blocco e la rete e il momento del massimo allungamento della rete durante la prova.

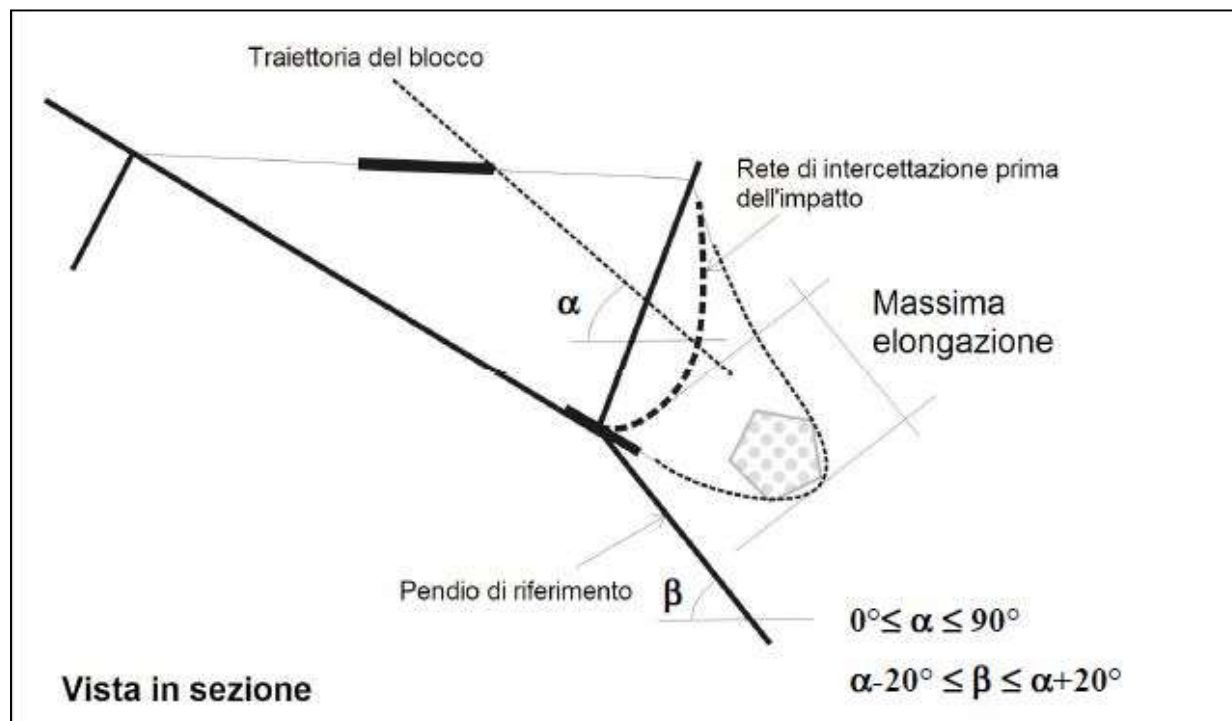


Figura 15 - Allungamento massimo (fig. 5 pagina 10 delle linee guida ETAG).

2.2 Prove MEL e SEL

Le barriere paramassi vengono classificate in base al livello energetico, che rappresenta appunto il livello di energia cinetica di un blocco omogeneo e regolare che impatta la rete della barriera con velocità non inferiore a 25 m/s. Il blocco ha caratteristiche standardizzate, di forma poliedrica realizzato in calcestruzzo, il cui peso specifico è compreso tra i 2500 kg/m³ e i 3000 kg/m³, e la cui dimensione massima L_{ext} deve essere tre volte inferiore dell'altezza nominale della barriera.

Per essere certificata la struttura deve essere sottoposta a due prove distinte:

- Prova SEL (Service Energy Level): due lanci successivi, senza manutenzione alcuna sulla barriera, eccetto la rimozione del blocco involuppato nella rete, ad una energia maggiore o uguale della energia di servizio della barriera, definita come: Energia SEL = 1/3 Energia MEL.
- Prova MEL (Maximum Energy Level): un lancio ad energia maggiore o uguale alla massima energia nominale di intercettazione della barriera.

Il Livello di Energia di Servizio (SEL) di una barriera paramassi è definito come l'energia cinetica di un blocco omogeneo e regolare che impatta la rete della barriera considerata.

La struttura supera la prova per il SEL se sono rispettate le seguenti condizioni.

Il primo lancio SEL è valido se:

- Il blocco viene fermato dalla barriera;
- Non ci sono rotture nelle componenti di connessione (che restano collegate alle fondazioni), nei montanti e nelle funi. Per rottura della struttura di connessione si intende la completa separazione della struttura in due parti distinte. L'apertura delle maglie della rete non può superare di due volte la dimensione iniziale delle maglie.
- L'altezza residua della barriera dopo la prova (misurata prima della rimozione del masso) è maggiore o uguale al 70% dell'altezza nominale.

- Il blocco non tocca terra prima che la barriera raggiunga l'allungamento massimo durante la prova.

Il secondo lancio SEL è valido se:

- Il blocco viene fermato dalla barriera.
- Il blocco non tocca terra prima che la barriera raggiunga l'allungamento massimo durante la prova.

Non è consentito alcun intervento di manutenzione tra il primo e il secondo lancio SEL.

L'allungamento massimo della barriera durante il test SEL deve essere misurato e riportato nella relazione della prova.

La prova MEL consiste invece in un unico lancio ad una energia maggiore o uguale a quella massima nominale della barriera. Il blocco deve impattare la barriera nell'intorno del punto mediano della campata centrale.

La barriera paramassi supera la prova per il livello di energia MEL se rispetta le seguenti condizioni:

- Il blocco viene fermato dalla barriera
- Il blocco non tocca terra prima che la barriera raggiunga l'allungamento massimo durante la prova.

L'allungamento massimo della barriera durante il test MEL deve essere misurato e dichiarato. L'altezza residua della barriera dopo l'impatto deve essere misurata e dichiarata seguendo la classificazione riportata in seguito. Deve essere fornita e inclusa nell'ETA una descrizione dettagliata dei danni riportati dalla barriera.

Le fondazioni delle barriere dovrebbero essere progettate considerando le forze misurate durante il test MEL, anche se la barriera è stata progettata allo Stato Limite di Servizio (SEL).

Il rapporto tra i livelli energetici SEL e MEL per le principali energie di servizio di una barriera paramassi sono espressamente codificati nella norma EOTA secondo la seguente tabella (per la classe 0 non è richiesta la prova SEL):

Tabella 1 – Classificazione delle barriere paramassi in base all'energia di servizio (norma EOTA).

Classificazione livello di energia	1	2	3	4	5	6	7	8
SEL	-	85	170	330	500	660	1000	>1500
MEL	100	250	500	1000	1500	3000	4500	>4500

È inoltre prevista una classificazione della barriera in base all'altezza residua dopo la prova MEL (tale classificazione non è però vincolante ai fini della validità del certificato):

- **Categoria A:** Altezza residua ≥ 50 % Altezza nominale

$$h_R = 0,5 \cdot h_N$$

- **Categoria B:** 30% Altezza nominale < Altezza residua < 50 % Altezza nominale

$$0,3 \cdot h_N < h_R < 0,5 \cdot h_N$$

- **Categoria C:** Altezza residua ≤ 30 % Altezza nominale

$$h_R \leq 0,3 \cdot h_N$$

2.3 Metodologie costruttive

In fase di progettazione è necessario rispettare una serie di criteri per fare in modo che il funzionamento dell'intero sistema di sicurezza sia totalmente appagato.

Questi requisiti tecnici figurano nella documentazione fornita dal fabbricante, che comprende non solo i documenti ETA (European Technical Assessment), ma anche quelli specifici richiesti (documentazione tecnica, istruzioni di montaggio, manuale di manutenzione). I requisiti prescritti riguardano:

- le traiettorie del corpo di lancio nella rete (diagrammi spostamento/tempo dal primo impatto con la rete fino alla sua massima deformazione, con relativi dati). Sono presenti numerosissimi studi che analizzano le traiettorie dei massi in caduta, ed in letteratura esistono software di calcolo che consentono il calcolo delle traiettorie, anche in tre dimensioni, e in funzione dei parametri utilizzati si possono ottenere velocità anche leggermente più alte di quelle previste nella norma. In generale, la dinamica del distacco di un blocco da una parete rocciosa, muovendosi, seguirà una traiettoria che in volo libero sarà all'incirca parabolica, per poi venire a contatto col terreno, smorzando la sua energia progressivamente (perdendo velocità);
- la massa, la velocità, lo spazio e il tempo di frenata nelle omologazioni: le norme assumono come riferimento un corpo roccioso che raggiunge una velocità massima di 25 m/s. La norma UNI di riferimento mette come limite blocchi, nella caduta massi, di dimensione pari a 5 m³, ma essere leggermente cautelativi può essere spesso utile. La grandezza di interesse principale è in ogni caso l'energia posseduta dal blocco di progetto. L'energia cinetica è definita come l'azione di impatto sulla barriera, o sulle opere passive in generale, paramassi, con l'espressione:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot m_d \cdot v_d^2$$

dove m_d è la massa del blocco di progetto e v_d è la velocità del blocco di progetto al momento dell'impatto.

- un completo inquadramento delle caratteristiche geologiche del pendio in studio, che vanno dalla pendenza dello stesso alla tipologia di terreno in cui ci si trova. Si tratta di un fattore molto importante in quanto necessario per lo studio e il calcolo degli ancoraggi e la loro lunghezza, e per la successiva determinazione delle forze agenti sulle fondazioni della struttura;
- il progetto preliminare dell'opera da realizzare, con la descrizione delle varie fasi operative di montaggio e le caratteristiche specifiche della struttura. Si tratta, in pratica, del manuale di istruzione per il montaggio dell'opera. In fase progettuale, non sono state ancora decise le caratteristiche specifiche della struttura, ma l'ingegnere che si occupa del progetto, o chi per esso, solitamente, nella sua relazione, sviluppa la fase di calcolo in base alle caratteristiche geologiche del sito, ed i risultati ottenuti sono confrontati con le caratteristiche tecniche delle strutture, di varie aziende, presenti sul mercato. Sarà poi compito della ditta che si aggiudica il lavoro nella fase di appalto scegliere in seguito il modello specifico da installare, sulla base comunque delle linee guide già scritte nel progetto preliminare;
- la descrizione delle attività di manutenzione da effettuare in seguito all'effettivo svolgersi delle funzioni della struttura (impatto con massi o blocchi rocciosi).

3. Ancoraggi

3.1 Descrizione introduttiva

La parte delle fondazioni di una struttura, qualsiasi essa sia, ricopre probabilmente il ruolo più importante all'interno dell'opera stessa, seppur apparentemente invisibile. Non fanno pertanto eccezione le barriere paramassi, i cui studi sugli ancoraggi sono numerosi e con pareri svariati. Si tratta di un argomento delicato in quanto, oltre alla fondamentale importanza per la vita della struttura, essendo solitamente le fondazioni interrate, non è possibile poi avere la certezza del perfetto funzionamento e non deterioramento di tale parte. Pertanto, si capisce facilmente come un'approfondita analisi e preformazione del metodo di funzionamento e di risposta di un ancoraggio sia alla base della buona riuscita di un intervento di protezione di questo tipo.

Nelle barriere paramassi, solitamente, "gli ancoraggi comunemente utilizzati sono costituiti da una fune spiroidale di lunghezza predeterminata, piegata ad asolo nella mezzeria, dove è rinforzata con un tubo metallico e/o redancia" come riportato rivista Scienza & Mestieri numero 2/2014, *Alcune considerazioni sugli ancoraggi realizzati con doppia fune spiroidale per paravalanghe e paramassi*.

Il dimensionamento di questi elementi vanno effettuati sulla base dei criteri definiti dalle NTC del 2018, come verrà descritto in maniera più approfondita in seguito, mentre per quanto riguarda le funi spiroidali si fa riferimento alla norma UNI EN 12385-10 "Funi spiroidali per usi strutturali generali", la quale specifica i requisiti di materiali, fabbricazione e prova in aggiunta a quelli forniti nella UNI EN 12385-1 per funi spiroidali integranti fili di zinco o rivestiti con lega di zinco per usi strutturali generali. Infine, mentre per le redance è generalmente presa a riferimento la UNI EN 13411-1 "Estremità per funi di acciaio - Sicurezza - Parte 1: Redance per brache a fune di acciaio", anche se essa è specifica per le funi disciplinate dalla UNI 12385-4: "Funi a trefoli per usi generali nel sollevamento".

3.2 Varie tipologie

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale. Il progetto deve contenere:

- la caratterizzazione e modellazione geologica del sito, con la presenza della carta geologica ed uno storico dei fenomeni avvenuti in sito;
- le caratteristiche generali dell'opera da ancorare o dell'intervento, con annessa la descrizione delle varie fasi procedurali e delle modalità costruttive e di intervento;
- la programmazione delle indagini geotecniche e delle prove sugli ancoraggi pilota, riportando un'accurata descrizione dei risultati ottenuti e le conseguenze dedotte;
- la caratterizzazione fisico-meccanica e idraulica dei terreni e delle rocce e la definizione dei modelli geotecnici del sottosuolo;
- il dimensionamento del sistema di ancoraggio. Può essere molto utile e significativo riportare direttamente le fasi di calcolo che hanno portato ad ottenere i risultati ottenuti;
- le verifiche della sicurezza e delle prestazioni dell'opera realizzata;
- i piani di controllo e monitoraggio.

Quando si parla di ancoraggio però ci si riferisce all'elemento funzionale in generale: questo si differenzia infatti in diverse tipologie. Il più utilizzato è probabilmente il tirante, ma anche l'uso del micropalo è

piuttosto comune. Sono da annoverare senza dubbio, inoltre, la tecnologia delle barre o dei 4 fittoni, ovvero degli ancoraggi, disposti sui vertici della piastra, infissi ad una profondità minore rispetto a quanto può avvenire col singolo micropalo (siamo solitamente nell'ordine di grandezza di circa 1-2 metri).

Micropalo

I micropali vengono utilizzati nell'ambito dell'ingegneria civile e edile per la loro capacità di garantire massima capacità portante alle fondazioni e sostenere la sovrastruttura. I micropali vengono impiegati anche per il consolidamento di terreni, per l'esecuzione delle fondazioni dirette e per la realizzazione di ancoraggi e tiranti.

Tirante

Il tirante è un elemento strutturale, operante in trazione, connesso al terreno e ad una struttura in grado di trasmettere una forza ad un punto in quanto ancorata alla massa rocciosa. I tiranti trovano largo impiego nella stabilizzazione di pareti rocciose, per ancorare al terreno paratie e/o muri di sostegno e comunque in tutti quei campi dell'ingegneria dove c'è l'esigenza di trasferire i vincoli necessari alla statica dell'opera in zone in cui il terreno offre la possibilità di assorbire le sollecitazioni in gioco.

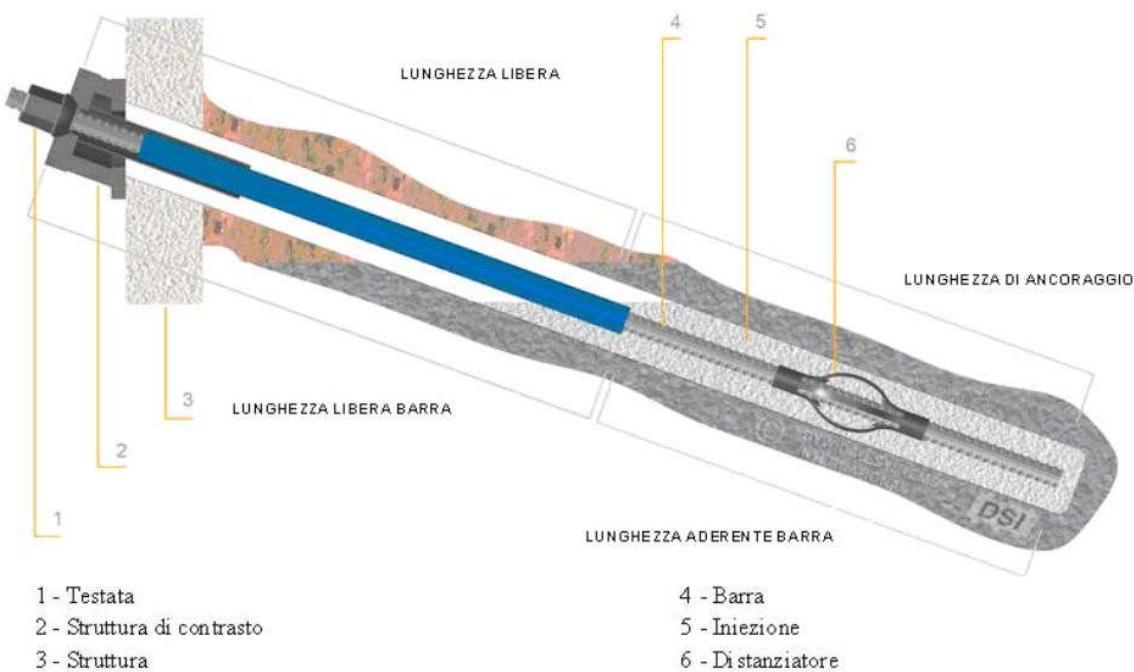


Figura 16 – Schema tirante d’ancoraggio (foto tratta dal sito ufficiale della Geotecnica Italiana).

Si possono distinguere tre parti funzionali principali:

- Testa di ancoraggio: insieme degli elementi terminali atti a trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- Parte libera: insieme degli elementi atti a trasmettere la forza di trazione dalla testa alla fondazione;
- Fondazione: insieme degli elementi atti a trasmettere al terreno le forze di trazione del tirante.

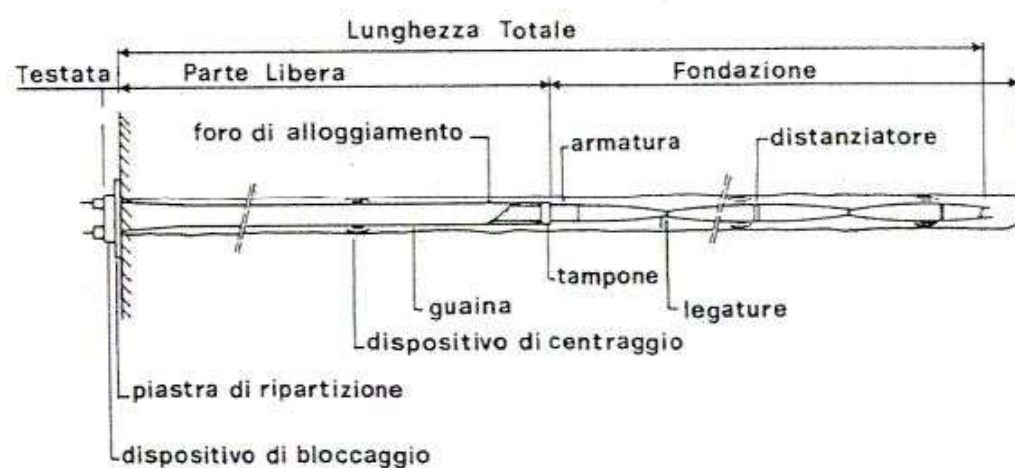


Figura 17 – Rappresentazione schematica di un ancoraggio.

Ai fini del progetto, i tiranti si distinguono in provvisori e permanenti. Nel primo caso si tratta di ancoraggi destinati ad esercitare la loro funzione in fase costruttiva, al termine della quale non è più necessaria la loro funzione strutturale, e comunque per un periodo inferiore ai due anni di servizio. Nel secondo caso, invece, si tratta di ancoraggi la cui funzione prevede una durata uguale o superiore a due anni.

I tiranti possono essere ulteriormente suddivisi in:

- attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura iniziale P_i superiore a quella teorica di utilizzazione P_Q ($P_i > P_Q$);
- passivi o non presollecitati, ovvero ancoraggi nella cui armatura non viene indotta alcuna forza di tesatura ($P_i = 0$);
- parzialmente presollecitati o parzialmente attivi, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura non superiore a quella teorica di utilizzazione ($P_i \leq P_Q$).

I tiranti in acciaio quindi sono in grado di trasmettere forza al terreno attraverso armature (tratto passivo libero di prolungarsi) e bulbi di ancoraggio (tratto attivo ancorato al terreno). A tal proposito, si riportano in seguito alcune definizioni tratte dal manuale delle raccomandazioni Aicap del 2012:

- *lunghezza libera dell'armatura*: lunghezza dell'armatura compresa fra la testata ed il punto più vicino al tratto vincolato al terreno;
- *lunghezza vincolata dell'armatura*: tratto dell'armatura fissato alla malta e capace di trasmettere la forza di trazione (fondazione dell'ancoraggio);
- *lunghezza vincolata dell'ancoraggio*: è il tratto di ancoraggio lungo il quale la forza di trazione viene trasferita al terreno circostante, attraverso un bulbo cementato;
- *lunghezza libera dell'ancoraggio*: è il tratto dell'ancoraggio compreso fra la sezione iniziale del bulbo cementato e la testata.

Gli elementi costitutivi del tirante, che verranno approfonditi maggiormente in seguito, sono:

- il dispositivo di bloccaggio e piastra di ripartizione della testata;
- il dispositivo di ancoraggio della fondazione;
- armatura e guaina.

In base alla lavorazione dell'acciaio armonico impiegato per l'armatura possiamo distinguere tiranti a trefoli, a barre o a fili (più rari).



Figura 18 – Foto di un tirante a trefoli, scattata il 13 luglio 2018 nel sito di Valtournenche.

Un **tirante a trefoli** è un elemento strutturale composto da una serie di trefoli in acciaio armonico ad alto tenore di carbonio e alta resistenza, che si avvolgono a spirale intorno a un trefolo centrale detto anima, con proprietà e caratteristiche meccaniche equivalenti a quelle dei trefoli utilizzati nel calcestruzzo precompresso. I trefoli, in corrispondenza del tratto passivo, dovranno essere posti all'interno di una guaina per consentire il loro scorrimento durante la fase di tesatura, al fine di trasferire il carico direttamente dalla testa alla fondazione, mentre sarà libero per la lunghezza della fondazione (tratto attivo). I trefoli possono essere forniti grezzi, zincati o con rivestimento epossidico restando invariata la resistenza anche dei cunei.

Un **tirante a barra** è un elemento strutturale costituito, come si può dedurre dal nome stesso, da una barra in acciaio a aderenza migliorata inserita nel terreno all'interno di un foro. La barra è costituita da elementi modulari di lunghezza generalmente pari a 3 m, collegati tra loro mediante manicotti di giunzione fino al raggiungimento della lunghezza di progetto.

Le tecniche di perforazione e di iniezione per la formazione dei tiranti in trefoli e/o barre filettate dovranno essere le più idonee in relazione alla natura del terreno da attraversare. In particolare, dovranno essere adottati tutti gli accorgimenti necessari ad evitare il franamento delle pareti del foro, la contaminazione dei tiranti, l'interruzione e/o l'inglobamento di terreno nella guaina cementizia che solidarizza il tirante al terreno circostante. La perforatrice può montare diverse tipologie di utensili di perforazione, installati sulla punta dell'asta, scelti in base alle caratteristiche del terreno di scavo. Di norma, gli utensili utilizzati sono il martello idraulico, per la semplice rotazione della testa di perforazione, e il martello a fondo foro, in cui oltre alla rotazione è associata un'azione di percussione. I due meccanismi vengono descritti qui di seguito:

- perforazione a rotazione con l'utilizzo di batteria di aste elicoidali o di idoneo utensile di perforazione. La rotazione di uno scalpello posto alla base di una batteria di aste frantuma il terreno, mentre la circolazione del fluido di perforazione pompato in foro ha il compito sia di

raffreddare e lubrificare lo scalpello, sia di rimuovere i detriti, stabilizzando le pareti del foro realizzato. La circolazione del fluido può avvenire in maniera diretta (la fuoriuscita avviene in foro attraverso gli ugelli dello scalpello, pompato attraverso la batteria di aste) o inversa (in cui il fluido viene direttamente iniettato in foro e risale attraverso la cavità interna delle aste di perforazione). Il sistema a circolazione diretta è utilizzabile in tutti i tipi di terreno, anche se non è molto efficace in quelli sciolti grossolani (ghiaie e sabbie) ed è poco indicata per perforazione di grossi diametri. Possiede però un'ottima versatilità di utilizzo ed un'alta velocità di esecuzione. Il secondo metodo, invece, è maggiormente indicato per terreni molto grossolani e grossi diametri di perforazione.

- a rotopercolazione con martello a fondo foro e con circolazione di aria compressa. La grande distinzione dal metodo precedente è appunto la doppia azione rotatoria e di percussione, azionata da un impianto ad aria compresso che sostituisce la pompa del fango. Il martello a fondo foro in pratica frantuma la roccia, mentre l'aria che fuoriesce dal martello sospinge verso l'alto i detriti formati. Si tratta di una metodologia molto efficace ed anche molto rapida nell'attraversamento delle rocce, anche se diventa poi difficoltosa una ricostruzione stratigrafica dei terreni attraversati.

Pertanto, le attrezzature necessarie per la realizzazione dei tiranti di ancoraggio sono essenzialmente:

- sonda perforatrice cingolata per le vere e proprie operazioni di perforazione;
- nel caso di perforazione a rotopercolazione: batteria di aste di diametro congruente al diametro del foro di progetto alla cui estremità inferiore è montato l'utensile di perforazione (martello fondo foro);
- nel caso di perforazione a rotazione: batteria di eliche di diametro interno congruente al diametro del foro di progetto;
- tutti quegli elementi di supporto alle fasi di perforazioni, tra cui la centrale di confezionamento della miscela cementizia costituita da silos orizzontale o verticale, una vasca di stoccaggio per l'acqua ed un miscelatore ad elevata turbolenza. Sono assolutamente necessari poi degli iniettori per il pompaggio della sospensione cementizia dall'impianto alla sonda perforatrice.

3.3 Fasi esecutive di realizzazione di un ancoraggio

La realizzazione di un ancoraggio consta delle seguenti fasi esecutive:

FASE 1: PERFORAZIONE

Nei cantieri edili l'esecuzione dei fori, per il successivo inserimento di quelle parti che, insieme al getto di malta cementizia, costituiscono i pali di fondazione, è svolta dalla perforatrice, detta anche sonda di perforazione o trivellatrice. Naturalmente l'apparecchiatura utilizzata è funzione del tipo di ancoraggio che è necessario ottenere.

Si tratta di una macchina che è essenzialmente costituita da un carro cingolato con motore diesel e dalla slitta di avanzamento, chiamata 'mast' o slitta di perforazione. Il mast è dotato di una testa di rotazione, detta anche testa di perforazione, che trasmette il moto all'asta di perforazione, e di due morse, alla base del mast, che mantengono in posizione l'asta di perforazione. Le perforatrici possono spostarsi da un punto all'altro ma devono essere stabilizzate durante la perforazione. Una volta posizionata la sonda, si inizia la perforazione: l'operatore muove la sonda per far sì che l'inclinazione del suo asse coincida con quanto prescritto in fase progettuale, e si esegue un foro nel terreno, verticale o con un'inclinazione (10-30 gradi al massimo), sino alla profondità voluta.

Spesso la perforazione viene effettuata direttamente con una slitta di perforazione, perché molto più comoda nei movimenti e quindi decisamente più pratica, in particolare nei casi di lavori in zone a forte pendenza e difficilmente accessibili. Essa di norma è ad avanzamento idraulico su cui è applicato un martello fondo foro. L'avanzamento della slitta è alimentato a distanza da una centralina idraulica (tipo 3ASDK), e la particolare forma inclinata del basamento della slitta consente un facilitato scivolamento sulla parete della scarpata.



Figura 19 – Foto di una perforazione tramite slitta.

Il diametro del foro deve permettere la copertura per la miscela sull'armatura della lunghezza vincolata. La deviazione del foro dovrebbe essere controllata ogni 2 m di avanzamento della perforazione, deve essere in ogni caso contenuta entro 1/30 della lunghezza del tirante. In ogni caso, il metodo di perforazione deve essere scelto con riferimento alla tipologia ed alle condizioni del terreno, in modo da non alterare le condizioni del terreno stesso e da non alterare la migliore capacità di ancoraggio, permettendo di mobilitare la resistenza del tirante di progetto.

FASE 2: CONFEZIONAMENTO DELLA SOSPENSIONE CEMENTIZIA

Prima della fase di iniezione, deve essere confezionata la miscela cementizia costituita da acqua, cemento ed eventuali additivi.

La scelta del cemento si basa fondamentalmente su due parametri; l'aggressività del terreno nei confronti del cemento e l'aggressività del cemento in relazione all'acciaio del tirante. Per questo motivo si può operare una netta divisione tra terreni aggressivi e non aggressivi, nei quali i tiranti verranno poi installati. Nel primo caso rientrano quei suoli che vengono attraversati da acque di infiltrazione con elementi aggressivi (i terreni vengono ulteriormente suddivisi in altamente o mediamente aggressivi in base alla nocività delle acque). In questa categoria rientrano per esempio terreni adiacenti al mare, suoli contenenti solfati o terreni in prossimità di falde acquifere aggressive. In particolare, come viene riportato nella pubblicazione *I tiranti come tecnica per l'ancoraggio di strutture nella stabilizzazione di versanti*, disponibile sul sito della Regione Piemonte, parliamo di:

- acque pure che dissolvono la calce libera e i silicati e gli alluminati contenuti nel cemento;
- acque acide che attaccano la calce del cemento,
- acque che presentano un alto contenuto di solfati, che combinati con l'alluminato tricalcico presente nel cemento danno forma all'ettringite, che comporta un deterioramento della malta cementizia;
- acque seleniche, le quali sono considerate molto aggressive se il contenuto di anidride solforica SO₃ presente nelle acque stagnanti superi 0.5 g/l, mentre i 0.2 g/l per quelle in movimento.

Questo estratto si trova nel paragrafo 3.1.1 "Materiali impiegati" della suddetta pubblicazione.

Si capisce come la scelta del cemento sia un'operazione tanto fondamentale quanto delicata: nel caso di acque ad elevato contenuto di solfati o seleniche, i cementi da utilizzare sono quelli con basso contenuto di alluminio tricalcico e classificati come cementi per "lavori in acque seleniche"; invece, per acque neutre o leggermente acide sono adatti cementi con un basso contenuto di calce libera. I cementi che resistono ad acque moderatamente solfatiche sono quelle classificati come "cementi per costruzioni marine".

Un altro importante fattore è la scelta degli additivi da utilizzare, che devono essere costituiti da elementi inerti privi di parti friabili e sostanze nocive agli effetti della resistenza della miscela. Gli additivi non dovrebbero infatti contenere nessun componente aggressivo né per l'acciaio né per il cemento, quali ad esempio il cloruro di calcio.

FASE 3: ALLESTIMENTO

Durante la perforazione, vi è la possibilità che sorga un problema tutt'altro che trascurabile. Il materiale escavato, ovvero i detriti di perforazione, infatti, possono restare nel foro appena realizzato. Solitamente, l'eliminazione di tale frazione detritica avviene in maniera autonoma meccanicamente, utilizzando le eliche continue oppure usando un fluido, detto di perforazione, quale aria, acqua o fango bentonitico il quale, oltre ad eliminare i detriti facendoli fuoriuscire in superficie, svolge anche la funzione di raffreddamento degli utensili. Nel caso invece di terreni instabili, incoerenti o coesivi teneri, non si può eseguire una perforazione normale. È necessario infatti procedere sostenendo a mano a mano le pareti del foro con un idoneo rivestimento metallico provvisorio, che viene poi rimosso una volta che viene eseguita l'iniezione di guaina.

Una volta completata questa procedura, si può iniziare con la posa del tirante nel foro realizzato. Si procede dunque con l'introduzione dell'armatura, prolungando i trefoli ed i condotti di iniezione fino a fuoriuscire a bocca foro per un tratto adeguato a consentire le successive operazioni di iniezioni e di tesatura. Soprattutto per quanto riguarda i tiranti a trefoli, si utilizzano degli elementi per una corretta messa in posa dello stesso, detti distanziatori o centratori. Questi vengono impiegati in quanto tutte le armature devono risultare distanziate e collocate in egual misura dalla superficie del foro, in modo da non ridurre la capacità di ancoraggio del tirante e non ostacolare il flusso della miscela d'iniezione. Vengono solitamente utilizzati uno ogni 3 metri, al fine di conferire ai trefoli una forma con concavità e convessità, e sono elementi in materiale plastico.

FASE 4: INIEZIONE



Figura 20 – Dettaglio del tubo di iniezione; è ben evidente la boiacca cementizia iniettata fino al piano campagna (foto scattata in data 14 giugno nel sito di Valtournenche).

La fase d’iniezione deve avvenire al più presto dopo l’introduzione dell’ancoraggio nel foro, e serve per connettere il tirante con il terreno circostante, ma è anche un ottimo mezzo di protezione contro la corrosione dell’armatura: l’intercapedine presente viene pertanto riempita con la miscela d’iniezione, descritta precedentemente. Questa verrà scelta in base al tipo di cantiere e di terreno, e trattandosi di situazioni piuttosto variabili, è compito del progettista fornire indicazioni specifiche del caso. L’iniezione vera e propria può avvenire a gravità nel caso delle barre filettate e/o a bassa pressione nel caso dei tiranti in trefoli tramite apposite “cannucce” legate ai trefoli (figura a lato), si provvederà al riempimento del foro e del bulbo del tirante secondo le prescrizioni fornite dalla casa costruttrice.

Il riempimento, in entrambi i casi, sarà proseguito sino a che la miscela cementizia immessa risalga in superficie senza inclusioni. La pressione di iniezione, come riportato dalle raccomandazioni AGI-AICAP del 2012, normalmente limitata a 15 kPa per metro di profondità, può essere spinta fino a valori maggiori fino all’80% del carico litostatico del terreno circostante e, comunque, tali da non superare la pressione di fratturazione idraulica del terreno.

L’iniezione deve avvenire sempre dal punto più basso della perforazione se sub orizzontale;

mentre, per fori inclinati verso l’alto, oltre al posizionamento di un otturatore per evitare perdite della miscela di iniezione dalla lunghezza vincolata del tirante, il punto di immissione della miscela deve essere posizionato dopo l’otturatore.

Possono distinguersi le seguenti modalità d’iniezione:

- iniezione in unica soluzione a semplice circolazione o circolazione forzata; in questo caso l’iniezione deve proseguire finché la consistenza della malta rifluente a bocca foro è uguale a quella della malta iniettata; con questo metodo si inietta contemporaneamente il tratto vincolato e quello libero dell’ancoraggio.
- Iniezione a due stadi: questo metodo consente di iniettare separatamente i due tratti dell’ancoraggio, consentendo di poter elevare la pressione di iniezione nel tratto vincolato, separato dal resto del foro mediante un opportuno otturatore.

- Iniezione a più stadi: questa modalità prevede l'utilizzo di guaine o tubi di iniezione muniti di più valvole, in corrispondenza del tratto vincolato dell'ancoraggio, per consentire l'iniezione della miscela per tratti e si articola in due fasi:
 - 1) Iniezione primaria, a circolazione forzata, per tutta la lunghezza dell'ancoraggio in modo da colmare completamente l'intercapedine foro-ancoraggio, operazione del tutto simile all'iniezione in unica soluzione;
 - 2) Iniezione a pressione per tratti della lunghezza di fondazione dell'ancoraggio attraverso valvole predisposte nella tubazione o guaina della parte vincolata; la pressione di iniezione, in questo caso, oltre che raggiungere valori più elevati rispetto ai due metodi precedenti, consente anche di dosare la pressione in corrispondenza di ciascun tratto in funzione delle caratteristiche del terreno circostante. Inoltre, l'iniezione di ciascun tratto può essere ripetuta più volte forzando ulteriore malta nel terreno e aumentando così la pressione di confinamento all'interfaccia terreno/malta con conseguente incremento nella resistenza a sfilamento dell'ancoraggio.

Per consentire il contenimento dell'iniezione è possibile incamiciare le barre con una particolare calza in tessuto elastico. La calza, di forma tubolare, fissata alle barre con collari e fascette, tramite l'iniezione si allarga e si dispone aderendo alle superfici interne dei fori, insinuandosi anche nelle eventuali cavità o irregolarità.



Figura 21 – Dettaglio della calza in geotessuto, che “contiene” il tirante d'ancoraggio, e che si espande ad occupare il diametro di perforazione, riempita dal materiale d'iniezione.

