

POLITECNICO DI TORINO

Corso di laurea magistrale in ingegneria per l'ambiente e il territorio



Tesi di laurea magistrale

Interventi di consolidamento al km 7+200 della SP 169 della Valle Germanasca

Relatore:

Prof. Claudio Oggeri

Candidato:

Marco D'Elia

ANNO ACCADEMICO 2017/2018

INDICE

Introduzione.....	4
Capitolo 1: Classificazione generale dei fenomeni franosi	6
1.1 Tipologie degli eventi franosi	7
1.1.1 Frane da crollo.....	7
1.1.2 Frane da ribaltamento	8
1.1.3 Frane da scivolamento	9
1.1.4 Colate	11
1.1.5 Espansioni laterali	12
1.1.6 Frane complesse	13
1.2 Caratteristiche evolutive delle frane di versante detritico e roccioso.....	14
1.2.1 Versanti rocciosi	18
1.2.2 Versanti detritici.....	20
Capitolo 2: Inquadramento del caso di studio	22
2.1 Inquadramento geografico	22
2.2 Inquadramento geologico	23
2.3 Inquadramento idraulico	25
2.4 Storico della frana	26
2.5 Rilievo geostrutturale.....	27
2.6 Rilievo topografico	29
2.7 Inquadramento geomorfologico.....	32
2.8 Analisi geostrutturale e valutazione instabilità.....	35
Capitolo 3: Opere di riduzione del rischio.....	40
3.1 Definizioni riguardanti il rischio	40
3.1.1 Rischio	41
3.1.2 Vulnerabilità	41
3.1.3 Elementi esposti.....	41
3.1.4 Probabilità di accadimento	42
3.1.5 Magnitudo.....	42
3.1.6 Rischio residuo	43
3.2 Definizione del rischio relativo al versante	43

3.3 Sistemi di riduzione del rischio ipotizzabili	46
3.3.1 Opere già presenti in sito	46
3.3.2 Rafforzamento corticale.....	49
3.3.3 Opere di prevenzione scivolamento planare	53
3.3.4 Opere di protezione nella parte bassa del versante	54
3.3.5 Opere al piede del versante	59
3.3.5 Opere di regimazione idraulica	61
Capitolo 4: Definizione progetto	65
4.1 Organizzazione progettuale	65
4.2 Definizione modalità di intervento	67
4.2.1 Sondaggi	67
4.2.2 Zona dei terrazzamenti	69
4.2.3 Zona dei lastroni.....	70
4.2.4 Zona dei pinnacoli	71
4.2.5 Zona del ciglio aggettante	72
4.2.6 Zona bassa del pendio.....	73
4.2.7 Zona al piede del versante	74
4.2.8 Regimazione idraulica	76
4.3 Dimensionamenti e verifiche opere.....	77
4.3.1 Ancoraggi e reti in aderenza	78
4.3.2 Chiodatura.....	85
4.3.3 Berlinese di micropali.....	89
4.3.4 Sbancamento e scavo.....	99
4.3.5 Barriera paramassi	100
4.3.6 Muro a scogliera.....	102
4.3.7 Drenaggi	114
4.4 Organizzazione del cantiere	115
4.4.1 Allestimento del cantiere ed opere di messa in sicurezza preliminare	116
4.4.2 Interferenze con linee dei servizi	117
4.4.3 Spostamento materiali e strumentazione	118
4.4.4 Modifiche viabilità e sicurezza operativa.....	119
4.4.5 Monitoraggi post opera e manutenzione	120
4.5 Priorità di intervento.....	121

4.6 Definizione tempistiche di intervento.....	123
Conclusioni	124
Bibliografia	126
Sitografia	128
Ringraziamenti	129

INTRODUZIONE

La tesi tratta della progettazione di tutti gli interventi di consolidamento necessari alla stabilizzazione di un versante adiacente la SP 169 della Valle Germanasca, nel comune di Perrero, in provincia di Torino. Tale zona è stata soggetta, nel corso degli anni, a vari eventi franosi, tuttavia gli interventi di messa in sicurezza, ad oggi, sono stati solamente di emergenza o parziali. Con questo lavoro si è dato un completamento alle opere già presenti in loco e si sono attuati interventi nei punti più a rischio, in cui non ne erano ancora stati contemplati. In tal modo si è raggiunto l'obiettivo della riduzione del rischio, dovuta a possibili eventi franosi sul versante, cercando di dare la maggiore completezza possibile all'opera di consolidamento.

La tesi è stata strutturata in varie parti ben distinte per poter permettere una migliore comprensione dell'operato ed allo stesso tempo essere esaustiva dal punto di vista teorico.

La prima parte consiste in una introduzione teorica degli argomenti riguardanti la classificazione dei fenomeni franosi. Tuttavia già in questo capitolo vengono affrontate tematiche più strettamente legate al caso in esame.

Nelle parti successive si è passati al trattamento del caso di studio vero e proprio.

Si è partiti dall'inquadramento per poter localizzare la zona di studio dal punto di vista geografico e geologico, per poi passare alla caratterizzazione del versante specifico. Questo è stato fatto utilizzando le conoscenze maturate durante i sopralluoghi ed i dati raccolti nel corso degli anni, nei vari rilievi effettuati in tale area.

Nel terzo capitolo si è definito il rischio, prima da un punto di vista teorico e successivamente in relazione al caso di studio. Sono stati, quindi, presi in

considerazione tutti i possibili interventi che permettono la riduzione del rischio relativo al pendio oggetto di studio, dandone descrizioni utili alla comprensione delle loro capacità operative.

Nella parte finale sono state quindi esposte tutte le scelte progettuali effettuate, alla luce delle informazioni esposte nei capitoli precedenti. Qui sono state prima motivate le varie scelte e poi dimensionate le varie opere. Inoltre sono esposte tutte le opere al contorno, fondamentali per l'organizzazione dei lavori e necessarie al progetto finale, e le necessità relative alla sicurezza nel corso dei lavori e post opera.

CAPITOLO 1: CLASSIFICAZIONE GENERALE DEI FENOMENI FRANOSI

I fenomeni franosi sono stati nel corso degli anni classificati secondo varie metodologie, basandosi su differenti caratteristiche. I principi per la scelta della caratteristica da analizzare sono sia l'oggettività che la semplicità di determinazione della stessa (Carrara A., D'Elia B., Semenza E.; 1985).

Come primo passo andiamo però a definire la terminologia utilizzata per indicare le varie zone di interesse di un evento franoso con la Figura 1, qui di seguito, con la nomenclatura proposta da Varnes nel 1978.

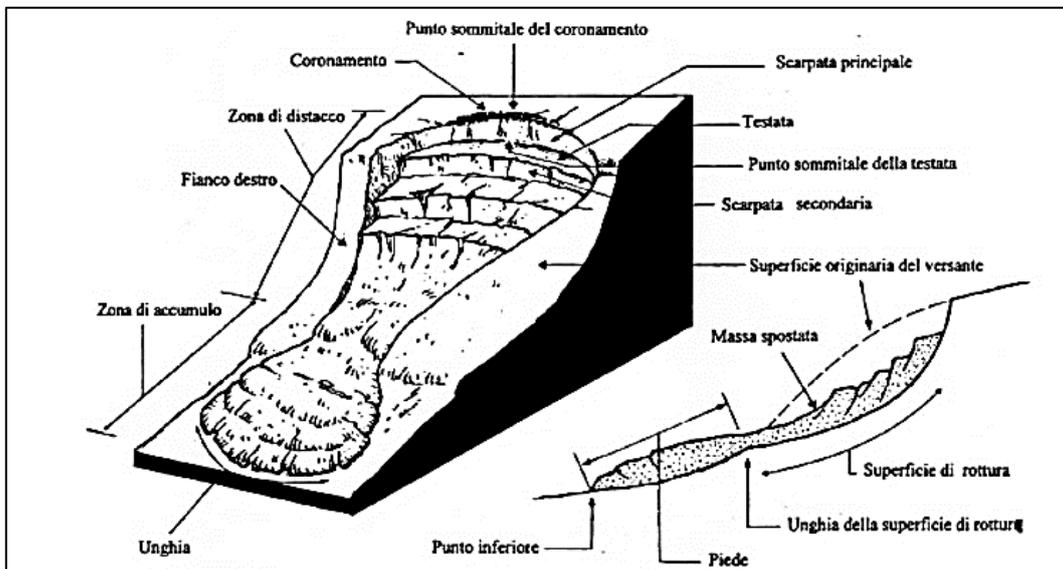


Figura 1 – Nomenclatura delle zone di interesse di un evento franoso, vista frontale e di sezione (Varnes D. J., 1978)

Una delle classificazioni più utilizzate è quella di Cruden & Varnes, del 1996, che differenzia le tipologie franose in base alla differente tipologia di movimento ed in base alle differenze di materiale coinvolto (Cruden D.M., Varnes D.J., 1996).

1.1 Tipologie degli eventi franosi

Seconda la classificazione di Cruden & Varnes le frane vengono suddivise in 5 diverse tipologie:

- Crolli
- Ribaltamenti
- Scivolamenti
- Colate
- Espansioni laterali
- Complessi

1.1.1 Frane da crollo

Questa tipologia di frana è caratteristica delle zone rocciose con versanti molto inclinati ed interessati da fratture. Consiste nel distacco di porzione di materiale, le cui dimensioni possono variare dai dm³ ad alcuni m³, a seconda dell'intensità di fratturazione del versante e della tipologia di roccia coinvolta. Il distacco, che avviene per superamento della resistenza di taglio o di trazione del materiale coinvolto, porta alla caduta libera con possibilità di rotazione e di rimbalzi prima dell'arresto (Figura 2).

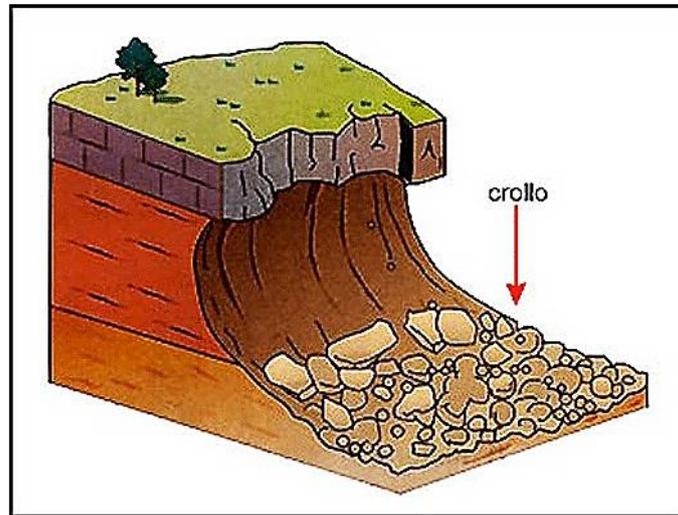


Figura 2 – Schema esemplificativo delle frane da crollo (Deangeli C., appunti corso “Landslides and slope engineering”, a.a. 2016/2017)

Queste frane hanno un’evoluzione molto repentina e per questa ragione sono difficilmente contenibili, la soluzione migliore è il monitoraggio preventivo nelle zone idonee interessate da fratturazione e l’adozione di sistemi di protezione per la riduzione del danno potenziale.

1.1.2 Frane da ribaltamento

Sono frane caratterizzate dal distacco di lastre di materiale con caduta dovuta a ribaltamento. Questo fenomeno è tipico di zone strapiombanti, sia di roccia che di terra, con fratturazione o fessurazione parallela al fronte o sub-verticale, tale conformazione può generare una rotazione verso l’esterno, del materiale

interessato, su di un punto al di sotto del suo baricentro, definito “pivot point” (Figura 3).

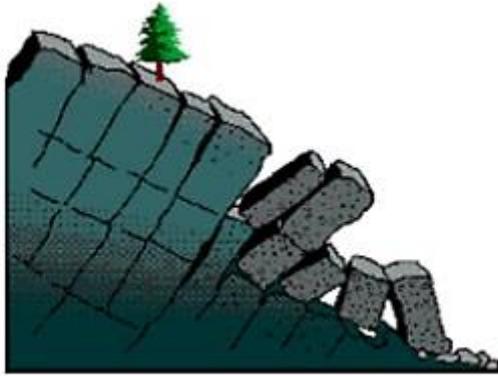


Figura 3 – Schema frane da ribaltamento (De Angeli C., appunti corso “Landslides and slope”, a.a. 2016/2017)

Anche in questo caso il movimento franoso è molto rapido, essendo caratterizzato da una caduta libera, e i sistemi migliori di prevenzione sono la definizione delle aree con le caratteristiche indicate e l'adozione di idonee opere di consolidamento.

1.1.3 Frane da scivolamento

Le frane da scivolamento si suddividono in due sottoclassi a seconda che lo scivolamento sia traslativo o rotazionale, a seconda che la superficie di scivolamento sia rettilinea o curva. Sono in entrambi i casi frane che possono interessare sia gli ammassi franosi che i terreni, sono caratterizzate da una velocità di movimento che varia molto a seconda dei casi ed il distacco avviene

per rottura da trazione nella zona del coronamento superiore, che genera lo scorrimento sulla superficie di scivolamento (Figura 4 e Figura 5).

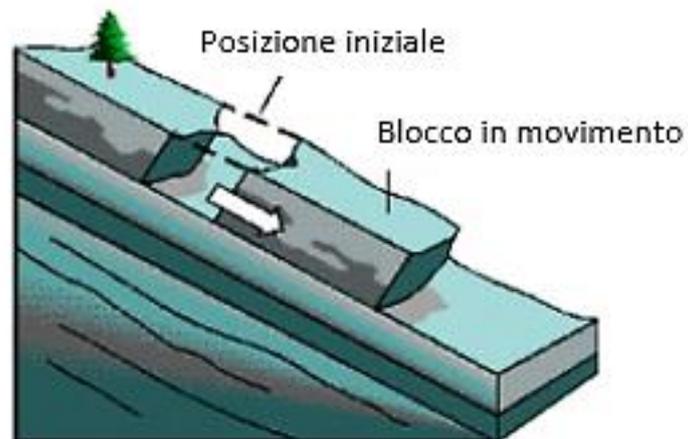


Figura 4 – Schema frana da scivolamento traslativo (Deangeli C., appunti corso “Landslides and slope engineering”, a.a. 2016/2017)

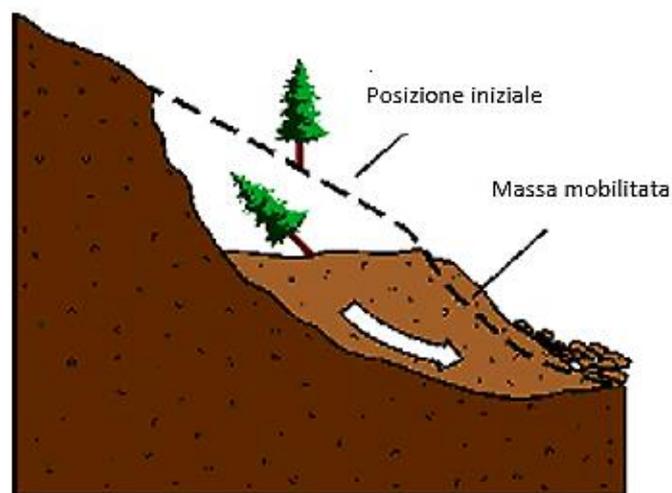


Figura 5 – Schema frana da scivolamento rotazionale (Deangeli C., appunti corso “Landslides and slope engineering”, a.a. 2016/2017)

Spesso gli eventi scatenanti sono connessi con la presenza di acqua nell'ammasso, per questa ragione la soluzione migliore di prevenzione è la predisposizione di un efficiente sistema di regimazione delle acque superficiali e profonde.

1.1.4 Colate

Sono fenomeni molto vari ed eterogenei, che coinvolgono differenti tipologie di materiale, ma tutte caratterizzate dalla presenza di abbondante quantità di sedimenti fini ed elevata pendenza della zona interessata. Esse hanno un'evoluzione più o meno rapida a seconda dei casi, fattore fortemente influenzato dalla tipologia di materiale e dall'acclività della zona.

Sono presenti diverse classificazioni all'interno di questa tipologia di evento franoso, per poter caratterizzare meglio i singoli casi, che contemplano molteplici tipologie di colata.

In generale le colate si hanno quando del materiale presente su un versante o in un conoide comincia a scorrere come un fluido viscoso, trasportando con sé una miscela di materiale fine e grossolano. Sono caratterizzate da movimento non solamente sulla superficie di scivolamento ma anche all'interno del corpo frana (Figura 6).