Il tessuto della calza, contenendo internamente il materiale d'iniezione, consente di lasciar filtrare solo le parti più sciolte e meno dense che a contatto del supporto ne migliorano l'adesione. La calza non presenta cuciture se non alle due estremità, visto che viene tessuta su telai circolari che consentono la continuità della trama; solo in questo modo il tubo può resistere ad alte pressioni. Il metodo dell'iniezione con la calza è solitamente utilizzato in terreni detritici e poco coesi, così da evitare che la malta cementizia iniettata possa espandersi anche al di fuori del foro realizzato, insinuandosi nelle microfratture del terreno e andando, involontariamente, a “cementare” un'area di dimensioni esagerate nella zona dei

lavori. Questo fatto, oltre a rappresentare, in qualche modo, un inquinamento nel sottosuolo non necessario, in quanto viene a crearsi un bulbo cementizio non richiesto, diventa persino uno spreco in termini economici, dal momento che l'iniezione prosegue, ma il foro dell'ancoraggio non si riempie perché la malta cementizia fuoriesce dallo scavo.

FASE 5: TESATURA

Una volta terminata la fase d'iniezione, si può procedere con la messa in trazione dell'ancoraggio. La testata dell'ancoraggio è il componente che permette il trasferimento della forza di trazione alla struttura, attraverso la piastra di ripartizione, solitamente circolare, appositamente lavorata, su cui poggiano i cilindretti con i relativi cunei di bloccaggio dei trefoli. Considerata la funzione particolarmente critica e delicata svolta dai dispositivi di bloccaggio, occorre che la realizzazione e la posa in opera di tali elementi dispositivo siano curate nei minimi particolari, dal punto di vista operativo. Il bloccaggio deve essere perfettamente integro e privo di tracce di ossidazione, sia all'atto dell'utilizzo sia dopo la messa in tensione. Il sistema tuttavia dovrà essere sottoposto ad una prova di carico che comprovi che la piastra sia in grado di sopportare e trasmettere le azioni, previste dal progetto, alla struttura, come scritto nelle raccomandazioni Aicap del 2012.

Naturalmente, la testata dell'ancoraggio deve consentire non solo la messa in tensione dell'armatura, ma anche la prova di carico ed il bloccaggio ed eventualmente il detensionamento totale o parziale, e persino la potenziale ritesatura con incremento del carico iniziale. Essa deve essere dotata di un cappuccio di protezione e da un elemento di raccordo con la guina del tratto libero per garantire la continuità della protezione delle armature dalla corrosione.

Bisogna tuttavia attendere che la malta cementizia sia sufficientemente indurita (dopo circa 5 giorni). "Nei terreni a grana fine, in particolare per quelli ad elevata sensibilità, può essere opportuno attendere un periodo di tempo maggiore, rispetto a quello necessario per la presa della malta di iniezione, per consentire al terreno di recuperare le proprietà meccaniche originali, perse a seguito della perforazione", come riportato nel capitolo 4 *Materiali componenti e tecnologie costruttive* delle Raccomandazioni Agi-Aicap 2012, pag.34. Si può dunque proseguire con le seguenti operazioni:

- Applicazioni, in vari livelli, di un carico di prova T_e con simultanea misurazione degli spostamenti del tirante;
- Mantenimento del carico T_e per un periodo di tempo limitato e misurazione dei corrispondenti spostamenti;
- Nel caso in cui le misurazioni fatte rientrino nei criteri d'accettazione si può eseguire un rilascio tensionale fino al valore di carico T_b , raggiunto il quale si può bloccare la trazione del tirante;
- Rilascio dell'applicazione del carico

Durante queste fasi si deve verificare che non si formino incisioni sull'armatura sotto la testa da parte dei cunei di afferraggio, e tantomeno danni alla protezione anticorrosiva. Gli strumenti utilizzati per la fase di tesatura sono molteplici, il più comune dei quali è il martinetto idraulico. Esso è costruito in acciai speciali ad alta resistenza, e le finiture superficiali interne sono lappate per eliminare perdite di carico ed usure dei pistoni. Sono collegati alla centralina con due tubazioni idrauliche ad alta pressione (mandata e ritorno), e sono dotati di un dispositivo automatico che permette il ritorno solo dopo aver bloccato il morsetto alla pressione desiderata.



Figura 22 – Foto di un martinetto idraulico in azione, scattata il 17 novembre 2017 nel sito della barriera 8000 kJ situata nel comune di Hône.

Come si può chiaramente vedere dalla foto precedente, si collega l'attrezzo alla redancia dell'ancoraggio e si inizia la fase di pompaggio (manuale o automatico che sia) per raggiungere il tiro necessario previsto. Può succedere spesso che lo strumento arrivi "a fine corsa", ovvero non vi sia più spazio per continuare l'operazione di tiro. Bisogna pertanto arrestarsi temporaneamente, e "recuperare la corsa" andando a stringere il dado che si vede nella foto qui sopra (si tratta di un'operazione non semplicissima a livello di

forzo fisico). Una volta effettuata questa operazione, si può riiniziare il pompaggio (anche se la pressione raggiunta precedentemente sarà, ovviamente, leggermente calata, e procedere fino al tiro previsto.

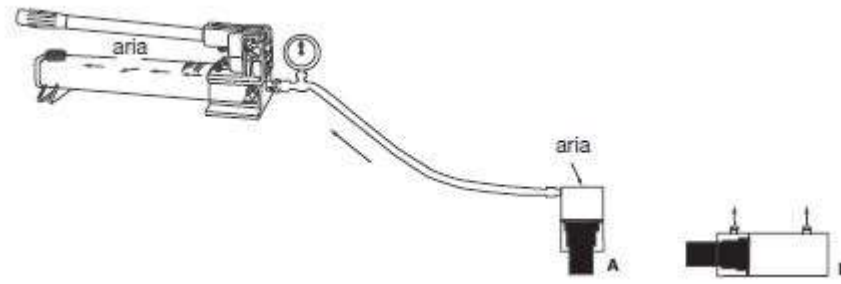


Figura 23 – Schema della pompa idraulica (a pompaggio manuale). Immagine tratta dal manuale d’istruzione dei cilindri idraulici della ENERPAC.

3.4 Campo prova

In un campo prova si vanno a realizzare gli ancoraggi preliminari di prova; si tratta di una procedura fondamentale che consente di andare a determinare le caratteristiche del terreno e di conseguenza degli ancoraggi che saranno poi realizzati. Talvolta, tuttavia, si preferisce evitare la realizzazione di un campo prova per “tagliare” una spesa iniziale, ma sarà poi necessario introdurre dei parametri e dei fattori di sicurezza maggiori nella fase di realizzazione dell’ancoraggio, per evitare spiacevoli inconvenienti, non avendo informazioni precise a riguardo della natura della reazione del terreno; di conseguenza, il risparmio iniziale verrà sicuramente azzerato e superato in seguito. Anche per questa ragione il campo prova è il primo passo fondamentale per un lavoro eseguito correttamente. L’obiettivo dichiarato che si vuole ottenere da tale prova è quella di arrivare ad estrazione dell’ancoraggio, e misurare quale tiro si è raggiunto per far sì che questo avvenga. Come descritto precedentemente, lo strumento utilizzato è il martinetto idraulico: tipicamente l’attrezzo è manuale, il che comporta la presenza di un operatore a pompare per raggiungere il tiro previsto. Si tratta di un’operazione, comprensibilmente, molto faticosa, ma la presenza di un martinetto idraulico elettrico è altamente rara in quanto molto costosa, e pertanto si ricorre alla versione meno dispendiosa per l’azienda.

Per questo motivo, “è necessario che tali ancoraggi di prova siano riprodotti nello stesso sito e con la stessa metodologia di costruzione di quelli definitivi, e sono finalizzati per il dimensionamento e la determinazione della resistenza caratteristica R_{ak} sulla base dei valori misurati della resistenza limite $R_{a,m}$ ”, come descritto ne *Ancoraggi preliminari di prova*, cap. 7, Raccomandazioni Aicap, pagina 61. Come di consueto, sarà obbligatorio aspettare e rispettare le tempistiche consone al tempo di indurimento della boiaccia cementizia.

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

I coefficienti ξ_{a1} e ξ_{a2} dipendono dal numero delle prove di progetto, come riportato nella seguente tabella, proposta nel capitolo 6.4.2.1, “Resistenza determinata in base ai risultati di prove di progetto” delle raccomandazioni Aicap.

Tabella 2 – Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto (tabella 6.2 sulle raccomandazioni Agi-Aicap).

Numero degli ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

Gli ancoraggi preliminari di prova sono sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di collaudo; una volta sfruttato il campo prove, i tiranti di prova realizzati non potranno più essere utilizzati per un impiego successivo. È spesso facile notare, nelle vicinanze di un lavoro definitivo, i “segni” residui nel terreno.

Il numero di prove di progetto, secondo il paragrafo 6.6.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018, non deve essere inferiore a:

Tabella 3 – Numero di prove da eseguire in funzione del numero degli ancoraggi da eseguire nel progetto (paragrafo 6.6.4.1 delle NTC 2018).

N° ancoraggi da eseguire	N° minimo di prove da eseguire
inferiore a 30	1
compreso tra 31 e 50	2
compreso tra 51 e 100	3
compreso tra 101 e 200	7
compreso tra 201 e 500	8
superiore a 500	10

Come in ogni realtà, alla base di tutto dovrebbe vigere il buon senso. Se, per esempio, il progetto consta di una barriera paramassi di lunghezza di 300 metri, la realizzazione di un campo prova situato in una stessa area molto limitata avrebbe poco senso: infatti, lungo il notevole sviluppo della struttura si potrebbe andare incontro a variazioni delle caratteristiche del terreno, che dunque renderebbero poco rappresentativo il campo prova in primis, e di conseguenza anche i tiranti preliminari di prova.

3.5 Collaudo ancoraggi

Il collaudo di un ancoraggio si esegue tramite la prova di accettazione: si tratta di una prova di tesatura non distruttiva per il controllo finale del dispositivo posto in opera. Essa consiste in un ciclo semplice di carico e scarico dell’ancoraggio secondo una delle due tipologie che verranno descritte nell’appendice A, e va effettuato, naturalmente, una volta che i processi di indurimento e presa della malta cementizia sono terminati

Le prove di verifica, da effettuarsi su tutti i tiranti (sia temporanei che permanenti), consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo, il tirante viene sottoposto ad una forza massima P_c pari a 1,2 volte quella prevista in esercizio P_d , verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sui tiranti preliminari di prova. La prova può essere condotta secondo uno di queste due metodologie: a carico costante o ad allungamento costante. La descrizione

dei due metodi, riportata nel capitolo 8 delle raccomandazioni Aicap del 2012, verrà qui riportata interamente nell'appendice A.

3.6 Fase di calcolo

Per la verifica dell'efficienza funzionale degli ancoraggi delle reti paramassi occorre tener conto della posizione delle potenziali superfici di frattura esistenti nel terreno. Nella roccia non si possono attraversare le discontinuità che presentino già degli spostamenti. Nell'allegato B1 del testo *Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni*, studio redatto nel 2018 dall'ufficio federale dell'ambiente (UFAM), viene riportato la distinzione tra gli ancoraggi delle funi portanti inferiori (sulle quali agiscono forze più o meno orizzontali) che vengono realizzati con un'inclinazione pari a 15-20° rispetto alla linea orizzontale e quelli delle funi portanti superiori (le cui forze sono oblique rispetto alla linea orizzontale di un angolo δ). Se le forze subite dalle funi portanti inferiori e superiori sono trasmesse su uno stesso ancoraggio, vanno sommate vettorialmente e la forza risultante va calcolata a partire dai valori in direzione orizzontale e verticale. Questa forza presenta una direzione con angolo medio δ_m e anche l'ancoraggio dovrebbe essere installato con lo stesso angolo δ_m . Nel suddetto testo, si sottolinea come anche le forze trasversali agenti sugli ancoraggi dei controventi di monte dovrebbero essere prese in considerazione nella fase del dimensionamento. Per qualsiasi approfondimento si consiglia la consultazione del testo sopracitato.

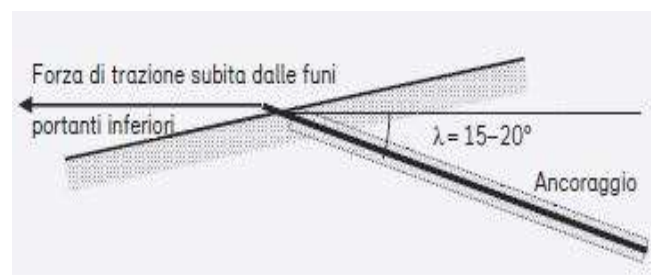


Figura 25 - Disposizione laterale degli ancoraggi per funi portanti inferiori (figura B1.2 dell'allegato B1 del testo *Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni*)

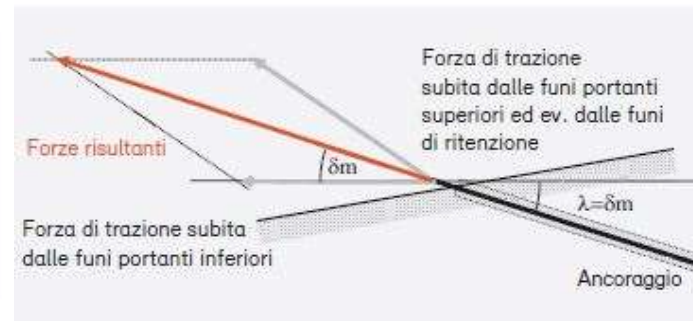


Figura 24 - Disposizione degli ancoraggi di funi portanti superiori e inferiori (figura B1.4 2 dell'allegato B1 del testo *Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni*)

La fase iniziale consta in un predimensionamento dell'ancoraggio, che porta al calcolo della lunghezza d'ancoraggio necessaria:

$$L = \frac{T_{max}}{\pi \cdot D \cdot \tau_{prove}}$$

dove T_{max} rappresenta il tiro massimo ipotizzato e τ_{prove} la resistenza unitaria ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno. La D , invece, è il diametro del foro di perforazione. Il valore ottenuto va arrotondato per eccesso.

Si è soliti usare la teoria di Bustamante e Doix (1985) per il calcolo della capacità resistiva laterale di un micropalo, tale per cui:

$$Q_u = Q_s = A_s \cdot q_s = \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

dove

- $D_s = \phi \cdot D_d$ è il diametro efficace del micropalo, con ϕ = parametro amplificativo del diametro nominale del foro;
- D_d = diametro nominale del foro, ovvero il diametro di perforazione;
- L_s è la lunghezza del tratto di micropalo connessa al terreno;
- q_s o τ è la resistenza limite unitaria ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno (indicato spesso con τ), ricavato tramite il metodo proposto da Bustamante-Doix o attraverso le tabelle fornite da Littlejohn & Bruce.

Essendo una formula tratta dalla teoria dei micropali, nel caso degli ancoraggi si toglierà la quota parte relativa al carico di punta, pari al 15% del totale.

Il coefficiente maggiorativo α_d è funzione del tipo di terreno, dal tipo di perforazione e iniezione effettuata ed è possibile determinarlo dalla Tabella 4. Nella tabella, ed in generale nella letteratura, ci si riferisce a due sigle, IRS e IGU, che distinguono il metodo di iniezione utilizzato. La prima è applicata ai micropali la cui metodologia di realizzazione consente l'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità, mentre con la seconda vengono identificati i sistemi che consentono un'iniezione dei micropali in un'unica soluzione.

Tabella 4 - Valori del coefficiente α_d per la stima del diametro di calcolo del bulbo di ancoraggio (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012, tabella 6.4, pagina 54).

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata V_s	Rapporto A/C
	IRS ($p_i \geq p_l$)	IGU ($p_i < p_l$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 V_s	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 V_s	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 V_s	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) V_s ; IGU: 1,5 V_s	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 V_s ; IGU: 1,5 V_s	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) V_s ; IGU: (1,5 ÷ 2) V_s	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) V_s per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcarei marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati fratturati	
Calcarei alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) V_s o più per strati poco fratturati	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	2 V_s o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta IGU: iniezione a bassa pressione in unica soluzione p_l : pressione limite dalla prova pressiométrica Menard p_i : pressione di iniezione			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f : lunghezza della fondazione D_s : diametro reale della fondazione	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Per non appesantire ulteriormente questa parte, si rimanda all'Appendice B per la consultazione dei grafici fondamentali per la scelta del valore di q_s in funzione del tipo di terreno in esame.

A questo punto si procede con il calcolo della resistenza caratteristica τ , che a partire dal tiro massimo degli ancoraggi, si trova:

$$\tau = \frac{Q_s}{\pi \cdot D \cdot L}$$

Questo passaggio si fa coi risultati ottenuti nel campo prova, dove il tiro massimo è quello trovato dalle prove effettuate sugli ancoraggi. Le attrezzature utilizzate rilevano e misurano questa grandezza in bar, mentre per i calcoli è opportuno convertire il valore in kN/m2. La conversione va fatta in base alla tipologia di martinetto utilizzata.

Nel caso in cui la scelta dell’ancoraggio è ricaduta sul tirante a trefoli, utilizzando come resistenza allo snervamento il valore di $F_{p0,1k}$ e ponendoci nel caso limite in cui $R_{td} = P_{d,tirante}$ è possibile ricavare il numero minimo di trefoli per tirante. Si tratta di un passaggio spesso superfluo tuttavia, in quanto si fa solitamente testo ai tipi di tirante a disposizione sul mercato, senza bisogno di andare a calcolare precisamente la natura:

$$N^{\circ}_{trefoli} = \frac{R_{td} \gamma_s}{F_{p0,1k}}$$

A questo punto, si procede con il calcolo della media dei valori della resistenza caratteristica della tipologia di ancoraggio della metodologia costruttiva migliore per il caso specifico. Tramite la formula seguente, si trova il valore minimo tra la resistenza caratteristica media e minima, opportunamente divise per i coefficienti ξ_{a1} e ξ_{a2} , che dipendono dal numero di ancoraggi di prova, ed i cui valori sono riportati nella tabella 2.

$$R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,m})_{medio}}{\xi_{a1}}, \frac{(R_{a,m})_{min}}{\xi_{a2}} \right\}$$

Al valore caratteristico si applica il coefficiente parziale che dipende dalla tipologia degli ancoraggi, come descritto dalla tabella 6.6.1 delle NTC del 2018:

Tabella 5 – Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi (Tabella 6.6.I a pagina 198 delle NTC del 2018).

	Simbolo Υ_R	Coefficiente parziale
Temporanei	$\Upsilon_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\Upsilon_{Ra,p}$	1,2

Si ricava quindi il valore di resistenza di progetto τ_k :

$$\tau_k = \frac{R_{a,k}}{\gamma_{Ra,p}}$$

Nella fase progettuale in descrizione, non si è a conoscenza delle caratteristiche precise della tipologia di barriera che verrà installata, in quanto tale scelta è a totale discrezione della ditta aggiudicatrice dell’appalto; pertanto, è opportuno un’analisi preliminare delle varie tipologie presenti in mercato, anche di diversi costruttori, e delle varie parti strutturali, effettuando un paragone tra di esse, soprattutto per quanto riguarda le funi di ancoraggio.

Per quello che concerne il carico sugli ancoraggi, ci si riferisce a valori tratti da prove eseguiti da alcuno costruttori, che li mettono spesso a disposizione su cataloghi in forma cartacea, ma anche sui rispettivi siti online. Nel caso vi sia una possibilità di scelta, viene considerato il valore più alto e viene amplificato dal coefficiente parziale per le azioni variabili nella combinazione A1 STR, secondo la tabella 2.6.I delle NTC 2018, pari a 1,5:

$$E_d = 1,5 \cdot E_k ,$$

dove E_k è il carico massimo sugli ancoraggi di monte o laterali, ed E_d è il carico di progetto.

Le forze applicate alla base dei montanti delle barriere si misurano partendo dai valori tipici misurati in crash test della stessa, e che sono solitamente disponibili.

$$N_d = 1,5 \cdot N_k$$

$$T_d = 1,5 \cdot T_k$$

Si considera la sicurezza della struttura portante di un ancoraggio come verificata se il valore di dimensionamento E_d dell'azione è inferiore al valore di dimensionamento R_d della resistenza ultima:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dei suoi effetti e R_d è il valore di calcolo della resistenza. Questa fase consta in una serie di verifica dell'ancoraggio rispetto a vari meccanismi di rottura, elencati qui di seguito:

1. sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia tra il bulbo iniettato e del terreno;
2. sfilamento dell'ancoraggio all'interfaccia tra fune e malta di iniezione;
3. rottura della fune;
4. rispetto della gerarchia delle resistenze per acciai armonici.

Tale procedura è da effettuarsi sia per gli ancoraggi di monte che per quelli laterali.

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia bulbo - terreno viene calcolata tramite:

$$R_d = \tau \cdot \pi \cdot D_{perf} \cdot L > E_d$$

Tale valore deve essere maggiore al carico di progetto E_d affinché la prova possa considerarsi superata.

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia fune - malta, invece, tiene in considerazione la tensione tangenziale ultima di aderenza f_{bd} , che dipende dal tipo di calcestruzzo utilizzato, ed i cui valori sono riportati nella tabella seguente la formula:

$$R_d = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot f_{bd} \cdot \pi \cdot D_{fune} \cdot L_{anc} \cdot 2}{1,5} > E_d$$

Tabella 6 – Valori la tensione tangenziale ultima di aderenza f_{bd} in funzione del tipo di calcestruzzo.

	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/40
[N/mm ²]	2,0	2,3	2,7	3,0	3,7

Il valore ottenuto deve essere maggiore di E_d perché la prova sia superata.

La resistenza della fune, infine, si calcola in questa maniera:

$$R_{d,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot R_{fune}}{1,15} > E_d$$

Come nei casi precedenti, la verifica è considerata superata se il valore ottenuto supera il carico di progetto. Lo 0,8 utilizzato è il coefficiente riduttivo che tiene conto dell'indebolimento in corrispondenza della curvatura della fune.

In uno studio effettuato da Simonini S., Franch L., Buccio G. nel 2014, *Alcune considerazioni sugli ancoraggi realizzati con doppia fune spiroidale per paravalanghe e paramassi*, e raccolto nella rivista Scienza & Mestieri, numero 2/2014, è emerso che il più frequente motivo di collasso delle barriere è dovuto al cedimento degli ancoraggi per la rottura della fune, che avviene sempre in corrispondenza dell'asola. Essi affermano che, infatti, l'asola, anche se rinforzata da tubo metallico e da redancia, quando viene sottoposta ai forti carichi di esercizio tende a chiudersi, e la fune entra così in regime di tensoflessione perdendo la configurazione di lavoro a trazione pura per cui è stata progettata, e quindi perdendo parte della sua resistenza originaria. Ecco allora che è necessario, per i progettisti, conoscere un altro parametro, che possiamo definire "efficienza dell'ancoraggio" μ , dove:

$$\mu = R_{d,fune} / (2 \cdot R_{tk})$$

con

- $R_{d,fune}$: resistenza a rottura della fune;
- R_{tkf} : resistenza nominale a rottura (UNI 12385-10) delle singole funi spiroidali.

La soluzione che dopo vari tentativi ha dato i risultati più convincenti prevede l'inserimento di una boccola



Figura 26 – Deformazione delle asole normale (quella sotto) e rinforzata (quella sopra) alle prove a rottura. Si nota immediatamente un diverso comportamento (immagine tratta dalla rivista Scienza & Mestieri numero 2/2014, pag. 11).

in acciaio di grosso spessore (circa 20 mm) nell'asola, in modo da contrastarne efficacemente la deformazione al carico ultimo. Il rinforzo dell'asola con la boccola è stato adattato anche agli ancoraggi già in opera, nel caso si ritenga necessario incrementarne la resistenza, per esempio in sede di manutenzione. Il problema, in questo caso, era come bloccare la boccola nella posizione corretta, dal momento che non era più possibile fissarla direttamente all'asola, come nel caso della formazione di un ancoraggio nuovo. La soluzione individuata prevede il bloccaggio della boccola all'ancoraggio tramite due rondelloni esterni ed un grillo di adeguata resistenza.

L'ultimo passaggio di verifica per gli ancoraggi di monte e laterali è la cosiddetta gerarchia delle resistenze. Questa è da effettuarsi nei casi in cui vengano utilizzati ancoraggi in fune in acciaio armonico, e deve essere valida la seguente disequazione:

$$R_{d,fune} > R_{d,fondazione}$$

ovvero che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio (interfaccia bulbo-terreno), come descritto nel capitolo 6.6.2 ("verifiche di sicurezza SLU") delle NTC 2018.

A questo punto sarà necessario andare ad analizzare le azioni che si stabiliscono al di sotto dei montanti. A favore di sicurezza, si è soliti trascurare le resistenze di aderenza instauratesi tra piastra di base e il terreno (e/o eventuale plinto), e che questi ultimi, anche se spesso realizzati, non vengono considerati, immaginando che l'intera capacità portante sia "sostenuta" dalle fondazioni di tipo profondo. Nel materiale detritico i carichi non possono essere indirizzati direttamente nel terreno, ma devono essere trasmessi mediante ancoraggi di trazione e di compressione (micropali). Come definito da Baumann R., Gerber W. nel testo *Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni*, studio redatto dall'ufficio federale dell'ambiente (UFAM). A questo scopo si utilizzano piastre di base in acciaio, che trasmettono nei micropali le forze derivanti dai montanti e dalle funi. Per ragioni di costruzione il punto di applicazione dei carichi delle funi portanti inferiori non si trova all'intersezione degli assi dei micropali. Ciò significa che si trasmettono nel terreno non solo forze assiali (di trazione e di compressione), ma anche forze trasversali (tangenziali). Si raccomanda di ripartire le forze tangenziali su entrambi i micropali valutandone la rigidità e sviluppando la connessione tra micropali e piastra di base. Una piccola fondazione in calcestruzzo consente di ripartire le forze di trazione e di compressione tra i micropali generando forze trasversali minori. Gli ancoraggi di trazione e di compressione devono sempre essere disposti in modo tale che l'intersezione delle loro linee d'azione si trovi al di sopra dei punti d'introduzione delle forze subite dalle funi portanti inferiori e dai montanti. Si deve comunque cercare di limitare al minimo la distanza tra gli ancoraggi al fine di ridurre le forze tangenziali.

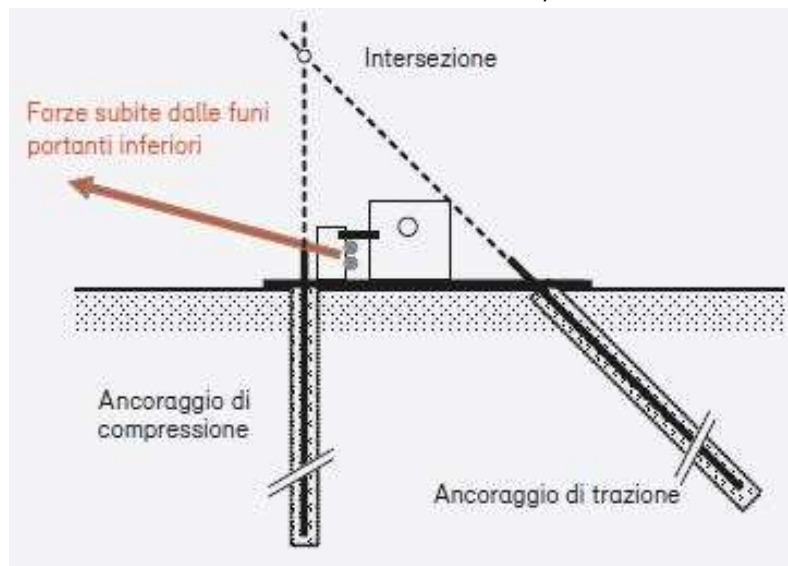


Figura 27 – Posizioni delle funi portanti inferiori con un carico massimo (immagine tratta dalla pubblicazione "Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni", redatto dall'UFAM).

Naturalmente, in base alla scelta di tipologia di fondazione utilizzata, la procedura varia da situazione a situazione. Nel caso di barre, la resistenza a taglio viene distribuita esclusivamente su di esse, mentre ipotizzando la presenza di un micropalo, la parte di sforzo normale sarà assorbita da quest'ultimo, in quanto presenta una maggiore capacità portante. Per quanto riguarda la resistenza al taglio, la si verifica distribuita su ciascuna barra, tramite:

$$T_b = \frac{T_d}{n_b}$$

Vengono poi calcolati l'area resistente di ogni barra e il taglio massimo:

$$A_{res} = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4}$$

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{T_b}{A_{res}}$$

Si considera a questo punto il valore della resistenza tipica a snervamento dell'acciaio considerato, f_{yk} , a cui va applicato un fattore di sicurezza γ_s pari a 1,15; il taglio massimo deve essere minore di tale rapporto affinché sia verificata:

$$\tau_{max} < \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = f_{yds}$$

Si determina quindi la portata limite con la relazione di Bustamante-Doix:

$$P_L = k \cdot \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

dove

- k: coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta;
- α : coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione;
- i: indice che identifica la stratigrafia;
- D_{perf} : diametro di perforazione;
- L_i : lunghezza utile di aderenza del micropalo;
- q_{si} tensione limite di attrito laterale che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio.

I valori di α e q_s sono ricavati da Bustamante-Doix.

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2, si giunge al carico utile P_u , che per soddisfare la verifica, deve rispettare la seguente disuguaglianza:

$$P_u = \frac{P_L}{2} > \frac{N_d}{n_b}$$

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, si considera:

$$\sigma_f = \frac{N_d}{n_b \cdot A}$$

$$\tau = \frac{T_d}{n_b \cdot A} \quad [N/mm^2]$$

$$\sigma_{ideale} = \sqrt{(\sigma_f^2 + 3 \cdot \tau_f^2)} \quad [N/mm^2]$$

Quest'ultimo valore va confrontato con la resistenza tipica dell'acciaio considerato f_{yk} , a cui va applicato il solito fattore di sicurezza γ_s pari a 1,15, nella disequazione:

$$\sigma_{ideale} < \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = f_{yds}$$

Si calcola successivamente il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo. La resistenza plastica della sezione composta acciaio – calcestruzzo a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula tratta dalla tecnica delle costruzioni:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} > N_d$$

dove

- A_a è l'area del profilo in acciaio;
- A_c è l'area della parte di calcestruzzo;
- A_s è l'area della barra di armatura;
- $\gamma_a = 1,05$ coefficiente di sicurezza del profilo in acciaio;
- $\gamma_c = 1,50$ coefficiente di sicurezza della parte di calcestruzzo;
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente di sicurezza della barra di armatura.

L'ultimo passaggio consiste nel calcolo della resistenza allo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo, dovuto alla tensione di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio – calcestruzzo.

$$\tau_{aderenza} = \frac{N_d}{A_{aderenza}} < f_{bdc}$$

dove f_{bdc} è il valore di tensione tangenziale di progetto dovuto all'aderenza ed all'attrito. Tale valore si

ottiene utilizzando:

$$f_{bdc} = 2,25 \cdot \eta \cdot 0,70 \cdot (0,30 \cdot f_{yk}^{\frac{2}{3}}) / 1,50 \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{bdc} = 2,25 \cdot \eta \cdot 0,70 \cdot (2,12 \cdot \ln\left(\frac{1+(f_{yk}+8)}{10}\right)) / 1,50 \quad \text{per classi} > C50/60$$

in cui il simbolo η che assume il valore pari a:

$$\eta = (132 - \phi) / 100$$

in funzione del diametro ϕ della barra (al massimo $\eta=1$ per barre di diametro non superiore ai 32 mm).

4. Approccio normativo al problema

Il fenomeno della caduta massi viene affrontato dalla normativa vigente a livello italiano e internazionale in maniera molto approfondita, in quanto il problema in evidenza è di sicuro un tema molto caldo per quanto riguarda la protezione e la difesa del territorio. Le innumerevoli raccomandazioni, norme tecniche e linee guida, elaborate nel corso degli ultimi 25 anni circa descrivono e guidano il progettista verso un percorso abbastanza segnato, anche se le sfumature che si presentano nei cantieri reali (abbastanza lontani da quelli ideali descritti nelle varie normative), sono molteplici e lasciano pertanto spazio al giudizio finale soggettivo del progettista, basato sostanzialmente sulla propria esperienza.

In questo capitolo l'obiettivo è stato quello di raccogliere in maniera sintetica le varie normative in vigore a livello internazionale sulla problematica in analisi, sia per quanto riguarda le barriere paramassi in generale, ma soprattutto focalizzando l'attenzione sugli ancoraggi di tali strutture e su come vengono trattati i test di prova. Per scelta personale, si è deciso di andare ad analizzare come vengono affrontate tali problematiche nei paesi limitrofi al territorio italiano (Francia, Austria e Svizzera), per sottolineare al grande eterogeneità nel trattare uno stesso argomento. Questa varietà e libertà può rappresentare in ogni caso un finto problema, in quanto i vari progettisti possono "sbizzarrirsi" nell'applicare, sempre in linea con le norme e raccomandazione vigenti, interventi consoni per il sito su cui stanno lavorando. Una eccessiva severità potrebbe, in qualche modo, essere problematica dal momento che non è sempre possibile eseguire qualunque intervento in tutti i siti. Questo non avviene, per esempio, in alcune norme ISO (International Organisation for Standardization), che sono molto specifiche e validamente riconosciute in quanto soddisfano i criteri di consensualità, democraticità e trasparenza che sono alla base di una norma tecnica (ad esempio, la ISO 17746:2016 sulle caratteristiche tecniche dei materiali per la produzione di reti in acciaio da utilizzare nelle barriere paramassi a rete).

Nella realizzazione di questo capitolo, l'ostacolo principale è stata l'impossibilità di consultare liberamente alcune norme in quanto a pagamento. La consultazione delle normative UNI italiane, è stata resa possibile grazie ad una sezione della biblioteca del Politecnico di Torino. Per quanto riguarda le normative francesi ed austriache, invece, anch'esse a pagamento, sono stati utilizzati vari articoli presenti in letteratura e online, mentre le svizzere erano a disposizione senza alcun costo.

4.1 Italia

Nel 2008 sono state redatte in Italia le Norme Tecniche sulle Costruzioni, contenute nel D. M del 14 giugno 2008, e che rappresentano la base su cui tutti i progettisti devono attenersi. In particolare, nel paragrafo 6 del capitolo 6, dedicato alla progettazione geotecnica, viene trattato l'argomento dei tiranti d'ancoraggio, definiti come elementi strutturali opportunamente collegati al terreno in grado di sostenere forze di trazione.

Dopo ben 10 anni di servizio, tuttavia, le NTC 2008 sono andate in pensione ed hanno lasciato spazio alle NTC 2018 approvate con il decreto MIT del 17 gennaio 2018, pubblicate sulla Serie Generale n. 42 del 20 febbraio 2018. Il capitolo 6, il principale per l'attinenza di questo elaborato, ha subito modifiche abbastanza rilevanti, soprattutto per quanto riguarda l'alternanza dell'approccio progettuale, ed in particolare l'analisi sui muri di sostegno, con l'inserimento di un nuovo coefficiente al ribaltamento, mentre la parte sugli ancoraggi è rimasta pressoché invariata.

In generale, tali norme si limitano a rappresentare una sorta di linea guida a cui il progettista deve attenersi, senza entrare nello specifico. Tuttavia, a seguito dell'entrata in vigore delle NTC 2008 si è iniziato ad utilizzare comunemente dei coefficienti di sicurezza parziali nella progettazione, che vengono considerati per ogni grandezza in gioco. Questi vanno moltiplicati al valore della grandezza di riferimento, appunto, a seconda del grado di precisione con cui essa è nota, e incrementano le azioni e penalizzano le resistenze. La particolarità sta nel fatto che non si tratta di un coefficiente finale globale che tiene conto dell'incertezza globale solo alla fine, ma è un continuo considerare le incertezze relative a ciascuna grandezza.

Dal momento che all'interno delle NTC 2018, così come era in quelle precedenti, non è descritta alcuna modalità operativa di dimensionamento delle opere geotecniche, si fa riferimento ad altri documenti specifici (norme tecniche, linee guida, raccomandazioni), elencati nel capitolo 12 delle norme tecniche sulle costruzioni.

“Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove su materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sul documento stesso;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Per quanto non trattato nella presente norma o nei documenti di comprovata validità sopra elencati, possono essere utilizzati anche altri codici internazionali; è responsabilità del progettista garantire espressamente livelli di sicurezza coerenti con quelli delle presenti Norme tecniche.”
[pag.372, cap.12 NTC 2018]

Nel 1921 è stato fondato, in Italia, l'UNI, l'ente nazionale italiano di normazione, il cui compito è quello di redigere norme tecniche che riguardano tutti i settori lavorativi, ad esclusione di quello 0 ed elettronico. L'obiettivo dell'UNI e di qualsiasi altro ente o associazione affine è la produzione e la diffusione di norme basate sui principi della consensualità, democraticità,

trasparenza e volontarietà; inoltre l'UNI rappresenta l'Italia all'attività normativa degli organismi a livello mondiale (ISO) ed europeo (CEN).

Per quanto riguarda il fenomeno della caduta massi, esso è contenuto nella norma UNI 11211, che si articola in 4 parti, pubblicate tra il 2007 e il 2012. Tale norma definisce un quadro generale ed elementi di riferimento che permettono di stabilire caratteristiche tipo alle quali devono corrispondere le attrezzature di protezione contro la caduta massi. Le 4 parti sono suddivise in questa maniera:

- UNI 11211 – Parte 1: Termini e definizioni;
- UNI 11211 – Parte 2: Programma preliminare d'intervento;
- UNI 11211 – Parte 3: Progetto preliminare;
- UNI 11211 – Parte 4: Progetto definitivo, esecutivo e piani di sicurezza.

Nel paragrafo 5.3.2.2 della parte 4 vengono descritte le verifiche realizzate sulle barriere paramassi: come si era già accennato nei capitoli precedenti, si tratta della verifica allo stato limite ultimo (MEL) e, nel caso di impatti multipli o ripetuti, dell'ulteriore verifica allo stato limite di esercizio (SEL). Nel caso dell'approccio MEL "occorre applicare adeguati coefficienti di sicurezza sia ai valori caratteristici delle azioni, calcolati mediante l'analisi delle traiettorie, sia al valore della resistenza energetica della barriera in rapporto alla classe di livello energetico adottata". Nel caso dell'approccio SEL, invece, "occorre applicare adeguati coefficienti di sicurezza alle azioni, mentre le resistenze devono essere considerate con i valori della classe di livello adottata". Tutto questo ha portato all'espressione:

$$E_{sd} < E_{barriera} / \gamma_E$$

dove:

- E_{sd} è l'energia cinetica sollecitante di progetto;
- $E_{barriera}$ è il valore energetico MEL o SEL;
- γ_E è il coefficiente di sicurezza da applicare ai valori energetici MEL ($\gamma_E=1,20$) e SEL ($\gamma_E=1,00$).

Per quanto riguarda invece la parte sulle fondazioni, la norma UNI 11211 dice che "il calcolo strutturale delle fondazioni deve essere sviluppato considerando la resistenza ultima di progetto." Tale resistenza di progetto deve "essere certificata in corso d'opera eseguendo prove di collaudo su un numero di ancoraggi pari a 1 ogni 30 ancoraggi con un numero minimo di 1 prova". Nel caso si verificasse "anche solo un cedimento per un carico minore dell'80% della resistenza ultima di progetto, le prove devono essere estese ad ulteriori 2 ancoraggi; tali prove aggiuntive devono risultare positive".

Tuttavia, la norma principale per quanto riguarda l'argomento d'interesse di questo elaborata è senza dubbio la UNI EN 1537 del 2002, dal titolo: "Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio". La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1537 (edizione dicembre 1999). La norma stabilisce e definisce i principi relativi alla tecnologia degli ancoraggi. Si applica all'installazione, al collaudo ed al controllo dei tiranti di ancoraggio permanenti e temporanei dove la capacità di carico è sottoposta a prova. Il termine "Terreno" è inteso comprendere sia il suolo sia la roccia. La normativa è stata ritirata e sostituita, il 10 ottobre 2013, dalla corrente UNI EN 1537:2013, tutt'ora in vigore.

La norma distingue, nel capitolo 9.1, "tre classi di prove di carico di sito:

- **prove d'indagine preliminare**, eseguite prima dell'installazione dei tiranti operativi, stabiliscono:
 - a) la resistenza esterna R_a del tirante sull'interfaccia malta/terreno;
 - b) la trazione critica di snervamento del sistema di ancoraggio; oppure
 - c) le caratteristiche di snervamento del sistema per carichi diversi fino a rottura; oppure
 - d) le caratteristiche di perdita del tiro di sistema al tiro di bloccaggio P_{si} ;
 - e) una lunghezza libera apparente L_{app} dell'armatura.
- **prove di idoneità**, che confermano, per una particolare situazione di progetto:
 - a) la capacità di sostenere un tiro di prova P_o ;
 - b) le caratteristiche di snervamento e di perdita di carico del sistema fino al tiro di prova;
 - c) una lunghezza libera apparente L_{app} dell'armatura.
- **prova di accettazione**, le quali confermano per ogni tirante:
 - a) la capacità di sostenere un tiro di prova;
 - b) le caratteristiche di snervamento e di perdita di carico allo stato limite di servizio, quando necessario;
 - c) una lunghezza libera apparente L_{app} dell'armatura.

A livello italiano, infine, grandissima importanza la rivestono le “Raccomandazioni sugli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce” redatte nel 2012 dalla commissione AGI – AICAP (Associazione Geotecnica Italiana e Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso), che in due anni di lavoro ha predisposto un testo di circa 90 pagine. Tali raccomandazioni “forniscono un insieme di indicazioni e specifiche tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo degli ancoraggi realizzati nei terreni e nelle rocce.” Si tratta, in ogni caso, di “un documento tecnico non cogente, da utilizzare come supporto per i progettisti e gli operatori del settore ad integrazione di quanto già previsto e prescritto dalle vigenti NTC”, come riportato nel cap. 1 delle raccomandazioni Aicap.

Per quanto riguarda la parte relativa agli ancoraggi di prova, essa è già stata trattata nel capitolo precedente di questo elaborato, così come quella sui collaudi degli stessi, e si consiglia pertanto la consultazione del paragrafo 3.5 e dell'Appendice 1, fornita parallelamente a questo testo.

4.2 Normativa Europea

A livello europeo lo standard di riferimento è la ETAG 027 “Guideline for european technical approval of falling rock protection kits”, elaborata nel 2008 dall'European Organisation for Technical Approvals (EOTA). Un ente notificato dell'EOTA rilascia degli ETA (“European technical assessment”, ovvero una Valutazione Tecnica Europea) che fornisce le informazioni sulle caratteristiche fondamentali dei prodotti da costruzione. “La Valutazione Tecnica Europea è un documento di natura volontaria che contiene le prestazioni di un prodotto da costruzione; esso è rilasciato a prodotti per i quali – in mancanza di una norma armonizzata – è disponibile come riferimento un Documento per la Valutazione Europea (European Assessment Document – EAD) o una ETAG – riferimento nel regime precedente al CPR – non ancora ritirata e usata come EAD”, come viene

riportato sul sito ufficiale dell'Istituto per le Tecnologie della Costruzione – Consiglio Nazionale delle Ricerche (ITC – CNR).

All'interno dell'ETAG 027 vengono descritti i vari test, in scala reale, delle barriere paramassi e i controlli da effettuare sui materiali che le compongono; se superati, si appone il marchio di certificazione CE sul prodotto verificato, in maniera tale da garantire la commercializzazione negli stati membri dell'Unione. Ad oggi, si tratta dell'unica norma valida a livello europeo che tratta il fenomeno della caduta massi e della protezione da esso.

Tuttavia, non viene trattata in maniera esplicita e diretta la parte connessa alle fondazioni della struttura, quanto invece solamente la parte "esterna" e visibile della barriera paramassi.

4.3 Svizzera

Non essendo membro dell'Unione Europea, la Svizzera nel corso degli anni ha redatto normative autonome riguardanti i più variati campi d'interesse, tra cui anche il fenomeno della caduta massi. Nel 2001, l'Office Fédéral de l'Environnement des Forêts et des Pâturages (OFEFP) e l'Istituto Svizzero di ricerca (WSL) hanno elaborato una direttiva per l'omologazione delle barriere paramassi a rete, entrata in vigore il 1° giugno dello stesso anno, che è stata in qualche modo una fonte d'ispirazione per le successive ETAG 027. Nel capitolo 7, vengono innanzitutto distinti gli ancoraggi tra le fondazioni dei montanti e l'ancoraggio delle funi. La direttiva, tradotta in lingua italiana, esplica che le forze misurate durante le prove sono superiori a quelle che le strutture sono normalmente chiamate ad assorbire poiché generate dal lancio verticale. Ciò è tuttavia compensato dal fatto (positivo) che l'impatto del corpo di lancio avviene nel centro della rete. Nei casi reali capita raramente che il blocco impatti la barriera al centro della campata, e pertanto carichi eccentrici, più vicino ai montanti o alle funi portanti, generano forze supplementari ancora sconosciute sulle singole funi. Per questi motivi viene proposto di aumentare, generalmente del 30%, i valori massimi delle forze misurate con un'energia del 100%.

In Svizzera, ricopre un ruolo molto importante pure la Società svizzera degli ingegneri e degli architetti (SIA), ovvero l'associazione professionale di riferimento per specialisti qualificati nell'ambito della costruzione, della tecnica e dell'ambiente. Nella norma SIA 261, "Actions sur les structures porteuses", entrata in vigore il 1° gennaio 2003, vengono trattati in generale i carichi, dovuti a fenomeni naturali (frane o valanghe), su strutture di sostegno, tra cui, nel capitolo 13, le barriere di sicurezza.

4.4 Francia

Nel 1996, l'ente di unificazione francese AFNOR (Association Française de Normalisation) elaborò una norma tecnica, la NF P35-308 "Équipement de protection contre les éboulements rocheux – écrans de filets", relativa alle opere di mitigazione del rischio di caduta massi. Tale normativa è stata abrogata una volta entrata in vigore l'ETAG 027 a livello europeo, ma al suo interno non veniva descritta alcuna direttiva sulla progettualità in particolare degli ancoraggi; veniva, tuttavia, proposta una suddivisione delle barriere paramassi in nove classi, sulla base dei valori di energia cinetica.

4.5 Austria

La principale normativa austriaca relativa al fenomeno della caduta massa è la norma “ONR 24810, Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance”, elaborata dall’ente austriaco di unificazione (ONR appunto) nel 2013 ed aggiornata nel 2016. A differenza delle ETAG 027, tale normativa non si focalizza solo su una parte dell’opera ma si concentra in maniera generale e dettagliata di tutta la fase progettuale dell’opera: anche il progetto degli ancoraggi e delle fondazioni, che nella normativa europea era assente, ma anche nella UNI 11211, sono esplicitamente trattate.

Essa afferma che le verifiche sugli ancoraggi, così come sulla struttura principale, deve essere realizzata, non solo dal punto di vista delle resistenze, ma anche da quello delle azioni. Nel determinare l’energia di progetto E_d di un ancoraggio, per quanto riguarda la parte delle azioni, si utilizza quella misurata durante il test del MEL (E_k). Se sono collegate più funi ad un singolo ancoraggio, allora la forza massima risultante sarà data dalla somma scalare e non vettoriale. Moltiplicato a tale forza vi sarà un coefficiente di sicurezza parziale (γ_E) che vale 1,5.

$$E_d = E_k \times \gamma_E$$

Per la parte delle resistenze, invece, devono essere verificate la sezione trasversale dell’elemento di rinforzo in acciaio dell’ancoraggio, così come la superficie tra la malta cementizia e la parete del foro di perforazione.

La resistenza di progetto $R_{d,t}$ della sezione trasversale del materiale che costituisce l’armatura è determinato dal rapporto tra il prodotto tra la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio ($f_{y,k}$) e la sezione dell’armatura e il prodotto tra un attore di sicurezza γ_s pari a 1,15 e un parametro di modello $\eta_{Mod} = 0.95$, come mostrato nella seguente formula:

$$R_{d,t} = \frac{R_{k,t}}{\gamma_s \cdot \eta_{Mod}} = \frac{A_s \cdot f_{y,k}}{\gamma_s \cdot \eta_{Mod}}$$

Questo passaggio è pressoché simile a quello descritto nelle raccomandazioni Agi-Aicap del 2012.

Nel caso in cui vengono condotti dei campi prova, la norma ONR 24810 afferma che la resistenza caratteristica $R_{t,k}$ viene calcolata come:

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{medio}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\},$$

da cui poi

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_s$$

Nella seguente tabella vengono indicati i valori del coefficiente di distribuzione ξ in base al numero di ancoraggi di prova, come riportato nella pubblicazione di Stelzer G. e Bichler A., intitolata *ONR 24810 – A Comprehensive Guideline for Rockfall Protection Works: Its Application to Catchment Fences*:

Tabella 7 – Valore dei coefficienti di distribuzione ξ in base al numero di ancoraggi di prova.

Numero prove	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

Nel caso in cui non fossero stati effettuati ancoraggi di prova e i valori d'attrito della superficie della malta dell'ancoraggio siano stati presi dalla letteratura, viene considerato un fattore (η_p) che dipende dalla classe di conseguenza definite dalla norma austriaca. Per classe di conseguenza si intende una valutazione qualitativa del grado di danno, inteso come perdita economica, sociale, ambientale che un evento può generare in quel sito. Vengono definite tre classi:

- CC3, che descrive un caso con elevate conseguenze in termini di vite umane o conseguenze di tipo economico, ambientali e sociali molto grandi;
- CC2, che comporta conseguenze medie in termini di vite umane, e conseguenze considerevoli per quanto riguarda il campo economico, sociale e ambientale;
- CC1, che descrive un caso con basse conseguenze sia a livello di vite umane, che in termini economici, sociali e ambientali.

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \eta_p \cdot \gamma_s$$

Tabella 8 – Valori dei fattori delle resistenze di fondazione delle barriere paramassi.

Resistenza	Simbolo	CC1	CC2	CC3
Micropalo sotto pressione assiale	$\eta_{p,c}$	1.25	1.25	1.30
Micropalo sotto tensione assiale	$\eta_{p,t}$	1.25	1.25	2.50

5. Barriera installata presso il sito di Hone

In questo capitolo verrà descritta la “storia” della barriera 8000 costruita, tra il 2016 e la fine del 2017, nel comune di Hône. Si tratta di un caso particolarmente rilevante in quanto stiamo parlando del primo esempio di una barriera in grado di sopportare una energia cinetica di tale impatto costruita in Italia. La barriera costruita è un prodotto dell’azienda Geobruagg, una società svizzera che si colloca da anni tra i leader mondiale nella progettazione e produzione dei sistemi di protezione.

La barriera installata nel sito è il modello RXE 8000 (8000 KJ), la cui capacità di assorbimento di energia corrisponde, per esempio, ad un masso di 20 tonnellate lanciato in caduta libera verticale che colpisce la rete ad oltre 100 km/h.

Per poter meglio comprendere i motivi che hanno portato alla costruzione di una struttura di tale importanza e di dimensioni così imponenti, è necessario fornire un inquadramento territoriale e storico del sito d’interesse.

5.1 Inquadramento geografico

L’area oggetto d’intervento si colloca sul versante destro orografico della Dora Baltea, in corrispondenza della fascia di raccordo con la piana alluvionale edificata dal suddetto corso d’acqua, ad una quota indicativa di 343 m s.l.m., in particolare al piede del pendio detritico a monte del centro di conferimento rifiuti sito in via Saint Grat.

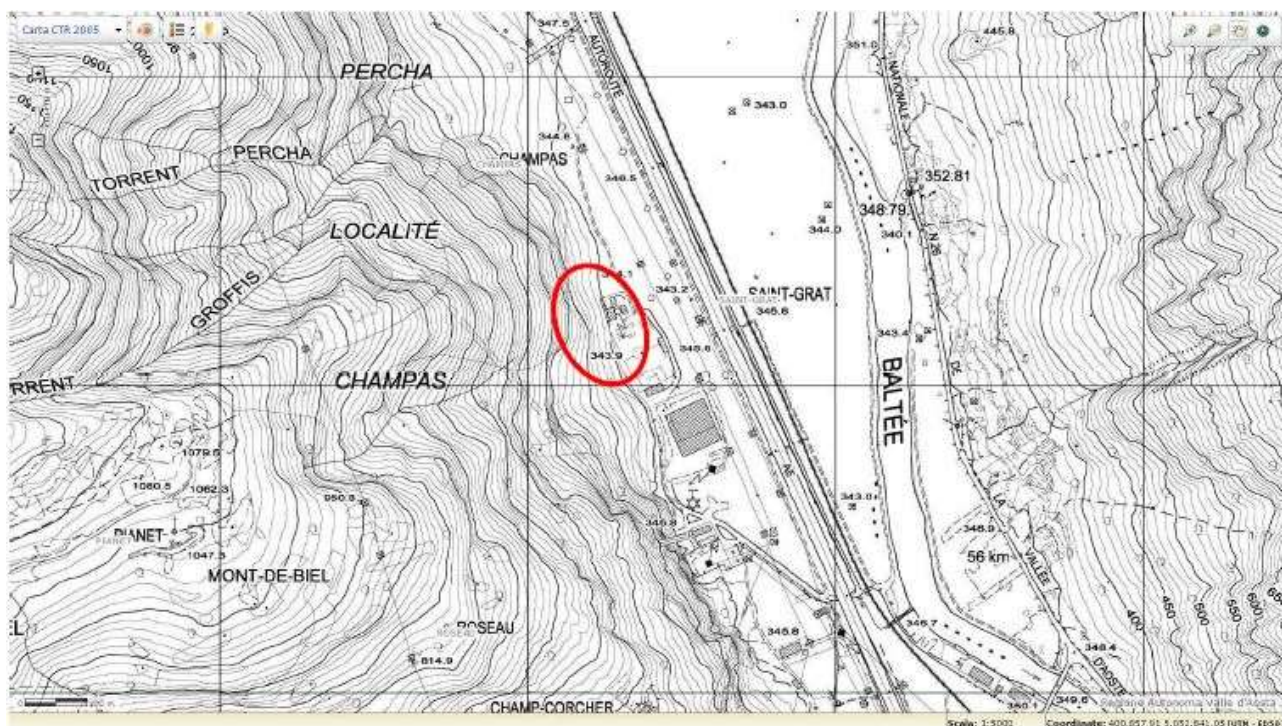


Figura 28 – Carta Tecnica Regionale del settore oggetto di studio (scala 1:5000).

La morfologia del settore di versante esaminato, come viene descritto nella relazione geologica redatta dal dipartimento della Regione Valle d'Aosta, è dominata nella parte alta da estese pareti rocciose sub-verticali disposte NW-SE, costituite da elementi litologici ascrivibili alla Zona Sesia - Lanzo, nello specifico da ortogneiss minuti a grana medio-fine in facies scisti verdi ad albite, quarzo, mica bianca, epidoto e clorite e biotite appartenenti all'Unità degli Gneiss Minuti, mentre nella parte medio-inferiore del pendio boscato, che presenta valori di acclività compresi tra 35°-50°, sono prevalenti depositi detritici, che in alcuni settori sono mascherati da una coltre poco potente di depositi di origine antropica legati allo smarino della galleria idroelettrica di proprietà della C.V.A., la Compagnia Valdostana delle Acque). Tali pareti rocciose presentano uno sviluppo altimetrico di circa 450 m e risultano caratterizzate da un elevato stato di fratturazione e dalla presenza di marcati piani di scistosità, fortemente inclinati, a tratti verticali, immergenti mediamente verso SE, che conferiscono al fronte roccioso un profilo longitudinale nettamente subverticale interrotto soltanto da strette cenge, ovvero sporgenze pianeggianti della parete rocciosa, parzialmente inerbite, coincidenti con i piani di discontinuità a basso angolo che delimitano al tetto le lastre rocciose, generate dall'intersezione con i piani di scistosità.



Figura 29 – Foto panoramica della parete rocciosa e del centro conferimento rifiuti sottostante (foto scattata prima dell'inizio dei lavori di preparazione dell'area d'interesse per la barriera).

Per quanto attiene ai depositi detritici, si tratta di depositi fortemente eterometrici ed eterogenei, con struttura clast-supported, scarsamente addensati, in cui prevalenti blocchi lapidei, in alcuni casi di volume unitario maggiore di 1 m³, sono immersi in una matrice ghiaiosa medio-grossolana. Per

completezza, si riporta di seguito un estratto della Carta geologica-geomorfologica alla scala 1:5.000, ove viene evidenziata l'area di intervento.

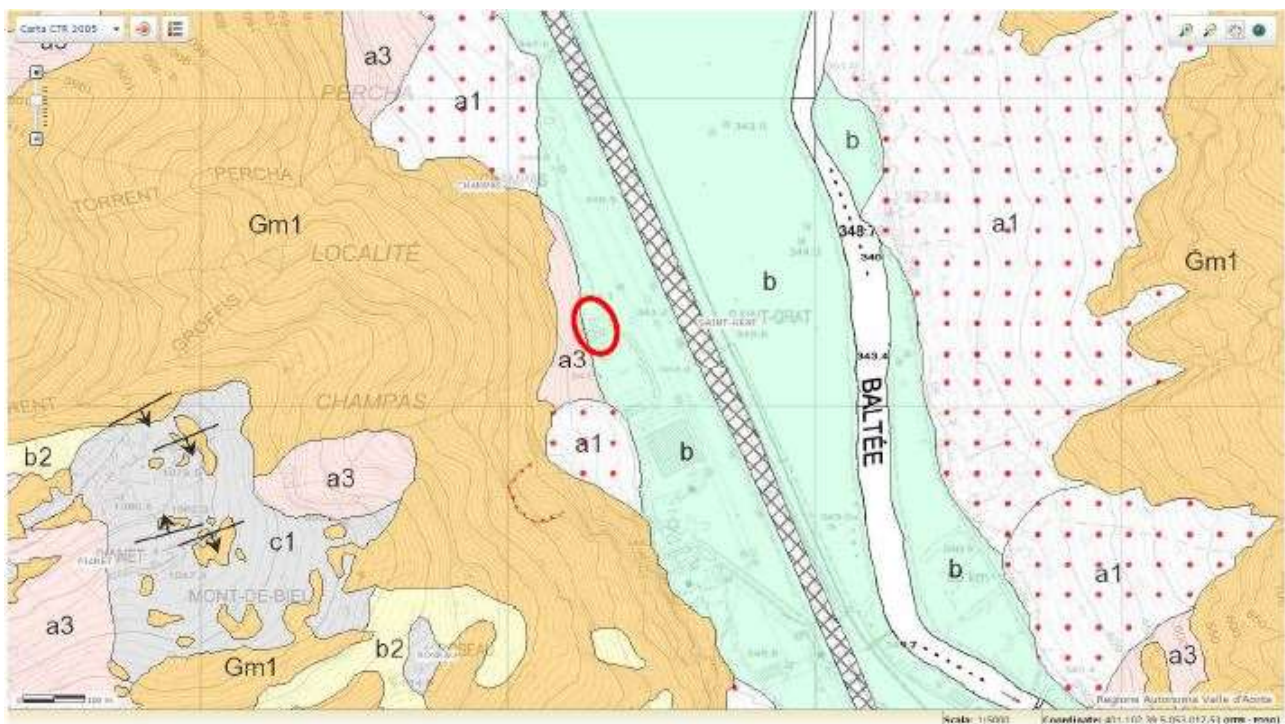


Figura 30 - Stralcio carta geologica-geomorfologica alla scala 1:5.000 del sito di interesse (foto tratta dalla relazione geologica fornita).

LEGENDA

Punti di osservazioni geologiche

Superficie di scistosità (scistosità regionale)

Elementi geomorfologici ed antropici lineari

Nicchia di distacco

Elementi geomorfologici cartografabili

DGPV, Deformazione Gravitativa Profonda di Versante

Unità geologiche cartografabili (lineari)

Limite geologico certo

Faglia incerta

Unità geologiche cartografabili (poligonali)

Depositi quaternari

DEPOSITI QUATERNARI

h - Discarica / riporti antropici (massimi dettagli)

a3 - Detrito di falda (massimi dettagli)

a3 - Detrito di falda (massimi dettagli)

b2 - Coltre detritico-colluviale (massimi dettagli)

a1 - Accumulo di frana (massimi dettagli)

c3 - Morenico scheletrico sparso (massimi dettagli)

c1 - Tilli indifferenziato (massimi dettagli)

b - Deposito alluvionale e fluvio-glaciale (massimi dettagli)

Substrato pre-quaternario

AUSTROALPINO

Zona Sesia-Lanzo

Unità inferiori: Scalaro, Gneiss Minuti e Micascisti eclogitici

Unità degli Gneiss Minuti

Gm1 - Gneiss minuti (massimi dettagli)

Fiumi, Laghi e Ghiacciai

Elemento
Trasparente Laghi e fiumi (massimi dettagli)

5.2 Inquadramento storico

In data 16 febbraio 2012 un episodio di caduta massi interessò la stazione intermedia di trasferimento dei RSU di proprietà della Comunità Montana Monte Rosa sita in via Saint- Grat; nello specifico, un blocco lapideo di circa $0,3 \text{ m}^3$ raggiunse il cortile interno del centro, arrestando la sua traiettoria di caduta contro un elemento verticale della struttura che sostiene la copertura dei cassoni dei rifiuti. A seguito dell'evento e su richiesta del Comune di Hône, in data 20 febbraio 2012 il Dipartimento Programmazione, Difesa del suolo e Risorse idriche – Attività Geologiche condusse un sopralluogo, le cui risultanze) evidenziavano che il grado di rischio associato alla struttura di conferimento rifiuti di proprietà della Comunità Montana Mont-Rose, era da considerarsi, allo stato attuale delle conoscenze, molto elevato dal momento che la medesima struttura si collocava nelle immediate vicinanze del piede della ripida falesia che presenta lungo tutto il suo sviluppo altimetrico uno stato di fratturazione notevole. Inoltre, veniva sottolineato come il tratto di pendio interposto tra la base della parete e tale struttura si presentava molto ripido e caratterizzato da un profilo longitudinale piuttosto irregolare in grado di favorire la generazione di rimbalzi anomali di blocchi.

La causa innescante del fenomeno gravitativo era pertanto riconducibile all'assetto geologico-strutturale dell'ammasso roccioso, caratterizzato dalla presenza di alcuni set di discontinuità pervasivi la cui orientazione spaziale isola compartimenti rocciosi di volume molto variabile, e comunque anche superiori a 10 m^3 , potenzialmente instabili, delimitati da piani di frattura localmente molto aperti, e pertanto notevolmente suscettibili ai fenomeni crioclastici, particolarmente attivi lungo questo tratto di versante, ed alle spinte idrostatiche prodotte dalle acque di infiltrazione.

Si precisa infine che l'evento di crollo in oggetto ha chiaramente messo in evidenza che la barriera paramassi rigida installata sul muro perimetrale del piazzale non era sufficiente a proteggere l'area: tale opera, infatti, risultava sottodimensionata sia in altezza (essa misura solamente 2,5 metri) che in termini di capacità di assorbimento di energia.



Figura 31 – In primo piano si può notare la barriera paramassi rigida installata precedentemente a protezione dell'area, un'opera chiaramente insufficiente. In secondo piano, i lavori di installazione della nuova struttura (foto scattata il 10 novembre 2017 dal piazzale della stazione di trasferimento rifiuti).

5.3 Studi preliminari

Come riportato nella relazione geologica e geotecnica del progetto dell'intervento, alla luce di quanto evidenziato in sede di sopralluogo relativamente al grado di pericolosità residuo molto elevato insistente sul centro conferimento rifiuti, l'Amministrazione comunale fece richiesta di ammissibilità a finanziamento ai sensi della L.R. n. 5/2001, al fine di redigere uno "Studio preliminare per la valutazione del rischio di caduta massi a monte del centro comprensoriale di raccolta rifiuti e del campo sportivo in via Saint Grat". Tale studio geologico, redatto dal Dr. Geol. Federico Grosso nel biennio 2012-2013 per conto dell'Amministrazione comunale di Hône, ha evidenziato che gli studi effettuati sul versante hanno mostrato come alla base della parete vi siano strutture antropiche potenzialmente coinvolgibili da fenomeni di caduta e rotolamento massi. L'analisi delle traiettorie di rotolamento e caduta ha permesso di identificare le aree maggiormente suscettibili ai fenomeni di crollo e allo stesso tempo di definire le porzioni di versante più adatte al posizionamento delle opere di difesa, e soprattutto la loro tipologia. La scelta delle opere di difesa considera la magnitudo dei potenziali fenomeni di dissesto attesi e l'esigenza di difesa dei manufatti e delle infrastrutture esistenti.

Nel caso specifico trattato nel presente studio, l'estensione dell'area di innesco dei fenomeni gravitativi presenti sul versante imponeva di escludere la possibilità di intervenire con opere di difesa attiva. Infatti, la presenza di pareti rocciose sub-verticali fortemente fratturate dislocate lungo il versante e la notevole distribuzione areale delle situazioni di instabilità puntuali individuate e valutato che la loro sistemazione mediante adeguati interventi di protezione attiva risultava essere particolarmente problematica sia in termini di esecuzione, sia in termini di analisi costi-benefici, si è optato per la realizzazione di opere di protezione passiva.

L'intervento di mitigazione del rischio individuato, anche in funzione della cantierabilità dell'opera, consisté nella realizzazione di una barriera paramassi a dissipazione di energia della capacità di 8.000 kJ per un'altezza di 7 m ed una lunghezza complessiva di 70 m lineari.

In relazione a quanto sopra evidenziato, è stato scelto come crollo di progetto il fenomeno di dissesto del 16 febbraio 2012, anche in relazione al fatto che quest'ultimo si è innescato dal versante immediatamente a monte del centro di conferimento rifiuti che si intende proteggere con la realizzazione degli interventi di mitigazione del rischio di cui all'oggetto. Il blocco di progetto viene definito da una analisi storica degli eventi pregressi, unitamente ad un puntuale censimento dei blocchi caduti dalla parete e depositati al piede del versante.

Nello specifico, la definizione del blocco di progetto è stata desunta da un'indagine di carattere statistico eseguita su una popolazione di blocchi lapidei presente alla base del versante, la cui messa in posto è riconducibile a dinamiche gravitative, partendo dalle risultanze dello studio Grosso e tenendo conto che l'individuazione di tali blocchi è risultata difficoltosa a causa sia della fitta vegetazione boschiva e arbustiva legate alla presenza, sia della presenza di un vasto accumulo di origine antropica, costituito dal materiale di risulta derivante dai lavori di costruzione della galleria idroelettrica prossima all'area di studio. Anche per queste ragioni, è stato deciso dai progettisti di effettuare una nuova analisi statistica del valore del volume del blocco di progetto mediante la metodologia sviluppata dal Politecnico di Torino nel 2016 (Peila & De Biagi, in pubblicazione su NHESS) nell'ambito della convenzione stipulata nel 2013 dall'amministrazione regionale con il Politecnico di Torino – DIATI e DISEG per la realizzazione del progetto "Realizzazione di scenari di rischio per crolli di roccia".

L'ipotesi fondamentale è la separazione concettuale tra l'analisi dei volumi e l'analisi delle occorrenze temporali. L'utilizzo di questa metodologia richiede di rilevare i blocchi al piede, ricavandone numero e volumetria, dall'altra di ricostruire gli eventi storici che si sono verificati presso il medesimo sito in una determinata finestra temporale. Il rilievo può essere fatto mediante un numero di stendimenti significativi nel sito quando il detrito è molto ampio oppure con il rilievo completo dei blocchi, per esempio mediante tecniche fotogrammetriche. A partire da questi dati è possibile procedere con l'analisi probabilistica, che prevede che i volumi di crollo possano essere adeguatamente descritti dalla distribuzione di Pareto. Scelta la distribuzione di probabilità, la stima avviene a partire dai dati storici a disposizione ed esistono differenti metodologie per effettuare questa procedura di stima. Come già scritto in precedenza, l'ipotesi fondamentale del metodo è la separazione concettuale tra l'analisi dei volumi e l'analisi delle occorrenze temporali. Quest'ultima analisi si propone di introdurre un approccio di tipo probabilistico per la stima del tempo di ritorno corrispondente al crollo di un blocco roccioso di dimensioni definite, conoscendo le condizioni al contorno dello specifico sito. Il primo passo per l'analisi delle occorrenze (o accadimenti) è fissare l'ampiezza della finestra temporale di osservazione, ovvero l'intervallo di tempo entro cui sono a disposizione dati storici registrati di eventi di crollo. Tale finestra temporale è strettamente legata al concetto di volume sicuramente osservato (volume soglia di percezione), cioè si fa l'assunzione che nella finestra temporale scelta se è accaduto un evento con volume maggiore al volume soglia, questo evento è sicuramente stato registrato. L'ampiezza della finestra temporale non è semplicemente l'intervallo di tempo che intercorre tra la data di fine monitoraggio e quello di inizio, ma viene conservativamente maggiorata della metà dell'intervallo medio fra due eventi. Avendo sviluppato l'analisi delle occorrenze e quella volumetrica con le procedure precedentemente descritte, è possibile definire il tempo di ritorno di un generico volume, tenuto conto di entrambe le informazioni gestite probabilisticamente dalla frequenza di occorrenza e della volumetria. Il tempo di ritorno dell'evento con volume V , che deve essere $\geq$ del volume di soglia, è funzione del prodotto dei due distinti processi probabilistici ed è espresso dall'equazione:

$$T(V) = \frac{1}{\lambda(1 - P(V))}$$

dove $P(V)$ è definita come la probabilità cumulata condizionata (sopra la soglia volumetrica) e λ l'indice del processo Poissoniano delle occorrenze. Questa formulazione consente, quindi, di calcolare il tempo di ritorno di un volume di roccia di qualsiasi volume superiore alla soglia di percezione. Nello specifico, inserendo i dati derivanti dalla bloccometria riportata nello studio dell'ingegner Grosso, un volume soglia di percezione V_t corrispondente al volume lapideo crollato in occasione dell'evento del 16.02.2012, si è giunti alla definizione di due blocchi di progetto aventi tempi di ritorno differenti:

- T_r pari a 25 anni, che corrisponde alla vita utile di una barriera paramassi, ed è riferito ad un blocco di progetto di volume pari a $2,78 \text{ m}^3$;
- T_r pari a 30, che corrisponde ad una pericolosità elevata dell'instabilità potenziale individuata con tempo di ritorno compreso tra 0-30 anni, così come definita dalla metodologia MATTEROCK (J.D. Rouiller et alii, 1998). In questo caso, il blocco di progetto presenta un volume pari a $3,71 \text{ m}^3$.

La scelta del volume di progetto è ricaduta sul secondo caso elencato, in quanto non solo risponde ad una consolidata metodologia scientifica (il metodo Matterock appunto), ma permetterà poi di

elaborare un'accurata valutazione del rischio ante e post-intervento, e di valutare gli eventuali ulteriori miglioramenti apportabili mediante una fruizione del sito d'intervento mediante misure gestionali.

Le caratteristiche definitive del blocco di progetto utilizzate nello studio della dinamica di caduta sono state pertanto:

- Litologia: gneiss;
- Massa volumica: 2700 kg/m^3 ;
- Volume: 4 m^3 ;
- Forma: parallelepipedica.