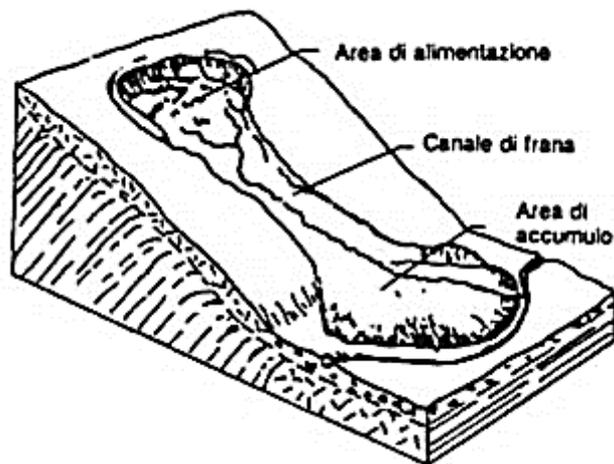


Figura 6 – Schema colate (Varnes D. J., 1978)

Tra le varie tipologie di colate sono contemplate sia quelle umide, in cui la saturazione del materiale è uno degli eventi scatenanti, che quelle asciutte, in cui si ha solamente il distacco del materiale per deterioramento delle caratteristiche meccaniche.

Il corpo della frana, dal punto di vista reologico, ha comportamento differente da quello di un fluido newtoniano, esso è assimilabile ad un fluido viscoso, ma in realtà il suo studio è molto più complesso.

1.1.5 Espansioni laterali

Le espansioni sono una particolare tipologia di fenomeno franoso caratterizzato dalla creazione di frattura di detensionamento. Esse sono caratteristiche di specifiche formazioni geologiche, ovvero uno strato di materiale rigido appoggiato su di un materiale fine (Figura 7).

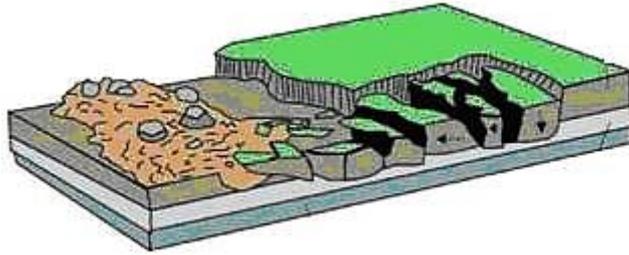


Figura 7 – Schema espansioni laterali (Deangeli C., appunti corso “Landslides and slope engineering”, a.a. 2016/2017)

Le cause scatenanti sono la liquefazione dello strato fine, posto nella zona intermedia, mostrata in Figura 7, che genera di conseguenza deformazioni nella zona soprastante a causa del detensionamento.

1.1.6 Frane complesse

Per frane complesse si intende un dissesto che comprenda caratteristiche di più categorie sopra indicate. Si possono avere ad esempio dei fenomeni franosi che contemplino allo stesso tempo ribaltamento e scivolamento, oppure espansioni laterali e crolli.

È molto difficile caratterizzare accuratamente questa categoria a causa della sua variabilità da caso a caso. Le caratteristiche di ogni evento saranno comunque simili alle caratteristiche dei singoli fenomeni che creano il complesso.

Anche dal punto di vista degli interventi, non è possibile dare delle linee guida sempre per la scarsa omogeneità delle caratteristiche proprie delle frane complesse.

1.2 Caratteristiche evolutive delle frane di versante detritico e roccioso

Particolare attenzione è stata posta alle tipologie di frana che interessano i pendii detritici e rocciosi, poiché questo è il caso analizzato nello studio.

Gli aspetti che si sono maggiormente analizzati sono le condizioni predisponenti e scatenanti dei vari fenomeni e lo stato di attività della frana, nel tempo e nello spazio.

Lo stato di attività nel tempo di una frana può essere:

- Attivo
- Sospeso
- Riattivato
- Quiescente
- Abbandonato
- Stabilizzato
- Relitto

Per stato attivo si intende una frana che è in fase di movimento; per stato sospeso una frana attualmente inattiva, ma che ha compiuto dei movimenti nel corso dell'ultimo ciclo stagionale; per stato riattivato un corpo franoso che ha

ripreso il movimento dopo un periodo di inattività; per stato quiescente un corpo frana che non è in movimento da più di un ciclo stagionale; per stato abbandonato la, ormai, mancanza di relazione con il principio di innesco del movimento; per stato stabilizzato una zona non più in movimento grazie ad un intervento esterno; infine per relitto una frana inattiva e che ha avuto luogo in condizioni totalmente differenti dalle attuali (Cruden D.M., Varnes D.J., 1996).

Lo stato di attività nello spazio di un fenomeno franoso può essere definito:

- Progressivo
- Retrogressivo
- In allargamento
- In diminuzione
- Confinato

Per stato di attività progressivo si intende un corpo franoso la cui superficie di rottura si propaga verso il basso; per stato di attività retrogressivo un corpo franoso la cui superficie di rottura si propaga nella parte posteriore (soprastante); per stato di attività in allargamento un corpo franoso in cui la superficie di rottura si propaga verso i lati; per stato di attività in diminuzione un corpo franoso in cui la superficie di rottura non cambia, ma si ha solamente movimento nel corpo frana stesso; per stato di attività confinato un corpo frana in cui la superficie di rottura non è visibile al piede (Canuti P., Casagli N., 1994; Cruden D.M., Varnes D.J., 1996).

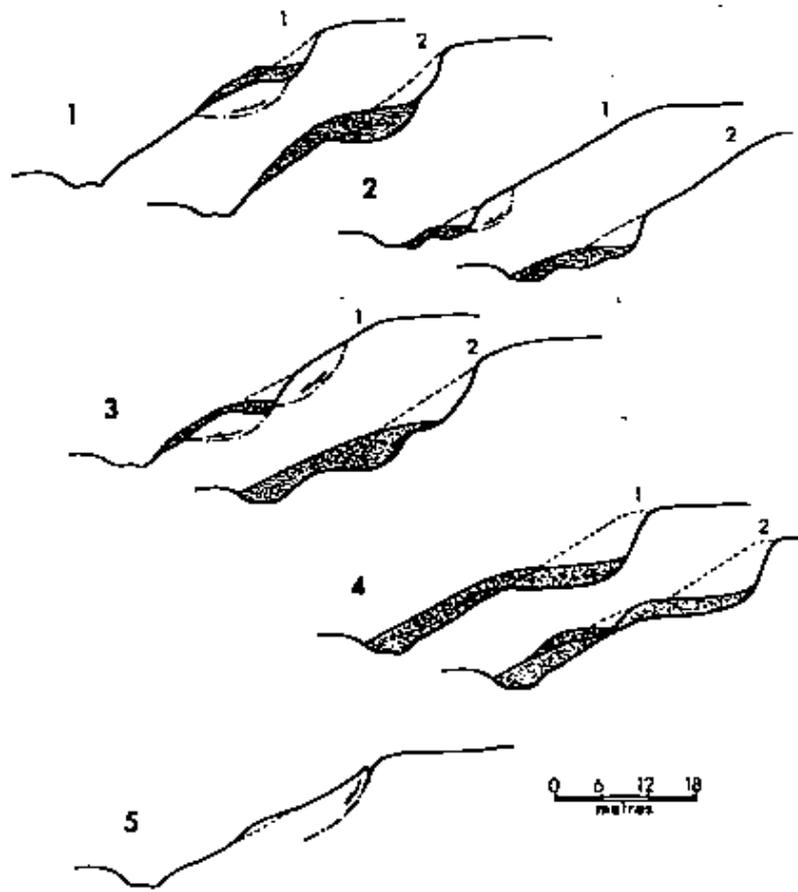


Figura 8 – Stato di attività nello spazio: 1 progressivo, 2 retrogrado, 3 in allargamento, 4 in diminuzione, 5 confinato; per ogni tipologia sono indicati con 1 e 2 le sezioni, temporalmente in successione, di valutazione dello stato di attività (Cruden D.M., Varnes D.J., 1996)

Per ultimo si definisce lo stile di attività che può essere:

- Complesso
- Composito
- Successivo
- Singolo

Lo stile di attività complesso si ha quando un evento franoso genera un corpo frana che, a seguito dell'azione di eventi esterni, subisce una seconda movimentazione di altro genere; lo stato composito quando un primo fenomeno franoso genera direttamente una seconda tipologia di movimento; lo stato successivo quando avvengono due eventi della medesima tipologia sul medesimo versante, ma con corpi frana e superfici di scivolamento distinte; lo stato singolo quando vi è un'unica tipologia di movimento (Canuti P., Casagli N., 1994; Cruden D.M., Varnes D.J., 1996).

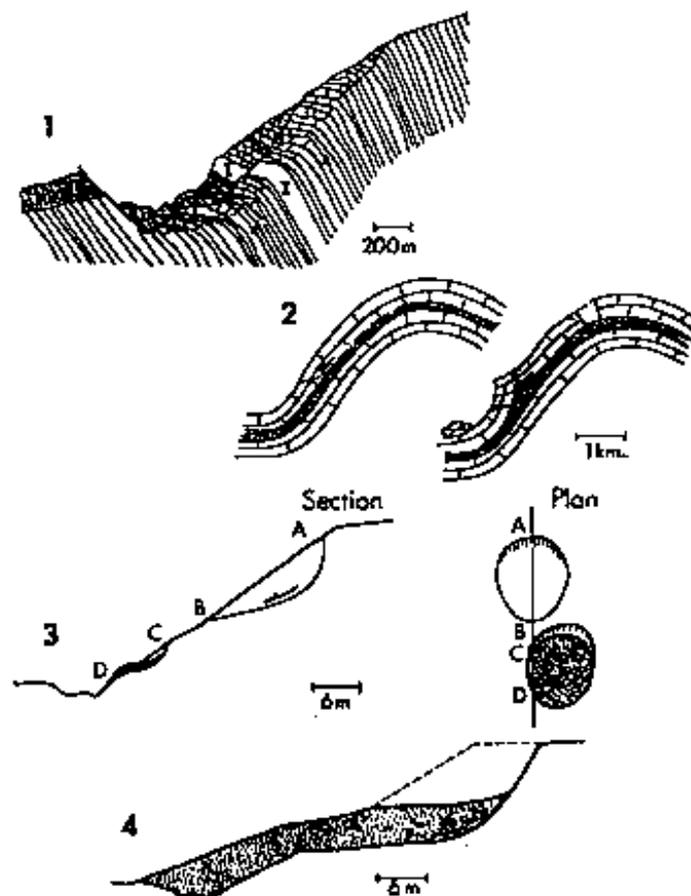


Figura 9 – Stile di attività: 1 complesso, 2 composito, 3 successivo, 4 singolo (Cruden D.M., Varnes D.J., 1996)

1.2.1 Versanti rocciosi

I versanti rocciosi possono essere soggetti principalmente a fenomeni di crollo, a fenomeni di ribaltamento ed a fenomeni di scivolamento traslativo.

Le frane da crollo si hanno in condizioni di elevata pendenza e presenza di rocce superficiali fratturate. Il deterioramento delle caratteristiche meccaniche a causa di fenomeni di degradazione, provocati dagli eventi meteorici e dai cicli di gelo-disgelo, sono alcune delle principali cause predisponenti di questi eventi. Infatti, venendo meno le resistenze della roccia si generano rotture nelle zone non ancora fratturate, provocando quindi il crollo. L'innescò del fenomeno invece può essere: sequenziale al progressivo deterioramento o dovuto ad eventi esterni.

Le frane da ribaltamento sono anch'esse caratteristiche di pendii molto acclivi o strapiombanti ma, in questo caso, è determinante la giacitura delle fratture della roccia, che deve essere sub-verticale rispetto alla pendenza del versante. Come per le frane da crollo, gli eventi predisponenti sono quelli che generano la fratturazione della roccia, ovvero la degradazione progressiva, che comporta deterioramento delle caratteristiche meccaniche. Il fenomeno di innescò, si ha quando la fratturazione dell'ammasso è tale da non poter più sopperire al peso proprio o alle spinte a cui è sottoposto, che possono essere generate dalla presenza di acqua o da eventi sismici.

Le frane da scorrimento traslativo invece possono essere presenti anche in zone a minore pendenza rispetto alle precedenti tipologie. Infatti, esse sono condizionate dalla giacitura delle fratture che devono permettere lo scorrimento del blocco o del cuneo sulla superficie di scivolamento. Anche in questo caso, sia le cause predisponenti che le cause scatenanti dell'evento sono quelle citate per le frane da crollo e da ribaltamento.

In un pendio roccioso risulta quindi fondamentale la determinazione della morfologia, del grado di fratturazione e della giacitura dei sistemi di discontinuità per poter stabilire, in prima battuta, quale evento franoso sia più probabile e, di conseguenza prendere le dovute precauzioni perché esso non si verifichi.

Per quanto riguarda lo stato di attività nel tempo per quanto riguarda i versanti rocciosi, si può parlare di tutti i fenomeni precedentemente descritti, a seconda della distanza temporale dall'ultimo fenomeno di distacco e della stabilizzazione o meno della zona.

Lo stato di attività nello spazio è invece di difficile determinazione poiché nella maggior parte dei casi i fenomeni di distacco, ribaltamento o scivolamento sono molto distribuiti sul versante e fortemente dipendenti dalle caratteristiche geomorfologiche e geomeccaniche. Un altro dei motivi per cui questa definizione è di difficile attribuzione in questo caso è la velocità di sviluppo dei fenomeni; infatti, nella maggior parte dei casi si può solamente parlare della presenza o assenza del fenomeno in quel preciso momento, mancando la progressività del fenomeno. Tale caratterizzazione dello stato di attività è, quindi, più consona a pendio in detrito.

Lo stile di attività può essere complesso, ad esempio nel caso in cui avvenga un ribaltamento o crollo e successivamente, a causa del deterioramento, uno scivolamento; composito nel caso in cui uno scivolamento generi ribaltamento o crollo, o anche viceversa; successive o singole nel caso in cui gli eventi siano più isolati tra loro.

1.2.2 Versanti detritici

I versanti detritici possono essere soggetti a frane da scivolamento traslativo o rotazionale e da fenomeni di colate.

I fenomeni di scivolamento si hanno solitamente all'interfaccia tra la coltre detritica ed un substrato, ma in alcuni casi possono interessare anche solamente lo strato corticale. Essi sono fortemente condizionati dagli eventi meteorici e dalle variazioni del livello piezometrico.

Le colate possono interessare la zona più esterna dell'ammasso detritico, non è quindi necessaria la presenza di una superficie di discontinuità. Anche in questo caso le cause scatenanti sono principalmente le condizioni idrauliche della zona. Questi fenomeni infatti, sono spesso consequenziali ad importanti eventi meteorici.

Pertanto si evince che in un pendio detritico i sistemi migliori, per scongiurare l'innescio di fenomeni franosi, contemplino sempre la regimazione idraulica della zona.

Lo stato di attività temporale è definibile in base all'ultimo fenomeno franoso occorso nella zona e alla eventuale stabilizzazione. Si può anche parlare di frana relitta nel caso in cui il pendio sia ubicato in una zona interessata da paleofrane. Inoltre è necessario aggiungere che, per questa tipologia di versanti lo stato di attività è influenzato dalla composizione mineralogica.

Lo stato di attività nello spazio per un pendio detritico può essere di vario genere a seconda della morfologia, delle condizioni geostrutturali. Infatti, il fattore più condizionante è la possibilità di formazione di una superficie di scivolamento e, a seconda di essa, si potrà avere una diversa evoluzione dell'attività dell'evento franoso.

Per quanto concerne la tipologia di attività è possibile avere sistemi complessi, in cui, ad esempio, dopo un fenomeno di scivolamento rotazionale, a causa del deterioramento meteorico superficiale, si hanno fenomeni di colate; meno probabile un evento composito in cui la dipendenza degli eventi franosi è diretta. Sono ovviamente possibili anche eventi successivi o singoli, a seconda della loro disposizione sul versante e delle condizioni al contorno.

CAPITOLO 2: INQUADRAMENTO DEL CASO DI STUDIO

In questo capitolo si definisce l'inquadramento della zona di studio da un punto di vista geografico, geologico, idraulico e geomorfologico; vengono inoltre esposti gli eventi franosi che hanno caratterizzato questo luogo nel passato. Infine vengono trattati i dati ed i rilievi effettuati sul luogo in esame per poter avere un'analisi dettagliata allo scopo della definizione del progetto.