5.4 Montaggio barriera

Prima di procedere con l'inizio degli studi preliminari tramite campi prova, si è reso necessaria la realizzazione di una pista per consentire le corrette procedure di realizzazione della barriera. L'area scelta presenta una lunghezza complessiva di circa 120 m ed una larghezza media di 2.5 m, ed è stata suddivisa per semplicità in 3 settori, come è possibile notare dall'immagine seguente:

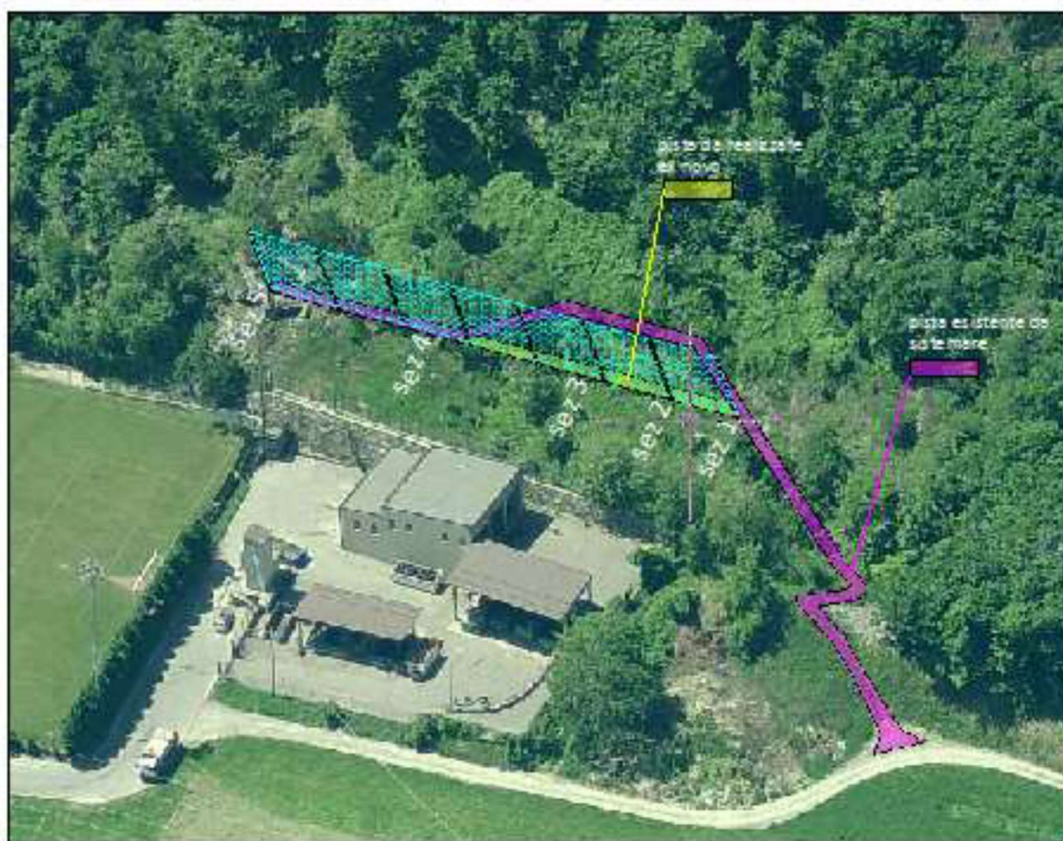


Figura 32 – Panoramica dell'area di intervento. In viola la pista già preesistente, mentre in giallo è rappresentata la pista necessaria per la corretta installazione della barriera.

I lavori per la realizzazione della pista di cantiere hanno riguardato in particolare la pulizia del tracciolo esistente mediante taglio della vegetazione arbustiva e livellamento del piano viabile. A seconda dei settori, si è dovuto agire allargando ove necessario lo spazio già presente, oppure scavando per livellare la pista. In particolare, nel secondo settore è stata realizzato l'abbassamento

di circa 2,5 m del piano viabile attuale, comportando movimentazioni di terreno per un volume complessivo stimato di circa 150 m³.

Nel tratto terminale della pista di cantiere, i lavori hanno riguardato prevalentemente il taglio di circa 20 roverelle a piccolo fusto e un riporto di circa 1,00-1,10 m di materiale terroso proveniente dalle operazioni di sbancamento del settore precedente. Inoltre, si è dovuto procedere, previ accordi con la Telecom S.p.A., alla rimozione dei pali in legno e all'interramento della linea telefonica aerea che risultava essere un elemento di interferenza per l'opera in progetto. Il legname ottenuto dai vari tagli è successivamente accatastato per permetterne il recupero da parte dei legittimi proprietari.

Una volta terminati i lavori per la sistemazione dell'area di costruzione della struttura, si è potuti procedere con il dimensionamento degli ancoraggi della barriera paramassi in progetto, condotto sulla base delle risultanze delle prove di estrazione eseguite nel mese di novembre 2016, comunque preliminarmente alla fase di progettazione esecutiva.

Gli ancoraggi di prova sono stati eseguiti con le seguenti caratteristiche, come si può evincere dalla figura che segue:

- 3 ancoraggi di lunghezza pari a 6 metri, rivestiti con calza leggera 150 g/m di grammatura (ANC.1C, ANC.2C e ANC.3C);
- 3 ancoraggi di lunghezza pari a 6 metri, senza rivestimento (ANC.1, ANC.2 e ANC.3).

La lunghezza degli ancoraggi è stata calcolata in fase di progettazione e programmazione, in modo da poter ottenere valori di resistenza laterale idonei e rappresentativi dello strato di terreno di imposta, compatibilmente con l'attrezzatura di tiro che è stata utilizzata.

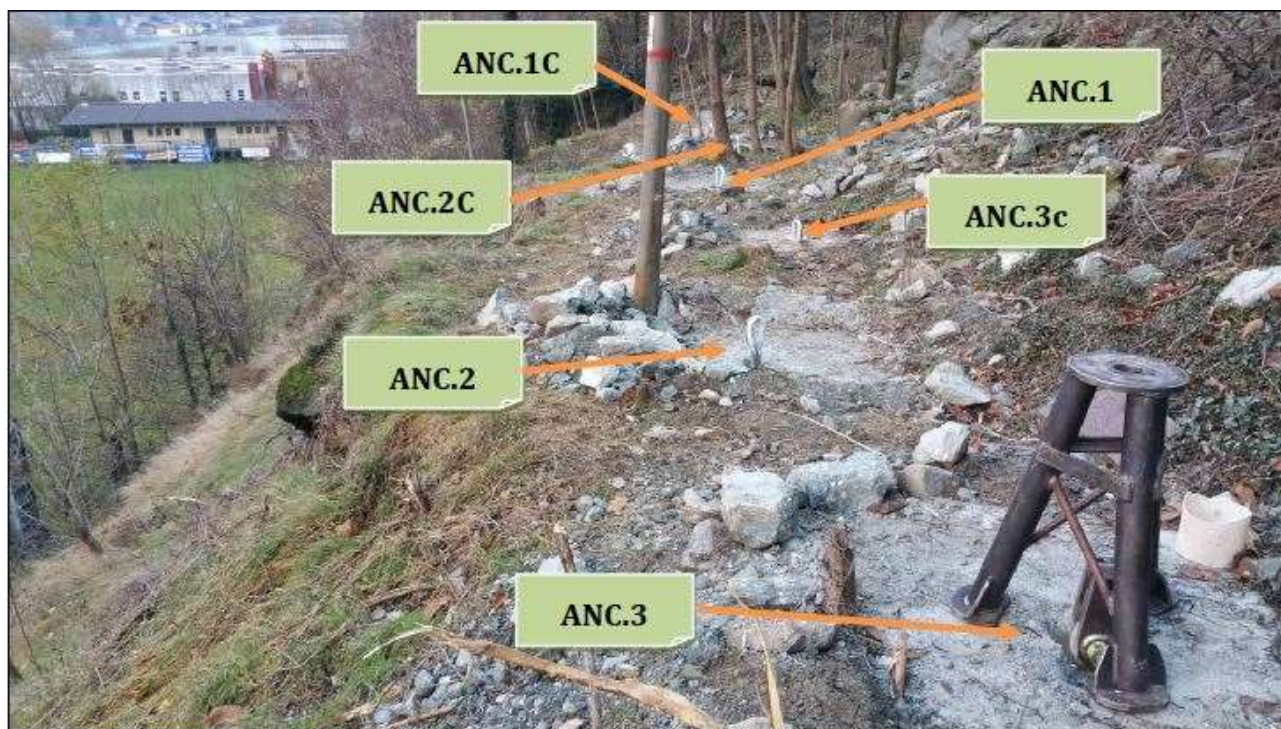


Figura 33 – Posizione degli ancoraggi del campo prova nel sito di Hône.

Avendo eseguito le prove su 6 fori complessivamente, 3 dei quali con rivestimento in calza in geotessuto con grammatura 150 g/m^2 , e 3 senza alcun tipo di rivestimento, si è potuto trattare i dati in modo separato, potendo così dare alcune indicazioni operative con un buon grado di confidenza, avendo investigato ogni situazione con 3 diverse prove. Infatti, l'utilizzo o meno della calza in geotessuto rappresenta sempre un dubbio amletico in fase di progettazione, per i pregi e difetti che l'uso del rivestimento può portare; è quindi necessario valutare attentamente le conseguenze e la reale utilità della stessa, mentre la decisione finale verrà presa, come di consueto, dal costruttore.

In primo luogo, si noti che in 3 casi (ANC.2, ANC.3 e ANC.2C) si è verificata la rottura della fune di ancoraggio, un evento che era stato appositamente verificato in fase di progettazione degli ancoraggi per il campo prove. Lo scopo di una simulazione in campo reale è quello di ottenere valori di resistenza laterale portando ad estrazione l'ancoraggio; i calcoli di dimensionamento sono basati sul macchinario di tiro, che impone certe lunghezze di ancoraggio massime, proprio per evitare la rottura della fune o lo sfilamento della fune dal bulbo cementizio. La rottura può essere spiegata ipotizzando una strozzatura all'altezza della piega sulla redancia, tale per cui il fattore di riduzione pari a 0.8 sia stato in realtà più basso. Ad ogni modo, nonostante la rottura dei trefoli, la fune globalmente ha sopportato le sollecitazioni imposte ed ha portato il macchinario di tiro a valori accettabili, seppur non molto elevati, permettendo al contempo di poter utilizzare il valore di resistenza laterale misurata, facendo alcune ulteriori considerazioni. La prima riguarda l'adozione o meno della calza di rivestimento. In due casi con la calza si è verificata l'estrazione dell'ancoraggio, a valori anche più bassi rispetto agli altri. Invece, in un solo caso senza calza si è prodotto lo sfilamento dell'ancoraggio. Valutato quindi come i valori migliori di resistenza laterale τ siano quelli derivanti da una modalità costruttiva senza calza di rivestimento, questa sarà la tipologia che verrà definita nelle specifiche tecniche.

Il cedimento dell'ancoraggio viene chiaramente visualizzato sul manometro di misura, tale per cui nonostante si continui ad aumentare la pressione, quest'ultima raggiunta un valore di picco e successivamente una diminuzione.

La fase successiva ha riguardato l'effettiva esecuzione di:

- n° 26 perforazioni per l'inserimento degli ancoraggi in doppia fune spiroidale ($\varnothing = 22\text{mm}$) di lunghezza pari a 7 m;
- n° 16 perforazioni per la posa dei micropali dei piantoni dei montanti (uno verticale ed uno obliquo).

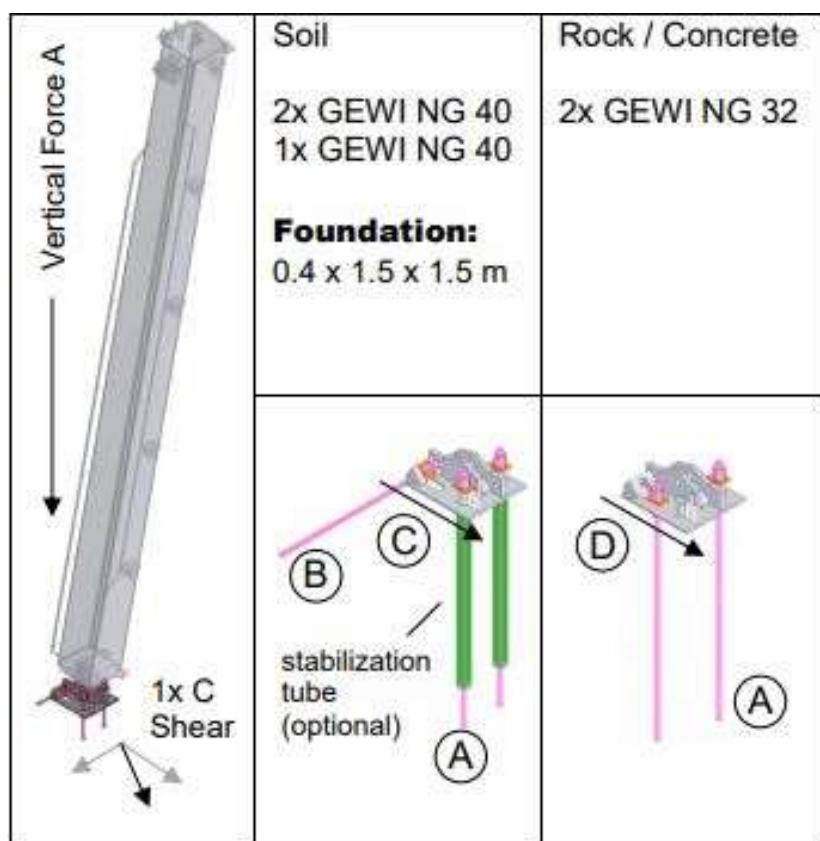


Figura 34 – Schema della tipologia del piantone di un montante (tratta dal manuale della Geobrugg sugli ancoraggi della barriera paramassi modello RXE-8000).

Una volta terminata la realizzazione degli ancoraggi e delle perforazioni per la posa dei micropali dei piantoni dei montanti, con il posizionamento della piastra e la costruzione dei plinti in calcestruzzo, inizia il montaggio della struttura di intercettazione della barriera.



Figura 35 – Foto della piastra, cementata sopra il plinto in calcestruzzo. Sulla piastra stessa verranno installati i montanti della barriera (foto scattata in data 6 novembre 2017, nel sito di Hône).

Nonostante l'area al di sotto della struttura non fosse delle più agevoli, le varie parti della barriera sono state posizionate ed installate tramite l'utilizzo di una autogrù semovente, che con abilità si è districata tra gli spazi angusti del piazzale della stazione intermedia di trasferimento dei RSU. Per prima cosa, si è provveduto al posizionamento preliminare degli 8 montanti, ciascuno dei quali alto 7 metri. In questo passaggio, molto delicato vista la mole degli elementi, i montanti venivano imbullonati alla piastra e fissati, molto approssimativamente, agli ancoraggi con le funi di controvento di monte per i piloni centrali, o, nel caso dei due montanti laterali, anche agli ancoraggi laterali, lasciate lasche. Il posizionamento con l'inclinazione corretta, e la messa in tensione delle funi, è stata fatta in una fase successiva, una volta posizionati tutti i montanti, più che altro per una questione di velocizzazione dei tempi di utilizzo della autogrù.



Figura 36 – Foto dell'autogrù in movimento. Si può osservare, in secondo piano, la posa di un montante, mentre in primo piano si vedono alcuni piloni già installati in fase preliminare, con le relative funi, ancora visibilmente lasche.

Terminata la messa in posa dei montanti, installati nella posizione corretta e con l'inclinazione prevista in fase di progetto, la fase successiva ha riguardato la collocazione della maglia principale della barriera paramassi. L'installazione è avvenuta "a tenda": gli anelli superiori della maglia sono stati vincolati, uno ciascuno, con dei grilli, alla fune superiore che collega i vari montanti, sempre utilizzando l'autogrù, che dal piazzale (sul quale di giorno in giorno veniva steso il materiale necessario) portava nella zona della barriera queste tende, formate dagli anelli metallici. Una volta terminata questa azione, le varie maglie sono state aperte (per comodità sia in fase di trasporto che di montaggio vengono fornite chiuse, sovrapposte), come delle tende appunto, e unite tra di loro sempre con l'uso dei grilli metallici.

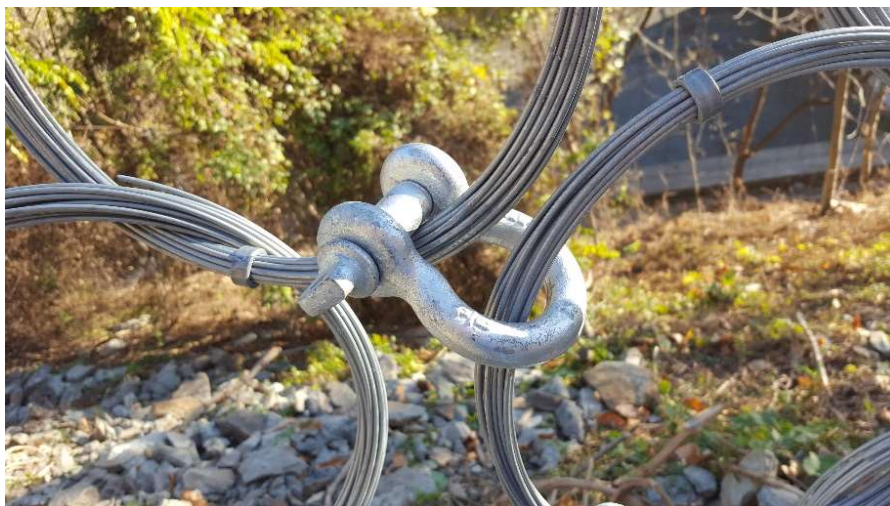


Figura 37 – Dettaglio di un grillo metallico. Foto scattata il 17 novembre 2017 nel cantiere della barriera paramassi sita nel comune di Hône.

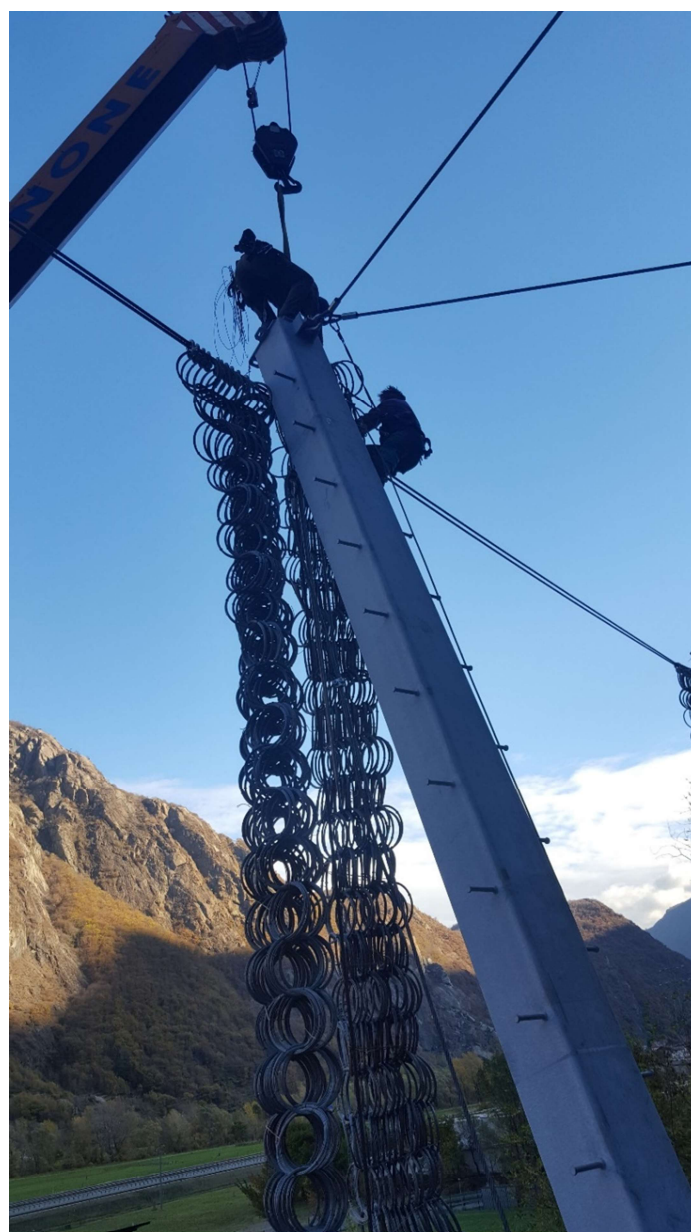


Figura 38 – Fase di installazione della maglia principale della barriera a Hône, risalente al 7 novembre 2017. Si possono vedere degli operai intenti a fissare gli anelli superiori alla fune di collegamento dei montanti con i grilli.

5.5 Fase di calcolo

Nella descrizione delle procedure di calcolo e dell'analisi dei carichi ci si riferisce in toto alla relazione di calcolo redatta dall'ingegnere progettista del dipartimento della Regione Valle d'Aosta.

Dal punto di vista commerciale, nel periodo in cui era in fase progettuale tale struttura, esistevano due produttori che avessero in catalogo una barriera flessibile con capacità dissipativa pari ad almeno 8.000 kJ. I modelli considerati erano l'RMC 850/A di Officine Maccaferri (Barriera paramassi che permette di trattenere massi in caduta con energia fino a 8600 kJ, dal Benestare Tecnico Europeo ETA-13/0017) e il GBE-8000A di Geobrugg (Falling rock protection barrier for use in civil engineering works to stop moving rock blocks with a maximum energy level of 8000 kJ, dal European Technical Approval ETA-12/0213).

Come esplicitato nel capitolo di descrizione della fase di calcolo, i valori considerati nelle procedure di calcolo sono i maggiori tra i vari disponibili. Per la barriera Geobrugg i parametri erano:

- Classe di energia EOTA 8A (8.000 kJ)
- Carico massimo sugli ancoraggi di monte: 280 kN
- Carico massimo sugli ancoraggi laterali: 360 kN
- Forza di compressione base montanti N (B): 310 kN
- Sforzo di taglio base montante V (C): 160 kN
- Sforzo di trazione base montante (A): 225 kN

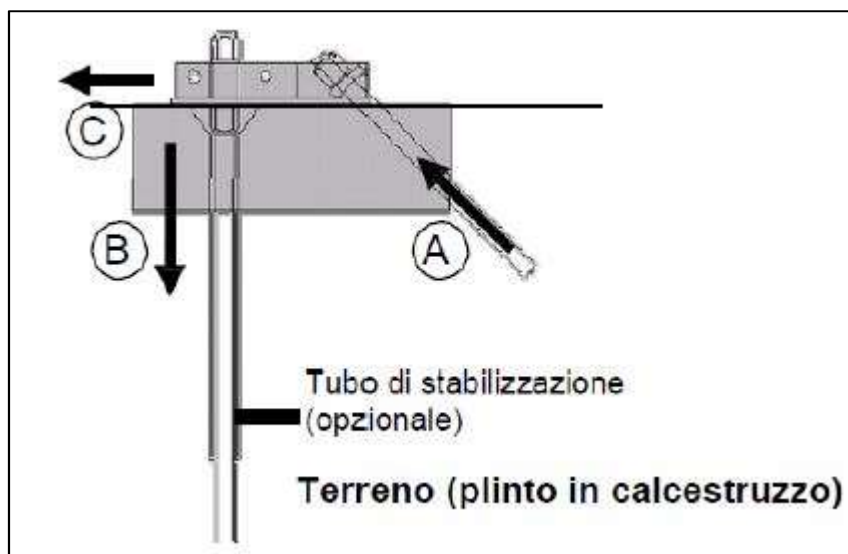


Figura 39 - Schema fondazioni Geobrugg GBE-8000A (da manuale).

Per quanto riguarda la struttura della Maccaferri, invece:

- Classe di energia EOTA 8A (8.600 kJ)
- Carico massimo sugli ancoraggi di monte: 293,8 kN
- Carico massimo sugli ancoraggi laterali: 291,8 kN
- Forza di compressione base montanti N: 389,2 kN
- Sforzo di taglio base montante V: 340,5 kN

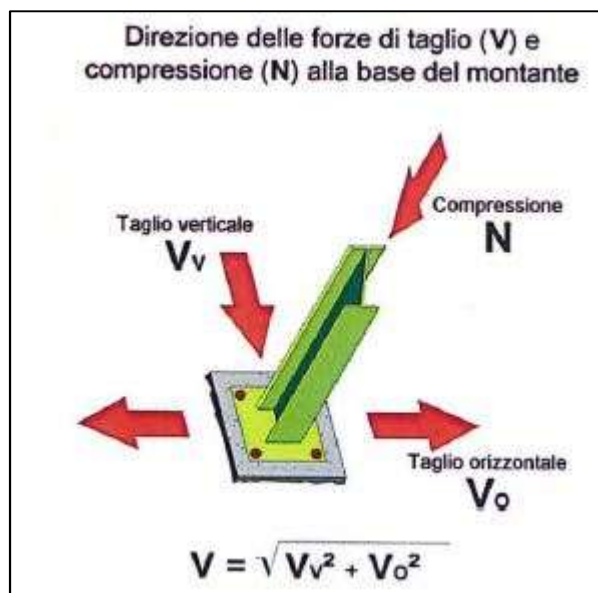


Figura 40 - Schema fondazioni Officine Maccaferri RMC 850/A (da manuale).

In funzione dell'azione E_d è richiesta la verifica dell'ancoraggio rispetto ai meccanismi di rottura descritti nel paragrafo 3.6 di tale elaborato. I valori di carico massimo di progetto sugli ancoraggi di monte e laterali sono stati, rispettivamente:

$$E_{dm} = 1,5 \cdot E_k = 440,7 \text{ kN}$$

$$E_{dl} = 1,5 \cdot E_k = 540 \text{ kN}$$

mentre i valori caratteristici di progetto delle forze applicate alla base del montante delle barriere sono:

$$N_d = 1,5 \cdot N_k = 584,25 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \cdot T_k = 510,75 \text{ kN}$$

Per le verifiche di resistenza sono stati assunti i seguenti parametri:

- Tipo di terreno: terreno sciolto (terreno di riporto)
- Lunghezza ancoraggi di monte: 7 m
- Lunghezza ancoraggi laterali: 8,5 m
- Diametro perforazione $D = 4,5$ pollici (114,3 mm)
- Fune da $D = 22$ mm
- $R_{fune} = 409,7 \text{ kN}$

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia bulbo-terreno viene calcolata, sia per gli ancoraggi di monte che per quelli laterali:

$$R_d = \tau \cdot \pi \cdot D_{perf} \cdot L > E_d$$

$$R_{dm} = 183 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1143 \text{ m} \cdot 7 \text{ m} = 440,9 \text{ kN} > 440,7 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 183 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1143 \text{ m} \cdot 8,5 \text{ m} = 559,4 \text{ kN} > 540 \text{ kN}$$

In entrambi i casi, pertanto, la verifica è stata superata.

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia fune – malta va anch'essa realizzata per entrambi i tipi di ancoraggio:

$$R_d = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot f_{bd} \cdot \pi \cdot D_{fune} \cdot L_{anc} \cdot 2}{1,5} > E_d$$

$$R_{dm} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,022 \cdot 7 \cdot 2}{1,5} = 891,7 \text{ kN} > 440,9 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,022 \cdot 8,5 \cdot 2}{1,5} = 1131,3 \text{ kN} > 540 \text{ kN}$$

Il valore della tensione tangenziale ultima di aderenza utilizzata è quella per il calcestruzzo C16/20 pari a 2,0 N/mm².

Anche per questa seconda verifica i requisiti sono stati soddisfatti. Si è proceduto dunque alla resistenza della fune, che essendo la stessa per gli ancoraggi, non è stata suddivisa nei due casi.

$$R_{d,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot R_{fune}}{1,15} > E_d$$

$$R_{d,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 409,7}{1,15} = 570,0 \text{ kN} > 540 \text{ kN}$$

L'ultima verifica realizzata è stata la cosiddetta gerarchia delle resistenze, ovvero deve essere rispettato il fatto che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio:

$$R_{d,fune} > R_{d,fondazione}$$

Nel caso specifico per gli ancoraggi di monte e laterali si hanno:

$$R_{dm,fune} = 570,0 \text{ kN} > 440,9 \text{ kN} = R_{dm,fondazione}$$

$$R_{dl,fune} = 570,0 \text{ kN} > 559,4 \text{ kN} = R_{dl,fondazione}$$

Si può facilmente notare che entrambe le gerarchie sono state soddisfatte appieno.

Il passaggio successivo consta nella valutazione delle azioni agenti sui micropali sottostanti i montanti. Le fondazioni di ogni montante sono realizzate mediante due micropali con armatura in acciaio S275 EN 10219 di diametro esterno $\Phi_e=88,9$ mm, di spessore armatura pari a $s=12,5$ mm, inserito in perforazione di diametro minimo 114,3 mm ciascuno, di lunghezza pari a 6,00 m. Si è andato dunque a determinare la portata limite con la relazione di Bustamante-Doix:

$$P_L = k \cdot \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

I valori nel caso specifico della barriera di Hône sono raggruppati nella seguente tabella; per quanto concerne la “natura” dei vari parametri si consiglia di andare a vedere nel paragrafo x in cui questi vengono descritti ed esplicitati:

Tabella 9 – Parametri utilizzati per la determinazione della portata limite tramite la relazione di Bustamante-Doix.

K	α	I	D _{perf} (mm)	L ₁ (mm)	q _{s1} (N/mm ²)
1,25	1,25	1	114,3	12000	0,22

Si è ottenuto un valore pari a $P_L=1480,471$ kN. Avendo assunto un fattore di sicurezza pari a 2, il carico utile:

$$P_U = \frac{P_L}{2} = 740,235 \text{ kN}$$

soddisfa la disuguaglianza necessaria affinché la prova sia superata:

$$P_U = 740,235 > 584,25 = N_d$$

Si è proseguito poi con il calcolo del valore di resistenza a taglio, depurato del contributo di attrito tra piastra di base e cemento, adottando un valore cautelativo di coefficiente di attrito pari a 0,4, secondo la relazione:

$$T_{d,attrito} = T_d - \mu \cdot N_d = 510,75 - 0,4 \cdot 584,25 = 277,05 \text{ N/mm}^2$$

La resistenza a compressione σ_{ideale} , affidata alla sola armatura in acciaio, calcolata secondo le procedure descritte nel solito paragrafo, viene comparata con la resistenza tipica (f_{yk}) dell'acciaio S275 (Tabella 11.3.IX delle NTC2008), al quale viene applicato un fattore di sicurezza $\gamma_s=1,05$, in modo tale che la disuguaglianza seguente venga rispettata, come è stato effettivamente.

$$\sigma_{ideale} = 252,13 \text{ N/mm}^2 < 261,9 \text{ N/mm}^2 = f_{yds}$$

Viene calcolata infine il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo, secondo la formula:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} > N_d$$

I parametri utilizzati sono riportati nella tabella qui di seguito:

Tabella 10 – Parametri utilizzati per il calcolo della tensione nel palo.

A _a	A _c	A _s	γ_a	γ_c	γ_s	f _{ck} (N/mm ²)
2998,7	7256,92	0	1,05	1,5	1,15	16

Che portano a:

$$N_{pl,Rd} = 1473,9 \text{ kN} > 584,25 \text{ kN} = N_d$$

L'ultimo passaggio riguarda la resistenza allo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo, dovuto alla tensione di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio – calcestruzzo. È stato assunto il seguente valore di tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$f_{bdc} = 0,55 \text{ N/mm}^2$, per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo

$$\tau_{aderenza} = \frac{N_d}{A_{aderenza}} = \frac{584250}{\pi \cdot 88,9 \cdot 12000} = 0,174 \text{ N/mm}^2 < f_{bdc}$$

5.6 Relazione sulla pericolosità residua

Questo studio è stato effettuato dal Dott. Geologo Davide Bertolo del Dipartimento Programmazione, Difesa del suolo e Risorse idriche – Attività Geologiche su richiesta della Unité des Communes valdôtaines Mont Rose: l'obiettivo della relazione era un inquadramento della pericolosità residua insistente sul centro di conferimento rifiuti di Hône, sito in Loc. Saint Grat, successivamente all'avvenuta esecuzione e collaudo dei lavori di realizzazione di opere di mitigazione passiva del rischio di caduta massi.

Con il benestare del dipartimento e dello stesso autore del lavoro, in questo paragrafo della tesi verrà esposto lo studio realizzato, di grandissimo interesse e dai possibili approfondimenti futuri. Nel paragrafo verrà riportata in maniera quasi integrale la relazione redatta del Dott. Geol. Bertolo.

5.6.1 Quadro scientifico e normativo relativo alla nozione di "rischio accettabile"

Per prima cosa è opportuno riportare le definizioni di pericolo e di rischio:

- **PERICOLO (PERICOLOSITÀ):** è la probabilità che un fenomeno di una determinata intensità (**I**) si verifichi in un dato periodo di tempo ed in una data area. Dalla valutazione del pericolo in termini probabilistici scaturisce lo scenario di evento.
- **RISCHIO:** è il valore atteso delle perdite umane, dei feriti, dei danni alle proprietà e delle perturbazioni alle attività economiche dovuti al verificarsi di un particolare scenario di evento di una data intensità. Per semplificare il concetto, si ha rischio quando una o più vite umane, beni materiali o servizi essenziali si trovano esposti ad una situazione di pericolo.

Il rischio è espresso dalla formula:

$$R = P \cdot D = P \cdot V \cdot E$$

dove

- P: probabilità che un determinato evento possa accadere in un determinato punto;
- D: il conseguente danno;
- V: vulnerabilità dell'individuo o del bene esposto (da moltiplicare per il numero di beni/individui se si tratta di gruppi);

- E: esposizione al pericolo, intesa come tempo per il quale il bene a rischio si trova esposto al pericolo.

L'analisi e la valutazione del rischio si basano oggi su di un'ampia letteratura scientifica e tecnica, come risultato della presa di coscienza che ogni individuo, bene o servizio sono soggetti ad un rischio in quanto esposti ad un determinato pericolo di danneggiamento più o meno grave e che le misure tecniche, organizzative e procedurali oggi disponibili secondo lo "stato dell'arte", se applicate, possono ridurre il rischio ma non azzerarlo del tutto. Si è reso di conseguenza necessario approfondire gli studi per definire un livello di rischio che sia possibile ritenere come "tollerabile" o addirittura "accettabile" per una determinata attività umana, vale a dire un livello di rischio che sia ritenuto adeguatamente proporzionato ai vantaggi ottenuti, tenendo conto dei benefici (in termini economici, sociali o di soddisfacimento di necessità individuali) che derivano dall'esercizio di detta attività a rischio e quindi, in un qualche modo lo compensano almeno in parte (analisi costi/benefici). Poiché, inoltre, è evidente che il rischio nullo non esiste in quanto anche lo svolgimento di una vita assolutamente ordinaria non è esente da rischi per la salute e l'incolumità, numerosi studi scientifici sono stati finalizzati ad individuare un livello di rischio basso ma non nullo, al di sotto del quale l'attività esercitata possa essere ritenuta "a rischio accettabile".

La definizione di rischio a livello italiano è definita a livello tecnico dalla norma UNI 11230/2007 "gestione del rischio", punto 3.1.13, ed è la seguente: "Insieme delle possibilità di un evento e delle sue conseguenze sugli obiettivi".

Dall'analisi della definizione sopra riportata si evince come il rischio da caduta di massi sia dato dalla combinazione dell'evento di crollo, della presenza di un individuo o di un bene nella zona raggiunta dal crollo e dalle conseguenze che l'impatto del blocco lapideo sul soggetto o bene esposto può causare (i danni).

Nel caso di specie si prenderà quindi in considerazione la nozione di Rischio Individuale (RI), prevedendo come scenario peggiore la situazione in cui un individuo (operatore o utente del centro) possa essere colpito dalla caduta di un blocco, evento che avrebbe comunque un'alta probabilità di essere letale. Si considereranno quindi, in un approccio conservativo e semplificato, solamente eventi potenzialmente letali su individui singoli. Il rischio individuale di morte è in questo caso espresso come morti (o fatalità) /anno per persona. In letteratura, le analisi statistiche registrano:

- una frequenza tra i 10^{-1} e 10^{-5} fatalità/anno nel caso di rischi "liberamente assunti", vale a dire quelli cui un individuo si espone consapevolmente (sul lavoro ad esempio);
- una frequenza tra i 10^{-6} e 10^{-8} fatalità/anno nel caso di rischi "involontari", vale a dire quelli cui è inconsapevolmente esposto un individuo della popolazione durante la sua vita quotidiana.

Per la letteratura risultano quindi "non accettabili" "livelli di esposizione al rischio individuale superiori a 10^{-6} fatalità/anno, nel caso di popolazione comune non consapevole del rischio cui è esposta. Il rischio tollerabile, invece, è il rischio che sarebbe preferibile non correre, ma che si tollera in vista dei benefici che si possono ottenere accettandolo. Un classico esempio di rischio tollerabile è il viaggio in auto, in cui si accetta che possano accadere incidenti e vengono adottate tutte le precauzioni per minimizzare le probabilità di subire un danno da incidente stradale.

Secondo gli studi scientifici e tecnici condotti in molti paesi Europei ed extraeuropei il valore massimo di RI accettabile varia tra 10^{-5} e 10^{-6} fatalità/anno.

Occorre premettere che, nella normativa del nostro Paese, il concetto di rischio accettabile non è stato universalmente adottato dal Legislatore. Anzi, si deve constatare che l'ordinamento italiano non ha finora rigettato il concetto di rischio accettabile, ma neppure lo ha pienamente inserito in tutte le normative che in un qualche modo abbiano a che fare con la sicurezza delle popolazioni o degli individui. Dopo una consultazione di alcune norme di settore in cui viene definito il livello di rischio accettabile, sono emersi alcuni punti in comune, quali:

1. a livello italiano si può considerare come soglia di accettabilità del rischio individuale quella di 10^{-6} fatalità/anno (un evento fatale, o fatalità, su un milione/anno), considerando che, ad esempio, si ha una media di $1,2 \cdot 10^{-4}$ morti/anno per sola incidentalità stradale (Annuari ISTAT, 2008);
2. si introduce il concetto di rischio tollerabile, come il livello di rischio cui possono essere esposti individui (rischio individuale) o gruppi d'individui (rischio collettivo) consapevoli, vale a dire individui che abbiano ricevuto un'adeguata formazione ed informazione sul tipo di rischio o che vi si espongono volontariamente al fine di condurre determinate attività;
3. viene introdotto il concetto di ALARP, acronimo dell'espressione inglese "As Low As Reasonably Practicable" (ovvero, il livello di rischio minimo ragionevolmente conseguibile), che individua la porzione del diagramma frequenza di accadimento - numero di fatalità compresa tra il livello di accettabilità ed il livello di tollerabilità del rischio entro la quale si applica l'analisi costi-benefici come criterio guida nell'assumere decisioni di gestione del rischio in presenza di incertezza. Il grafico di figura 1 indica i livelli di accettabilità e di tollerabilità e i limiti inferiore e superiore, della regione di accettabilità condizionata del rischio secondo il metodo IRAM (Italian Risk Assessment Method), elaborato da ANAS per le gallerie. Nel medesimo grafico è anche indicato il limite di rischio accettabile secondo il Geotechnical Engineering Office di Hong Kong, che fornisce valori di accettabilità del rischio leggermente più conservativi. Per cautela nella presente relazione saranno adottati questi ultimi;
4. si prende atto e, anzi si prescrive, che la riduzione dei livelli di rischio, quando non conseguibile esclusivamente con interventi strutturali, possa essere raggiunta con il concorso di misure tecniche, organizzative e procedurali (vedasi in merito il D.L. 277/1991).

In altre parole, sarà ritenuto accettabile quel livello di rischio individuale che non aumenta l'esposizione dell'individuo oltre l'ordine di grandezza 10^{-6} . Sarà inoltre ritenuto tollerabile un livello di rischio RI compreso tra 10^{-6} e 10^{-4} morti (o "fatalità") /anno; mentre un rischio non accettabile sarà un livello di rischio RI superiore valori compresi tra 10^{-2} e 10^{-3} morti/anno. Per ovvie ragioni, è ritenuto meno accettabile un rischio per un gruppo di individui piuttosto che per un singolo individuo (esposizione più elevata).

Il concetto riduzione del rischio ad un livello ritenuto "tollerabile" o "accettabile" si basa quindi sulla ricerca di misure (tecniche, organizzative e procedurali) tali da ricondurre il livello di esposizione ad un determinato tipo di rischio al di sotto di un certo valore che si considera essere quello cui viene esposta la media della popolazione in condizioni di vita abituale, per effetto di tutti gli agenti esogeni ed endogeni che sono fonte di rischio (malattie, normali abitudini di vita, rischi "quotidiani", ecc.).

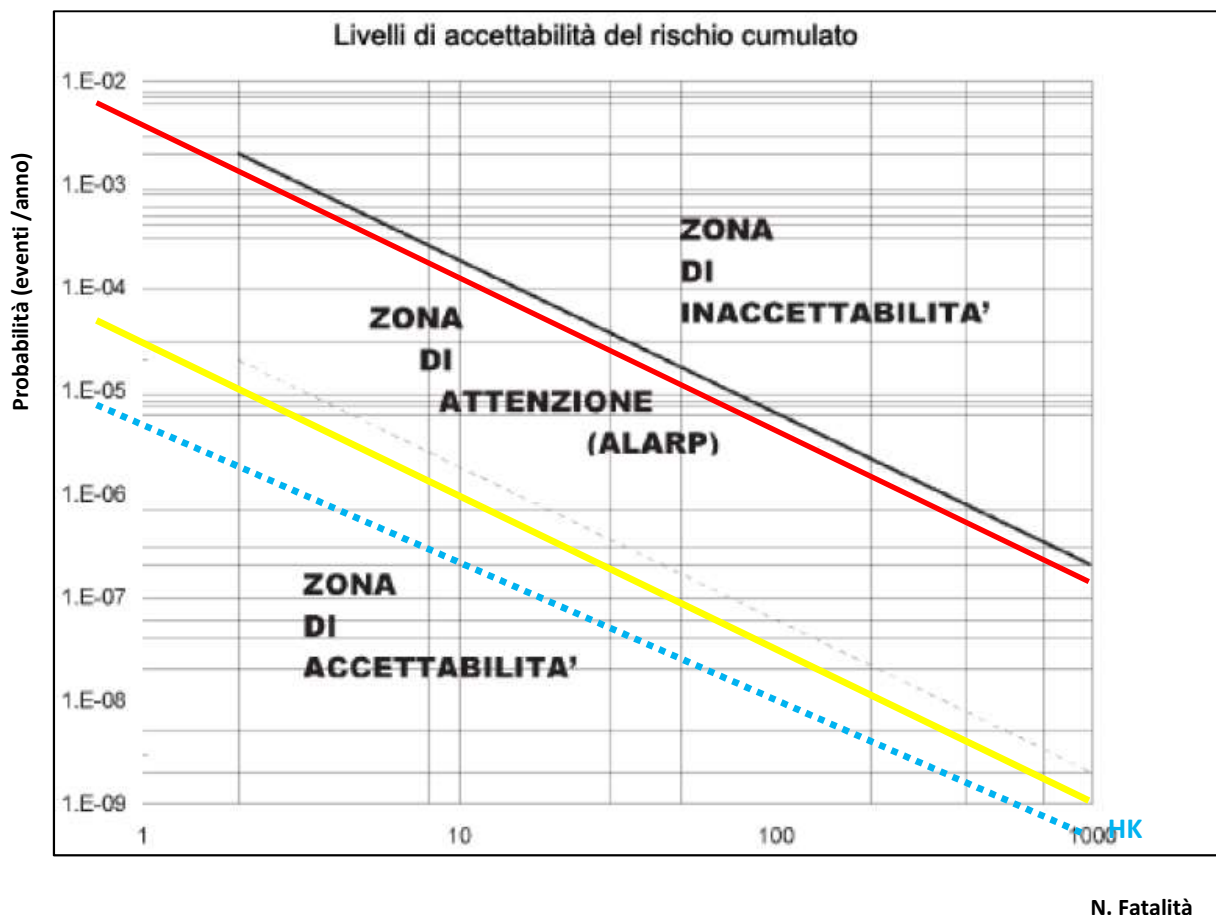


Figura 41 - Grafico indicante i livelli di rischio accettabile, tollerabile e non accettabile generalmente accettati nelle norme di settore italiane relative a gallerie stradali e ferroviarie secondo il metodo IRAM (ANAS, 2006). La linea blu tratteggiata indica il livello di rischio accettabile per eventi idrogeologici nel territorio di Hong Kong secondo il Geotechnical Engineering Office (GEO) di Hong Kong (Modificato da Carraro, 2012). Si noti che la linea blu tratteggiata (HK) ha un coefficiente angolare differente dai limiti individuati dalla norma italiana per la diversa metodica di calcolo impiegata.

5.6.2 Valutazione della pericolosità e del rischio residuo nel sito di Hône – centro di conferimento rifiuti

La prima fonte documentale per la valutazione della pericolosità da fenomeni idraulici e geologici (in questo caso la caduta massi) in un determinato ambito territoriale è costituita dalla cartografia degli ambiti inedificabili. In base a detta cartografia il sito del centro di conferimento rientra in zona di cautela con vincolo F1 (alta pericolosità). Tale individuazione si riferisce ovviamente ad una situazione priva di opere di mitigazione del rischio ed ha una valenza preventiva, volta cioè in modo prescrittivo alla realizzazione di nuove edificazioni o altri interventi edilizi e non direttamente alla fruizione di ambiti territoriali già esistenti. Essa intende infatti fornire una valutazione di pericolosità, limitando l'incremento del rischio che deriva dall'allocazione di nuovi insediamenti in zone pericolose e, come detto sopra, fornendo in parallelo alle autorità di protezione civile indicazioni sulle priorità territoriali d'intervento in caso di eventi calamitosi.



Figura 42 - Stralcio della carta degli ambiti inedificabili del Comune di Hône nella zona di St-Grat. Nel cerchio giallo il sito del centro di conferimento. Il colore violetto indica le aree di cautela con vincolo F1 (pericolosità elevata).

5.6.3 Analisi di dettaglio del pericolo da caduta massi

L'analisi di rischio residuo, per risultare efficace, deve supportare l'adozione, da parte del gestore dell'infrastruttura, di opportune misure tecniche, organizzative e procedurali tali da permettere di non incrementare e, anzi, di ridurre i livelli di rischio cui viene esposto il personale impiegato nel centro di conferimento di Hône. Ovviamente si ricorda che la presente relazione riguarda esclusivamente il pericolo di caduta di massi, e non altri tipi di pericolo, siano essi di origine naturale o antropica: pertanto, alla valutazione del particolare tipo di rischio esaminato nella presente relazione andranno sommate anche le altre tipologie di rischio cui sono esposti gli individui che a vario titolo si trovano nel sito.

Le norme UNI 11211-2012, adottate per lo studio e la progettazione degli interventi di mitigazione del rischio da caduta di massi nel sito di Hône, recano in appendice informazioni in merito alla definizione del rischio accettabile ed alla valutazione del rischio, che sono coerenti con la letteratura in materia di valutazione ed accettabilità del rischio.

APPENDICE (informativa)	E CONSIDERAZIONI SULLA DEFINIZIONE DEL RISCHIO ACCETTABILE A livello mondiale, la letteratura specializzata fornisce numerose indicazioni e criteri generali per il confronto fra rischi di differente natura, ma con approcci e risultati diversi. Alcune considerazioni di carattere generale: - da parte della popolazione vi è una maggior propensione ad accettare livelli di rischio volontario più elevati rispetto a quelli di rischio involontario (o imposto); - a livello di popolazione, l'accettabilità di un solo evento con molte vittime è minore di quella di un numero maggiore di eventi con una o poche vittime; - il rischio accettabile per un individuo è maggiore di quello accettabile per un'intera comunità umana; - per i rischi involontari, il livello di rischio specifico considerato accettabile è dell'ordine di 10^{-6} morti/anno (e in ogni caso non maggiore di 10^{-5} morti/anno), mentre per quelli volontari (anche se legati al posto di lavoro) è più elevato ed in genere compreso tra 10^{-4} e 10^{-3} morti/anno; per i rischi volontari connessi ad alcune attività sportive tale limite può salire fino a 10^{-2} morti/anno.
APPENDICE (informativa)	D INFORMAZIONI AGGIUNTIVE SULLA VALUTAZIONE DEL RISCHIO La pericolosità tende spesso ad avere un andamento decrescente con l'intensità (sismi, alluvioni, ecc.). Questo andamento è regolato da complesse leggi fisiche che difficilmente sono stimabili in modo deterministico (per esempio accumulo di energia nei terremoti), ma che si basano in generale sul principio che un evento di grande intensità è più raro di uno con minore intensità. L'esposizione invece ha solitamente un andamento crescente con l'intensità, dal momento che un fenomeno più intenso tende ad occupare un'area maggiore e dà inoltre minori possibilità di fuga all'elemento a rischio (un crollo di 100 m^3 è generalmente più difficile da evitare di un crollo di 1 m^3). La valutazione della probabilità di impatto è complessa, in quanto dipende da più fattori, non tutti considerati nelle comuni analisi. Istintivamente si è portati a pensare alla probabilità di impatto come la probabilità che un certo fenomeno avvenuto colpisca un elemento. Questa probabilità in realtà è espressa dall'esposizione. Nella probabilità di impatto rientra anche la probabilità di accadimento del fenomeno, nonché la probabilità che il fenomeno raggiunga effettivamente l'elemento a rischio. Per un crollo di 100 m^3 si devono quindi considerare: - la probabilità che il crollo avvenga; - la probabilità che la massa raggiunga l'elemento; - la probabilità che l'elemento sia in quel momento esposto. Come già sottolineato, la prima è inversamente proporzionale all'intensità, la seconda è direttamente proporzionale. Il bilancio di queste tre probabilità dà una distribuzione di probabilità di impatto al variare dell'intensità che può essere diversa da caso a caso. La vulnerabilità invece tende ad avere sempre un andamento crescente con l'intensità, come detto in precedenza. La curva del rischio specifico ha pertanto un andamento che non è possibile prevedere a priori.

Figura 43 - Estratto dalle norme UNI 11211-2012, appendici D ed E.

L'obiettivo del presente studio è di valutare quale sia il livello di mitigazione della pericolosità da caduta massi, cui consegue la mitigazione del rischio, prodotto nell'area di riferimento dalla realizzazione dell'intervento strutturale. Pertanto, è stato necessario quantificare quale sia stato il livello di riduzione della pericolosità, comparando il livello di quest'ultima prima e dopo la realizzazione degli interventi.

5.6.4 Valutazione della pericolosità prima della realizzazione delle opere di mitigazione

Senza entrare nel dettaglio dello studio della dinamica di caduta, per cui si rimanda agli elaborati progettuali, il software di simulazione Rockyfor 3D®, impiegando l'analisi traiettografica, permette di valutare la probabilità che un blocco delle dimensioni del blocco di progetto possa raggiungere una determinata zona del centro di conferimento.

Per calcolare la frequenza con cui si verifica il crollo del blocco di progetto (non considerato dalle funzionalità del software) si deve ricorrere al “Metodo dei tempi di ritorno”, già utilizzato nel progetto dell'opera di difesa e proposto da De Biagi et al. (2016). In base all'analisi eseguita sulla base dei tempi di ritorno, si è ottenuto in fase di progettazione che l'evento che produce il crollo di progetto ha una frequenza di un evento ogni 30 anni, il che equivale ad una probabilità di accadimento del crollo di progetto (P_c) pari a:

$$P_c = \frac{1}{30} = 3,3 \cdot 10^{-2} \text{ eventi di crollo/anno}$$

Questo valore indica la probabilità che si verifichi un fenomeno di crollo (crollo di progetto) tale da produrre un blocco di volume pari a 4 m³ (blocco di progetto) che è il volume di riferimento impiegato per il dimensionamento delle opere di difesa come definite in base alle norme UNI 11211-2012. Non è però detto che tutti i blocchi prodotti dal crollo di progetto raggiungano l'area del centro di conferimento. Infatti, alcuni potrebbero arrestarsi sul versante a monte, altri potrebbero percorrere una traiettoria che non interseca il sito, ecc. In altre parole, la probabilità P che un blocco lapideo del volume del blocco di progetto, a seguito del crollo raggiunga un qualsiasi punto del centro di conferimento è inferiore alla probabilità di crollo P_c . Essa, in base alla teoria del calcolo delle probabilità è pertanto una probabilità condizionata, che si esprime tramite la formula:

$$P = (P_r | P_c)$$

dove:

- P = Probabilità che un dato punto sia raggiunto da un blocco di progetto a seguito del crollo di progetto, espressa in casi di raggiungimento a seguito di crollo/anno.
- P_r = Probabilità di raggiungimento di un determinato punto da parte del blocco di progetto (indipendentemente dal crollo di progetto), espressa in casi di raggiungimento sul totale dei casi di crollo.
- P_c = Probabilità che si verifichi il crollo di progetto, espressa in eventi/anno.

Come si è già accennato, il valore di P_r viene calcolato con Rockyfor 3D® sulla base di simulazioni di traiettorie di caduta. Il valore di P_r è quindi variabile in funzione dello spazio, pertanto si può valutare per tramite di una carta su cui sono calcolate le curve di isoprobabilità di raggiungimento. La probabilità è espressa in percentuale, e dall'immagine seguente è possibile valutare in maniera abbastanza immediata le zone a maggior probabilità di impatto in caso di crollo.

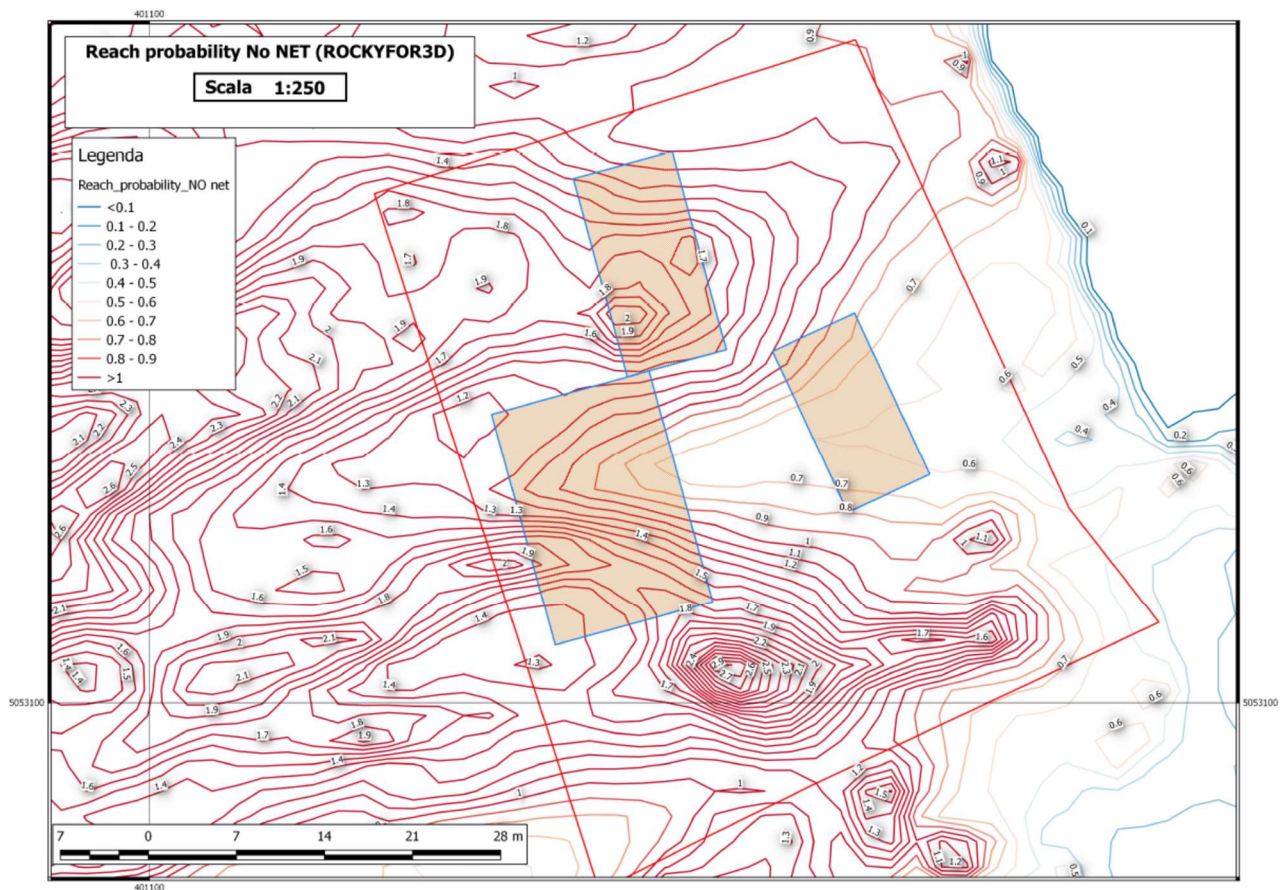


Figura 44 - Carta della probabilità di raggiungimento in caso di crollo.

Impiegando le funzioni di specifici software GIS è poi possibile eseguire il passaggio successivo, cioè ottenere la probabilità P . A tal fine è sufficiente inserire nel software GIS la formula per il calcolo della probabilità condizionata riportata nella formula precedente. Il risultato, dal punto di vista cartografico, è esposto nella figura che segue, nella quale è rappresentata la distribuzione spaziale della pericolosità da caduta massi per volumi di 4 m³ in caso di crollo di progetto e in assenza di opere di protezione.

Ad esempio, se nel punto (1) la probabilità di raggiungimento in caso di crollo è pari a 1,9 % (cioè su cento blocchi crollati 1,9 blocchi raggiungono il punto dato), allora la probabilità che il crollo di progetto, che ha un tempo di ritorno di trent'anni raggiunga il punto dato sarà:

$$P = (P_r | P_c) = \left(\frac{1,9}{100} \right) \cdot \left(\frac{1}{30} \right) = 6,27 \cdot 10^{-4}$$

Il GIS permette di spazializzare tale calcolo, come mostrato in figura. Come si può notare, le zone a maggiore pericolosità del sito sono collocate lungo due direttrici di massima pendenza del versante che sono orientate circa SW-NE (linee tratteggiate A e B). Un'altra informazione molto importante fornita dall'analisi probabilistica è che, al netto della variabilità spaziale dei livelli di pericolosità, l'intera area si colloca all'interno di un ordine di grandezza di pericolosità pari a 10^{-4} .

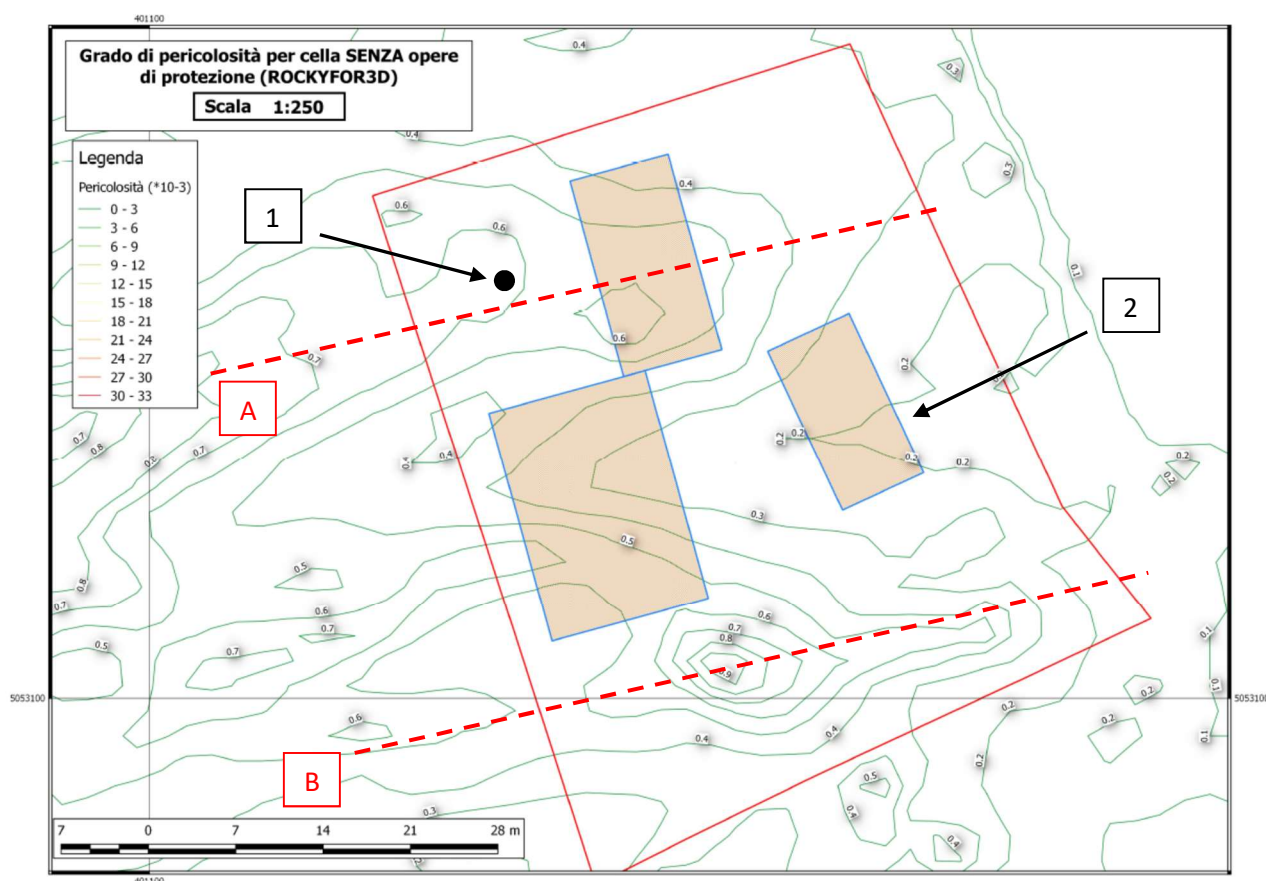


Figura 45 - Carta della pericolosità per caduta di volumi lapidei di 4 m³ con tempo di ritorno $T_r=30$ anni. Le direttrici A e B indicano le zone a maggiore pericolosità in caso di evento con il tempo di ritorno considerato. Le curve di livello uniscono i punti aventi uguale probabilità di raggiungimento. Il punto 1 è il punto preso ad esempio per la valutazione del rischio.

5.6.5 Valutazione della pericolosità dopo la realizzazione delle opere di mitigazione

Il programma Rockyfor 3D® permette inoltre di simulare gli effetti dovuti alla realizzazione di una barriera o di un rilevato paramassi in grado di assorbire un determinato livello di energia, sulla caduta di massi. Questa funzionalità è molto utile al fine di valutare l'efficacia degli interventi di mitigazione strutturale e, nel caso della presente analisi, permette anche di comprendere se si rende necessaria l'adozione di ulteriori misure organizzative e procedurali per la riduzione del rischio. La procedura di calcolo è la stessa esposta nel paragrafo precedente, con l'inserimento della barriera da 8.000 kJ.

Il risultato è esposto nelle due figure che seguono, dalle quali si evince che è l'intervento strutturale ha ottenuto un livello di riduzione della pericolosità di un ordine di grandezza rispetto alla situazione senza opere di mitigazione del rischio, con la riduzione della probabilità di raggiungimento in caso di evento da 10^{-4} a 10^{-5} . Il risultato è meglio apprezzabile con la tipologia di *rendering* adottata e mettendo a confronto la situazione ante-intervento con la situazione post-intervento.

Si può pertanto concludere che l'intervento strutturale di mitigazione del rischio da caduta massi, ha contribuito consistentemente alla riduzione della pericolosità, come si vedrà anche meglio più avanti.

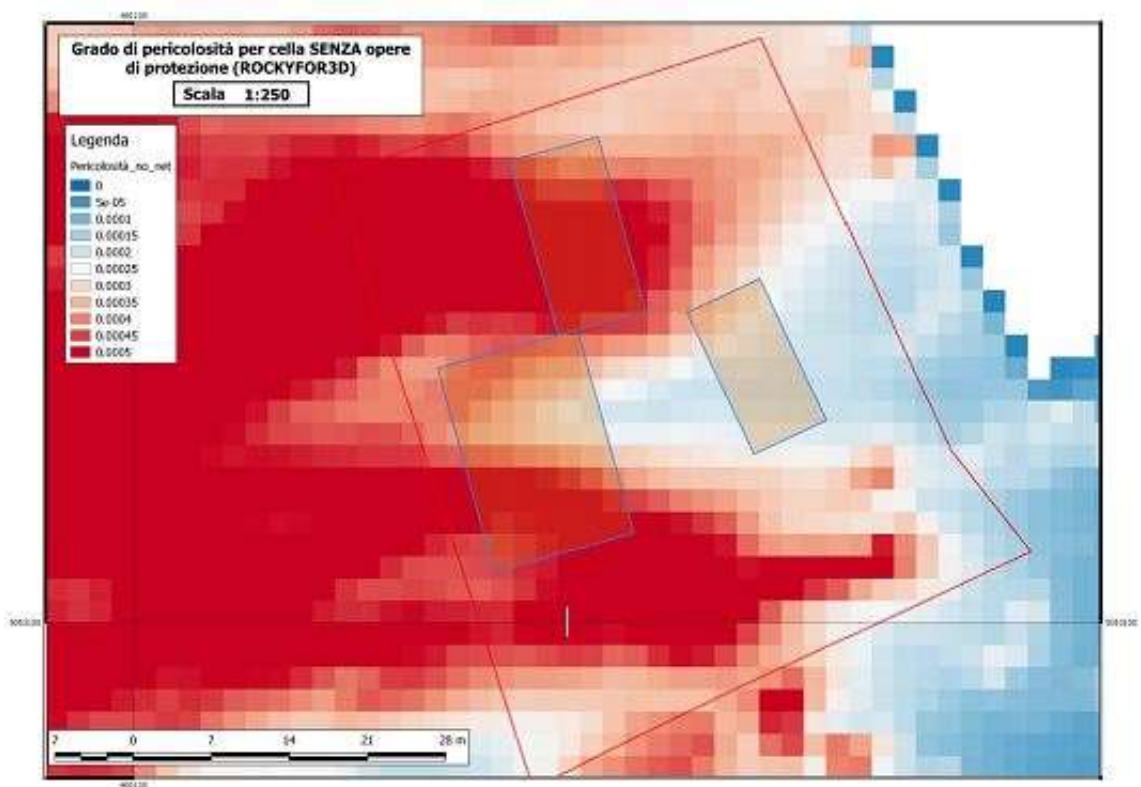


Figura 46 - Carta di pericolosità per cella, analoga alla figura precedente, con rendering a celle a scala cromatica.

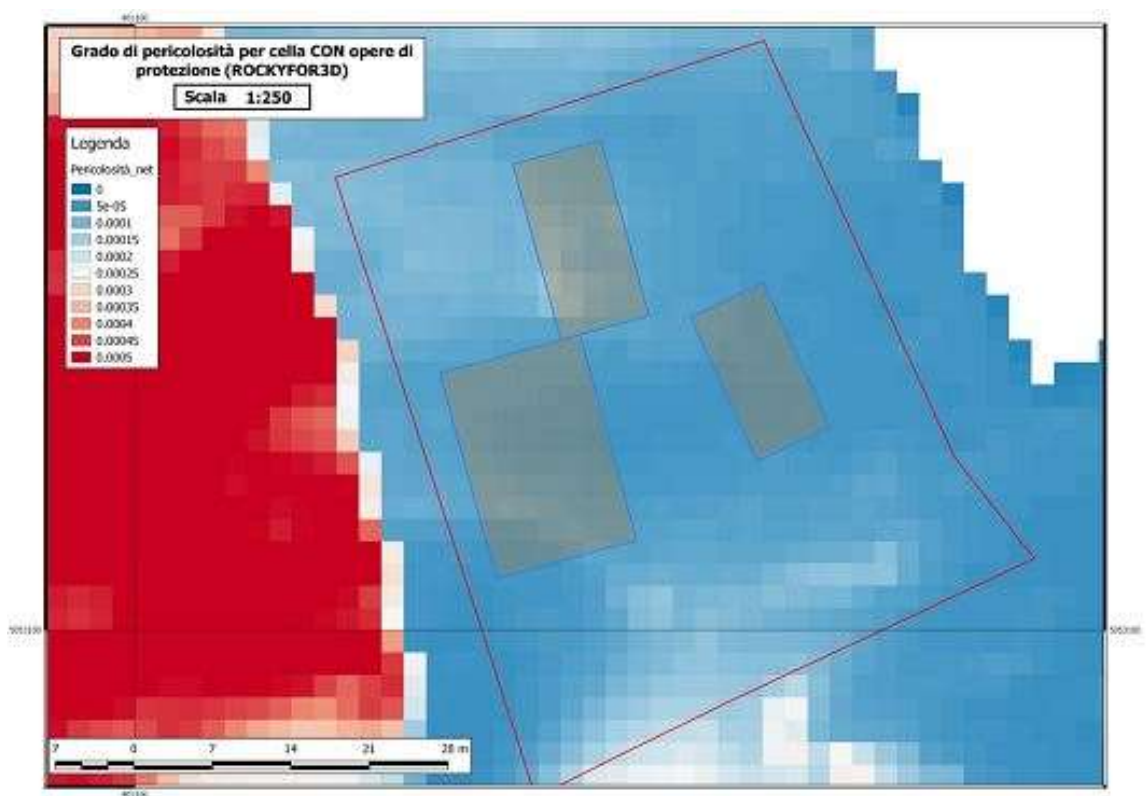


Figura 47 - Carta della pericolosità da caduta massi, dopo la realizzazione della barriera.

All'interno del sito le celle con tinte più chiare indicano i punti a maggiore pericolosità residua, che raggiunge valori nell'ordine di $P_{opere_sito} = 6,75 \cdot 10^{-5} \div 1,29 \cdot 10^{-4}$ ancora all'interno del campo di tollerabilità del diagramma del rischio della figura 40.

5.6.6 Rischio residuo e sua mitigazione

Andando a richiamare la formula già proposta precedentemente:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Per esemplificare, se si intende calcolare il pericolo che corre un individuo che si trova nel punto (1) del centro di conferimento, come da figura 40, si potranno utilizzare i seguenti valori:

$$P_{no_opere(1)} = 6,27 \cdot 10^{-4}$$

$V = 1$ (la vulnerabilità è assunta conservativamente come massima poiché l'energia d'impatto del blocco causa quasi sicuramente la morte dell'individuo);

$E = 1$ (L'esposizione è massima poiché non si considera l'individuo protetto da alcun manufatto; quest'ultimo, peraltro, non potrebbe resistere alle energie di progetto essendo pari a circa 300 kJ la massima energia sopportabile senza subire danni da un manufatto in c.a.).

Si otterrà quindi che nel punto 1 il rischio individuale (RI) senza opere di mitigazione coincide con la pericolosità ed inserendo i valori di cui sopra nella [3] si ottiene:

$$RI_{no_opere(1)} = P \cdot V \cdot E = 6,27 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 = 6,27 \cdot 10^{-4}$$

Parimenti, grazie alla mitigazione della pericolosità prodotta dalle opere strutturali si ottiene che la pericolosità nel punto 1 diminuisce da 5 a 6 volte, mentre nel resto dell'area del centro di conferimento diminuisce di un ordine di grandezza, assumendo il valore $P_{opere_sito} = 1,29 \cdot 10^{-4}$, quindi nel punto (1) si ottiene:

$$RI_{opere(1)} = P_{opere(1)} \cdot V \cdot E = 1,29 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 = 1,29 \cdot 10^{-4}$$

E, negli altri punti nella zona Est del sito, indicata con un tratteggio nella seguente fig.8:

$$RI_{opere(sito)} = P_{opere(sito)} \cdot V \cdot E = (1,0 \div 9,9) \cdot 10^{-5} \cdot 1 \cdot 1 = (1,0 \div 9,9) \cdot 10^{-5}$$

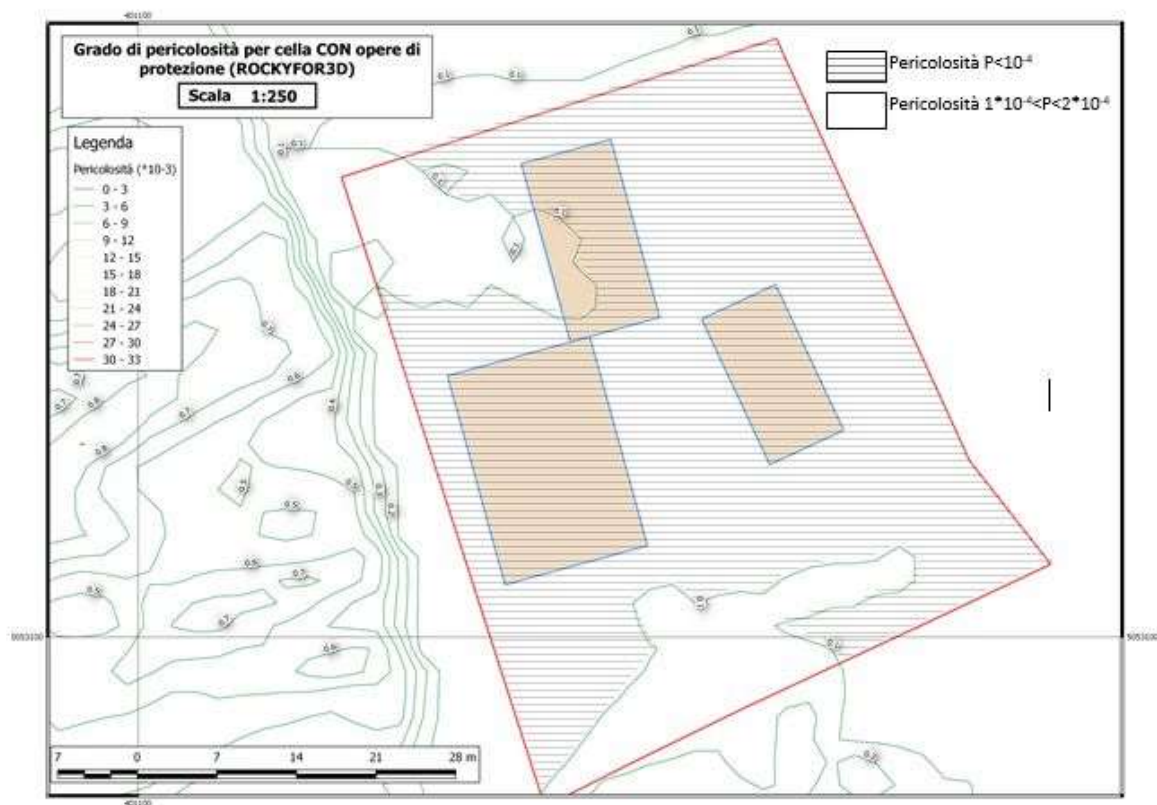


Figura 48 - Carta della pericolosità per caduta di volumi lapidei di 4 m^3 con tempo di ritorno $T_r=30$ anni ad opere realizzate (vedasi figura 40). Le aree in bianco rappresentano quella a maggiore pericolosità, comunque compresa tra $1 \cdot 10^{-4}$ e $2 \cdot 10^{-4}$. Le aree tratteggiate rappresentano zone con pericolosità nel range dell'ordine di grandezza 10^{-5} o inferiore

Nel grafico del rischio seguente, il livello di rischio tenuto conto dell'esposizione effettiva annua di un "lavoratore equivalente standard" è indicato dal punto A" ed è immediato percepire come il livello di rischio si sia ulteriormente ridotto grazie all'applicazione di misure organizzative. È quindi immediato constatare come sia possibile ridurre ulteriormente il livello di rischio individuale mediante una riduzione dell'esposizione all'agente pericoloso e/o mediante procedure operative che riducano al tempo strettamente necessario la permanenza degli addetti e utenti nelle zone a maggiore pericolosità.