2.1 Inquadramento geografico

Il versante in esame si trova nella frazione Ribe del comune di Perrero. Quest'ultimo è situato in provincia di Torino, in Val Germanasca, essa si separa dalla Val Chisone, all'altezza di Perosa Argentina, seguendo il corso dell'omonimo torrente, affluente di destra del Chisone. Il pendio oggetto di studio è situato vicino al torrente Germanasca, in sinistra orografica (Figura 10).



Figura 10 – Inquadramento geografico con luogo interessato dal caso di studio indicato in rosso (geoportale.piemonte.it)

2.2 Inquadramento geologico

La zona in esame ricade all'interno dell'area del massiccio Dora-Maira, che si estende tra la Val Susa, a nord, e la Val Maira, a sud, e costituisce il basamento cristallino delle Alpi Cozie (Figura 11).

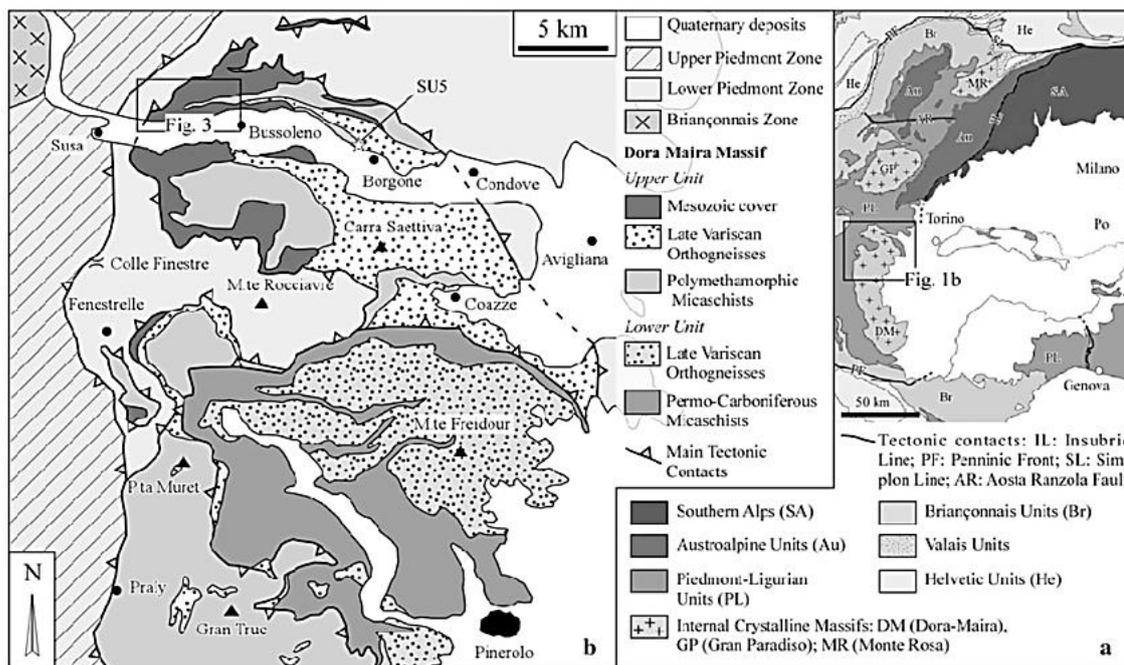


Figura 11 – Mappa geologica Alpi occidentali e unità pennidiche con indicati i contatti tettonici nella parte a e le composizioni dei complessi superiore ed inferiore del massiccio Dora-Maira nella parte b (Gasco I., Gattiglio M., Borghi A., 2011)

Il massiccio Dora-Maira consta di un complesso superiore composto da metabasiti e parascisti pre-carboniferi e di uno inferiore composto da metasedimenti permo-carboniferi. Entrambi i complessi hanno subito un'equilibratura metamorfica in facies scisti verdi di età lepontina. Relitti eclogitici di probabile era eoalpina sono localmente preservati nelle metabasiti; inoltre fasi di alta pressione, quali cloritoide, zoisite, fengite, paragonite, cianite, granato e rutilo, sono talora presenti nei metasedimenti (Figura 9) (Sandrone, Trogolo Got, Respino, Zucchetti, 1987; Sandrone, Cadoppi, Sacchi, Vialon, 1993).

Le rocce maggiormente presenti nel massiccio sono quindi rocce metamorfiche di origine vulcanica o sedimentaria, tra cui principalmente graniti, gneiss e micascisti.

2.4 Storico della frana

Il versante in questione è stato soggetto in passato a diversi fenomeni di dissesto: nell'ottobre 2000 e nel marzo 2011 i più recenti.

In concomitanza con il fenomeno alluvionale, tra 14 e 15 ottobre 2000, l'abbondanza delle precipitazioni portò al distacco di materiale detritico che andò a riversarsi sulla SP 169. Terminati i lavori di emergenza, quali la rimozione di parte del materiale distaccato, sono stati effettuati dei disgaggi e poste in opera delle reti in aderenza nelle zone più pericolanti. Successivamente è stata installata una barriera paramassi da 2000 kJ, di altezza 4 metri ed estesa per 100 metri di lunghezza. L'anno successivo è stato inoltre realizzato un rilevato in terra rinforzata, di lunghezza 28 metri, nella zona più a monte rispetto alla zona di dissesto.

Il 18 marzo 2011 si è verificato l'evento franoso più significativo: materiale detritico e porzioni di materiale roccioso si sono distaccati dal versante andando ad ostruire totalmente la strada sottostante e distruggendo parte della barriera paramassi, posizionata nel 2000. Il fenomeno è stato classificato come frana da crollo in roccia. In seguito sono stati svolti solamente i lavori di emergenza per la rimozione del materiale crollato e una leggera riprofilatura della parte bassa del versante (Figura 13).



Figura 13 – Versante oggetto di studio a seguito del dissesto del 2011; è possibile osservare materiale detritico distaccatosi, riposizionato durante i lavori di emergenza

Pertanto, ad oggi, la situazione non si presenta stabilizzata nella sua totalità poiché gli interventi attuati nel corso degli anni sono stati solamente di emergenza o limitati a piccole porzioni del versante.

2.5 Rilievo geostrutturale

I rilievi geostrutturali sono stati effettuati nel 2015 e con questi è stato possibile identificare la giacitura dei vari sistemi di discontinuità presenti sul versante.

È stato quindi tracciato uno stereogramma in maniera tale da avere la visualizzazione della distribuzione spaziale dei poli di discontinuità (Figura 14).

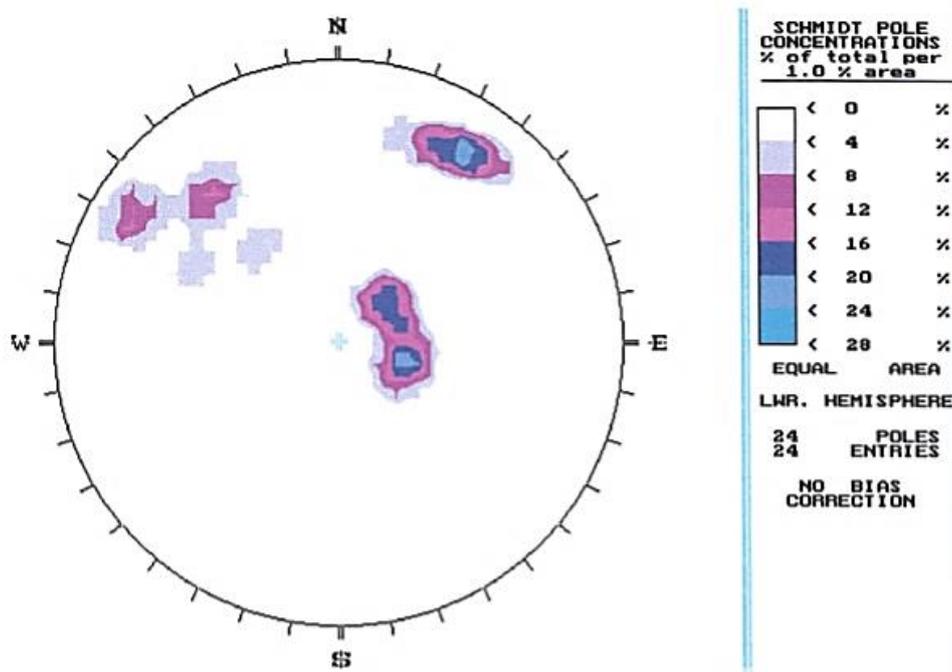


Figura 14 – Stereogramma con indicata, nei vari colori, la concentrazione dei poli rilevati

Dalla densità dei poli sullo stereogramma è stato quindi possibile definire quelli che sono i principali sistemi di discontinuità. Essi sono essenzialmente quattro, i cui valori sono riportati in Tabella 1 e Figura 15.

Sistema	Dip	Dip Direction
1	19	286
2	68	213
3	73	121
4	80	135

Tabella 1 – Principali sistemi di discontinuità con indicate dip e dip direction

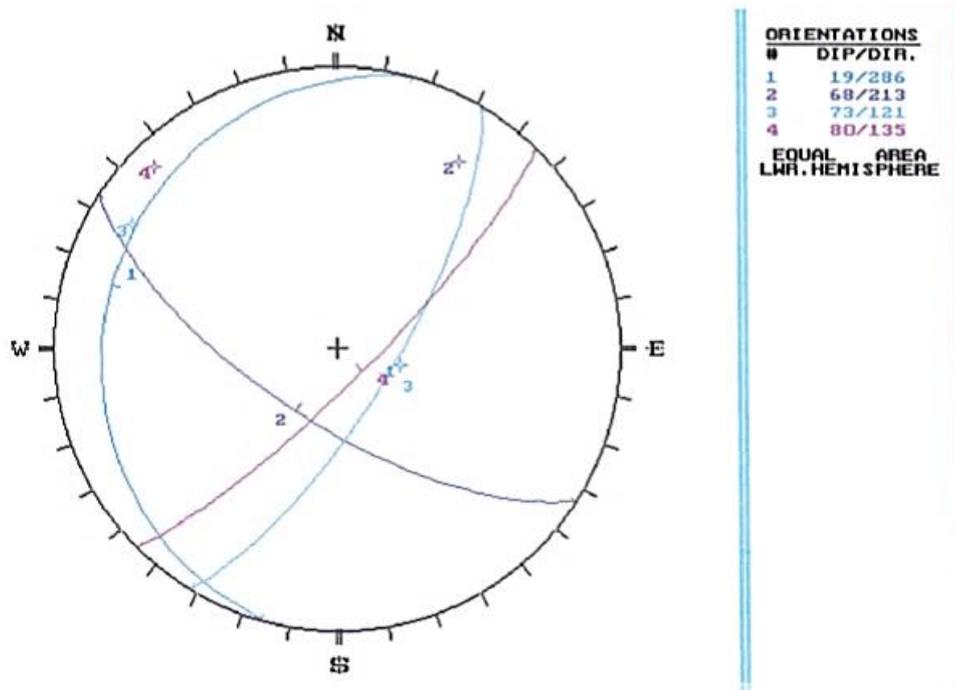


Figura 15 – Stereogramma con indicati i piani (linee colorate), ed i poli (numero con asterisco, del colore di riferimento), dei principali sistemi di discontinuità rilevati

2.6 Rilievo topografico

Il rilievo topografico è stato effettuato dalla ditta Pro-Geo, nel 2015, allo scopo di avere la rappresentazione realistica del versante analizzato. È stata utilizzata la tecnica del laser scanner per effettuare il rilievo, ciò ha permesso di generare una nuvola di punti da cui è stato possibile ottenere una rappresentazione tridimensionale del pendio (Figura 16).

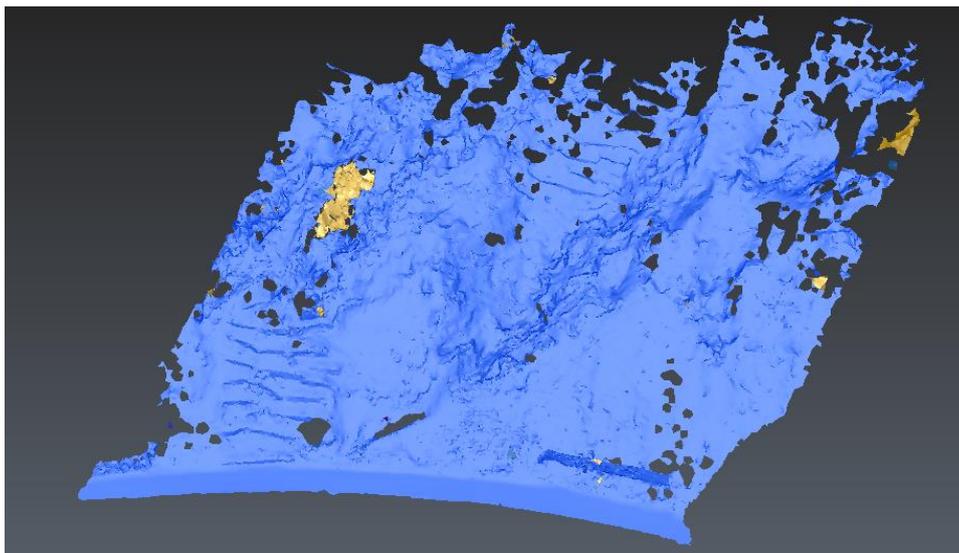


Figura 16 – Ricostruzione tridimensionale del versante, ottenuta dalla nuvola di punti

Sono state inoltre prodotte, su CAD, delle sezioni di particolare interesse e una carta con le linee di livello, sfruttando le acquisizioni topografiche effettuate (Figura 17 e Figura 18). Queste rappresentazioni costituiscono un'importantissima base per la progettazione degli interventi necessari alla stabilizzazione del versante.

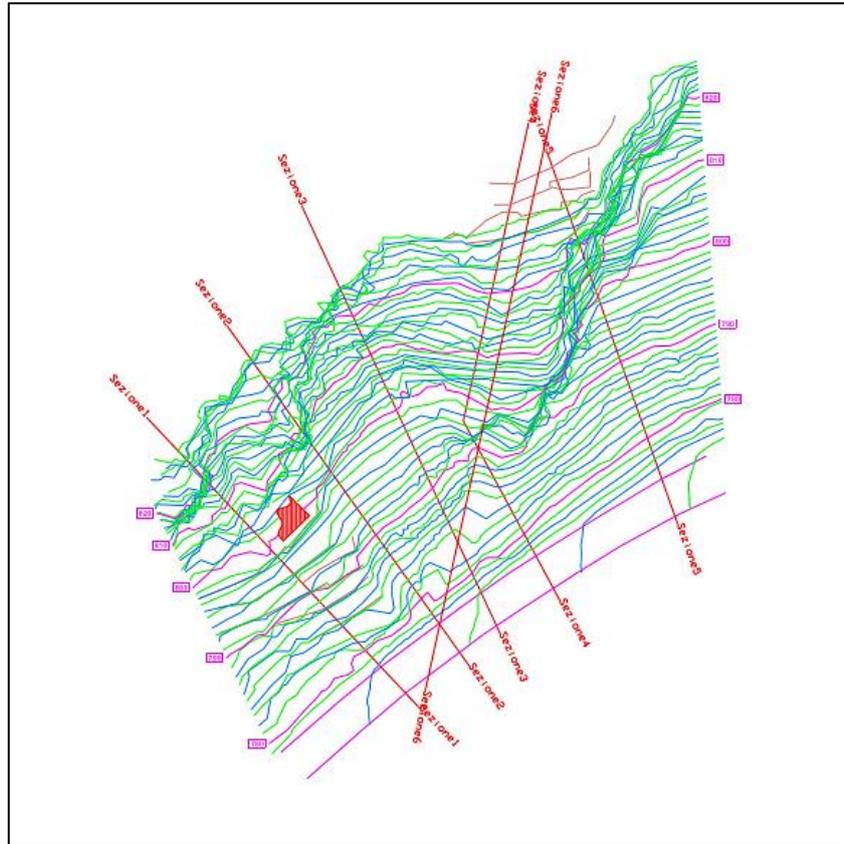


Figura 17 – Carta con linee di livello a 1 m (verde), a 2 m (blu) e a 10 m (rosa); è inoltre indicata la posizione delle 6 sezioni ricavate durante il rilievo

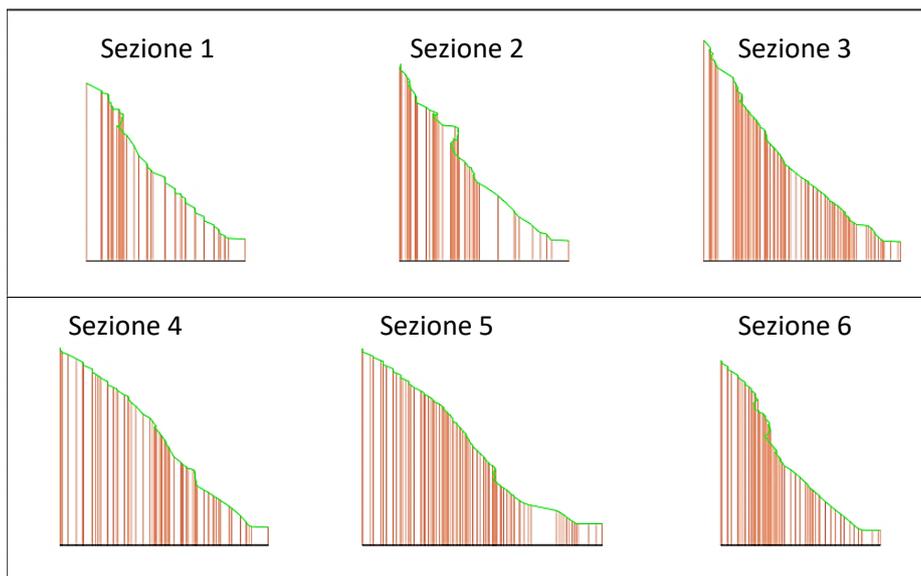


Figura 18 – Sezioni di particolare interesse ottenute da rilievo topografico

2.7 Inquadramento geomorfologico

Il versante oggetto di studio si sviluppa da una quota di circa 775 m. s.l.m. (piano stradale della SP 169) ad una quota di circa 840 m. s.l.m. (estremo superiore della zona soggetta a smottamento). La pendenza del fronte è varia ed in generale superiore a 35°.