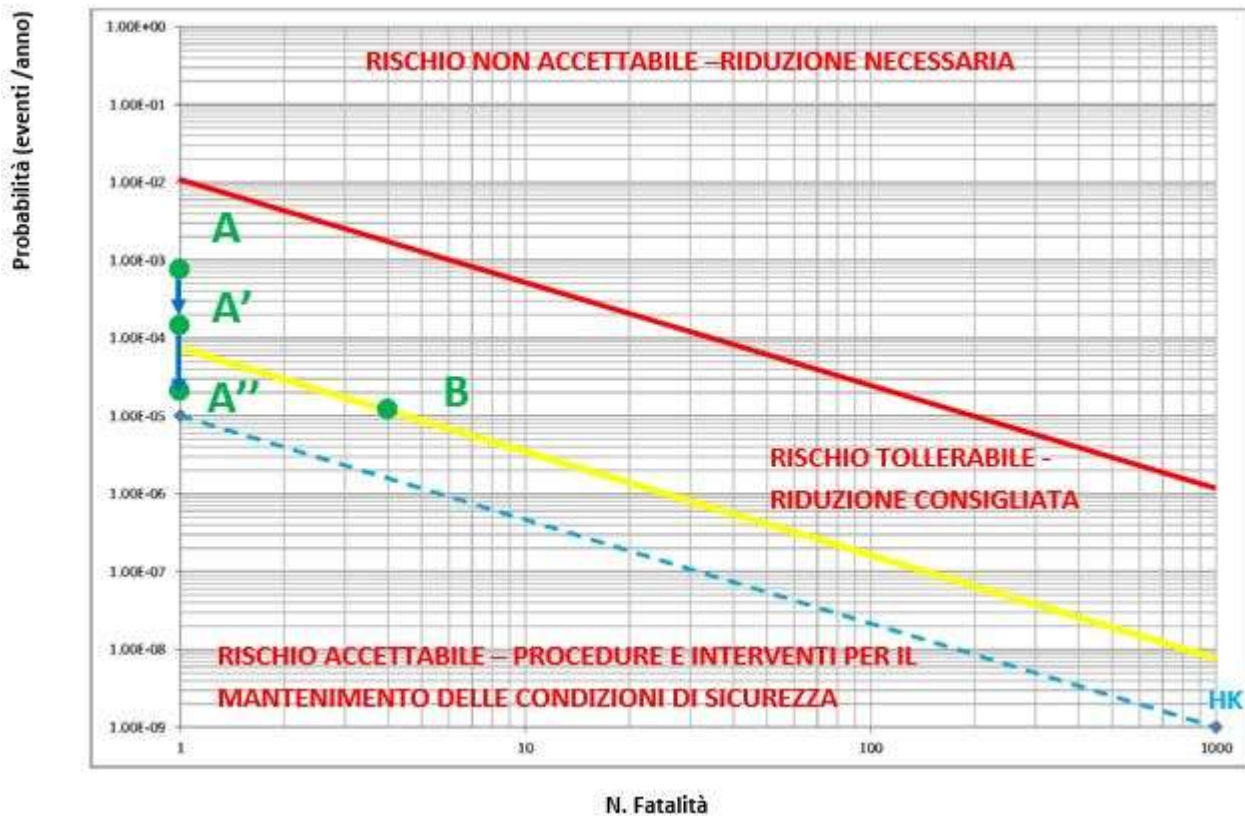


Figura 49 - Grafico indicante i livelli di rischio accettabile, tollerabile (vedasi fig.36). Con inserimento della situazione di rischio che corre un individuo che si trovi permanente esposto al rischio di caduta massi, nel punto 1 di fig. 40.
A: in assenza di opere di difesa, A': in presenza di opere di difesa ma con permanenza costante, A'' in presenza di opere di difesa ma con esposizione al pericolo 6 ore al giorno per 6 gg./settimana. Il Punto "B" rappresenta il numero massimo di individui (4) che possono essere esposti ad un rischio accettabile.

Se poi si inserisce nel calcolo l'effettivo tempo di esposizione al rischio, derivante dall'attività lavorativa si dovrà tenere conto del numero di ore lavorative/anno cui è esposta un'unità di personale equivalente (quantità data dalla somma delle unità di personale impiegate per mantenere il servizio erogato, tenendo conto di riposi e assenze di altro genere). Quest'ultimo valore è pari a 6 ore al giorno per 6 giorni lavorativi settimanali su 52 settimane/anno, il che ha per risultato un'esposizione effettiva al rischio calcolata in ore lavorative/anno pari a:

$$E_{eff} = \frac{1872}{8760} = 2,14 \cdot 10^{-1}$$

Introducendo quindi l'esposizione effettiva di un addetto al centro di conferimento che si trova nel solito punto (1):

$$RI_{eff(1)} = P_{opere(1)} \cdot V \cdot E_{eff} = 1,29 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 2,14 \cdot 10^{-1} = 2,76 \cdot 10^{-5} \text{ [a]}$$

Mentre per le zone ad Est (vedi figura 43) si sostituirà il valore, ottenendo:

$$RI_{eff(sito)} = P_{opere(sito)} \cdot V \cdot E_{eff} = [(6,75 \cdot 10^{-5}) \div (1,29 \cdot 10^{-4})] \cdot 1 \cdot 2,14 \cdot 10^{-1} = (1,44 \div 2,76) \cdot 10^{-5} \text{ [b]}$$

Si nota come (Fig. 44), grazie ad un tempo minore di esposizione al rischio, anche nel punto di massima pericolosità (1), il valore di RI si collochi all'interno del campo di rischio accettabile secondo

la norma italiana (metodo IRAM) e nel settore inferiore del campo di rischio tollerabile secondo il metodo di GEO-Hong Kong. Esaminando inoltre il diagramma, si nota come questo consenta anche di apprezzare l'accettabilità o meno del rischio collettivo, che può correre un gruppo di più operatori o un gruppo di utenti e operatori. Il diagramma indica chiaramente come per gruppi superiori a 4 persone (punto B) i livelli di rischio dell'ordine di grandezza di $1 \cdot 10^{-4}$ non possano più ritenersi accettabili, analogamente un rischio $1 \cdot 10^{-5}$ non è accettabile ma solamente tollerabile mentre un livello pari a 10^{-6} rientra a malapena nel campo di accettabilità.

Si deve poi sottolineare come il valore di rischio individuale è stato calcolato, nell'esempio espresso e calcolato nelle ultime due equazioni [a] e [b], sulla base di una presenza individuale per 6 ore/giorno 6 gg. alla settimana. Risulta quindi evidente che il rischio diminuirà qualora i tempi di esposizione al rischio (vale a dire gli orari di lavoro e di frequentazione) nelle diverse zone del centro siano ridotti.

Per quanto invece riguarda l'esposizione al pericolo dei beni materiali (immobili), sarà sufficiente inserire nella formula del rischio un valore di esposizione pari ad 1 mentre per il valore esposto si dovranno effettuare calcoli di natura economica che non è possibile fare in questa sede. È però evidente che la difesa di beni materiali realizzata con gli interventi di mitigazione del rischio va ad incrementare il rapporto costi/benefici prodotti dall'intervento a favore di questi ultimi.

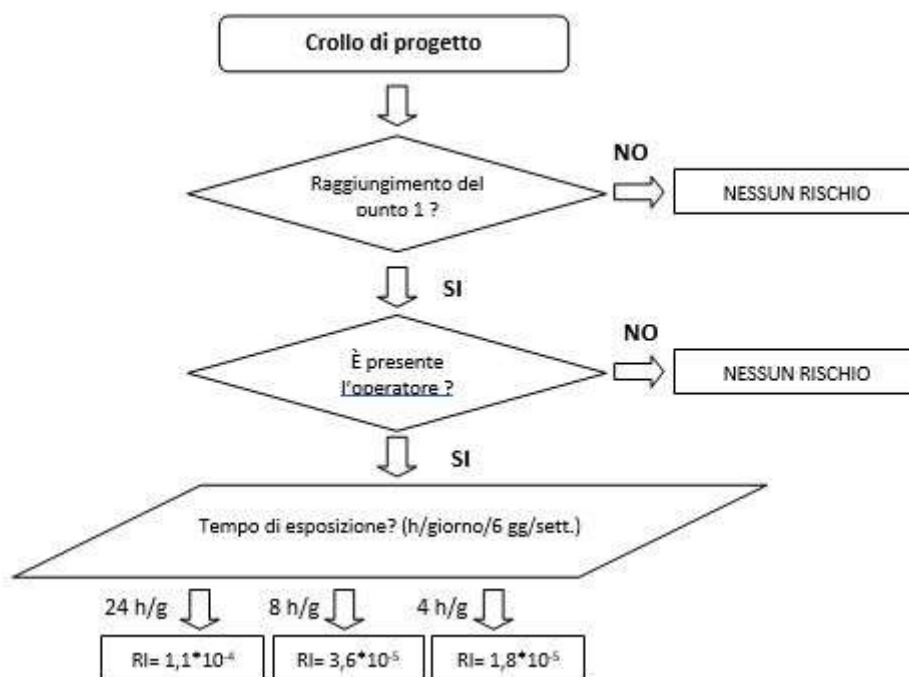


Figura 50 - Diagramma causa-effetto che visualizza la concatenazione di eventi che produce la situazione di rischio per caduta massi nel punto 1 in presenza di opere di difesa. Sono stati inseriti a titolo esemplificativo 3 output di rischio, secondo il tempo di esposizione al rischio di un individuo che staziona nel centro di conferimento.

5.6.7 Organizzazione e piano di gestione

Ad integrazione di quanto esposto nei paragrafi precedenti si deve sottolineare come il livello di esposizione al pericolo di un individuo o dei beni si basi anche su di una serie di attività tese al mantenimento del livello di rischio all'interno del campo di accettabilità. Il livello di rischio potrebbe infatti aumentare a seguito di danneggiamento delle opere di difesa o dell'insorgere di una

situazione geologico-strutturale diversa da quella esistente al momento in cui sono stati condotti gli studi geologici. Tra le ulteriori misure a carico del gestore del centro di conferimento sono quindi sicuramente consigliabili alcune misure organizzative e gestionali volte a mantenere il rischio per gli operatori ed i beni esposti entro i limiti di accettabilità e di tollerabilità.

Tra queste si indicano, a titolo indicativo ma non esaustivo:

- collocare le postazioni in cui il personale risiede stabilmente durante l'attività lavorativa (tempi di attesa, pause, attività fisiologiche, ecc.) nei settori ad Est dell'area del centro di conferimento, impiegando le mappe di pericolosità di cui alla presente relazione. Si tenga quindi presente che l'esposizione al rischio diminuisce con l'adozione di orari ridotti;
- limitare l'esposizione al pericolo del personale e degli utenti, specialmente nelle zone a maggiore pericolosità indicate dalla cartografia apposita (settore Ovest del centro di conferimento);
- verificare eventuali impatti con la barriera paramassi e, in caso di verifica positiva avvertire immediatamente la struttura regionale preposta (Attività geologiche) e non riprendere i lavori finché non sia stata verificata la funzionalità della barriera;
- prevedere ispezioni periodiche della parete e, in generale, della zona a monte della barriera nel periodo primaverile ed autunnale e dopo forti o intensi eventi meteorici.

6. Barriere situate nei comuni di Aymavilles e Valtournenche

Durante il periodo di realizzazione della tesi, oltre alla barriera costruita nel comune di Hône, ho assistito ai lavori di altri due interventi realizzati nei comuni di Aymavilles e Valtournenche. Si è trattato di due progetti molto simili, in questo in entrambi i casi i lavori sono suddivisi in più lotti e perché le barriere costruite, seppur di diverse tipologie e ditte differenti, sono tutte di capacità pari a 2000 kJ.

Come per il cantiere di Hône, l'opportunità di poter assistere e seguire le fasi di costruzione di tali barriere è stata resa possibile dalla disponibilità del Dipartimento Programmazione, Difesa del suolo e Risorse idriche – Attività Geologiche che mi ha letteralmente “guidato” in giro per la Valle d'Aosta.

6.1 Barriera installata presso il sito di Aymavilles

6.1.1 Inquadramento geologico

Il progetto prevede la posa in opera di tre barriere paramassi ad assorbimento di energia, deformabili, della capacità di 2.000 kJ per un'altezza di 4 m, che verranno disposte su tre diversi allineamenti (Lotti I-II-III) per una lunghezza complessiva di circa 160 m lineari.

L'area oggetto d'intervento si colloca sul versante sinistro orografico del torrente Grand Eyvia, in corrispondenza della progr. Km. 9+000 della strada regionale n. 47 della Valle di Cogne, nel Comune di Aymavilles, ad una quota di circa 1.015 m s.l.m.; in particolare l'area d'intervento interessa un tratto rettilineo della suddetta strada, in un settore delimitato a valle da un muro in pietrame e malta e a monte da una lieve curva verso destra.

Gli interventi esecutivi delle suddette opere sono volti esclusivamente alla mitigazione delle condizioni di pericolosità residue che si sono manifestati a seguito degli eventi di crollo pregressi a partire dalle aree sorgenti individuate in sede di sopralluogo. Infatti, l'area in esame è stata soggetta a frequenti episodi di dissesto, che nel periodo compreso tra il 2001 e il 2015 hanno interessato e provocato disagi lungo più punti della strada regionale n. 47. Nel 2013, per esempio, il fenomeno di caduta massi ha riguardato un tratto su cui era installata una rete paramassi, che ha causato la rottura del piantone della parte terminale della stessa; in altri eventi, invece, i blocchi sono talvolta giunti sul ciglio stradale, mentre in taluni casi sono stati arrestati dal cordolo in cemento.

Andiamo adesso ad analizzare la zona dal punto di vista geomorfologico. Come riportato nella relazione geologica e geotecnica del progetto dell'intervento, risalente al settembre del 2016, la morfologia del settore di versante esaminato è dominata nella parte alta da estese pareti rocciose sub-verticali disposte NE-SW, costituite da elementi litologici ascrivibili alla Falda del Gran San Bernardo, nello specifico da gneiss minuti in facies scisti verdi ad albite, clorite e biotite, da gneiss quarzosi leucocratici e da gneiss quarzosi massicci grigio-scuri appartenenti all'Unità del Grand Nomenon; mentre nella parte medio-inferiore del pendio boscato, che presenta valori di acclività compresi tra 35°-50°, sono prevalenti gli effetti delle dinamiche di carattere gravitativo (in maggior

misura), detritico-torrentizio e valanghivo. Qualsiasi intervento realizzato, in ogni caso, viste le problematiche di crolli e rotolamenti lapidei potenzialmente innescati nelle pareti sovrastanti, non costituirà una soluzione definitiva.



Figura 51 – Parete rocciosa con elevato grado di fratturazione, nella zona sovrastante l'area di intervento nel sito di Aymavilles.

Come detto in precedenza, l'intervento prevede la realizzazione di tre lotti di barriere paramassi, suddivisi in:

- Lotto I, di una lunghezza complessiva di circa 50 metri, è realizzato in prossimità della strada regionale;
- Lotto II, che misura complessivamente 60 metri, si trova al centro tra gli altri due lotti;
- Lotto III, di una lunghezza complessiva pari a 50 metri, ed è la struttura costruita più a monte.

Come indicato nel capitolo introduttivo delle barriere paramassi, questo tipo di intervento, sviluppato su più file, impone il fatto che almeno una campata sia sovrapposta alla barriera sottostante o sovrastante, in modo tale da evitare di lasciare spazio a potenziali traiettorie che non impattano contro alcuna delle strutture.



Figura 52 – Foto scattata a lavori ultimati (in data 22 agosto 2018). In primo piano si vede il montante laterale del Lotto III (il più a monte), al di sotto si notano le varie campate della barriera paramassi del Lotto II. Si scorge, infine, più in basso, attraverso la barriera di mezzo, la struttura del Lotto I, che si trova in prossimità del ciglio stradale.

Per quanto riguarda gli aspetti geotecnici, i terreni su cui verranno posate le barriere paramassi in progetto sono costituiti prevalentemente da depositi di natura gravitativa e in minor misura da depositi detritico-torrentizi lungo due piccoli impluvi che si sviluppano in direzione SW-NE. Per quanto attiene ai depositi gravitativi, si tratta di depositi fortemente eterometrici ed eterogenei, con struttura clast-supported, scarsamente addensati, in cui prevalenti blocchi lapidei, in alcuni casi di volume unitario $>10 \text{ m}^3$, sono immersi in una matrice ghiaiosa medio-grossolana.

Non è stato necessario l'allestimento di una pista di cantiere per accedere direttamente ai lavori; tuttavia, come di consueto, si è provveduto alla rimozione di quelle piante ad alto fusto, presenti a monte del ciglio stradale, che potessero rappresentare una qualsiasi forma di impaccio e ostacolo al corretto funzionamento delle strutture. Sono state inoltre ridotte tutte le asperità del terreno per consentire un più agevole raggiungimento delle aree di lavoro.

La provvigione del materiale sul posto è stata effettuata direttamente dalla strada regionale, non richiedendo l'esecuzione di scavi di sbancamento per la creazione di piste di cantiere.

Come di consueto, l'ingegnere del Dipartimento Programmazione, Difesa del suolo e Risorse idriche – Attività Geologiche incaricato alla redazione della relazione del calcolo strutturale aveva predisposto un campo prova di 6 ancoraggi, tre dei quali realizzati con l'utilizzo di una calza in geotessuto.

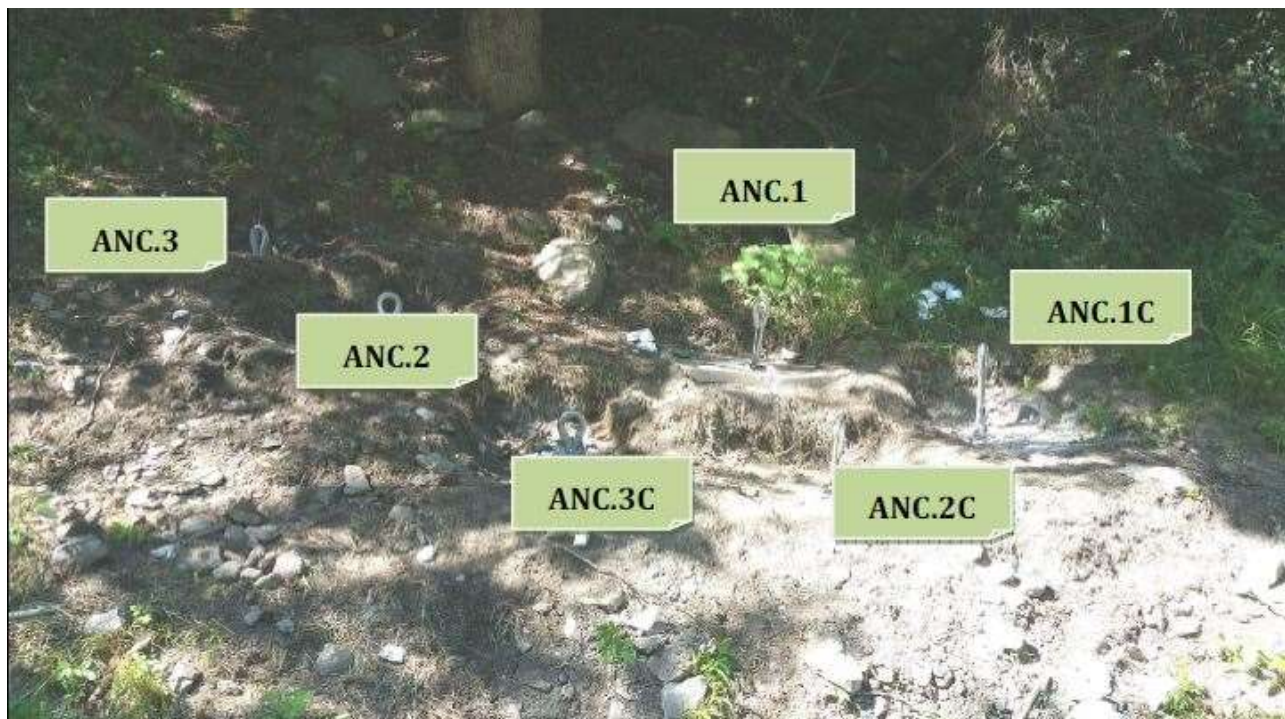


Figura 53 – Collocazione degli ancoraggi di prova realizzati nel sito di Aymavilles, i cui risultati sono riassunti nelle due tabelle seguenti (10 e 11).

I risultati ottenuti dalle prove di tiro sono riportati nelle seguenti tabelle, presenti anch'esse nella relazione:

Tabella 11 – Sono ivi riportati i risultati degli ancoraggi di prova realizzati senza la calza d’iniezione nel sito di Aymavilles.

CALCOLO RESISTENZA LATERALE POST TIRO NO CALZA			
	ANC.1	ANC.2	ANC.3
Tiro max [bar]	470	550	500
Tiro max Q_s [kN/m ²]	386.81	452.65	411.5
L [m]	6	4	4
Esito	Non estrazione	Estrazione	Non estrazione
τ_{prova}	202.1	354.7	322.5
Note	Rottura fune	-	Rottura fune

Tabella 12 - Sono ivi riportati i risultati degli ancoraggi di prova realizzati con l'utilizzo della calza d'iniezione nel sito di Aymavilles.

CALCOLO RESISTENZA LATERALE POST TIRO CON CALZA			
	ANC.1C	ANC.2C	ANC.3C
Tiro max [bar]	450	460	560
Tiro max Q_s [kN/m ²]	370.35	378.58	460.88
L [m]	4	4	4
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione
τ_{prova}	290.2	296.7	361.2
Note	-	-	-

La resistenza τ viene calcolata sempre tramite:

$$\tau = \frac{Q_s}{\pi \cdot D \cdot L}$$

Si può notare che in 2 casi (ANC.1 e ANC.3) si è verificata la rottura della fune di ancoraggio. La rottura della fune ha quindi portato a valori di tiro inferiori a quelli che ci si potrebbe aspettare, quali ad esempio quelli della prova sull'ancoraggio ANC.2. Pertanto, valutato come i valori migliori di resistenza laterale τ siano quelli derivanti da una modalità costruttiva senza calza di rivestimento, questa sarà la tipologia che verrà definita nelle specifiche tecniche. Il cedimento dell'ancoraggio viene chiaramente visualizzato sul manometro di misura, tale per cui nonostante si continui ad aumentare la pressione, quest'ultima raggiunta un valore di picco e successivamente una diminuzione.

Per quanto riguarda quindi gli ancoraggi senza calza di rivestimento, è stato escluso dai calcoli l'ancoraggio ANC.1, in quanto il cedimento dei trefoli è avvenuto in condizioni ancora lontane dalla rottura (l'ANC.1 ha una lunghezza pari a 6 m, tale per cui l'eventuale sfilamento, in condizioni di litologia paragonabile agli ancoraggi attigui ANC.2 e ANC.3, avrebbe dovuto avvenire ad una pressione applicata di almeno 800 – 900 bar, quindi superiori ai valori misurabili dal macchinario di tiro).

In questa fase preliminare, nonostante i valori ottenuti dalle due tipologie costruttive (con e senza calza) fossero tutto sommato paragonabili tra loro, era stato suggerito di utilizzare, in fase esecutiva, la tipologia di ancoraggi senza il rivestimento in calza leggera. Pertanto, i calcoli realizzati in seguito dall'ingegnere addetto hanno tenuto in considerazione i valori ottenuti dalle prove effettuate senza la calza. Tuttavia, una volta iniziati i lavori, le ditte appaltatrici hanno deciso di ricorrere all'uso della calza per tutti e tre i lotti in costruzione, in quanto si sarebbe evitato, a priori, qualsiasi tipo di problema concernente il sovra utilizzo di boiacca cementizia.

Le procedure di installazione dei tre lotti, realizzati ed ultimati nel giro di qualche mese, è andata incontro ad una serie di piccole problematiche legate soprattutto alla morfologia del terreno su cui sono state realizzate. Infatti, soprattutto per quanto riguarda la barriera centrale (Lotto II), si sono riscontrate alcune difficoltà causate dal fatto che il pendio, lungo la maggior parte della lunghezza della struttura, presentava notevoli variazioni che hanno reso leggermente complicato la realizzazione della base per i montanti (e per uno si è reso necessario addirittura la costruzione di un muretto di sostegno, come si può vedere nella figura a lato). Le problematiche maggiori si sono presentate, tuttavia, nella fase del collaudo della struttura, in quanto il terreno così impervio non ha consentito delle regolari prove di tiro sugli ancoraggi per la difficoltà nel posizionare il martinetto idraulico in maniera ottimale. Nel proseguo si analizzerà più approfonditamente questa parte.

Un problema ben più serio è sorto quando la ditta vincitrice dei lavori del Lotto I, durante le fasi di perforazione, si è imbattuta in un terreno molto bagnato, chiaro sintomo della presenza di una falda acquifera, che ha impedito una perforazione, in quanto il foro continuava a cedere. È stato necessario l'intervento di una



Figura 54 – Particolare della base del montante, con la costruzione di un muretto di sostegno (foto risalente al 10 luglio 2018).

ditta specializzata chiamata appositamente per realizzare dei fori rivestiti, altrimenti la situazione sarebbe rimasta in stand-by.

Il cantiere di Aymavilles presenta un'altra particolarità, abbastanza comune tuttavia in opere "multiple". Infatti, l'appalto per la realizzazione delle tre barriere è stato aggiudicato da due ditte differenti, le quali hanno scelto di utilizzare delle barriere paramassi di aziende diverse. Il lotto I e il Lotto III sono difatti strutture dell'azienda italiana Maccaferri (barriere RMC200/A-2000 kJ), mentre il lotto II consta di un prodotto dell'azienda svizzera Geobrigg (barriera GBE-2000A). Come scritto in sede di presentazione, tutte le strutture presentano le stesse caratteristiche energetiche (2000 kJ), e di altezza (4 m); la differenza più evidente, a prima vista, risiede nella diversa maglia della struttura di intercettazione. Le opere della società italiana presentano infatti una rete principale ad anelli, mentre l'azienda "rivale" utilizza una maglia a losanga (riferimento a foto 7 capitolo interventi di difesa). Andando ad analizzare in maniera più approfondita, si nota che anche la struttura di fondazione si basa su principi differenti. Le due barriere Maccaferri sono vincolate al terreno tramite la tipologia dei 4 fittoni, ovvero degli ancoraggi, disposti sui vertici della piastra, infissi ad una profondità minore rispetto a quanto può avvenire col singolo micropalo (siamo solitamente nell'ordine di grandezza di circa 1-2 metri). La struttura della Geobrigg, al contrario, utilizza la fondazione con due micropali, il primo verticale che lavora sia a compressione che a trazione, il secondo inclinato. Questo tipo di accorgimento (il secondo micropalo) viene preso in quanto nella roccia tenera o nel materiale detritico si rendono necessarie misure supplementari per assorbire le forze trasversali.



Figura 55 – Fondazione della barriera GBE-2000A con la tecnica dei due micropali, uno verticale ed uno inclinato (foto scattata il 10 luglio 2018).



Figura 56 – Fondazione della barriera paramassi 2000 kJ della Maccaferri con la tecnica dei “4 fittoni”, disposti verticalmente sui vertici della piastra di acciaio, installata sul plinto in cemento (foto scattata in data 22 agosto 2018).

Nel mese di agosto del corrente anno, una volta terminati tutti i lotti, si è proceduto alla fase di collaudo della corretta funzionalità delle opere appena installate. Tramite l’utilizzo di un martinetto idraulico si è proceduto al tiro di un numero di tiranti di ancoraggi ritenuto rappresentativo. Per i tre lotti si è scelto di andare ad effettuare la prova su:

- Ancoraggio laterale di sinistra;
- Ancoraggio di monte;
- Ancoraggio laterale di destra.

Tabella 4 – Risultati delle prove di collaudo realizzate sui tre lotti in esame, con la legenda dei colori.

	Lotto I	Lotto II	Lotto III
Laterale sx	350 bar	335 bar	350 bar
Monte	220 bar	350 bar	220 bar
Laterale dx	350 bar	335 bar	350 bar



Tiro previsto raggiunto



Tiro previsto non raggiunto



Altre problematiche

Nella tabella sovrastante sono stati descritti i risultati ottenuti dalla prova di collaudo. Come si può osservare, il Lotto II è stato il più problematico in quanto la barriera è collocata in un’area molto

scomoda nel versante e di difficile raggiungimento con l'attrezzatura necessaria per il collaudo. Il martinetto, inoltre, essendo il terreno così impervio, non riusciva a poggiare bene sulla piastra che viene solitamente utilizzata ed è stato altamente complicato trovare un posizionamento tale da poter realizzare una prova di collaudo, come nei casi dei due ancoraggi laterali (uno per via di una radice nelle vicinanze dell'ancoraggio). Per quanto riguarda quello di monte, invece, il tiro previsto non è stato raggiunto in quanto il terreno subiva cedimenti importanti tali da non consentire un ulteriore tiro.

6.1.2 Fase di calcolo

In funzione dell'azione E_d è richiesta la verifica dell'ancoraggio rispetto ai meccanismi di rottura descritti nel paragrafo 3.6 di tale elaborato. I valori di carico massimo di progetto sugli ancoraggi di monte e laterali sono stati, rispettivamente:

$$E_{dm} = 1,5 \cdot E_k = 360 \text{ kN}$$

$$E_{dl} = 1,5 \cdot E_k = 356 \text{ kN}$$

mentre i valori caratteristici di progetto delle forze applicate alla base del montante delle barriere sono:

$$N_d = 1,5 \cdot N_k = 137,1 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \cdot T_k = 175,65 \text{ kN}$$

Per le verifiche di resistenza sono stati assunti i seguenti parametri:

- Tipo di terreno: terreno sciolto (terreno vegetale)
- Lunghezza ancoraggi di monte e laterali: 6 m
- Diametro perforazione $D = 4$ pollici (101,6 mm)
- Fune da $D = 20$ mm
- $R_{fune} = 339 \text{ kN}$

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia bulbo-terreno viene calcolata, sia per gli ancoraggi di monte che per quelli laterali:

$$R_d = \tau \cdot \pi \cdot D_{perf} \cdot L > E_d$$

$$R_{dm} = 217,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1016 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 415,5 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 217,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1016 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 415,5 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

In entrambi i casi, pertanto, la verifica è stata superata.

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia fune – malta va anch'essa realizzata per entrambi i tipi di ancoraggio:

$$R_d = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot f_{bd} \cdot \pi \cdot D_{fune} \cdot L_{anc} \cdot 2}{1,5} > E_d$$

$$R_{dm} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,020 \cdot 6 \cdot 2}{1,5} = 725,9 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,020 \cdot 6 \cdot 2}{1,5} = 725,9 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

Il valore della tensione tangenziale ultima di aderenza utilizzata è quella per il calcestruzzo C16/20 pari a 2,0 N/mm².

Anche per questa seconda verifica i requisiti sono stati soddisfatti. Si è proceduto dunque alla resistenza della fune, che essendo la stessa per gli ancoraggi, non è stata suddivisa nei due casi.

$$R_{d,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot R_{fune}}{1,15} > E_d$$

$$R_{dm,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 339,0}{1,15} = 471,6 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 339,0}{1,15} = 471,6 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

L'ultima verifica realizzata è stata la cosiddetta gerarchia delle resistenze, ovvero deve essere rispettato il fatto che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio:

$$R_{d,fune} > R_{d,fondazione}$$

Nel caso specifico per gli ancoraggi di monte e laterali si hanno:

$$R_{dm,fune} = 471,6 \text{ kN} > 415,5 \text{ kN} = R_{dm,fondazione}$$

$$R_{dl,fune} = 471,6 \text{ kN} > 415,5 \text{ kN} = R_{dl,fondazione}$$

Si può facilmente notare che entrambe le gerarchie sono state soddisfatte appieno.

Il passaggio successivo consta nella valutazione delle azioni agenti sulle fondazioni di ogni montante. Esse sono realizzate mediante l'inserimento di 4 barre in acciaio tipo B450C di diametro D= 28 mm ciascuna, inserite in perforazioni di diametro 63,5 mm (2,5 pollici), in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a 4,00 m, atte a resistere alle sollecitazioni imposte e a contrastare movimenti rotazionali. Si è andato dunque a determinare la portata limite con la relazione di Bustamante-Doix:

$$P_L = k \cdot \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

I valori nel caso specifico della barriera di Aymavilles sono raggruppati nella seguente tabella; per quanto concerne la "natura" dei vari parametri si consiglia di andare a vedere nel paragrafo x in cui questi vengono descritti ed esplicitati:

Tabella 14 – Parametri utilizzati per la determinazione della portata limite tramite la relazione di Bustamante-Doix.

K	α	I	D _{perf} (mm)	L ₁ (mm)	q _{s1} (N/mm ²)
1,15	1,1	1	50,8	3000	0,217

Si è ottenuto un valore pari a $P_L=218,98$ kN. Avendo assunto un fattore di sicurezza pari a 2, il carico utile:

$$P_U = \frac{P_L}{2} = 109,49 \text{ kN}$$

soddisfa la disuguaglianza necessaria affinché la prova sia superata:

$$P_U = 109,49 \text{ kN} > 34,275 \text{ kN} = N_d$$

La resistenza a compressione σ_{ideale} , affidata alla sola armatura in acciaio, calcolata secondo le procedure descritte nel solito paragrafo, viene comparata con la resistenza tipica (f_{yk}) dell'acciaio B450C (Tabella 11.3.IX delle NTC2008), al quale viene applicato un fattore di sicurezza $\gamma_s=1,15$, in modo tale che la disuguaglianza seguente venga rispettata, come è stato effettivamente.

$$\sigma_{ideale} = 135,5 \text{ N/mm}^2 < 391,3 \text{ N/mm}^2 = f_{yds}$$

Viene calcolata infine il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo, secondo la formula:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} > N_d$$

I parametri utilizzati sono riportati nella tabella qui di seguito:

Tabella 15 – Parametri utilizzati per il calcolo della tensione nel palo.

A _a	A _c	A _s	γ_a	γ_c	γ_s	f _{ck} (N/mm ²)
0	2550	615	1,05	1,5	1,15	16

Che portano a:

$$N_{pl,Rd} = 312,1 \cdot 4 = 1248,4 \text{ kN} > 137,1 \text{ kN} = N_d$$

dove il valore della forza resistente trovato è stato moltiplicato per il numero di pali presenti.