Dal punto di vista geomorfologico è possibile distinguere zone d'interesse riportate in Figura 19.



Figura 19 – Inquadramento geomorfologico; si sono distinte 5 zone principali: zona della conca detritica, nella parte centrale; zona dei pinnacoli rocciosi, a sinistra; zona dei terrazzamenti, a destra in alto; ciglio aggettante, sottostante i terrazzamenti

A partire dalla sede stradale sono presenti accumuli detritici a pezzatura eterogenea, rimodellati dai diversi dissesti occorsi negli anni e dai successivi interventi di sistemazione. Tale zona presenta una pendenza variabile; infatti, nella parte inferiore si hanno pendenze molto basse, dovute principalmente al rimodellamento del versante effettuato a seguito di lavori di emergenza, che vanno ad inasprirsi con l'aumento di quota, fino a raggiungere i 40° circa. Non si conosce con precisione la profondità della superficie di discontinuità al di sotto dell'ammasso detritico.

Proseguendo in risalita sul versante, a destra, sono presenti affioramenti rocciosi di origine metamorfica, fratturati ed allentati, con discontinuità che paiono abbastanza persistenti e disposte a franapoggio. Esse risultano spaziate tra loro a scala variabile, da decimetrica a metrica; tali lastre risultano affioranti a seguito del parziale svuotamento della zona detritica adiacente occorso sia per gli eventi franosi passati che per gli interventi d'emergenza effettuati. In tale zona la pendenza è di circa 50° (Figura 20).



Figura 20 – Zona a destra della conca in cui sono presenti i lastroni, la fratturazione e la giacitura della stessa è ben visibile

Spostandosi più sulla destra è presente inoltre un ciglio roccioso aggettante, costituito da un affioramento roccioso fratturato ed allentato (Figura 21). Questa zona presenta le acclività maggiori dell'intero pendio arrivando a circa 80° e pertanto viene definito ciglio aggettante.

Al di sopra degli affioramenti e del ciglio sono presenti alcuni terrazzamenti artificiali la cui pendenza varia tra 35° e 45°. La coltre detritica presente è di granulometria più fine rispetto alle altre zone detritiche del versante. Anche in questa zona non si conosce la profondità della superficie di discontinuità al di sotto della coltre detritica (Figura 21).



Figura 21 – Zona dei terrazzamenti, nella parte più alta, e ciglio aggettante, nella zona sottostante a strapiombo

Più in alto e a sinistra della conca detritica centrale, sono presenti speroni e pinnacoli rocciosi, intensamente fratturati ed allentati. Intorno ad essi sono presenti zone meno prominenti ma anch'esse ad elevata fratturazione. Questa

zona presenta sia speroni strapiombanti che zone a pendenza più contenuta, di circa 50° (Figura 22).



Figura 22 – Zona a sinistra della conca in cui sono visibili i pinnacoli fratturati e le altre zone limitrofe a pendenza minore; è inoltre presente una stadia posizionata durante il rilievo geomeccanico

2.8 Analisi geostrutturale e valutazione instabilità

Si sono quindi considerate le zone più critiche, dal punto di vista geomorfologico, del versante, in modo da avere un quadro generale delle possibili instabilità. Per fare questo sono state considerate le giaciture medie dei fronti in questione ed è stata analizzata la loro interazione con le giaciture delle principali famiglie di discontinuità. È stato utilizzato il test di Markland, che permette di stabilire la

possibilità di scivolamento planare; esso consiste nella traccia di una linea (denominata linea di Markland) avente distanza dalla traccia del fronte pari al raggio della circonferenza, in ogni suo punto. Qualora un sistema di discontinuità, o l'intersezione di due, ricada all'interno di tale figura ed all'esterno del cerchio rappresentante l'angolo d'attrito interno, si avrà un fenomeno di scivolamento. Il ribaltamento si riscontra, invece, nel caso in cui un sistema di discontinuità presenti forte inclinazione ed immersione opposta al fronte.

Partendo dalla zona dei lastroni, a destra della conca detritica, si è ricavato uno stereogramma con cui si è valutato grazie al del test di Markland, lo scivolamento planare o a cuneo (Figura 23). È stato considerato un fronte con giacitura $50^{\circ}/200^{\circ}$ (dip/dip direction) ed un angolo di attrito interno pari a 30° .

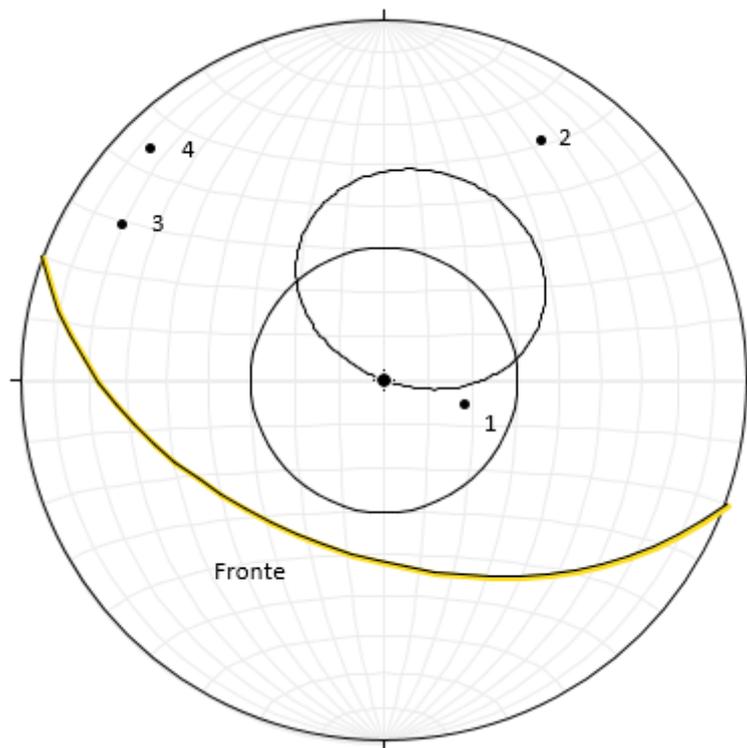


Figura 23 – Valutazione scivolamento planare o a cuneo con test di Markland per la zona dei lastroni; indicati con i numeri da 1 a 4 i rispettivi poli dei sistemi principali di discontinuità, indicato in giallo il piano del fronte considerato

È possibile vedere che non risultano essere presenti cinematismi di scivolamento planare né a cuneo in tale zona. Non risultano nemmeno essere presenti possibili cinematismi di ribaltamento poiché non sono presenti sistemi di discontinuità con immersione opposta a quella del fronte.

Nella zona dei pinnacoli è stata effettuata la medesima analisi della zona precedentemente esaminata. È stata considerata una giacitura del fronte pari a $50^{\circ}/150^{\circ}$ ed un angolo di attrito interno di 30° (Figura 24).

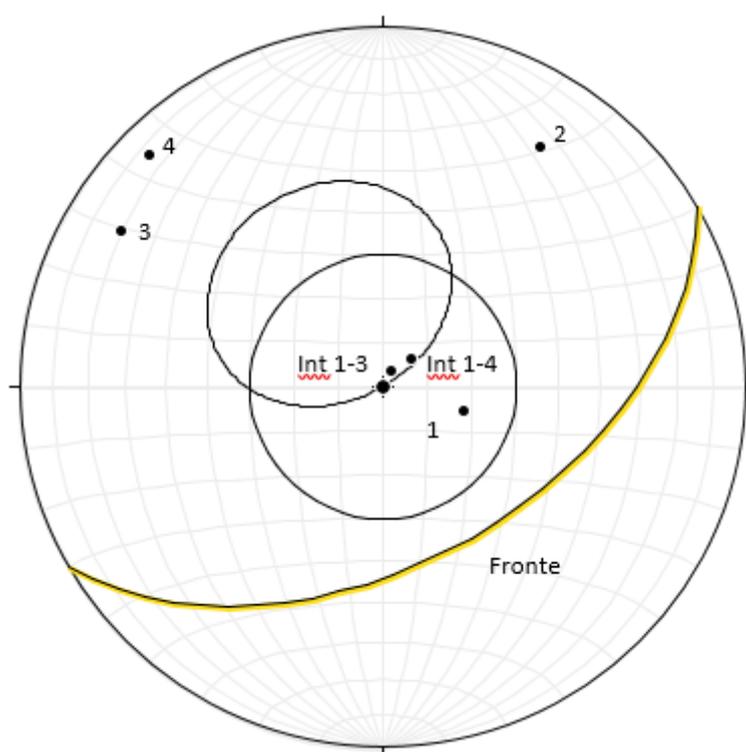


Figura 24 – Valutazione scivolamento planare o a cuneo con test di Markland per la zona dei pinnacoli; indicati con i numeri da 1 a 4 i rispettivi poli dei sistemi principali di discontinuità, indicati con int 1-3 e int 1-4 le intersezioni tra due sistemi di discontinuità, indicato in giallo il piano del fronte considerato

Non si ravvisano possibilità di cinematismi di scivolamento planare nemmeno in questa zona. Sono presenti due cinematismi di scivolamento a cuneo, tuttavia la loro pendenza è inferiore all'angolo d'attrito considerato e pertanto non generano criticità. Tuttavia l'approssimazione della giacitura del fronte non tiene conto della presenza delle asperità tipiche di questa zona del pendio.

Nella zona del ciglio aggettante è stato considerato un fronte con giacitura $80^{\circ}/130^{\circ}$ ed un angolo di attrito interno di 30° . Si sono quindi rappresentati i risultati sullo stereogramma (Figura 25).

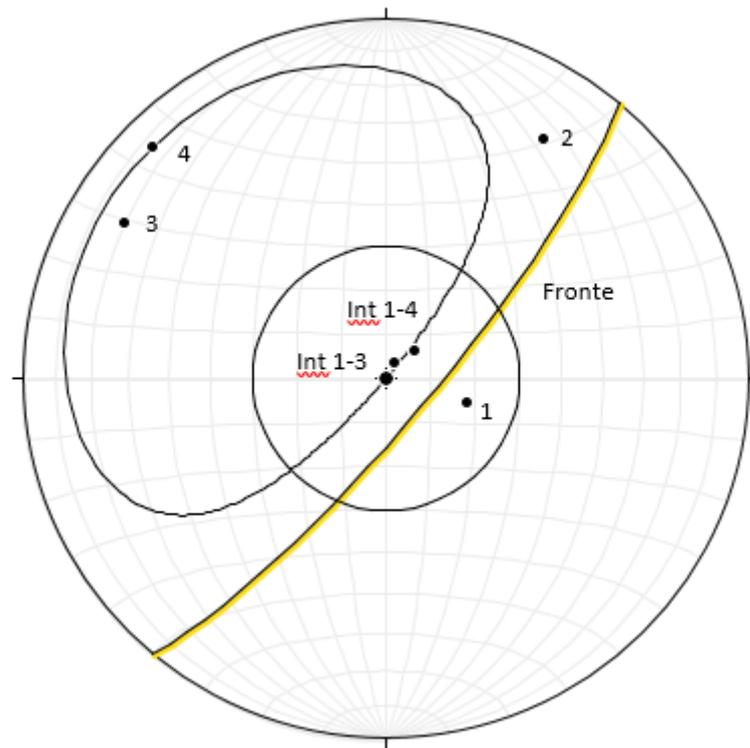


Figura 25 – Valutazione scivolamento planare o a cuneo con test di Markland per la zona del ciglio aggettante; indicati con i numeri da 1 a 4 i rispettivi poli dei sistemi principali di discontinuità, indicati con int 1-3 e int 1-4 le intersezioni tra due sistemi di discontinuità, indicato in giallo il piano del fronte considerato

Questa zona si presenta più critica rispetto alle precedenti, infatti, l'elevata acclività favorisce molto i fenomeni di distacco. Si evince dallo stereogramma che i sistemi di discontinuità 3 e 4 possano dare fenomeni di scivolamento planare. Non sono invece presenti cinematismi di ribaltamento rispetto al fronte.

Nella zona dei terrazzamenti non è stato realizzato uno stereogramma poiché la parte superficiale del pendio è composta da detrito e la parte rocciosa è in gran parte rimaneggiata dall'uomo. Pertanto non risulta pertinente effettuare un'analisi delle giaciture delle discontinuità riscontrate nella parete rocciosa.

Dall'analisi geostrutturale è quindi emerso un quadro generale del versante che evidenzia l'assenza di situazioni di criticità, eccetto nella zona del ciglio aggettante, in cui l'elevata pendenza favorisce fortemente l'instabilità. Tuttavia anche nelle altre zone saranno da tenere in conto gli sviluppi progressivi del versante, con la conseguente possibile variazione di condizioni di stabilità. Inoltre in alcune zone, per inserire un valore unico di giacitura del fronte, è stata fatta una semplificazione abbastanza spiccata poiché esso appare, invece, molto frastagliato.

CAPITOLO 3: OPERE DI RIDUZIONE DEL RISCHIO

Nel capitolo precedente si è dato un inquadramento complessivo del sito in esame, grazie a questo è stato successivamente possibile definire, in base alle criticità riscontrate, le diverse opzioni possibili di intervento per poter ottenere la stabilizzazione del versante. In questo capitolo, quindi, partendo dalle definizioni generali, si cercherà di dare un'esaustiva esposizione delle opere analizzate, correlandole alle varie zone del pendio in esame.

3.1 Definizioni riguardanti il rischio

Per definire, nel migliore dei modi possibili, il rischio è necessario, come primo passo, dare una definizione dello stesso e una spiegazione di tutti gli elementi ad esso correlati.

Il rischio, R , è comunemente definito come prodotto della magnitudo, M , per la probabilità di accadimento, H . A sua volta, la magnitudo sarà data dal prodotto della vulnerabilità, V , per il numero di elementi esposti, N .

$$R = M \cdot H$$

$$M = V \cdot N$$

Andiamo quindi a definire le varie componenti di queste espressioni.

3.1.1 Rischio

Il rischio, R , viene espresso analiticamente come precedentemente esposto. Nel suo significato proprio, esso viene definito come una quantificazione del danno che probabilmente può verificarsi (Canuti P., Casagli N., 1994). L'obiettivo, a cui una qualunque opera sui versanti deve tendere, è la minimizzazione del rischio. Il raggiungimento del rischio nullo non è un fine perseguibile, poiché esso si azzerava solamente se l'entità del danno possibile è nulla. Tuttavia l'unico caso in cui il danno è trascurabile è quello di assenza di elementi a rischio, caso in cui il concetto stesso di rischio perde di significato.