L'ultimo passaggio riguarda la resistenza allo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo, dovuto alla tensione di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio – calcestruzzo. È stato assunto il seguente valore di tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$f_{bdc} = 2,69 \text{ N/mm}^2$, per sezioni con acciaio nervato

$$\tau_{aderenza} = \frac{N_d}{A_{aderenza}} = \frac{137,1}{4 \cdot \pi \cdot 28 \cdot 4000} = 0,097 \text{ N/mm}^2 < f_{bdc}$$

6.2 Barriera installata presso il sito di Valtournenche

6.2.1 Inquadramento geologico

L'area oggetto d'intervento si colloca sul versante destro orografico del torrente Marmore, ad una quota indicativa di 1.325 m s.l.m., in corrispondenza delle progr. Km. 14+840 e 15+000 della S.R. n. 46 della Valtournenche. In particolare, il tratto di versante interessato dalla realizzazione degli interventi di mitigazione del rischio in oggetto è sito all'interno di un perimetro delimitato:

- a NW dal ciglio della parete rocciosa;
- a NE dal displuvio che separa gli abitati di Clou e Moulin-Dessous;
- SE dalla S.R. n. 46 della Valtournenche;
- a SW dall'impluvio privo di toponimo che scende dalla località Mont Perron, nei pressi del quale sono state realizzate nel 2013 le barriere paramassi da 2.000 kJ da parte dell'Amministrazione regionale.

Nell'immagine seguente viene riportata la CTR del settore oggetto di studio, in corrispondenza dei fogli 45 e 46:



Figura 57 – Carta Tecnica Regionale dell'area in esame (scala 1:2000).

I sopralluoghi e gli studi effettuati dall'Assessorato Opere Pubbliche, Difesa del Suolo e Edilizia Residenziale Pubblica Dipartimento Programmazione, Difesa del Suolo e Risorse Idriche -Attività Geologiche hanno consentito di stimare una vulnerabilità medio-elevata dell'abitato di Clou e della

S.R. n 46 rispetto a potenziali dinamiche di crollo e rotolamenti lapidei dovuti ad una pericolosità medio-elevata delle diverse instabilità individuate.

Nella relazione geologica realizzata, viene descritto che “la morfologia del settore di versante esaminato è dominata nella parte alta da pareti rocciose sub-verticali disposte NW-SE, costituite da elementi litologici ascrivibili al complesso dei calcescisti con pietre verdi. Tali pareti rocciose presentano uno sviluppo altimetrico di circa 30-40 m e risultano caratterizzate da un elevato stato di fratturazione e dalla presenza di marcati piani di scistosità, fortemente inclinati, a tratti verticali, immergenti mediamente verso SE, che conferiscono al fronte roccioso un profilo longitudinale nettamente subverticale interrotto soltanto da strette cenge, parzialmente inerbite, coincidenti con i piani di discontinuità a basso angolo che delimitano al tetto le lastre rocciose, generate dall’intersezione con i piani di scistosità.

A monte di una casa isolata individuabile nei pressi del punto quotato 1.309,9 m s.l.m., il pendio è caratterizzato nella parte mediana da una copertura boschiva piuttosto ed è costituito da depositi detritici di falda, in parte mascherati da una coltre poco potente di depositi detritico-colluviali, mentre nella parte bassa sono presenti numerosi terrazzamenti a secco che si presentano in condizioni di forte degrado; con settori di muro “spanciati” o crollati.”

Nello specifico, alla luce delle analisi traiettografiche 2D e 3D condotte, l’intervento in progetto prevede la posa in opera di barriere paramassi ad assorbimento di energia, deformabili, della capacità di 2.000 kJ per un’altezza di 5 m, che verranno disposte su diversi allineamenti per una lunghezza complessiva di circa 220 m lineari, in corrispondenza del pendio boscato e di terrazzamenti a secco retrostanti le abitazioni esistenti. Più precisamente, anche in questa località si è optato per l’installazione di tre lotti:

- il primo, di lunghezza pari a 70 metri, si svilupperà a partire da una barriera paramassi installata nel 2014, e sarà formata da due campate, una di 30 e l’altra di 40 metri;
- il secondo lotto parte indicativamente a monte del palo della linea elettrica, nei pressi di un’abitazione isolata sul ciglio della strada, e prosegue per 70 metri in direzione Moulin, su terreni terrazzati adibiti solitamente al pascolo;



Figura 58 – Foto presa dalla relazione fotografica realizzata dall’ente della Regione Valle d’Aosta. In corrispondenza del palo, indicativamente, vi sarà il termine del Lotto I e il conseguente inizio di sviluppo del Lotto II (la foto è stata scattata dalla strada regionale n.46).

- il terzo, invece, presenta una lunghezza complessiva di 80 metri ed è la continuazione del lotto precedente, il cui sviluppo prosegue lungo il versante terrazzato.



Figura 59 – Foto anch’essa ripresa dalla medesima relazione. Si vede l’area in cui verranno realizzati i Lotti II e III, più precisamente al di sopra del primo terrazzamento (anche questa foto è stata scattata all’altezza della strada regionale n.46 che porta al comune di Cervinia).

Nel periodo in cui ho sviluppato questo elaborato, ho potuto assistere alla realizzazione del solo Lotto II: i lavori dei restanti lotti sono in esecuzione al tempo della conclusione di tale scritto (in particolare il Lotto III dovrebbe concludersi nell'anno solare, mentre il Lotto I verrà ultimato nella primavera del 2019, condizioni meteo permettendo)

Anche in questo caso, è stato eseguito un campo prova preliminare in cui sono realizzate prove sia con l'utilizzo della calza, che senza di essa (tre ciascuno), in modo tale da avere una panoramica completa e poter scegliere la soluzione migliore per le caratteristiche del terreno.



Figura 60 – Collocazione degli ancoraggi di prova del sito di Valtournenche, i cui risultati sono riassunti nelle due tabelle seguenti (15 e 16).

Dalle prove di tiro realizzate sugli ancoraggi di prova, sono stati ottenuti i seguenti risultati, presi dalla relazione di calcolo redatta dall'ingegnere incaricato:

Tabella 16 - Sono ivi riportati i risultati degli ancoraggi di prova realizzati senza la calza d'iniezione nel sito di Valtournenche.

CALCOLO RESISTENZA LATERALE POST TIRO NO CALZA			
	ANC.1	ANC.2	ANC.3
Tiro max [bar]	420	420	600
Tiro max Q_s [kN/m ²]	345.66	345.66	493.8
L [m]	4	4	4
Esito	Estrazione	Estrazione	Non estrazione
τ_{prova}	270.8730378	270.873	386.96148
Note	-	-	ROTTURA TREFOLI

Tabella 17 - Sono ivi riportati i risultati degli ancoraggi di prova realizzati con l'ausilio della calza d'iniezione nel sito di Valtournenche.

CALCOLO RESISTENZA LATERALE POST TIRO CON CALZA			
	ANC.1C	ANC.2C	ANC.3C
Tiro max [bar]	400	230	340
Tiro max Q_s [kN/m ²]	329.2	189.29	279.82
L [m]	4	4	4
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione
τ_{prova}	257.9743217	148.3352	219.27817
Note	-	-	-

Come nel caso di Aymavilles, anche qui i risultati delle prove delle due tipologie costruttive hanno portato a valori pressoché comparabili tra loro (a parte un solo valore sensibilmente differente dagli altri). Per l'applicazione delle norme tecniche, tuttavia, i risultati finali sono molto diversi, quindi si è suggerito di utilizzare, in fase esecutiva, gli ancoraggi senza rivestimento con la calza leggera, anche se, alla fine, in fase di costruzione, è stato optato il contrario.

La ditta vincitrice dell'appalto del Lotto II ha scelto di affidarsi ad una barriera Maccaferri, di capacità 2000 kJ ed altezza dei montanti pari a 5 metri, come previsto da progetto. Si tratta della stessa struttura installata nei Lotti I e III di Aymavilles (RMC200/A-2000 kJ).

Le fondazioni di ogni montante sono realizzate mediante l'inserimento di n. 4 barre in acciaio tipo B450C di diametro $D = 28$ mm ciascuna, inserite in perforazioni di diametro 63,5 mm (2,5 pollici), in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a 4,00 m, atte a resistere alle sollecitazioni imposte e a contrastare movimenti rotazionali. Nella foto seguente si può osservare la posa preliminare della piastra in acciaio: essa, col supporto di assi di legno, viene collocata in corrispondenza dell'ancoraggio realizzato, e si procede con lo scavo del terreno per la realizzazione del plinto.



Figura 61 – Fase di preparazione per il getto che andrà a formare il plinto (foto scattata il 14 giugno 2018). Si nota l’ancoraggio, attorno al quale è stato scavato il terreno che “ospiterà” il plinto di sostegno.

È stato molto interessante il prosieguo dei lavori di installazione di tale barriera in quanto, per questioni logistiche, gli elementi della stessa sono stati collocati tramite l’utilizzo di un elicottero. Infatti, sarebbe stato quasi impossibile completare la realizzazione della struttura utilizzando una gru dalla sottostante strada regionale n. 46, considerata la distanza. In due giornate differenti si è dunque proceduto prima alla collocazione dei montanti, in corrispondenza di ogni fondazione, e poi della rete ad anelli che forma la struttura di intercettazione vera e propria. Prima dell’arrivo dell’elicottero, in entrambi i giorni, il materiale (i montanti prima, e le varie campate della rete poi) era stato precedentemente sistemato in un prato privato, previ accordi i dovuti permessi, sottostante il sito di costruzione. In particolare, le campate delle reti che formano la struttura di intercettazione erano disposte già distese, con una barra a cui era collegata tutta la fila più in alto degli anelli: in questo modo, l’elicottero riusciva ad innalzarsi sollevando la rete “aperta”, avvicinarsi al sito dei lavori e consentire agli operai, appesi all’estremità in alto dei montanti o tra la funi di collegamenti di essi, di sistemare con dei grilli ciascun anello appartenente alla fila più in basso (quella opposta a dove vi era la barra). Una volta collegati gli anelli superiori, l’elicottero scendeva leggermente di quota, “stendendo” letteralmente la rete tra i montanti e consentendo agli operai di staccare la barra. Tutto questo procedimento è mostrato molto chiaramente nelle due foto successive:



Figura 62 – Fase di trasporto del materiale (foto scattata in data 13 luglio 2017). Si vede la campata aperta di anelli in arrivo, portata dall'elicottero, verso la struttura. In lontananza si scorgono gli operai appesi alle funi di collegamento tra i montanti.

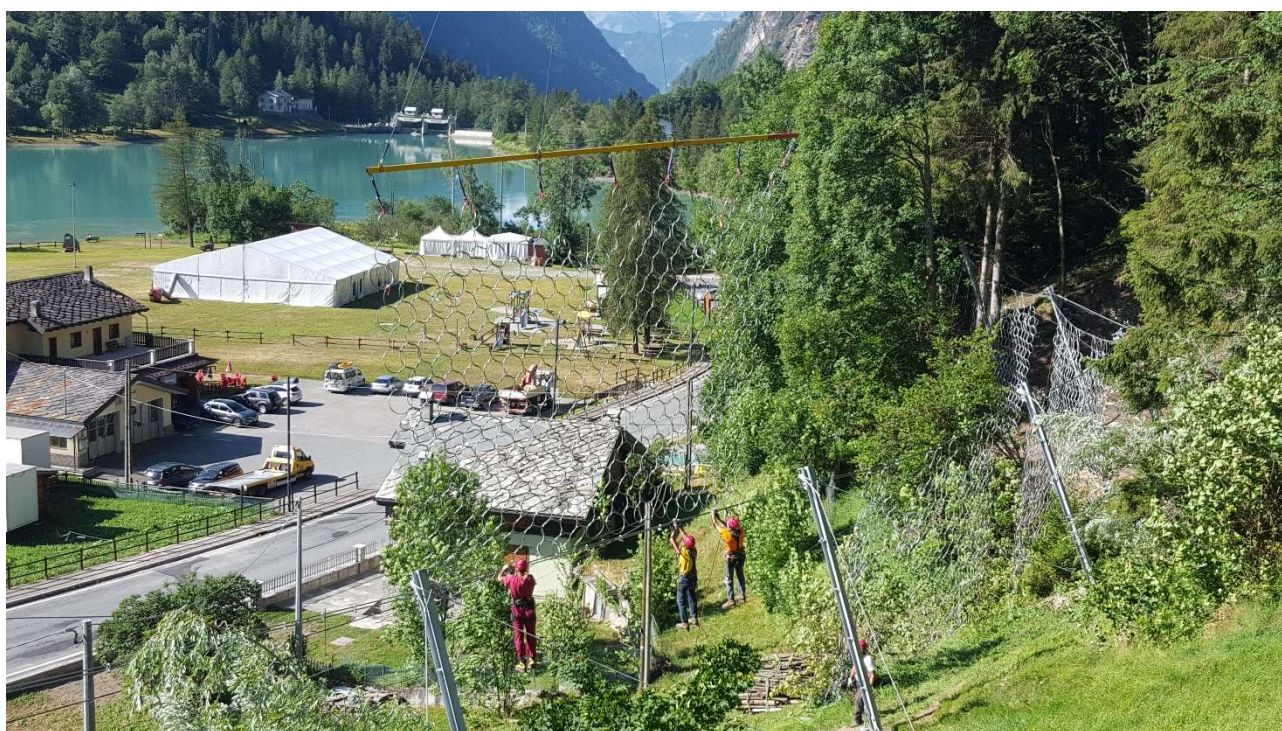


Figura 63 – Fase di installazione della struttura di intercettazione (13 luglio 2018). Primo piano del collegamento dell'ultima fila di anelli componente la rete con le funi, attraverso i grilli. La campata verrà poi distesa verso il basso, e collegata totalmente in un secondo momento.

Le prove di collaudo, effettuate il giorno seguente a quelle delle barriere nel paese di Aymavilles, in condizioni meteorologiche decisamente migliori, sono state superate senza i contrattenti occorsi il

giorno precedente. Sono stati scelti come ancoraggi da provare, il laterale di destra (quello di sinistra sarebbe stato impossibile vista la locazione e la scomodità) e due ancoraggi di monte (il 4° e il 5° a partire da destra). Per questi ultimi due il tiro di collaudo necessario era di 220 bar ed è stato raggiunto senza alcun problema (nel primo con una ripresa del martinetto, nel secondo con due). Per quanto riguarda l'ancoraggio laterale, invece, non è stato raggiunto il tiro di collaudo (350 bar) in quanto il terreno continuava a cedere: si è potuti arrivare, solamente, a 220 bar. Nella foto seguente, scattata durante la prova, si nota chiaramente il terreno subire delle spaccature evidenti, in corrispondenza della piastra su cui poggia lo strumento di tiro, e nelle prossimità dell'ancoraggio.



Figura 64 – Spaccature nel terreno durante la prova di collaudo dell'ancoraggio nel sito di Valtournenche, avvenuta il 10 agosto 2018.

6.2.2 Fase di calcolo

Vengono adesso descritte le procedure di calcolo in fase di progetto effettuate dall'ingegnere della regione Valle d'Aosta incaricato, che hanno portato alla realizzazione dell'opera.

In funzione dell'azione E_d è richiesta la verifica dell'ancoraggio rispetto ai meccanismi di rottura descritti nel paragrafo 3.6 di tale elaborato. I valori di carico massimo di progetto sugli ancoraggi di monte e laterali sono stati, rispettivamente:

$$E_{dm} = 1,5 \cdot E_k = 360 \text{ kN}$$

$$E_{dl} = 1,5 \cdot E_k = 356 \text{ kN}$$

mentre i valori caratteristici di progetto delle forze applicate alla base del montante delle barriere sono:

$$N_d = 1,5 \cdot N_k = 137,1 \text{ kN}$$

$$T_d = 1,5 \cdot T_k = 175,56 \text{ kN}$$

Per le verifiche di resistenza sono stati assunti i seguenti parametri:

- Tipo di terreno: terreno sciolto (terreno vegetale)
- Lunghezza ancoraggi di monte e laterali: 6 m
- Diametro perforazione $D = 4$ pollici (101,6 mm)
- Fune da $D = 20$ mm
- $R_{fune} = 339$ kN

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia bulbo-terreno viene calcolata, sia per gli ancoraggi di monte che per quelli laterali:

$$R_d = \tau \cdot \pi \cdot D_{perf} \cdot L > E_d$$

$$R_{dm} = 188,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1016 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 360,1 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 188,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,14 \cdot 0,1016 \text{ m} \cdot 6 \text{ m} = 360,1 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

In entrambi i casi, pertanto, la verifica è stata superata.

La resistenza allo sfilamento di progetto all'interfaccia fune – malta va anch'essa realizzata per entrambi i tipi di ancoraggio:

$$R_d = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot f_{bd} \cdot \pi \cdot D_{fune} \cdot L_{anc} \cdot 2}{1,5} > E_d$$

$$R_{dm} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,020 \cdot 6 \cdot 2}{1,5} = 725,9 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 2000 \cdot 3,14 \cdot 0,020 \cdot 6 \cdot 2}{1,5} = 725,9 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

Il valore della tensione tangenziale ultima di aderenza utilizzata è quella per il calcestruzzo C16/20 pari a $2,0 \text{ N/mm}^2$.

Anche per questa seconda verifica i requisiti sono stati soddisfatti. Si è proceduto dunque alla resistenza della fune, che essendo la stessa per gli ancoraggi, non è stata suddivisa nei due casi.

$$R_{d,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot R_{fune}}{1,15} > E_d$$

$$R_{dm,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 339,0}{1,15} = 471,6 \text{ kN} > 360 \text{ kN}$$

$$R_{dl,fune} = \frac{2 \cdot 0,8 \cdot 339,0}{1,15} = 471,6 \text{ kN} > 356 \text{ kN}$$

L'ultima verifica realizzata è stata la cosiddetta gerarchia delle resistenze, ovvero deve essere rispettato il fatto che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio:

$$R_{d,fune} > R_{d,fondazione}$$

Nel caso specifico per gli ancoraggi di monte e laterali si hanno:

$$R_{dm,fune} = 471,6 \text{ kN} > 360,1 \text{ kN} = R_{dm,fondazione}$$

$$R_{dl,fune} = 471,6 \text{ kN} > 360,1 \text{ kN} = R_{dl,fondazione}$$

Si può facilmente notare che entrambe le gerarchie sono state soddisfatte appieno.

Il passaggio successivo consta nella valutazione delle azioni agenti sulle fondazioni di ogni montante. Esse sono realizzate mediante l'inserimento di 4 barre in acciaio tipo B450C di diametro $D = 28 \text{ mm}$ ciascuna, inserite in perforazioni di diametro $63,5 \text{ mm}$ (2,5 pollici), in modo da formare 4 micropali di lunghezza pari a $4,00 \text{ m}$, atte a resistere alle sollecitazioni imposte e a contrastare movimenti rotazionali. Si è andato dunque a determinare la portata limite con la relazione di Bustamante-Doix:

$$P_L = k \cdot \pi \cdot \alpha \cdot D_{perf} \cdot \sum_i (L_i \cdot q_{si})$$

I valori nel caso specifico della barriera di Valtournenche sono raggruppati nella seguente tabella; per quanto concerne la "natura" dei vari parametri si consiglia di andare a vedere nel paragrafo x in cui questi vengono descritti ed esplicitati:

Tabella 18 – Parametri utilizzati per la determinazione della portata limite tramite la relazione di Bustamante-Doix.

k	α	i	$D_{perf} \text{ (mm)}$	$L_i \text{ (mm)}$	$q_{si} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
1,15	1,1	1	63,5	4000	0,188

Si è ottenuto un valore pari a $P_L = 189,78 \text{ kN}$. Avendo assunto un fattore di sicurezza pari a 2, il carico utile:

$$P_U = \frac{P_L}{2} = 94,89 \text{ kN}$$

soddisfa la disuguaglianza necessaria affinché la prova sia superata:

$$P_U = 94,89 \text{ kN} > 34,275 \text{ kN} = N_d$$

La resistenza a compressione σ_{ideale} , affidata alla sola armatura in acciaio, calcolata secondo le procedure descritte nel solito paragrafo, viene comparata con la resistenza tipica (f_{yk}) dell'acciaio S275 (Tabella 11.3.IX delle NTC2008), al quale viene applicato un fattore di sicurezza $\gamma_s = 1,05$, in modo tale che la disuguaglianza seguente venga rispettata, come è stato effettivamente.

$$\sigma_{ideale} = 135,5 \text{ N/mm}^2 < 391,3 \text{ N/mm}^2 = f_{yds}$$

Viene calcolata infine il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo, secondo la formula:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} > N_d$$

I parametri utilizzati sono riportati nella tabella qui di seguito:

Tabella 19 – Parametri utilizzati per il calcolo della tensione nel palo.

A_a	A_c	A_s	γ_a	γ_c	γ_s	f_{ck} (N/mm²)
0	2550	615	1,05	1,50	1,15	16

Che portano a:

$$N_{pl,Rd} = 312,1 \cdot 4 = 1248,4 \text{ kN} > 137,1 \text{ kN} = N_d$$

dove il valore della forza resistente trovato è stato moltiplicato per il numero di pali presenti.

L'ultimo passaggio riguarda la resistenza allo scorrimento tra acciaio e calcestruzzo, dovuto alla tensione di aderenza e all'attrito all'interfaccia acciaio – calcestruzzo. È stato assunto il seguente valore di tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$f_{bdc} = 2,69 \text{ N/mm}^2$, per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo

$$\tau_{aderenza} = \frac{N_d}{A_{aderenza}} = \frac{137,1}{4 \cdot \pi \cdot 28 \cdot 4000} = 0,097 \text{ N/mm}^2 < f_{bdc}$$

7. Confronto tra i dati raccolti in diversi campi prova

Nel corso dello sviluppo di tale elaborato sono stati seguiti direttamente, come più volte sottolineato, tre casi specifici, i cui lavori sono stati abbondantemente descritti e inquadrati nei capitoli precedenti. Per un'analisi più significativa delle caratteristiche degli ancoraggi, tuttavia, ho focalizzato l'attenzione non solo sui campi prova dei tre cantieri di Hône, Valtournenche e Aymavilles, ma grazie alla disponibilità dell'assessorato, ho allargato la mia attenzione a qualsiasi campo prova realizzato negli ultimi anni dal dipartimento della Regione Valle d'Aosta e di cui vi fosse disponibilità, prendendo tutti i dati disponibili. Essi fanno riferimento non solo a barriere paramassi che nel corso degli anni sono state poi effettivamente realizzate, ma anche ad opere che sono rimaste semplicemente delle bozze su carta e i cui appalti non sono mai stati realizzati, ed infine, naturalmente, a progetti in via di sviluppo e in fase di prossima realizzazione. Più precisamente, pertanto, per un'analisi più completa sono stati presi in considerazione i dati relativi ai campi prova di tali cantieri nei comuni di:

- Hône (8000 kJ) – ghiaia, ghiaia sabbiosa;
- Valtournenche (2000 kJ) – ghiaia, ghiaia sabbiosa;
- Aymavilles (2000 kJ) – ghiaia, ghiaia sabbiosa;
- Roisan (500 kJ) – ghiaia, ghiaia sabbiosa;
- Ozein (l'energia della barriera non è ancora definita) – ghiaia, ghiaia sabbiosa;
- Cogne (1000 kJ) – roccia alterata o fratturata.

Si tratta di un confronto abbastanza significativo anche se su un numero di casi non troppo elevato in quanto è presente una grande variabilità della tipologia di struttura per quanto riguarda la classe energetica. Si ricorda che lo scopo di una simulazione in campo reale è quello di ottenere valori di resistenza laterale portando ad estrazione l'ancoraggio; i calcoli di dimensionamento sono basati sul macchinario di tiro, che impone certe lunghezze di ancoraggio massime, proprio per evitare la rottura della fune o lo sfilamento della fune dal bulbo cementizio. La rottura può essere spiegata ipotizzando una strozzatura all'altezza della piega sulla redancia. Nel capitolo 3.6 di tale elaborato è stato riportato uno studio effettuato da Simonini S., Franch L., Buccio G. nel 2014, *Alcune considerazioni sugli ancoraggi realizzati con doppia fune spiroidale per paravalanghe e paramassi*, e raccolto nella rivista Scienza & Mestieri, numero 2/2014, è emerso che il cedimento degli ancoraggi per la rottura della fune avviene sempre in corrispondenza dell'asola. Essa, anche se rinforzata da tubo metallico e da redancia, quando viene sottoposta ai forti carichi di esercizio tende a chiudersi, e la fune entra così in regime di tensoflessione perdendo la configurazione di lavoro a trazione pura per cui è stata progettata, e quindi perdendo parte della sua resistenza originaria. Per questo motivo, consigliano l'inserimento di una boccola in acciaio di grosso spessore nell'asola, in modo da contrastarne efficacemente la deformazione al carico ultimo.

La distinzione principale che viene fatta consta nella tipologia di realizzazione degli ancoraggi del campo prova: come già visto nei tre casi descritti, il dipartimento Attività Geologiche opera eseguendo 6 fori complessivamente, 3 dei quali con rivestimento in calza in geotessuto con grammatura 150 g/m², e 3 senza alcun tipo di rivestimento. Nella tabella che segue sono riportati i valori dei campi prova dei siti considerati: nelle colonne di sinistra (in giallo) vi sono i dati dei fori eseguiti con la calza in geotessuto, in quelle di destra (in verde) i dati dei fori senza rivestimento:

Tabella 20 – Tabella riassuntiva dei risultati ottenuti nei campi prova dei siti analizzati (in giallo i fori con la calza, in verde senza).

Roisan							
Tiro _{max} [bar]	350	440	440		375	325	400
Tiro _{max} [kN/m²]	288,05	362,12	362,12		308,62	267,47	329,2
L [m]	3	3	3		3	3	3
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione		Estrazione	Estrazione	Estrazione
τ _{prova}	300,97	378,36	378,36		322,47	279,47	343,97
Ozein							
Tiro _{max} [bar]	550	450	500		600	280	400
Tiro _{max} [kN/m²]	452,65	370,35	411,5		493,8	230,44	329,2
L [m]	5	5	5		5	5	5
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione		Estrazione	Estrazione	Estrazione
τ _{prova}	283,77	232,18	257,97		309,6	144,47	206,38
Cogne							
Tiro _{max} [bar]					475	480	600
Tiro _{max} [kN/m²]					390,93	395,04	493,8
L [m]					1	1,5	2
Esito					Estrazione	Estrazione	Non estrazione
τ _{prova}					1632,11	1102,03	1031,58
Valtournenche							
Tiro _{max} [bar]	400	230	340		420	420	600
Tiro _{max} [kN/m²]	329,2	189,29	279,82		345,66	345,66	493,8
L [m]	4	4	4		4	4	4
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione		Estrazione	Estrazione	Non estrazione
τ _{prova}	257,97	148,34	219,28		270,87	270,87	386,96
Hône							
Tiro _{max} [bar]	400	400	310		380	400	400
Tiro _{max} [kN/m²]	532	532	412,3		505,4	532	532
L [m]	6	6	6		6	4	6
Esito	Estrazione	Non estrazione	Estrazione		Estrazione	Non estrazione	Non estrazione
τ _{prova}	277,79	277,79	215,29		264,03	416,9	277,93
Aymavilles							
Tiro _{max} [bar]	450	460	560		470	550	500
Tiro _{max} [kN/m²]	370,35	378,58	460,88		386,81	452,65	411,5
L [m]	4	4	4		6	4	4
Esito	Estrazione	Estrazione	Estrazione		Non estrazione	Estrazione	Non estrazione
τ _{prova}	290,22	296,67	361,16		202,08	354,71	322,47

Salta subito all'occhio come nel campo prova del sito nel comune di Cogne non siano stati realizzati i fori con la calza in geotessuto. La spiegazione, in realtà, è molto semplice: il terreno su cui si è realizzata la barriera rientrava nella tipologia roccia fratturata o alterata (dalla relazione geologica è emerso che il settore di interesse è rappresentato da roccia poco o nulla fratturata), e pertanto l'uso della calza di rivestimento sarebbe stato del tutto inutile. Si nota anche come la lunghezza dei fori realizzati sia molto inferiore rispetto agli altri, in quanto la tenuta in roccia è maggiore che in terreni sciolti o detritici.

In tutti gli altri casi considerati, invece, i dati raccolti provengono dalla doppia tipologia di fori. L'interesse dell'analisi si è rivolto, vista la natura dei dati a disposizione, al confronto tra le resistenze limite unitarie ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno ottenute (τ_{prova}). L'uso della calza, come descritto nel capitolo 3.3 del presente elaborato, serve per contenere internamente il materiale d'iniezione, ed è comunemente utilizzato in terreni detritici e poco coesi, così da evitare che la malta cementizia iniettata possa espandersi anche al di fuori del foro realizzato, insinuandosi nelle microfratture del terreno. La presenza del rivestimento in geotessuto, in teoria, dovrebbe però andare a ridurre la resistenza limite bulbo-terreno, e quindi il suo utilizzo dovrebbe essere ridotto ai casi in cui è necessario veramente la presenza della calza per evitare dispersioni nel terreno al di fuori del foro realizzato. I risultati ottenuti dal confronto, tuttavia, hanno parzialmente confermato questa ipotesi, come dimostrato nella tabella che segue.

Tabella 21 – Confronto dei risultati della media dei valori di τ_{prova} ottenuti nei due casi (fori con calza e senza calza). In verde è evidenziato il valore maggiore, in rosso il minore.

	Media dei τ_{prova} ottenuti nei fori con calza	Media dei τ_{prova} ottenuti nei fori senza calza
Roisan	352,56	315,30
Ozein	257,97	220,15
Valtournenche	208,53	309,57
Hône	256,96	270,98
Aymavilles	316,02	338,59

L'esito dei risultati, in due casi sui 5 avuti a disposizione, ha dato responso opposto a quello che ci si poteva aspettare. Infatti, nei campi prova dei cantieri del comune di Roisan e di Ozein è emerso che la media dei valori della τ_{prova} ottenuti nei tre fori realizzati con la calza è maggiore rispetto alla media dei valori nei fori senza l'uso del rivestimento in geotessuto. Nei siti dei cantieri di Hône, Valtournenche e Aymavilles, invece, l'esito ha confermato le nostre aspettative.

La spiegazione trovata della motivazione per cui mediamente si sono trovati valori maggiori di resistenza limite unitaria ad attrito laterale all'interfaccia bulbo-terreno in fori realizzati con la calza in geotessuto è la creazione di un bulbo di deformazione nella parte finale del foro; è indubbio come, tuttavia, è plausibile che in certi terreni la calza in geotessuto possa tenere maggiormente, in altri meno, e non ci sia una regola precisa a riguardo. Tendenzialmente, come ipotizzato e parzialmente confermato dai risultati ottenuti dal confronto (anche se non troppo indicativo a fini statistici visto il basso numero di campioni), tiene meno.

Bisogna comunque sottolineare ed evidenziare che i valori ottenuti e mostrati nella tabella 21 non siano molto distanti tra di loro, a dimostrazione ulteriore di quanto ci si trovi di fronte a un caso limite e probabilmente senza una risposta generale e valevole per tutte le situazioni.

Sarebbe stato molto interessante valutare le deformazioni misurate dagli ancoraggi in fase di tiro, ma purtroppo non è una procedura effettuata dal dipartimento, e pertanto non è stato possibile visionare i risultati su dei diagrammi forza-deformazione.

8. Conclusioni

Durante l'elaborazione di questa tesi è stato svolto un lavoro soprattutto di ricerca bibliografica, con un'approfondita analisi delle normative vigenti in Italia e non solo, che ha portato a risultati interessanti soprattutto per quanto concerne il confronto tra il panorama normativo italiano e quello austriaco.

Il lavoro è stato avvalorato dall'affiancamento di tre casi reali in Valle d'Aosta, ovvero i cantieri di Hône, Aymavilles e Valtournenche, i quali sono stati personalmente molto importanti per una migliore comprensione non solo dello sviluppo della parte di interesse per questo elaborato, ma hanno mostrato in generale come si sviluppa il lavoro in un cantiere di questo tipo e le varie fasi preparatorie e di montaggio di strutture quali le barriere paramassi. Ho visto direttamente in sito quello che fino a quel momento avevo semplicemente studiato in maniera teorica, e credo che questo sia stato e sarà molto importante per il proseguo della mia vita lavorativa. Questo, come già più volte sottolineato, è stato possibile grazie alla collaborazione con l'Assessorato Opere Pubbliche, Difesa del suolo Edilizia Residenziale Pubblica Dipartimento Programmazione, Difesa del Suolo e Risorse Idriche - Attività Geologiche.

A partire dai tre casi sopracitati, e con il supporto di altri campi prova realizzati in Valle d'Aosta, è stato possibile abbozzare un confronto tra i dati trovati da fori realizzati con l'utilizzo di una calza in geotessuto e i medesimi senza tale rivestimento: i risultati sono stati contrastanti e non ben definiti, anche perché il numero di campioni disponibili non è sufficiente per un'indagine statistica significativa. Per ottenere una valutazione più completa sarebbe interessante continuare il confronto con i futuri dati raccolti nei prossimi campi prova.

Il pensiero conclusivo va, infine, alla relazione redatta dal Dott. Geologo Bertolo riguardante la pericolosità residua del sito di Hône. Personalmente, considero l'analisi effettuata altamente interessante e molto specifica. Uno studio di questo tipo può dimostrarsi molto importante ai fini di un completo inquadramento del progetto realizzato, e credo che tale lavoro possa essere riproposto in futuro in maniera più sistematica. L'augurio, pertanto, è che tale analisi possa essere valutata approfonditamente per poterne capire appieno possibili risvolti futuri.

APPENDICE A

In tale appendice viene riportato il capitolo 8 delle raccomandazioni AGI-AICAP del 2012.

Metodo 1 – A carico costante

L'ancoraggio viene tesato, a partire da una forza di allineamento P_a , usualmente pari al valore minimo tra 50 kN e il 10% di P_c ,

$$P_a = \min[50 \text{ kN} ; 0.1 \cdot P_c]$$

fino al valore della forza di collaudo P_c in almeno 5 incrementi di carico con sosta, a ciascun incremento, per il solo tempo necessario alla misura del corrispondente allungamento.

La velocità di applicazione del carico, così come quella di scarico, dovrà essere inferiore a 10 kN al minuto. La prova può essere condotta secondo la procedura descritta nella tabella seguente per i diversi tipi di terreno di fondazione dell'ancoraggio.

Al massimo carico di prova P_c il tiro viene mantenuto costante per un periodo di tempo Δt pari a 5 o 15 minuti, in funzione del tipo di terreno, misurando gli allungamenti dell'ancoraggio ai seguenti tempi:

$$1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 5 \rightarrow 10 \rightarrow 15 \text{ minuti}$$

Qualora l'allungamento, al carico di prova, risultasse superiore a quello previsto per l'accettazione, il tempo di osservazione viene prolungato fino a poter determinare il corrispondente valore del rapporto di creep α :

- Per ancoraggi in roccia o in terreni incoerenti almeno 30 minuti con lettura dell'allungamento a 5, 10, 20 e 30 minuti;
- Per ancoraggi in terreni a grana fine almeno 60 minuti con misura dell'allungamento a 15, 30, 45 e 60 minuti.

Tabella A1– Procedura di carico per la prova di accettazione.

Fase di carico	Carico di prova	Durata minima del carico (min)	
		Rocce o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
1	0,40 P_c	1	1
2	0,55 P_c	1	1
3	0,70 P_c	1	1
4	0,85 P_c	1	1
5	P_c	5	15

Al termine del periodo di osservazione al carico di prova P_c , dopo aver rilevato l'incremento di allungamento a tale carico (ΔL_{pc}), l'ancoraggio viene scaricato al valore della forza di allineamento

P_a in almeno tre fasi, con sosta ad ogni fase per il tempo necessario a rilevare il relativo allungamento. I dati raccolti consentono di:

- tracciare il diagramma degli allungamenti in funzione del carico

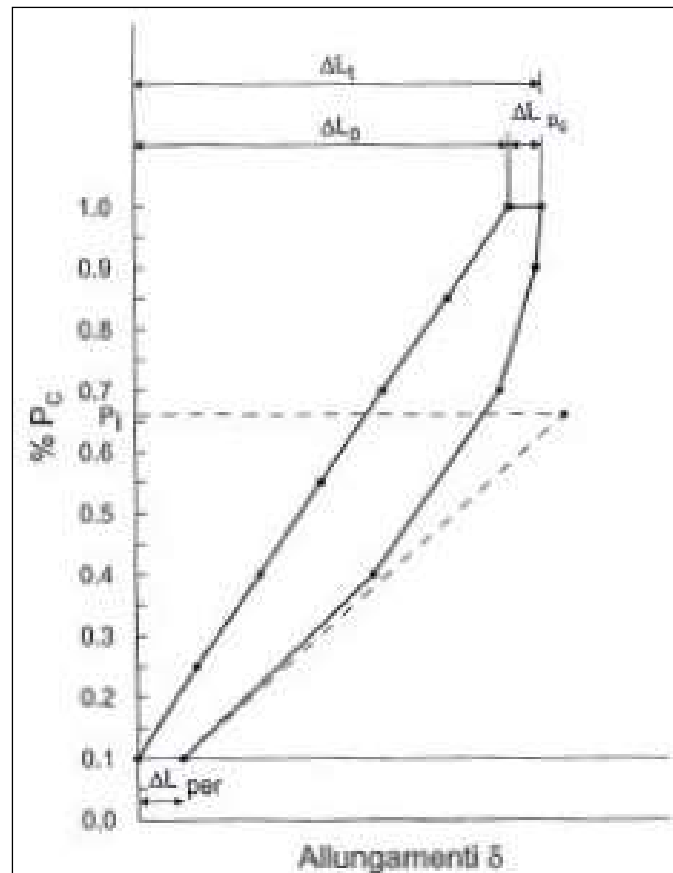


Figura A2– Diagramma forze – allungamenti.

- tracciare, per i terreni a grana fine, il diagramma degli allungamenti, in funzione del tempo

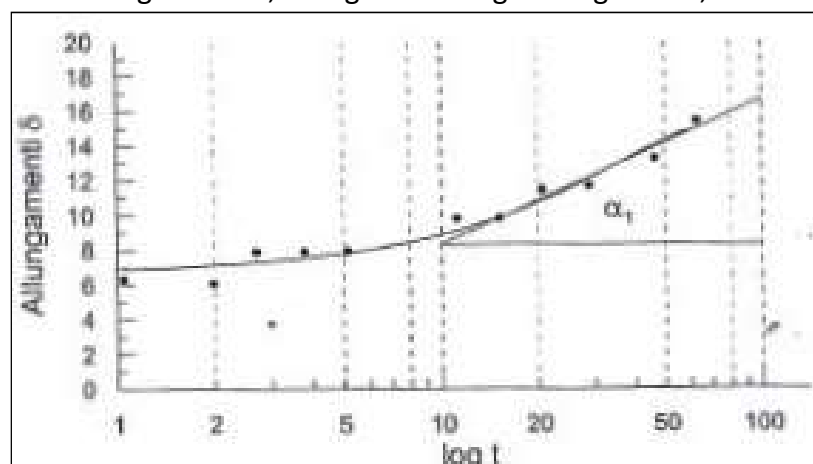


Figura A3 – Diagramma carico – tempo a carico di collaudo.

- determinare il valore di α al carico di collaudo se appropriato;
- determinare l'entità dell'allungamento al carico di collaudo ΔL_{pc} ;
- determinare il valore dell'allungamento permanente ΔL_{perc} ;

- determinare la lunghezza libera apparente L_{app} .

Se sono rispettati i criteri di accettazione, l'ancoraggio può essere tesato e bloccato al valore della forza di tesatura P_i prevista dal progetto.

Metodo 2 – Ad allungamento costante

L'ancoraggio viene tesato, a partire da una forza di allineamento P_a , usualmente pari al valore minimo tra 50 kN e il 10% di P_c ,

$$P_a = \min[50kN ; 0.1 \cdot P_c]$$

fino al valore della forza di collaudo P_c in almeno 5 incrementi di carico con sosta, a ciascun incremento, per il solo tempo necessario alla misura del corrispondente allungamento.

La velocità di applicazione del carico, così come quella di scarico, dovrà essere inferiore a 10 kN al minuto.

L'allungamento ΔL_o , ottenuto all'apice del ciclo di carico, viene mantenuto costante per un periodo di tempo Δt pari a 15 minuti. Durante questa fase vengono rilevate le variazioni del carico ΔP ai seguenti tempi:

$$1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 5 \rightarrow 7 \rightarrow 10 \rightarrow 15 \text{ minuti}$$

Qualora la variazione del carico applicato (ΔP), durante il periodo di osservazione sopra richiamato, risultasse superiore al valore previsto per l'accettazione, il tempo di osservazione viene prolungato adeguatamente:

- per ancoraggi in roccia o in terreni incoerenti almeno 30 minuti con lettura dell'allungamento a 5, 10, 20 e 30 minuti;
- per ancoraggi in terreni a grana fine almeno 60 minuti con misura dell'allungamento a 15, 30, 45 e 60 minuti.

Al termine del periodo di osservazioni ad allungamento costante, l'ancoraggio viene scaricato al valore della forza di allineamento P_a , in almeno tre stadi; ad ogni stadio si deve rilevare il relativo allungamento.

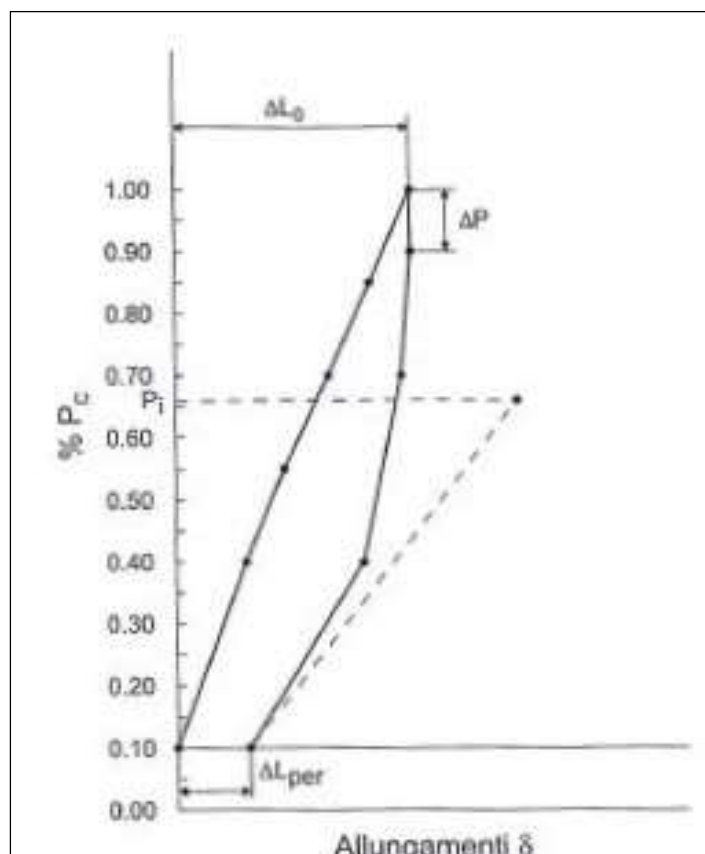


Figura A4 – Diagramma forze – allungamenti.

I dati raccolti nel corso della prova consentono di:

- tracciare il diagramma del carico in funzione degli allungamenti (Figura 10);
- tracciare, per i terreni a grana fine, il diagramma delle variazioni del carico in funzione del tempo;

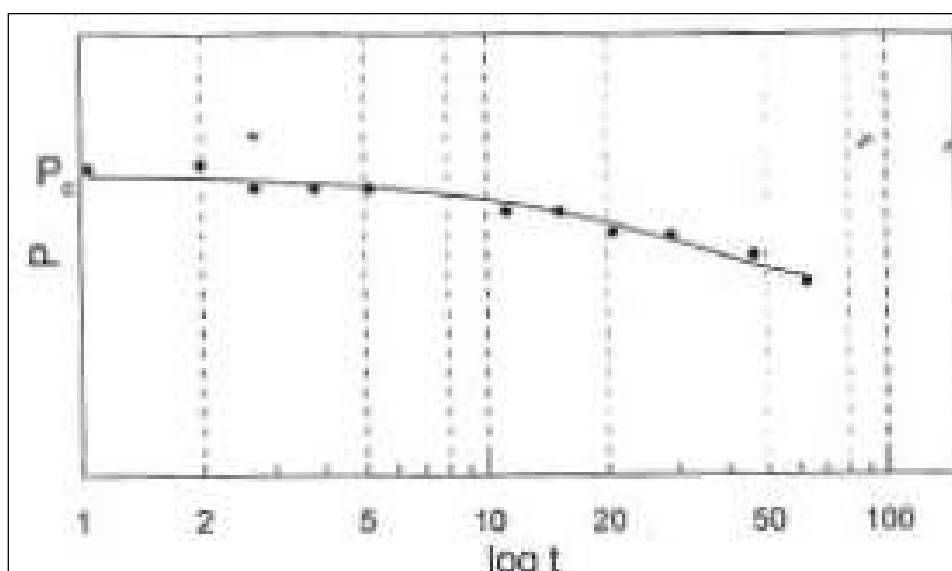


Figura A5 – Diagramma carico – tempo ad allungamento costante.

- determinare l'entità della caduta di tensione nell'ancoraggio di prove ΔP in corrispondenza dell'allungamento ΔL_0 ;

- determinare il valore dell'allungamento permanente ΔL_{per} ;
- determinare la lunghezza libera apparente L_{app} .

Se i criteri di accettazione risultano verificati, l'ancoraggio può essere tesato al valore P_i previsto in progetto e bloccato.

Accettazione degli ancoraggi

Gli ancoraggi che non soddisfano i requisiti di collaudi sotto indicati vanno sostituiti con nuovi ancoraggi o opportunamente declassati. Per l'accettazione del singolo ancoraggio devono essere verificate le seguenti condizioni:

1. sul comportamento dell'ancoraggio nel tempo

- a. se la prova è condotta a carico costante (P_c), il valore degli allungamenti ΔL_{pc} o del rapporto di creep α devono essere contenuti entro i limiti previsti dalla seguente tabella.

Tabella A6 – Valori di riferimento degli allungamenti e del rapporto di creep α .

	Roccia o terreni incoerenti	Terreni a grana fine
Carico di prova	P_c	P_c
Prove rapide		
t_1 (min)	2	5
t_2 (min)	5	15
Allungamento $\Delta L = L_2 - L_1$ (mm)	$\leq 0,5$	$\leq 0,6$
Prove con tempi di osservazione lunghi		
t_2 (min)	> 30	> 60
rapporto di creep α (mm)	$\leq 2,0$	$\leq 2,0$

- b. se la prova è condotta ad allungamento costante (ΔL_0), la variazione della forza all'apice del ciclo deve risultare:
- Inferiore al 3% della forza di collaudo ($\Delta P_c < 0,03 P_c$) per 60 minuti di tempo di osservazione;
 - Inferiore al 6% della forza di collaudo ($\Delta P_c < 0,06 P_c$) per 24 ore di tempo di osservazione.
- c. per entrambi i tipi di prova l'allungamento permanente ΔL_{per} deve essere contenuto entro valori fissati dal progettista ed in ogni caso non deve superare il 10% dell'allungamento elastico ΔL .

2. sulla lunghezza libera apparente

La lunghezza libera apparente deve verificare le seguenti condizioni:

$$0,9 \cdot L_t \leq L_{app} \leq L_t + 0,5 \cdot L_f$$

in cui L_{app} è data in prima approssimazione dalle espressioni di seguito riportate:

$$L_{app} = \frac{\Delta L_o \cdot A_s \cdot E_s}{P_c - P_a} \quad (\text{prova a carico costante})$$

valida nel caso in cui la forza di attrito si sviluppa lungo il tratto libero dell'ancoraggio può essere trascurata (inferiore al 5% del carico di prova P_p)

$$L_{app} = \frac{\Delta L_o \cdot A_s \cdot E_s}{P_c - P_a - \Delta P_f} \quad (\text{prova a carico costante})$$

Dove ΔP_f rappresenta la correzione del carico per tenere conto dell'attrito nel tratto libero

$$L_{app} = \frac{\Delta L_o \cdot A_s \cdot E_s}{(P_c - \Delta P) - P_a} \quad (\text{prova ad allungamento costante})$$

APPENDICE B

Nel paragrafo 6.2.2.1 delle “Raccomandazioni sugli ancoraggi nei terreni e nelle rocce”, edite da AGI-Aicap nel 2012, vengono descritti tramite grafici e tabelle i valori del coefficiente α per la stima del diametro reale della fondazione dell’ancoraggio e la scelta dei valori q_s in funzione del terreno e della tecnica esecutiva.

A partire dalla tabella 4 nel presente elaborato, per la scelta del valore di q_s ci si rifà ai seguenti grafici, differenti per ciascun tipo di terreno.

Quando si è di fronte a terreni incoerenti (ghiaie, ghiaie sabbiose, sabbie ghiaiose, sabbie grosse, sabbie medie, sabbie fini e sabbie limose) lo schema di riferimento è:

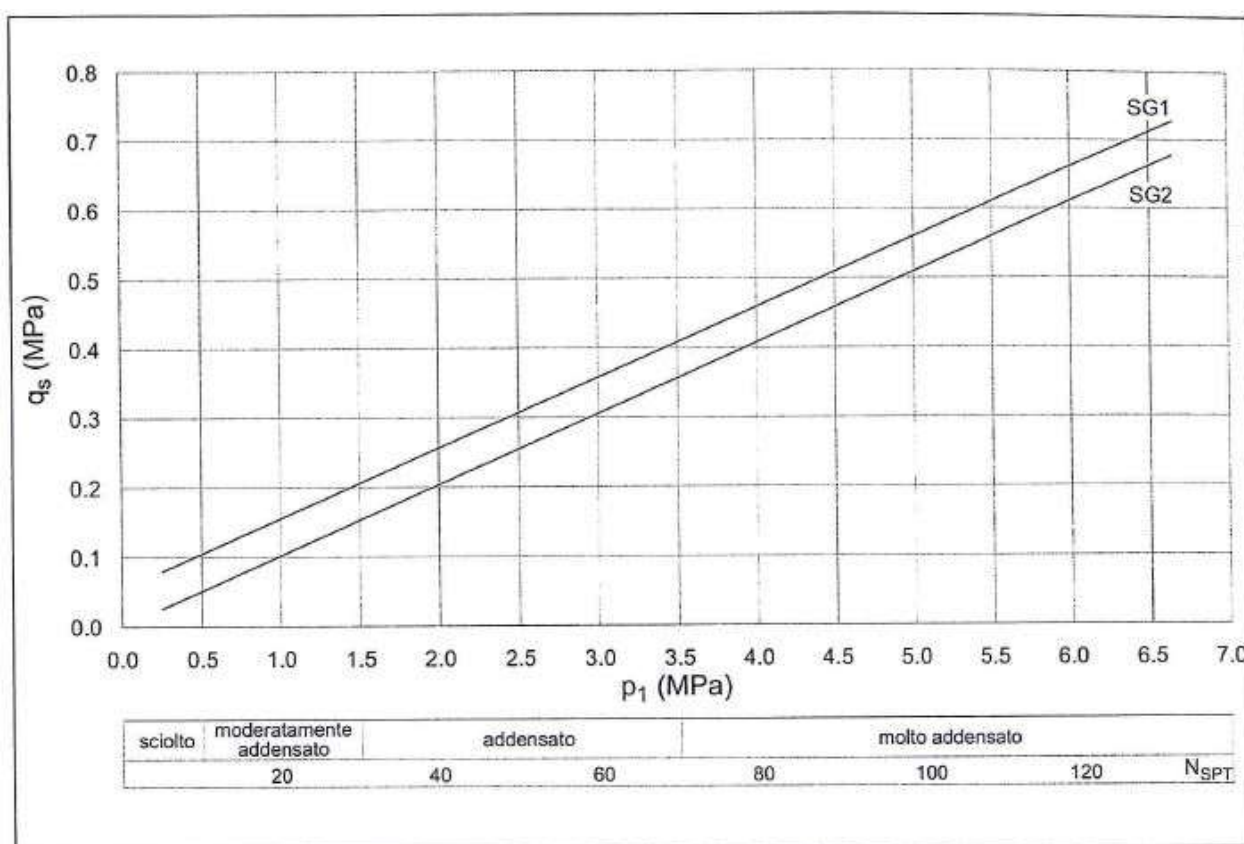


Figura B1 – Resistenza unitaria limite q_s per terrestri incoerenti.

Per terreni a grana fine, quali limi e argille, ci si riferisce a:

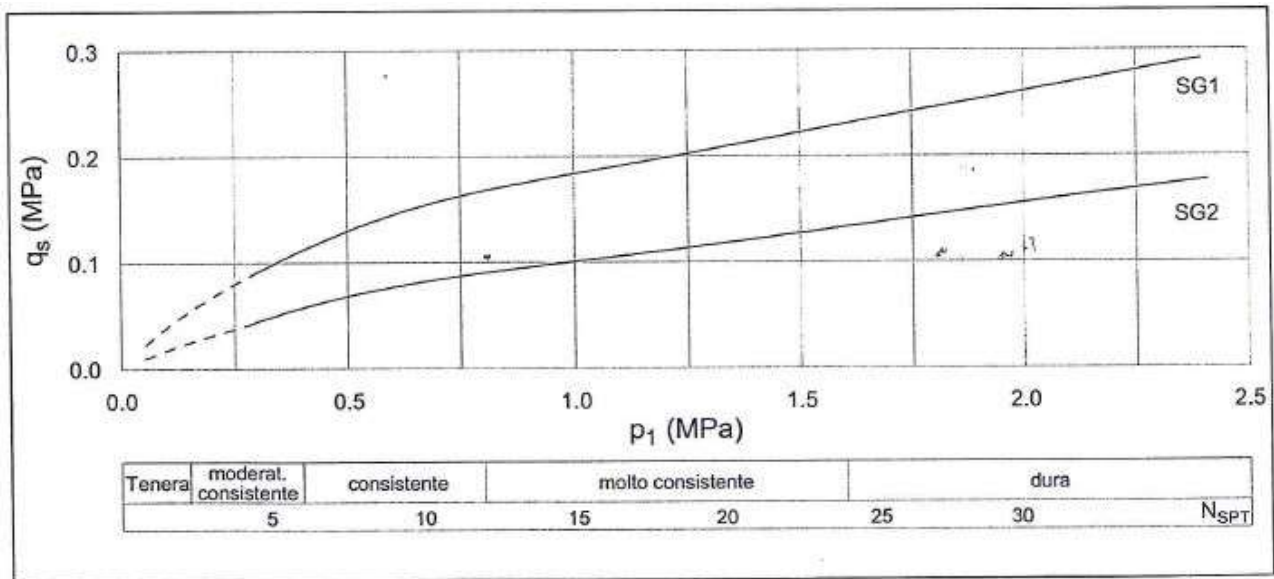


Figura B2 – Resistenza unitaria limite q_s per terreni a grana fine.

Se ci troviamo nel caso di calcari marnosi o calcari alterati o fratturati, invece:

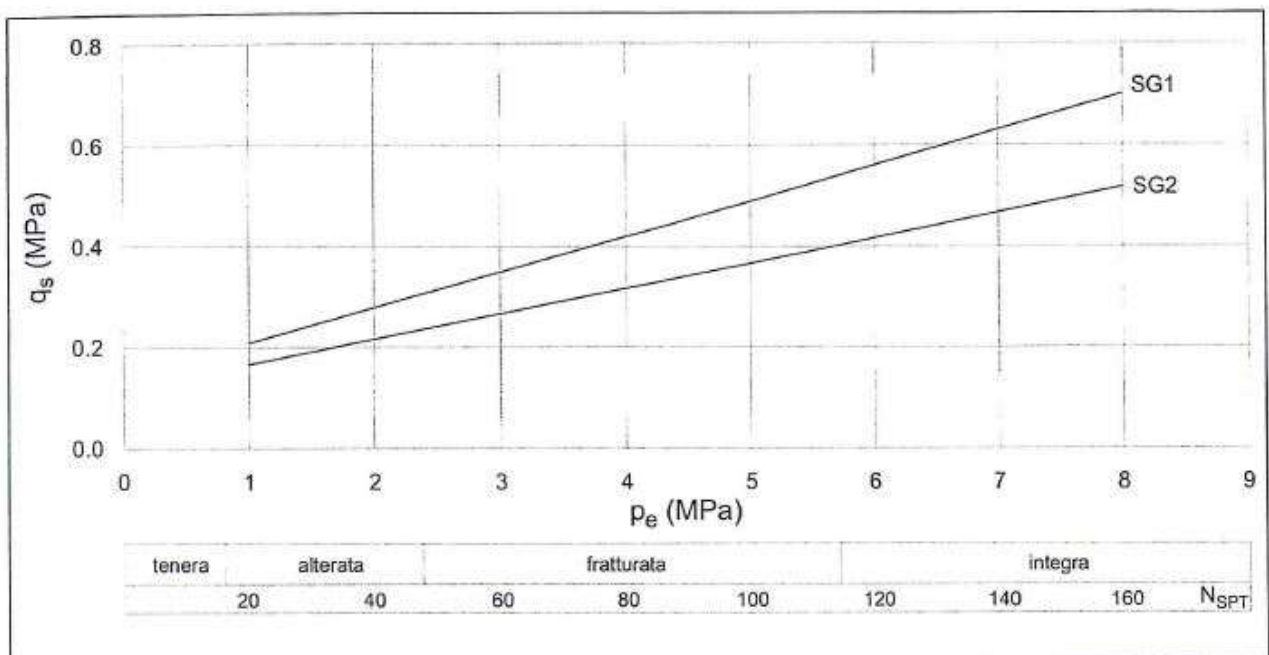


Figura B3 – Resistenza unitaria limite q_s per le marne ed i calcari.

Infine, nelle rocce tenere e fratturate il grafico di riferimento è il seguente:

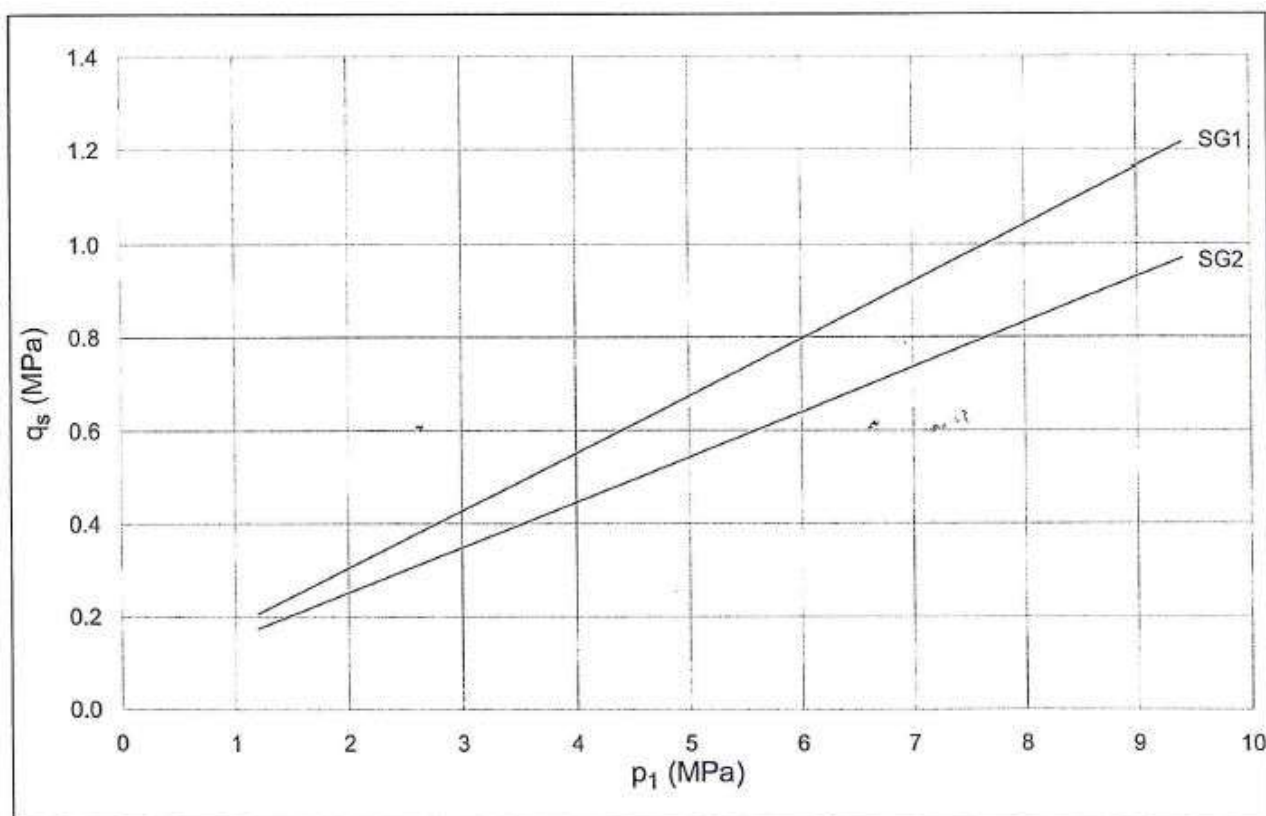


Figura B4 - Resistenza unitaria limite q_s per le rocce tenere e fratturate.

Ringraziamenti

Alla conclusione di questo lavoro vorrei citare le persone che hanno contribuito attivamente alla realizzazione della tesi. Ringrazio il mio relatore Daniele Peila e l'ingegnere Valerio De Biagi, che si è dimostrato essere molto disponibile per qualsiasi dubbio o curiosità.

Il ringraziamento più grande va, tuttavia, all'Assessorato Opere Pubbliche, Difesa del suolo Edilizia Residenziale Pubblica Dipartimento Programmazione, Difesa del Suolo e Risorse Idriche - Attività Geologiche, della Regione Valle d'Aosta, ed in particolare al geologo Marco Paganone, al geometra Remo Porté e all'ingegnere Patrick Thuegaz. Il loro supporto e la loro disponibilità incondizionata hanno reso possibile il lavoro realizzato; da quasi un anno a questa parte sono stati il maggiore sostegno tecnico ricevuto, e grazie a loro, che mi hanno letteralmente scarrozzato in giro per la Valle d'Aosta e sono stati pronti 24 ore al giorno, 7 giorni a settimana a darmi consigli telefonicamente o di persona, sono potuto arrivare a questo punto. La loro cortesia e disponibilità è stata infinita.

Riferimenti bibliografici

- Baiani S., Valitutti A., 2008, *Tecnologie di ripristino ambientale*, Edizione Alinea (2),
- Barla G., Barla M., 2006, *Instabilità di versante: interazioni con le infrastrutture, i centri abitati e l'ambiente*, PATRON EDITORE, Bologna
- Baumann R., Gerber W., 2018, *Basi per la valutazione qualitativa delle reti paramassi e delle relative fondazioni*, Ufficio federale dell'ambiente (UFAM), Berna
- Buonaiuto S., 2014, *Tecniche di consolidamento del terreno*, Tipografia Priulla, Palermo
- Busanelli G., Calipari M., 1991, *Sicurezza del territorio in Valle d'Aosta*, Industrie Grafiche Editoriali Musumeci S.p.A., Quart
- Bustamante M., Doix., 1985, *Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*, Bulletin de Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées, Paris
- Coccolo A., Paronuzzi P., 1995, *L'impiego delle barriere paramassi*
- Donzel M., Schuler W., Frey R.P., Jacquemoud J., Lang T.P., Montani S., 2008, *Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection*, Office fédéral des routes (OFROU), Berne
- Durville J., Guillemain P., Berthet-Rambaud P., Subrin D., IFSTTAR, 2010, *État de l'art sur le dimensionnement des dispositifs de protection contre les chutes de blocs*, Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris
- Gerber W., 2001, *Directive sur l'homologation de filets de protection contre les chutes de pierres*, Office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEFP), Institut fédéral de recherches WSL
- Giacchetti G., Grimod A., Peila D., 2015, *Strategy for the foundation design of rockfall barriers* in: Engineering Geology for Society and Territory - Volume 2: Landslide Processes, pp. 1875-1879
- Guillemain P., IFSTTAR, 2009, *Maintenance des ouvrages de protection contre les instabilités rocheuses – Pathologies et gestion des ouvrages*, Bulletin de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris
- Habib P., 1989, *Recommandations for the Design, Calculation, Construction and Monitoring of Ground Anchors*, Balkema A.A., Rotterdam
- Hanna T. H., 1982, *Foundations in Tension Ground Anchors*, Trans Tech Publications, Switzerland
- Keusen H., Gerber W., Rovina H., *Évaluation de l'effet des mesures de protection contre les dangers naturels pour fonder leur prise en compte dans l'aménagement du territoire -Partie C : Processus de chute*, Confédération suisse
- Lambert S., Nicot F., 2011, *Rockfall Engineering*, ISTE Ltd, London
- Littlejohn G. S., Bruce D. A., 1977, *Rock anchors – state of the art*, Foundation Publications Ltd, Brentwood, Essex
- Peila D., Oggeri C., 2006, *Tecnologia e aspetti progettuali di interventi di bonifica e di messa in sicurezza di versanti rocciosi soggetti a fenomeni di caduta massi* in: MIR 2006, XI ciclo di conferenze di meccanica e ingegneria delle rocce, 28-29 novembre 2006, Torino
- Pelizza S., Peila D., Oggeri C., 2004, *Tipologie di intervento per la bonifica di versanti rocciosi* in: Bonifica di versanti rocciosi per la protezione del territorio, 11-12 marzo 2004, Trento, GEAM

- Simonini S., Franch L., Buccio G., 2014. *Alcune considerazioni sugli ancoraggi realizzati con doppia fune spiroidale per paravalanghe e paramassi*. Scienza & Mestieri. 2/2014. pp. 6-11.
- Stelzer G., Bichler A., 2014, *ONR 24810 – A Comprehensive Guideline for Rockfall Protection Works: Its Application to Catchment Fences* in: *GEOMontréal 2013*
- Tanzini M., 2011, *Micropali e pali di piccolo diametro - Aspetti progettuali e tecnologici*, Dario Flaccovio Editore, Palermo
- Trevi S.p.a., 1988, *Tiranti di ancoraggio – Specifica tecnica e modalità esecutive*, Cesena
- Venturi V., SIDERCEM, 2011, *Manuale delle prove di collaudo*, Lussografica, Caltanissetta

Risorse Online

- Confédération suisse. URL: <https://www.bafu.admin.ch/bafu/fr/home.html>
- ETA – Valutazione Tecnica Europea. URL: <https://www.itc.cnr.it/home/innovazione/certificazione-volontaria/eta/>
- Geoprodotti Ambiente e Sicurezza, sezione caduta massi. URL: <https://www.geoprodotti.eu/categoria-campi-applicazione/protezione-caduta-massi/>
- Geotecnica Palazzi-Giomarelli, sezione tiranti ed ancoraggi. URL: <http://www.geotecnicatoscana.it/l/tiranti-ed-ancoraggi-stabilizzazione-e-rinforzo-686>
- I tiranti come tecnica per l'ancoraggio di strutture nella stabilizzazione di versanti, pubblicazione Regione Piemonte. URL: http://www.regione.piemonte.it/ambiente/tutela_amb/dwd/tesi_ing_nat/CAP_02%20TIRANTI%20DI%20ANCORAGGIO.pdf
- Il sistema Bossong: ancoraggi iniettati con calza. URL: https://www.bossong.co.uk/sites/default/files/SistemaBossong_3pag_0.pdf
- Installazione e manutenzione di tiranti d'ancoraggio, Decanet. URL: <http://www.decanet.it/deca/images/schede/ISTRUZIONI-OPERATIVE-Parte.2--Rev.C--TIRANTI-PERMANENTI--31.08.2015.pdf>
- Le barriere paramassi: i lavori della commissione UNI. URL: <http://old.provincia.udine.it/ambiente/difesa-del-suolo/progetti/laserscan/Documents/Caproni.pdf>
- Noleggio macchie edili: sezione perforatrici. URL: <https://www.attisanimacchine.it/>
- Norme per la redazione di articoli per la rivista Geoingegneria Ambientale e Mineraria. URL: http://www.geam.org/doc/CollabGEAM_IT.pdf
- ONR 24810 – A Comprehensive Guideline for Building Better Rockfall Protection Structures. URL: <https://trid.trb.org/view/1480122>
- Protections contre les chutes de pierres. URL: <https://hydrokarst.fr/wp-content/uploads/2017/11/brochure-pare-pierres.pdf>
- Scheda tecnica barriera Geobrugg GBE-2000A (2000 kJ). URL: https://www.geobrugg.com/datei.php?src=portal/downloadcenter/dateien/downloadcenter/level1-system-drawings/GBE-barrier/L1_GS-1109e-170522-GBE-2000A-system-drawing..pdf
- Scheda tecnica barriera Geobrugg RXE 8000 (8000 kJ). URL: https://www.geobrugg.com/datei.php?src=portal/downloadcenter/dateien/downloadcenter/level1-system-drawings/RXE-barrier/L1_GS-1138e-170522-RXE-8000-system-drawing..pdf

- Scheda tecnica barriera Maccaferri RMC200/A (2000 kJ). URL: <https://www.maccaferri.com/it/download/tds-it-barriera-rmc200a-2000-kj-rev11-mar17/>
- Sito ufficiale di Consolrocce srl. URL: <http://www.consolrocce.com/>
- Sito ufficiale di Geobrugg. URL: <https://www.geobrugg.com/>
- Sito ufficiale di Incofil Tech Trento. URL: <https://www.incofil.com/it/>
- Sito ufficiale di Mattioda S.p.a. URL: <http://mattioda.it>
- Sito ufficiale di Trumer Schutzbauten. URL: <https://trumer.ca/rockfall-fences/>
- Sito ufficiale Regione Autonoma Valle d'Aosta. URL: http://www.regione.vda.it/territorio/default_i.asp
- Sito ufficiale Regione Piemonte. URL: <http://www.regione.piemonte.it/ambiente/>
- Sito ufficiali delle Officine Maccaferri Italia srl. URL: <https://www.maccaferri.com/it/>
- Société suisse des ingénieurs et des architectes. URL: <http://www.sia.ch/fr/>
- Tecnica di iniezione e iniezione industriale. URL: <https://www.desoi.it/prodotti/tecnica-di-iniezione/sistemi-di-ancoraggio/sistema-di-ancoraggio-a-calza.html>
- Tiranti e ancoraggi della CCP Italiana S.r.l. URL: <http://www.ccpitaliana.it/tiranti-e-ancoraggi/>
- URL: http://www.highwaygeologysymposium.org/wp-content/uploads/64_HGS-OPT.pdf
- Verifiche tiranti Ceas. URL: http://www.ceas.it/ParatiePlus2014/IT/IT_verifiche-tiranti-2014.pdf

Normative consultate

- ETAG 027, 2008, *Guideline for european technical approval of falling rock protection kits*
- NF P35-308, 1996, *Équipement de protection contre les éboulements rocheux – écrans de filets*
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (NTC 2018)
- ONR 24810, 2016, *Technical protection against rockfall – Terms and definitions, effects of actions, design, monitoring and maintenance*
- *Raccomandazioni sugli Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce* AGI - AICAP, 2012
- SIA 261, 2003, *Actions sur les structures porteuses*
 - UNI 11211 – Parte 1: Termini e definizioni;
 - UNI 11211 – Parte 2: Programma preliminare d'intervento;
 - UNI 11211 – Parte 3: Progetto preliminare;
 - UNI 11211 – Parte 4: Progetto definitivo, esecutivo e piani di sicurezza.
- UNI 11211:2012, *Opere di difesa dalla caduta massi*
- UNI 12385-4:2008, *Funi a trefoli per usi generali nel sollevamento*
- UNI EN 12385-10:2008, *Funi spiroidali per usi strutturali generali*
- UNI EN 13411-1:2009, *Estremità per funi di acciaio - Sicurezza - Parte 1: Radance per brache a fune di acciaio*
- UNI EN 13411-5:2009, *Estremità per funi di acciaio - Sicurezza - Parte 5: Morsetti per funi*
- UNI EN 1537:2013, *Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio*
- UNI EN ISO 9001:2015, *Sistemi di gestione per la qualità - Requisiti*
- UNI ISO 17746:2016, *Pannelli e rotoli di rete in fune d'acciaio - Definizioni e caratteristiche tecniche*