3.1.2 Vulnerabilità

La vulnerabilità consiste nella quantificazione del grado di perdite che si possono avere nel caso di un evento avverso, ovvero una quantificazione del danno possibile in seguito a tale evento (Canuti P., Casagli N., 1994). Questo parametro non tiene conto della presenza o meno di elementi a rischio, ma solamente delle possibili conseguenze di un evento avverso. Per ridurre tale fattore si possono attuare opere di protezione, in modo da ridurre il danno potenziale.

3.1.3 Elementi esposti

Il numero di elementi esposti, N , rappresenta il numero di elementi che possono essere soggetti al danno potenziale in caso di evento avverso (Canuti P., Casagli N., 1994). Il principio fondamentale di riduzione di tale parametro è la

ricollocazione degli stessi, in modo tale da annullare il rischio ad essi annesso. Tuttavia questa molte volte non è possibile e, per questa ragione, si ricorre agli altri interventi di mitigazione del rischio.

3.1.4 Probabilità di accadimento

La probabilità di accadimento, H (da hazard), consiste nella probabilità che l'evento avverso, che porta al danno potenziale, avvenga (Canuti P., Casagli N., 1994). Di conseguenza, la riduzione di questo termine consiste nella riduzione della probabilità di accadimento, ovvero nell'adottare misure di prevenzione. Misure di prevenzione sono considerate sia il monitoraggio che le opere di consolidamento attive, ovvero interventi che migliorino le caratteristiche meccaniche della zona in questione.

3.1.5 Magnitudo

La magnitudo, come detto in precedenza, viene espressa analiticamente dal prodotto di vulnerabilità e numero degli elementi esposti; essa viene definita come la quantificazione del danno possibile in un determinato punto in esame (Canuti P., Casagli N., 1994). I metodi di riduzione di tale parametro sono, ovviamente, quelli precedentemente citati per la vulnerabilità e gli elementi esposti, essendo il risultato del loro prodotto.

3.1.6 Rischio residuo

Il rischio residuo consiste nella quantificazione del rischio che permane anche a seguito di interventi di miglioramento della sicurezza. Esso rappresenta un punto fondamentale nella valutazione degli interventi, infatti, non essendo plausibile l'azzeramento del rischio, è necessario stabilire quale sia il valore di rischio che possiamo accettare. Stabilito questo valore, esso va comparato con il rischio residuo presente per valutazione della bontà dell'intervento.

3.2 Definizione del rischio relativo al versante

Il rischio è stato definito facendo fede ai dati reperiti nei vari sopralluoghi, esposti nel precedente capitolo. È stata quindi effettuata una valutazione dei rischi, risk assessment, grazie alla quale si sono stabilite le possibili criticità zona per zona. Non è stata sviluppata un'analisi di rischio dal punto di vista analitico, ma solamente da un punto di vista qualitativo poiché ritenuto sufficiente in tale circostanza. Successivamente si è passati alla gestione del rischio, risk management, fase in cui si è deciso come poter sopperire alla presenza di tali rischi e quindi come gestirli. In quest'ultima parte è stata quindi effettuata la scelta su quale rischio fosse accettabile e sono state definite le varie opere di prevenzione e protezione più adatte.

Dall'analisi geostrutturale effettuata non emergono criticità particolarmente spiccate dal punto di vista né del ribaltamento, né dello scivolamento planare o a cuneo di parti di roccia, fatta eccezione per la zona del ciglio aggettante in cui l'elevata pendenza condiziona fortemente la valutazione. Tuttavia, poiché il rilievo è stato effettuato alcuni anni orsono, non è possibile escludere un

deterioramento dell'ammasso roccioso; fenomeno riscontrato, anche se solo superficialmente, nel corso del sopralluogo effettuato. Pertanto risulta necessario considerare alcuni ipotetici rischi a scopo cautelativo, anche nelle zone considerate stabili.

È stata quindi effettuata un'analisi zona per zona dalla quale si sono determinati rischi di diverso genere, la loro quantificazione qualitativa e le misure da adottare; il tutto in ottemperanza ai dati reperiti e a quanto detto riguardo le differenti criticità riscontrate.

Nella parte alta del versante, nella zona dei terrazzamenti, i rischi riscontrabili sono sia il distacco di materiale roccioso dalla zona superficiale, che il possibile collasso di parte del materiale detritico presente, a causa della duplice natura (detritico-rocciosa) del luogo esaminato. Tuttavia non è possibile stabilire con certezza la quantità reale di materiale detritico presente, non conoscendo la profondità del substrato roccioso. Il possibile distacco di materiale roccioso si presenta solamente come problema superficiale in questa zona ed è, inoltre, strettamente legato all'instabilità del detrito sottostante. Un possibile evento di distacco comporterebbe il riversamento di una notevole quantità di detrito e roccia verso la strada, provocando l'interruzione della stessa e costituendo un importante problema di sicurezza. Pertanto la soluzione da adottare deve essere cautelativa, vista la mancanza di riscontri certi e con duplice finalità: di contenimento del detrito e anche di contenimento del materiale roccioso superficiale.

Nella zona a destra della conca detritica, dove sono presenti le lastre poste a franapoggio, il rischio principale ipotizzabile risulta essere quello dello scivolamento planare delle stesse, anche se questo è scongiurato dall'analisi geomeccanica. Infatti, la problematica riscontrabile in tal caso può essere causata dal deterioramento fisico della zona o dal progressivo svuotamento della conca detritica posta in prossimità, con il conseguente cambiamento delle

condizioni geometriche del fronte, considerato nell'analisi geomeccanica, e quindi della stabilità delle lastre stesse. Non va dimenticato, tuttavia, il possibile distacco di materiale detritico superficiale, dovuto sempre a fenomeni di degradazione tipici delle zone fratturate come quella in questione. Il verificarsi di tali eventi comporterebbe la caduta di materiale roccioso di varie dimensioni sulla strada sottostante, causandone l'interruzione e comportando un notevole rischio per gli elementi (veicoli o persone) presenti nella carreggiata nel momento del distacco. Pertanto la soluzione da adottare deve sfavorire l'innescare di tali criticità.

Nella zona dei pinnacoli rocciosi nonostante non si siano riscontrate problematiche nell'analisi geomeccanica, è ipotizzabile l'instaurarsi di fenomeni di crollo, vista la conformazione ed il grado di fratturazione del punto in questione, come riportato nell'inquadramento geomorfologico. Un fenomeno di distacco comporterebbe il riversamento di blocchi di roccia di medie dimensioni sulla strada con conseguente interruzione della viabilità e notevoli rischi per gli elementi in transito al momento del distacco. Sono quindi necessari interventi che possano contenere tale fenomeno di distacco.

La zona del ciglio aggettante risulta la più problematica, dalle analisi effettuate. L'accentuata acclività comporta problematiche sia inerenti allo scivolamento di parti di roccia sulle discontinuità maggiormente presenti nel versante che crolli. In entrambi i casi l'effetto sarebbe, come nei casi precedenti, l'interruzione della SP 169 e i possibili danni materiali agli elementi presenti al momento del distacco, nella porzione di strada sottostante. Gli interventi necessari vertono quindi sulla stabilizzazione del fronte e la connessione dello stesso con la roccia retrostante.

La zona della conca detritica, si differenzia per la natura del materiale. Infatti, qui il rischio è rappresentato da fenomeni di scivolamento del detrito sia nella zona superficiale (colate) che in quella più profonda (scivolamento rotazionale). Le

conseguenze di tali fenomeni sarebbero l'interruzione della viabilità e i danni ad elementi in transito, anche se di entità molto minore rispetto a quelli derivanti da fenomeni di crollo. Saranno quindi necessari interventi di contenimento del materiale presente in modo da evitarne il riversamento sulla sede stradale.

3.3 Sistemi di riduzione del rischio ipotizzabili

Sono stati quindi ipotizzati i vari sistemi di riduzione del rischio consoni al versante da stabilizzare, e adattabili a quelli già presenti in loco. Delle varie tipologie proposte si sono valutati pregi e difetti sia dal punto di vista della stabilizzazione, che dal punto di vista pratico ed economico per effettuare la migliore scelta progettuale possibile.

3.3.1 Opere già presenti in sito

Nella parte alta del versante sono già presenti delle opere di protezione.

Nella zona dei pinnacoli e sopra ad essi, a sinistra della conca detritica, sono presenti dei pannelli di reti in aderenza con funi intrecciate allo scopo di evitare il distacco di parti di roccia dagli speroni presenti e dai punti più fratturati (Figura 26). Tali opere sono state poste in esercizio a seguito degli interventi effettuati nel 2000 conseguenti l'evento franoso verificatosi. Dal sopralluogo effettuato paiono in buono stato di conservazione e non intaccate da eventi di distacco di materiale roccioso.



Figura 26 – Zona degli speroni rocciosi con rete in aderenza

Nella zona a destra della conca detritica, sul ciglio aggettante sottostante i terrazzamenti e nella zona dei lastroni sono presenti altre reti in aderenza, anche in questo caso poste in esercizio nel 2000 (Figura 27 e Figura 28). In tale zona risulta più difficoltoso valutare lo stato di conservazione delle stesse a causa dell'acclività, tuttavia paiono anch'esse in buono stato.

Anche nella zona dei terrazzamenti sono presenti localmente, in piccole porzioni, delle reti in aderenza.



Figura 27 – Zona dei lastroni con rete in aderenza in esercizio



Figura 28 – Zona del ciglio aggettante con rete in aderenza; si può notare l'assenza di raccordo tra i due pannelli di rete posizionati che ricoprono solamente le zone più strapiombanti

Nella parte bassa del versante è presente una barriera paramassi da 2000 kJ, dell'altezza di 4 metri, anch'essa posta in opera nel 2000. Tuttavia, a seguito dell'evento franoso del 2011, risultano integre solamente 2 campate di tale barriera, nello specifico quelle più verso valle, mentre le altre sono state abbattute. Le due campate ancora in sito non presentano danni dovuti ad impatto di rocce e pertanto dovrebbero ancora svolgere a pieno la loro funzione protettiva.

3.3.2 Rafforzamento corticale

I sistemi di rafforzamento corticale sfruttano principalmente l'azione contenitiva data da reti in aderenza, queste possono essere coadiuvate dalla presenza di altri elementi per migliorare il loro effetto. Sono presenti molti differenti tipologie di reti in aderenza e, a seconda di queste, l'effetto di rafforzamento può essere più o meno marcato.

La rete a doppia torsione è una delle tipologie più comuni ed anche più semplici; essa si ottiene attraverso delle maglie metalliche attorcigliate tra loro due volte (da questo dipende il suo nome), che contengono il materiale detritico sottostante. La maglia può essere più o meno larga ed in funzione di questo la resistenza della rete varia, così come la pezzatura del materiale contenuto (Figura 29). Tra le varie reti in aderenza, questa dà un'azione contenitiva abbastanza limitata, tuttavia può essere migliorata dall'aggiunta di funi longitudinali allo stendimento o incrociate, oppure da fittoni nel caso si voglia migliorare le caratteristiche meccaniche della zona contenuta. Tuttavia grandi pregi sono l'elevata flessibilità in tutte le direzioni che permette un'agevole stendimento e, non di minor importanza, la capacità di evitare la smagliatura della rete in caso di rottura di un filo grazie alla doppia torsione. I fittoni,

precedentemente citati, sono essenzialmente delle barre ad aderenza migliorata, di lunghezza abbastanza contenuta, che vengono inserite nel terreno o nella roccia per migliorare la resistenza della stessa, con un'azione di mutuo ingranamento nel caso di terreno e di "impacchettamento" nel caso di roccia (Ferraiolo F., Giachetti G., 2004).

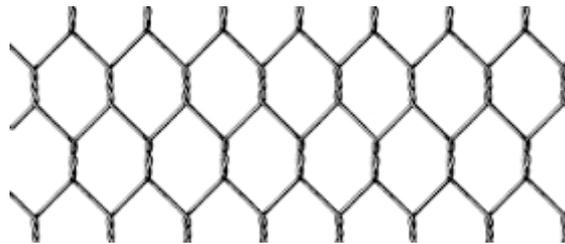


Figura 29 – Rete a doppia torsione; si può osservare il caratteristico intreccio delle maglie che la caratterizza (ediltecnoservice.com)

Un'altra tipologia di reti sono quelle ad anelli. Queste sono formate da anelli di acciaio reciprocamente intrecciati, in modo da formare una superficie unita e resistente. Hanno una resistenza superiore delle reti a doppia torsione e quindi consentono un rafforzamento corticale migliore (Figura 30). Tuttavia a causa della dimensione delle maglie riescono a contenere con più difficoltà il detrito di piccole dimensioni. Anch'esse possono essere migliorate dalla presenza di funi di contenimento opportunamente disposte.



Figura 30 – Esempio di rete ad anelli in esercizio sul versante oggetto di studio; si può osservare il mutuo intreccio delle maglie

Le reti in aderenza, come citato in precedenza, rafforzate da funi, vengono definite pannelli di funi. Esse hanno una resistenza molto elevata e vengono utilizzate nelle zone più critiche (Figura 31).



Figura 31 – Esempio di rete a pannelli di fune posta in esercizio, in questo caso specifico rete a doppia torsione più funi di contenimento (ediltecnoervice.com)

Tutte le tipologie di reti necessitano di un saldo ancoraggio al suolo per poter svolgere al meglio la loro funzione contenitiva. Tale ancoraggio, solitamente, è costituito da delle barre d'acciaio ad aderenza migliorata, poste in fori precedentemente definiti e opportunamente cementate (Figura 32). Devono essere munite di sistema di connessione con la rete in aderenza per svolgere il loro compito. Solitamente tale sistema consta di un passante metallico, detto golfaro femmina, reso solidale alla barra di ancoraggio da sistema a vite o a incastro, e di una fune di raccordo delle due parti (Figura 33).



Figura 32 – Barra ad aderenza migliorata; sono visibili le scanalature che consentono una migliore aderenza tra metallo e cementazione (dywidag-systems.com)



Figura 33 – Golfaro femmina, munito di sistema di collegamento a vite (cordescotte.it)

3.3.3 Opere di prevenzione scivolamento planare

Le opere adatte a questa funzione sono essenzialmente la chiodatura e la tirantatura. Tuttavia la seconda tipologia non è stata presa in considerazione perché non risulta necessaria per le condizioni di esercizio, in particolare le profondità di intervento sono contenute così come le forze in gioco.

La chiodatura consiste nell'inserimento di opportune barre metalliche in fori di perforazione, successivamente cementati (Figura 34).

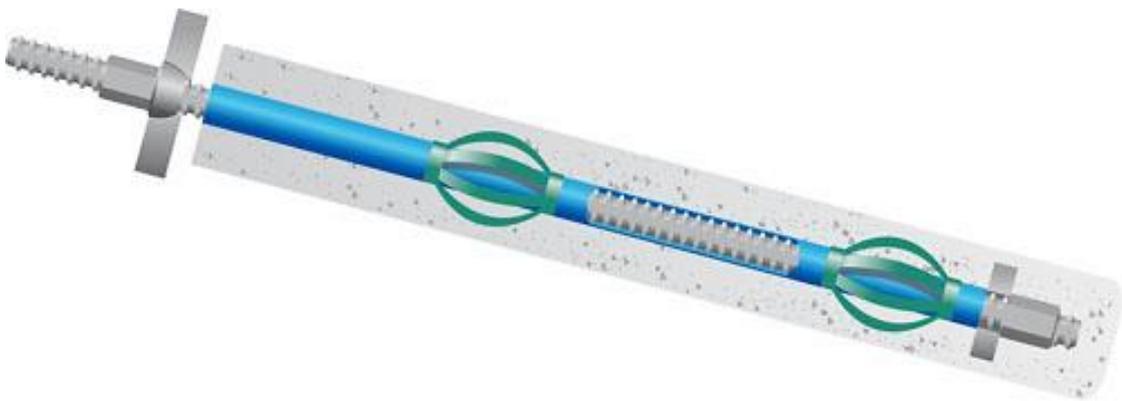


Figura 34 – Esempio di barra d'acciaio per chiodatura; sono visibili gli accentratori (verde), la guaina di protezione (blu), la piastra di ripartizione posta nella parte sommitale (grigio) (dywit.com)

Si possono avere interventi attivi, in cui le barre d'acciaio vengono pretesate, generando una forza stabilizzante, oppure passivi, in cui le barre d'acciaio entrano in funzione nel momento del distacco.

Le difficoltà di intervento sono solitamente imputabili al loro posizionamento, infatti, andando ad agire su superfici particolarmente acclivi, è necessario dotarsi

di idonee perforatrici nel caso in cui la profondità di perforazione necessaria sia superiore ai 3 metri (profondità considerata massima per l'utilizzo di un martello perforatore da parte di un rocciatore). Il dimensionamento di questa tipologia di intervento consiste nella scelta di barre di acciaio di diametro e caratteristiche meccaniche sufficienti allo svolgimento della loro funzione di sostegno (Pelizza S., Peila D., Oggeri C, 2004).

3.3.4 Opere di protezione nella parte bassa del versante

Le opere idonee a questa zona sono quelle di protezione dalla caduta massi. Tra le molteplici tipologie adatte a tale scopo, quelle prese in considerazione sono:

- rilevato paramassi
- barriera paramassi

I rilevati paramassi sono opere di protezione contro la caduta di materiale lapideo particolarmente efficaci nell'intercettare blocchi, anche di notevoli dimensioni, dissipando l'energia cinetica dell'impatto. Essi sono utilizzati per la protezione di aree, anche di notevole estensione, e possono essere costituiti da semplice terreno compattato, da terra rinforzata, da gabbionate, da scogliere o altre tipologie di muri. La tipologia di materiali impiegati influenza sia la forma che le caratteristiche meccaniche, che la capacità di dissipazione dell'energia del rilevato; infatti l'ingombro sarà maggiore e la stabilità strutturale interna sarà minore se non sono presenti sistemi di sostegno, ma allo stesso tempo si avrà minore rigidità e quindi maggiore assorbimento degli urti (Pelizza S., Peila D., Oggeri C., 2004). Uno dei migliori compromessi per la costruzione di questa tipologia di opera è la terra armata, che riesce a coniugare al meglio l'elasticità con il minor ingombro possibile (Figura 35).



Figura 35 - Rilevato paramassi in terra rinforzata, sono ben visibili gli strati all'interno del rilevato e la copertura dello stesso di geosintetico (arpalombardia.it)

Per la costruzione di un rilevato è necessario tenere in conto la geometria e la finalità di tale intervento, per definire il materiale più idoneo alla costruzione, e di conseguenza le caratteristiche del materiale. Per il dimensionamento è necessario fare valutazioni, in base all'obiettivo da conseguire, dell'energia cinetica da dissipare, e successivamente sulla stabilità. Perché l'opera sia idonea è necessario determinare sia la stabilità interna che la stabilità esterna, ma anche la stabilità globale del pendio, valutando così la solidità della fondazione del rilevato. Infine è necessario stabilire la manutenzione necessaria nel corso degli anni per garantire l'idoneità dell'opera di protezione (Pelizza S., Peila D., Oggeri C., 2004).

Ad un rilevato paramassi può essere abbinato un vallo, ovvero una zona antistante di depressione, in cui è possibile l'accumulo di materiale detritico di piccole dimensioni. Per la progettazione di tale sistema di difesa è necessario

tenere presente le condizioni geometriche dell'opera, ma soprattutto le sue condizioni di stabilità. Infatti, uno scavo nella zona di monte aumenterebbe l'altezza della superficie libera del rilevato in questa direzione, condizionando anche la scelta dei materiali di costruzione.

Le barriere paramassi sono alcuni dei principali sistemi di protezione contro la caduta massi. Esse si distinguono in due categorie: a limitata deformabilità e ad alta deformabilità (Figura 36). La prima tipologia agisce in modo tale da arrestare la caduta di un blocco con una ridotta deformazione della barriera, costituita principalmente da funi e montanti; la seconda invece provvede alla dissipazione dell'energia cinetica derivante dall'impatto con deformazioni permanenti (Pelizza S., Peila D., Oggeri C., 2004).

Le due tipologie si differenziano quindi dal punto di vista operativo. Quelle deformabili riescono a dissipare maggiore energia grazie alla possibilità di maggiore deformazione, ma per questa ragione necessitano di spazi più ampi nella zona retrostante la barriera, inoltre ogni qualvolta vi sia un impatto risulta necessaria la manutenzione ed il ricambio della rete colpita. Le barriere a limitata deformabilità, invece, sopperiscono alla minore efficacia di dissipazione con la necessità di minori spazi operativi e di minore manutenzione.



Figura 36 – Esempio di barriera paramassi deformabile in esercizio, sono visibili in primo piano le funi fissate con morsetti all'ancoraggio della barriera; nella parte posteriore si può osservare un dissipatore (freno) della controventatura (ediltecnoervice.com)

In generale una barriera paramassi è composta da una struttura di intercettazione (solitamente reti o funi a seconda della tipologia), zona nella quale viene dissipata l'energia di impatto (Figura 37), trasferendo le sollecitazioni alle altre strutture. Tali strutture sono quelle di fondazione, ovvero gli ancoraggi cementati al suolo, i montanti (Figura 38), che, oltre a trasmettere l'energia alla fondazione, mantengono correttamente dispiegata la barriera, e le funi di controvento che, anche grazie all'utilizzo di sistemi frenanti, dissipano energia e la trasferiscono ad altri sistemi di ancoraggio al suolo (Pelizza S., Peila D., Oggeri C., 2004).



Figura 37 – Struttura di intercettazione di barriera paramassi deformabile, costituita da rete ad anelli più rete a doppia torsione



Figura 38 – Esempio di montante di barriera paramassi, con collegamento all’ancoraggio al suolo (consolrocce.com)

Per la progettazione di una barriera paramassi è importante tenere in considerazione la situazione topografica della zona per poter comprendere al meglio il posizionamento ideale, utile all’intercettazione dei blocchi in caduta. A tale scopo è necessario inoltre uno studio, sia dal punto di vista geologico che geomorfologico, per comprendere al meglio i possibili punti di distacco e le interazioni dei massi distaccatisi con la superficie del pendio.

È fondamentale inoltre definire una dimensione di progetto dei blocchi, attraverso analisi degli eventi storici, sopralluoghi e analisi geomeccaniche, per poter scegliere correttamente la resistenza necessaria alla barriera. Infine, è necessario stabilire le tempistiche e le modalità di manutenzione durante la vita operativa della struttura.

3.3.5 Opere al piede del versante

Le opere al piede del versante che sono state considerate sono: la galleria paramassi e i muri a gravità.

La galleria paramassi è un'opera che consente di proteggere in modo definitivo l'intero tratto stradale senza l'ausilio di altre opere di riduzione del rischio. Essa consiste in una galleria in calcestruzzo armato, solitamente con il lato verso valle non chiuso ma sorretto da pilastri o addirittura completamente aperto, qualora le condizioni di stabilità lo consentano, ricoperto nella parte soprastante da materiale fine, tipo sabbia, per dissipare l'energia derivante dall'impatto di materiale roccioso in caduta (Figura 39). È anche possibile utilizzare delle strutture prefabbricate per i paramenti dell'opera, le quali devono poi essere opportunamente fissate al terreno mediante altre opere in calcestruzzo e talvolta tiranti.



Figura 39 – Esempio di galleria paramassi per protezione dalla caduta di materiale di piccole o modeste dimensioni; si può osservare la totale assenza di colonne di sostegno nella zona di valle e la presenza di coltre detritica di dissipazione nella parte sommitale (“Ponte del Cristo Agordo” (BL); isolarben.it)

I muri a gravità, invece, svolgono un'opera di contenimento della spinta del versante. Mediante questa tipologia di opera è possibile dare maggiore sostegno al piede del pendio, riducendo il rischio di distacco di materiale. Essi come dice il nome svolgono la loro funzione in virtù del loro proprio peso, grazie quindi alla loro struttura contrastano le spinte provenienti da monte. Le tipologie di materiali costruttivi sono molteplici e si differenziano per caratteristiche di resistenza e rigidità, ma anche di estetica; possono essere in calcestruzzo, composti da gabbionate o scogliere, composte da blocchi lapidei. Le differenze tra le varie tipologie implicano anche modalità costruttive differenti (Figura 40 e Figura 41).



Figura 40 – Esempio di un muro a gravità a scogliera con blocchi appoggiati (accattoliscavi.it)



Figura 41 – Esempio di un muro a gravità a gabbioni; ben visibile il posizionamento sfalsato delle gabbie appositamente riempite con materiale roccioso uniforme, di media pezzatura, per ottenere una migliore stabilità (ediltecnoservice.com)

Per il dimensionamento di un muro a gravità è necessario conoscere le caratteristiche geotecniche e morfologiche del terreno su cui verrà eretta l'opera. Dovranno quindi essere stabilite le dimensioni della struttura ed effettuate le verifiche di stabilità.

3.3.5 Opere di regimazione idraulica

I sistemi di drenaggio ipotizzati si suddividono in due categorie principali:

- drenaggi profondi
- drenaggi superficiali

Per quanto concerne i drenaggi profondi, i più adatti alla situazione in esame sono i dreni sub-orizzontali. Questa tipologia di opera di regimazione profonda

delle acque è molto semplice, essa si compone di un tubo microfessurato posto in un apposito perforo (Figura 42). Solitamente viene utilizzato un materiale di rivestimento del tubo per evitare l'intasamento da materiale fine, trasportato dal flusso d'acqua (Del Greco, inedito).



Figura 42 - Tubo in PVC microfessurato, utilizzabile per dreni sub-orizzontali (plafondplast.com)

Per quanto riguarda la progettazione, l'obiettivo principale è la definizione del posizionamento dell'opera, in maniera tale da intercettare le fratture contenenti acqua o la sufficiente profondità di drenaggio. Molto importante per la riuscita del sistema di drenaggio è la perfetta esecuzione delle operazioni di perforazione del dreno, il posizionamento del tubo e lo spurgo dello stesso, in modo da verificarne la funzionalità. È opportuno effettuare, nel corso della vita utile dell'opera, delle verifiche del corretto funzionamento e, in caso sia necessario, delle opere di manutenzione.

I sistemi di drenaggio superficiali comprendono tutte le strutture che favoriscono il convogliamento e lo smaltimento dei flussi superficiali. Tali sistemi, nel nostro caso si compongono di canaline di scolo di varia tipologia.

Le canaline possono essere costruite con diverse tipologie di materiali, a seconda delle esigenze progettuali. Possono quindi essere sia costruite in posto, tramite gettata in calcestruzzo, che essere solamente posizionate ed allineate con componenti prefabbricati (Figura 43). È possibile inoltre creare canaline senza l'inserimento di ulteriori materiali, rispetto a quelli utilizzati nelle altre opere, ovvero ricavando una depressione adiacente ad un'altra opera e del medesimo materiale da costruzione, sfruttando solamente la differenza di quota. Vengono inoltre utilizzate delle caditoie, cioè dei pozzetti coperti da grate, per lo smaltimento dell'acqua raccolta verso il sistema fognario o in una zona indicata.



Figura 43 – Esempio di canaline ramificate per regimazione delle acque superficiali, costruite con geostuoia rivestita da pellicola impermeabile (geoprodotti.eu)

La progettazione di questi sistemi richiede la conoscenza topografica e morfologica della zona per poter stabilire le zone da drenare e l'inclinazione necessaria per le canalette. Va invece stimata la portata massima di smaltimento per la scelta delle dimensioni. Si deve, inoltre, preventivamente predisporre un programma di verifica delle condizioni di esercizio dell'impianto e di possibile manutenzione.

CAPITOLO 4: DEFINIZIONE PROGETTO

Questo capitolo tratta della formulazione del progetto vero e proprio.

Per prima cosa viene definita la linea guida che è stata seguita per la sua definizione, in modo tale da far comprendere quali siano i passi fondamentali nella creazione di un progetto. Successivamente, prendendo in considerazione le proposte analizzate nel capitolo precedente, si definiscono quali siano gli interventi più opportuni per il caso in questione. Una volta effettuata tale scelta, si procede con i dimensionamenti, per verificarne l' idoneità e per poi poterne definire il costo finale. Infine, si stabiliscono altre parti fondamentali del progetto, quali organizzazione, fattibilità e tempistiche, senza le quali il progetto stesso non avrebbe completezza.

4.1 Organizzazione progettuale

Il progetto per essere definito ha seguito un'idea guida di fondo, che ha stabilito vari step procedurali, in base ai quali si sono predisposte le analisi del caso e prese decisioni.

Il primo passo è stato quello di reperire il materiale già in possesso da precedenti indagini di sito e precedenti sopralluoghi. In base a questo materiale si è potuto comprendere al meglio la situazione presente in loco.

In seguito è stato effettuato un sopralluogo per poter osservare i cambiamenti avvenuti rispetto al passato, quindi definire lo stato attuale del pendio, documentare fotograficamente la zona e avere una più chiara idea del luogo nel suo complesso. Durante il sopralluogo si è valutata l'alterazione della roccia e

sono state effettuate alcune misure delle giaciture e delle caratteristiche meccaniche per metterle in relazione con i dati già in possesso e valutarne eventuali differenze. È stato inoltre valutato lo stato di fatto delle opere presenti sul posto per poter prendere decisioni ponderate sugli interventi necessari, in modo da integrare quelli già presenti.

Successivamente sono state prese in considerazione tutte le tipologie possibili di intervento per poter disporre del più ampio campo di scelta ipotizzabile e poter effettuare la miglior scelta possibile, considerando in primo luogo l' idoneità dal punto di vista della sicurezza, ma anche il rapporto costi-benefici.

Sono quindi state effettuate le scelte più idonee al contesto. Per effettuare tali scelte, nella maniera più opportuna, ci si è serviti, oltre che dei dati e dei rilievi in possesso, anche della realizzazione di tavole. A tale scopo sono state utilizzate fotografie del pendio, in modo da avere una visualizzazione ipotetica dell' opera realizzata. Con l' ausilio delle tavole si sono potute valutare la fattibilità delle varie opere e le difficoltà dal punto di vista organizzativo ed operativo a cui si sarebbe andati incontro.

Inoltre sono stati effettuati i dimensionamenti e le verifiche (dove necessario), quantificati i materiali e le attrezzature necessarie.

Una volta stabilite le tipologie di intervento, si è definito tutto il "contorno"; cioè si sono definite le opere preliminari necessarie alla realizzazione in sicurezza delle opere, l' organizzazione delle varie procedure, le tempistiche progettuali e tutti gli altri aspetti necessari alla realizzazione del progetto.

Infine sono state realizzate le tavole definitive del progetto, sempre utilizzando come supporto la documentazione fotografica, in cui sono state rappresentate tutte le opere da realizzare con le loro caratteristiche ed il loro posizionamento reale.

4.2 Definizione modalità di intervento

Tra tutte le varie opere adattabili al caso in esame, precedentemente esposte, sono state scelte quelle che risultavano essere più idonee.

Oltre alle opere precedentemente citate, si è scelto di effettuare dei sondaggi preliminari per avere un'idea più precisa della profondità del substrato nelle zone detritiche. In base a questi dati possono infatti essere ipotizzate soluzioni progettuali differenti.

4.2.1 Sondaggi

I sondaggi dovranno essere effettuati allo scopo di indagare la profondità degli ammassi detritici e, di conseguenza, definire con precisione la posizione del substrato roccioso; essi saranno 4: uno al di sopra della zona terrazzata, uno nella parte bassa ed infine due a bordo della SP 169.

Il sondaggio nella parte alta dovrà avere una profondità di 15 metri in verticale, in modo tale da avere la sicurezza di intercettare la superficie di discontinuità anche nel caso peggiore preventivabile (Figura 44).



Figura 44 – Posizionamento sondaggio nella parte alta

Il sondaggio nella parte bassa del versante dovrà avere una profondità di 15 metri in verticale ed anch'esso dovrà appurare la profondità della superficie di discontinuità (Figura 45).

I sondaggi a bordo strada dovranno avere una profondità di 3 metri e ciascuno avrà uno scopo esplorativo, in quanto in tale area dovrà successivamente essere posto il sistema di rafforzamento del piede del versante (Figura 45).



Figura 45 – Posizionamento sondaggi nella parte bassa

Tutti i sondaggi dovranno essere fatti a recupero di carota, con perforatrice a rotazione o rotopercolazione, con testa di perforazione a corona diamantata per rocce dure, di diametro compreso tra 76 mm e 101 mm.

4.2.2 Zona dei terrazzamenti

Nella zona dei terrazzamenti l'obiettivo da raggiungere, come detto in precedenza, è duplice, ovvero contenere eventuale materiale roccioso che potrebbe staccarsi da tale zona e allo stesso tempo evitare che il materiale detritico scivoli verso il basso.

La scelta è quindi ricaduta, vista la duplicità di intento, su un sistema misto, cioè una rete in aderenza, di tipo a doppia torsione, a cui verranno aggiunte delle funi per ottenere maggiore capacità contenitiva, e dei fittoni che invece

provvederanno al miglioramento delle condizioni del detrito, rendendolo più compatto per mutuo ingranamento, come precedentemente descritto. Le funi saranno stese longitudinalmente rispetto ai terrazzamenti, una vicino al ciglio ed una vicino al piede del terrazzamento retrostante. La rete a doppia torsione sarà fissata al terreno mediante ancoraggi; essi verranno resi solidali alla rete stessa mediante dei golfari femmina montati sulla testa del palo di ancoraggio, in cui passerà una fune che correrà inoltre nelle maglie esterne della rete, rendendo il sistema solidamente ancorato al suolo. I fittoni saranno posti su due file per ogni battuta del terrazzamento, in corrispondenza del passaggio delle funi. Anch'essi presenteranno nella parte terminale il golfaro passacavo per renderli solidali alla rete, mediante il passaggio della fune.

Al momento non si conosce ancora con certezza la profondità della superficie di scivolamento, tuttavia grazie al sondaggio che verrà effettuato si avranno dati reali a riguardo e, in caso di riscontro di ulteriori problematiche, si potrà modificare leggermente la scelta effettuata.

4.2.3 Zona dei lastroni

Per quanto riguarda il rischio di scivolamento delle lastre, come detto in precedenza, l'unica opera presa in considerazione, viste le condizioni di esercizio, è la chiodatura. È stato scelto di effettuare una chiodatura passiva poiché la forza passiva esercitata dai chiodi risulta più che sufficiente per la stabilizzazione dell'ammasso. Una chiodatura attiva avrebbe sviluppato una forza ancora maggiore, tuttavia, anche per le criticità esecutive dovute alla difficoltà di accesso e alla pendenza della zona, non è stata scelta come soluzione ideale.

In tale zona dovrà inoltre essere installata una rete in aderenza della tipologia a doppia torsione per contenere eventuali parti superficiali, indebolite dal decorso

erosivo. La scelta di tale tipologia di rete di protezione deriva da vari fattori: la zona da ricoprire risulta di notevoli dimensioni ed è già presente la chiodatura, come intervento di consolidamento primario. Pertanto la rete in aderenza deve essere solamente un intervento di protezione dal distacco di materiale di piccole dimensioni e allo stesso tempo di facile posizionamento e costi adeguati al contesto. Quindi si è scelta la rete a doppia torsione poiché rispecchiava a pieno le caratteristiche di flessibilità e resistenza idonee.

Dovranno essere installati anche i nuovi ancoraggi per fissare la rete in aderenza al versante. Tali pali saranno muniti, sulla testa, di un golfaro femmina in cui passerà la fune che li renderà solidali alla rete.

4.2.4 Zona dei pinnacoli

In questa zona sono già presenti delle reti in aderenza, che la ricoprono per la quasi totalità, della tipologia a pannelli di funi; esse sono ad oggi in buone condizioni, pertanto non necessitano di sostituzione. Tuttavia si è deciso, per migliorare la tenuta di questa parte del versante e consentirne la perfetta tenuta anche in futuro, di integrare le reti presenti con nuove reti in aderenza per coprire ancora meglio l'ammasso roccioso e di aggiungere dei nuovi ancoraggi alle reti già presenti. La rete in aderenza utilizzata sarà conforme a quella già in esercizio, e quindi, per precisione, sarà una rete ad anelli, rafforzata con delle funi contenitive. Gli ancoraggi, come anche i precedenti, presenteranno sulla testa del palo un golfaro femmina in cui passerà la fune, che li renderà solidali alla rete.

4.2.5 Zona del ciglio aggettante

Nella zona a destra della conca detritica centrale dovrà essere completata la copertura del ciglio aggettante, raccordando i due pannelli già presenti in loco con una rete in aderenza a pannelli di fune, per dare continuità alla precedente opera di protezione. Dovrà inoltre essere inserita una nuova rete verso la conca detritica per una maggiore finitura della zona.

La tipologia di rete scelta è del tipo a pannelli di funi, conformemente a quelle già in esercizio; poiché diverse tipologie potevano avere risposte meccaniche adeguate alle sollecitazioni presenti, questa scelta è stata effettuata principalmente per mantenere l'uniformità dell'opera di protezione con la precedente.

Dovranno essere aggiunti nuovi ancoraggi alle reti preesistenti oltre a quelli che dovranno essere installati per le nuove reti; tali ancoraggi presenteranno sulla testa del palo un golfaro femmina, in cui passerà la fune che li renderà solidali alla rete. Le reti nuove verranno unite a quelle già in esercizio mediante funi passanti alternativamente nelle maglie esterne dell'una e dell'altra.

Verrà inoltre eseguita una chiodatura sul ciglio permettendo così una maggiore stabilità dello stesso, per rendere continua l'azione di contenimento e scongiurare fenomeni di scivolamento.

4.2.6 Zona bassa del pendio

In questa zona la scelta, su quale fosse l'opera migliore da realizzare, si è rivelata più ardua che in altri punti del versante. Infatti, diverse opere avrebbero potuto portare benefici dal punto di vista della sicurezza, anche se per ragioni diverse.

Con un vallo paramassi in terra rinforzata si otterrebbe un duplice risultato: sia la protezione dalla caduta di materiale roccioso di dimensioni medio-grandi che contenimento del materiale detritico presente nella conca centrale.

Con la rete paramassi invece si otterrebbe principalmente la protezione dalla caduta di massi. Tuttavia una parte di rete è ancora presente da un precedente intervento.

La scelta tra le due tipologie di opere è stata effettuata valutando adeguatamente sia i risultati dal punto di vista della riduzione del rischio che gli aspetti logistici e costruttivi.

Sebbene la creazione del vallo potesse sembrare, in un primo momento, la soluzione migliore per la duplicità di protezione proposta si è incorsi in alcune problematiche:

- Difficoltà costruttive
- Difficoltà logistiche

Per prima cosa risulterebbe un grave problema la tempistica di costruzione, infatti, il rilevato non potrebbe essere costruito prima della creazione di una qualunque opera al piede del versante poiché necessiterebbe di una riprofilatura del terreno, che potrebbe essere effettuata solamente ad opera finita. Questo potrebbe comportare un problema dal punto di vista della sicurezza, infatti, i lavori al piede del versante verrebbero eseguiti senza nessuna importante opera di protezione a tergo.

Altra problematica, tutt'altro che irrilevante, è la mancanza di spazio fisico per la costruzione di un vallo di altezza idonea alla protezione dalla caduta massi, a causa dell'acclività di alcune zone del versante. Proprio per questa mancanza di spazio, non sarebbe possibile la creazione di una fondazione sufficientemente resistente a sostenere un vallo di altezza adeguata.

In relazione a queste valutazioni tale soluzione è stata scartata, anche perché creare un'opera ottima dal punto di vista della riduzione del rischio, ma di per sé insicura, sarebbe risultato un controsenso inaccettabile.

La scelta è ricaduta quindi sulla barriera paramassi, un'opera molto più snella e che potrà essere realizzata indipendentemente dall'opera sottostante. Tale scelta non deve essere considerata un ripiego, anche se alla luce delle considerazioni precedenti potrebbe sembrarlo, poiché, grazie alle sue caratteristiche di estrema resistenza, costituisce un'opera di protezione dalla caduta massi perfettamente adeguata e molto più versatile dal punto di vista costruttivo. Essa potrà essere di altezza di gran lunga superiore a quella di qualsiasi vallo precedentemente ipotizzato. La problematica maggiore potrebbe sembrare la mancanza di protezione dalla possibile colata di detrito, tuttavia, rispetto al passato, questa problematica risulta meno centrale in quanto, proprio a causa dei trascorsi eventi franosi, il materiale detritico presente è fortemente ridimensionato ed inoltre un'eventuale colata rappresenta un rischio minore dal punto di vista della sicurezza.

4.2.7 Zona al piede del versante

Per quanto concerne la zona al piede del versante, a bordo strada, è stata subito scartata l'ipotesi della costruzione di una galleria di qualunque genere. Anche se questo avrebbe provveduto alla definitiva risoluzione dei problemi della zona, il

suo costo risulta assolutamente fuori portata e di conseguenza la sua scelta nemmeno ipotizzabile.

Si è scelta un'opera che potesse dare maggiore resistenza al piede del versante ed in questo modo contenere l'eventuale crollo di parte del detrito, ancora presente nella parte centrale del versante. Tra le varie tipologie di strutture possibili si è scelta una scogliera cementata, opera che coniuga una certa resistenza strutturale ad un perfetto inserimento paesaggistico nell'ambiente rurale. Non di minor importanza risultano essere l'elasticità, che può fornire questa struttura rispetto ad un'opera in calcestruzzo, ed il costo abbastanza contenuto. Il muro sarà composto da tre parti principali: la fondazione, il paramento ed il cordolo di testa. La fondazione sarà costituita da calcestruzzo armato; il paramento sarà costituito da materiale lapideo di medio-grandi dimensioni, con cementazione all'interfaccia per avere una maggiore tenuta; il cordolo di testa sarà anch'esso di calcestruzzo armato e fungerà da finitura dell'opera.

Poiché non tutta la zona interessata dall'intervento di messa in sicurezza presenta le medesime problematiche, ed in particolare solamente la parte sottostante la conca necessità di contenimento del detrito, si è pensato di progettare un muro a scogliera su tutto il tratto, ma di altezze differenti a seconda della zona. In tal modo si ha un rafforzamento del piede del pendio su tutta la zona, tuttavia non si crea un'opera troppo sovradimensionata laddove non se ne presenta la necessità. Quindi la scogliera presenterà due settori, uno nella parte più a monte di altezza superiore (nella zona antistante la conca detritica) ed una di altezza ridotta nella parte più esterna verso valle.

L'unico problema, riscontrato per l'edificazione di tale struttura, è lo scavo di sbancamento necessario per la costruzione della sua fondazione e successivamente della scogliera stessa.

Per ovviare a tale problematica si è deciso di utilizzare, a sostegno dello scavo, una berlinese di micropali. Tale struttura è composta da tubi in acciaio, di diametro congruo alla resistenza richiesta, che vengono cementati nel terreno, fornendo una superficie di resistenza grazie al mutuo ingranamento che si crea tra i grani del detrito presenti tra un micropalo ed il successivo. Sulla testa dei micropali dovrà essere realizzato un cordolo in calcestruzzo armato, che dia continuità e resistenza all'opera.

Per rendere la berlinese ancora più resistente ed evitare colate (anche se di piccole dimensioni) di detrito durante i lavori di scavo, si è deciso di predisporre il posizionamento di una rete elettrosaldata in aderenza alla berlinese; in tal modo si aumenta ulteriormente la resistenza della stessa e si evitano rallentamenti soprattutto nei lavori di getto della fondazione. Vengono inoltre predisposti dei saettoni di controventatura, utili anch'essi a fornire maggiore resistenza alla struttura. La scelta di tali opere di sostegno, a discapito di barre di ancoraggio del cordolo, è derivata dall'impossibilità di definizione del posizionamento della roccia nella zona retrostante la berlinese e di conseguenza dalla presenza di importanti problematiche nel dimensionamento del sistema di ancoraggio.

A tergo del muro a scogliera, una volta ultimati i lavori, si è deciso di effettuare un rinterro e la posa di una geoiuta per contrastare l'erosione superficiale della zona.

4.2.8 Regimazione idraulica

Per quanto concerne la regimazione idraulica, essa è stata prevista in diverse zone del pendio e secondo differenti tipologie.

Nella zona dei terrazzamenti si è scelto di optare per dei dreni sub-orizzontali; essi verranno posizionati nel mentre verranno eseguiti gli altri lavori nella zona. Essi permettono di evitare la saturazione della zona detritica e quindi di prevenire lo scivolamento della stessa.

A tergo della scogliera si potrebbe creare un problema di accumulo di acque dovuto alla conformazione stessa del versante, per questa ragione si predispongono la realizzazione di barbacane al momento della costruzione del paramento della scogliera. Tali tubi permettono il drenaggio dell'acqua accumulatasi in questa zona e la convogliano a bordo strada.

Proprio in questa zona dovrà essere predisposto un ulteriore sistema di regimazione, poiché il deflusso dell'acqua sul manto stradale potrebbe generare problemi soprattutto nei mesi invernali. Il sistema scelto non sarà composto da una canalina prefabbricata, che correrebbe il rischio di intasamento, ma sarà formato da un leggero avvallamento "triangolare", adiacente alla scogliera, che permetterà il naturale deflusso per gravità delle acque. In tal modo si ridurrà il rischio di intasamento e, di conseguenza, la necessità di manutenzione. Saranno inoltre predisposte, a bordo strada, alcune caditoie che permetteranno alle acque raccolte di essere convogliate verso il fiume, dall'altro lato della SP 169.

4.3 Dimensionamenti e verifiche opere

Una volta definita la natura delle opere si è passati al dimensionamento delle stesse, alla verifica, qualora risulti necessario, ed alla quantificazione dei materiali in gioco.

4.3.1 Ancoraggi e reti in aderenza

Come ancoraggi verranno utilizzate delle barre ad aderenza migliorata, tipo Dywidag, in acciaio B500B, di diametro nominale 28 mm e di lunghezza 4 metri, ad eccezione di alcuni ancoraggi, nella zona del ciglio aggettante, che saranno di 6 metri, per la particolare criticità della zona. Tutti dovranno essere muniti di centratori per permettere una corretta allocazione all'interno del foro.

Andranno eseguite la perforazione e la cementazione per ogni singolo ancoraggio; tali operazioni andranno eseguite in parete, per questa ragione si dovrà utilizzare una slitta di perforazione da parete, che verrà di volta in volta ancorata all'ammasso roccioso per permettere la perforazione. Il diametro di perforazione dovrà essere maggiore di 75 mm, quest'ultima sarà effettuata mediante l'utilizzo di perforatrice a rotazione o rotopercolazione a distruzione di nucleo, con una testa di perforazione con corona diamantata per rocce dure.

La cementazione degli ancoraggi verrà effettuata, come già detto in precedenza, immediatamente dopo la perforazione di ogni singolo ancoraggio; si opererà con iniezione in risalita di boiaccia cementizia con rapporto acqua/cemento pari a 0.5 ed utilizzo di tubi a manchette; il cemento utilizzato sarà del tipo 32.5, con additivi antiritiro (Figura 46).

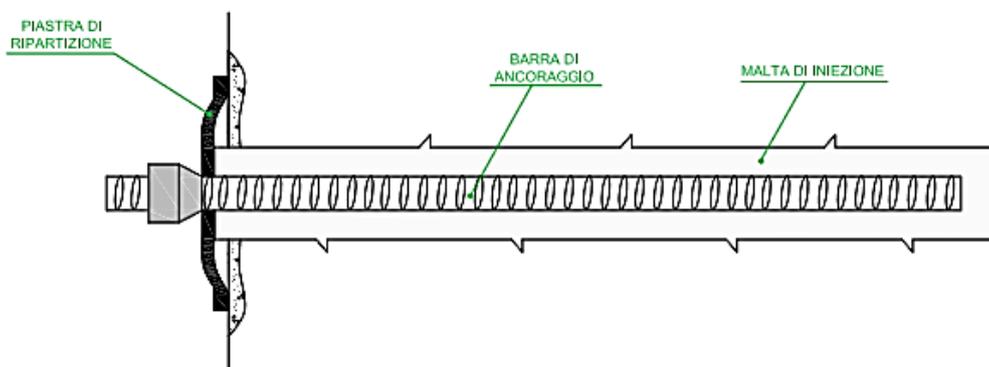


Figura 46 – Ancoraggio tipo con indicate le varie componenti previste

Ad ogni ancoraggio verrà accompagnato un golfaro femmina passacavo che verrà reso ad esso solidale; ciò permetterà di collegare l'ancoraggio alla relativa rete in aderenza.

Particolare attenzione merita la zona del ciglio aggettante in cui si è scelto di utilizzare ancoraggi di 6 metri, sul bordo superiore dei pannelli di rete, in corrispondenza col il bordo strapiombante, per dare maggiore resistenza a tale zona e metterla meglio in raccordo con la parte soprastante.

Gli ancoraggi che verranno installati saranno pari a 16 nella zona del ciglio aggettante, di cui 7 da 6 metri e 9 da 4 metri, 10 nell'integrazione dei pannelli nella zona dei pinnacoli rocciosi e 17 nella zona dei lastroni.

Nella zona dei terrazzamenti non verranno utilizzati gli ancoraggi precedentemente citati ma, in tale zona, verranno messi in esercizio 18 fittoni che fungeranno anche da ancoraggi della rete in aderenza. Essi sono costituiti da barre ad aderenza migliorata, di diametro nominale 24 mm e di lunghezza 3 metri, munite anch'esse di golfaro femmina solidale alla testa per consentire il passaggio della fune di raccordo con la rete; dovranno essere cementati con iniezione di boiaccia antiritiro con rapporto indicativo acqua/cemento pari a 0.5 (Figura 47).

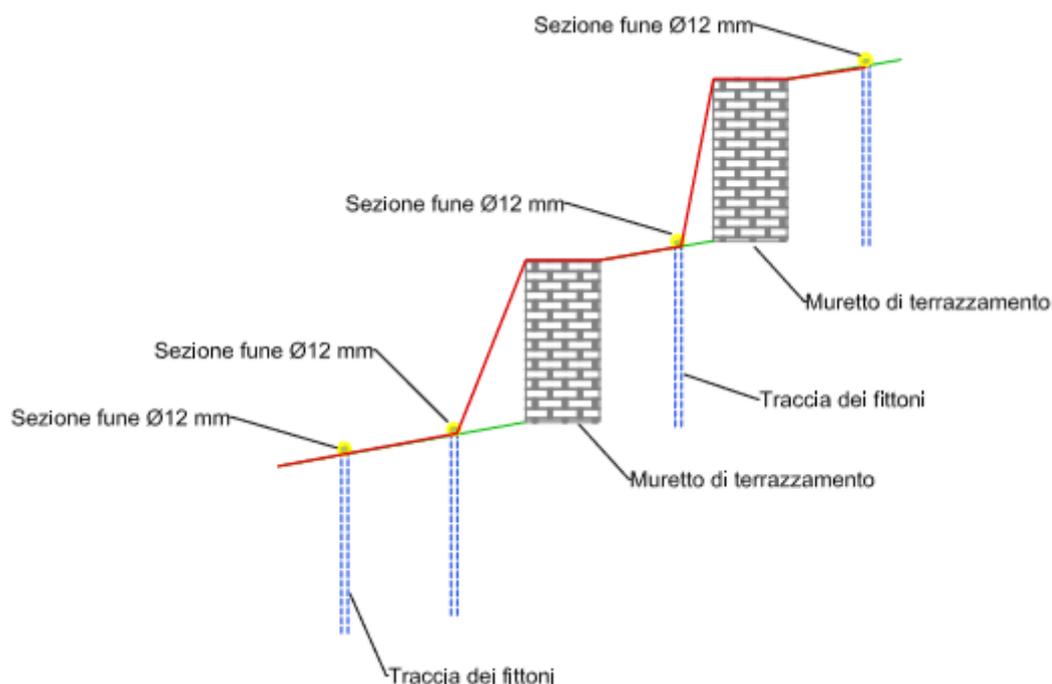


Figura 47 – Sezione esemplificativa della disposizione del sistema di protezione nella zona dei terrazzamenti

Tutte le reti dovranno essere fissate agli ancoraggi mediante fune in acciaio di diametro 12 mm, passante nelle maglie più esterne della rete e nel golfaro solidale con l'ancoraggio. Le connessioni tra pannelli di rete attigui dovranno essere effettuate mediante l'utilizzo di funi di diametro 8 mm, passanti alternativamente nelle maglie della rete e il successivo bloccaggio con morsetti (Figura 48).

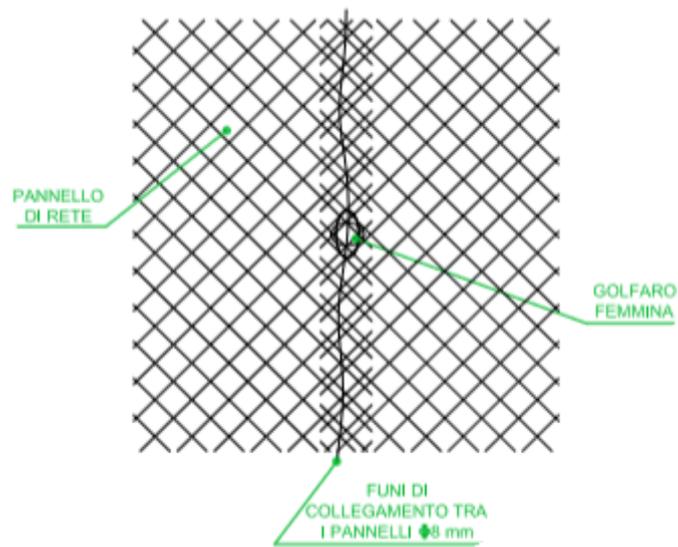


Figura 48 – Particolare della connessione tra reti attigue

Nel caso delle reti a pannelli di funi si avrà un intreccio a x delle funi in modo tale da ottenere una migliore resistenza (Figura 49).

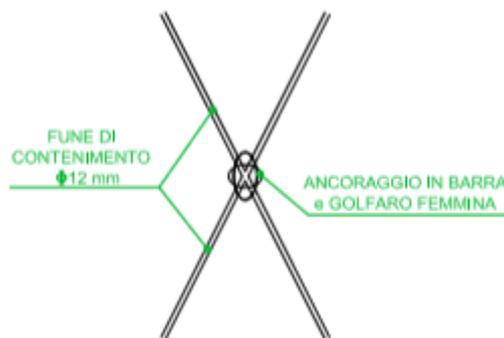


Figura 49 - Particolare dell'intreccio delle funi nelle reti in aderenza a pannelli di funi

Le reti dovranno essere stese mediante l'ausilio di mezzi meccanici e operatori in parete, in modalità idonee all'acclività della zona trattata.

Nella zona dei terrazzamenti verrà posta la rete a doppia torsione, in modo tale da ingabbiare l'ammasso detritico e i muretti in pietrame. La dimensione approssimativa della rete è stata stimata pari a circa 70 m² (Figura 50).

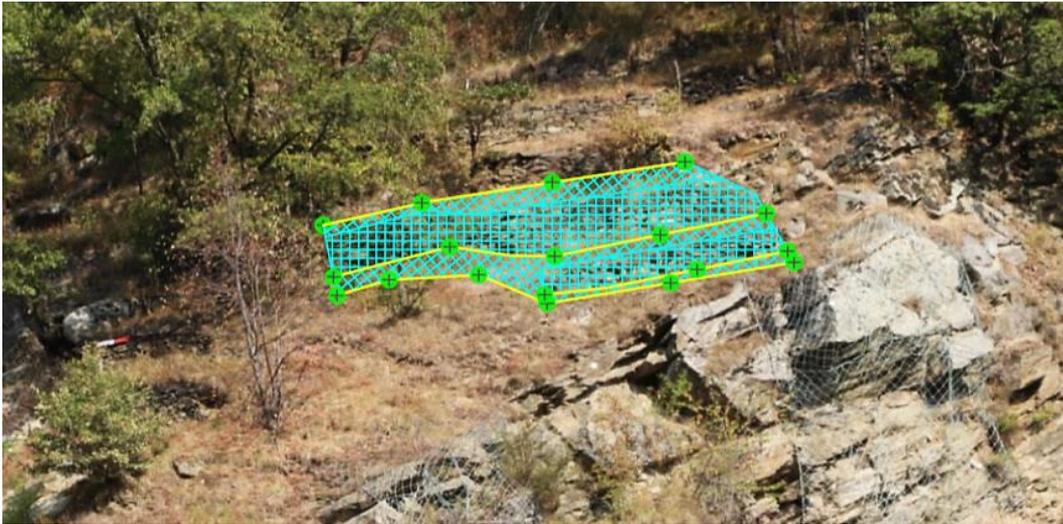


Figura 50 - Posizionamento rete doppia torsione con fittoni nella zona dei terrazzamenti (rete a doppia torsione: azzurro; funi: giallo; fittoni: cerchi verdi)

Nella zona del ciglio aggettante verrà aggiunta la parte mancante di copertura con rete in aderenza a pannelli di funi, ricoprendo un'area di circa 180 m² (Figura 51 e Figura 52).

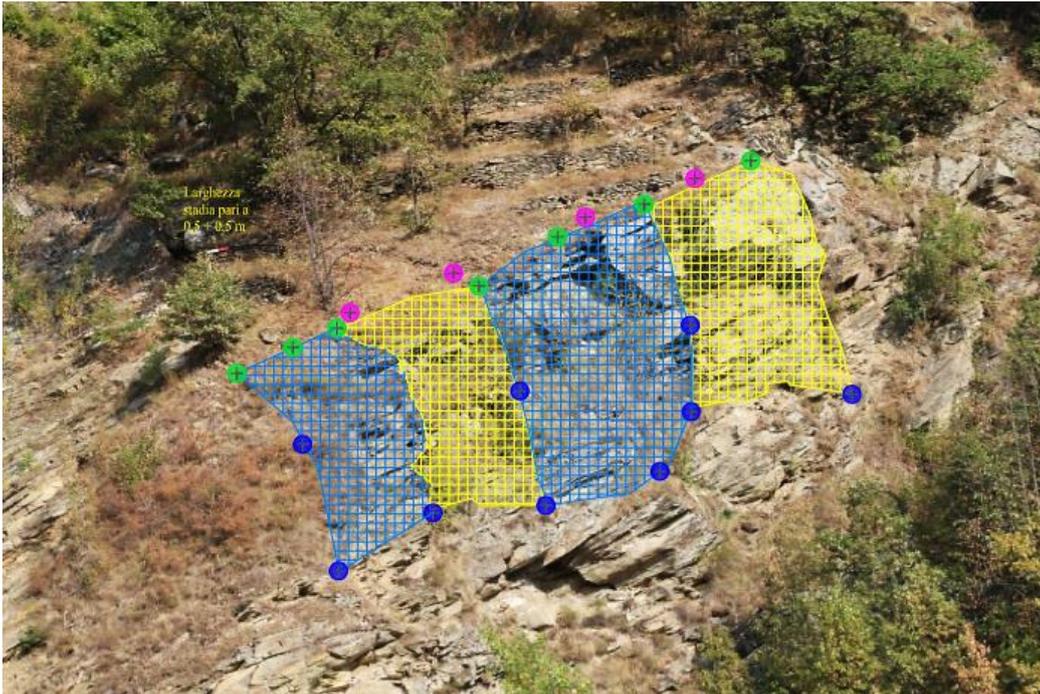


Figura 51 – Posizionamento rete a pannelli di funi nella zona del ciglio aggettante (rete a pannelli di funi: blu; rete già presente in posto: giallo; ancoraggi da 4 m: cerchi blu; ancoraggi da 6 m: cerchi verdi; chiodatura addizionale: cerchi viola)

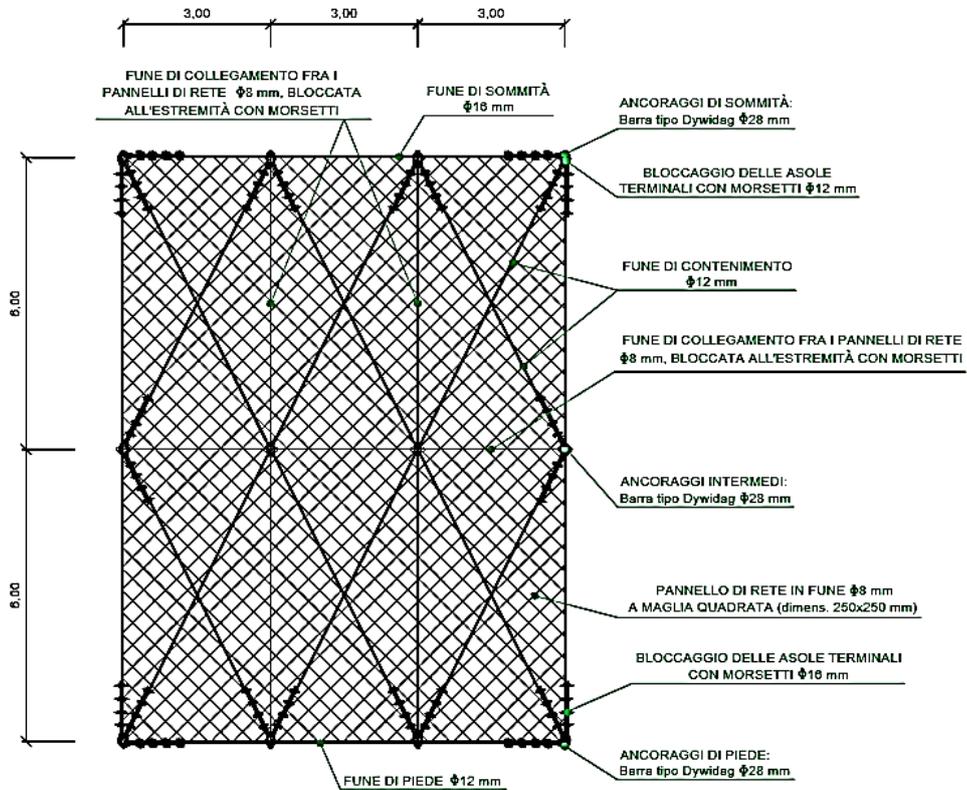


Figura 52 – Rete a pannelli di funi con tutte le componenti, quote in metri

Nella zona dei lastroni verrà installata la rete a doppia torsione, essa avrà un'estensione di circa 600 m² (Figura 53).

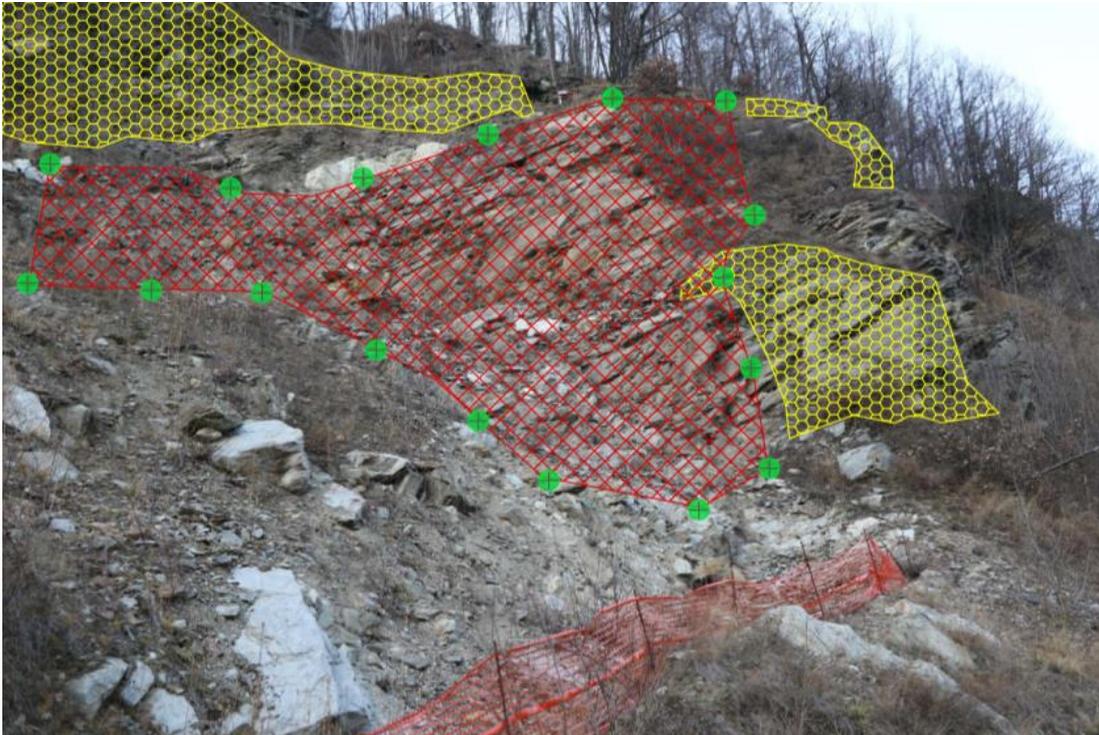


Figura 53 – Posizionamento rete a doppia torsione nella zona dei lastroni, relativi ancoraggi e reti già presenti in posto (rete DT: rosso; ancoraggi: verde; rete già presente in posto: giallo)

Infine nella zona a sinistra della conca detritica, dove sono presenti i pinnacoli rocciosi, verrà ampliata la rete presente ricoprendo un'area di circa 200 m² (Figura 54).

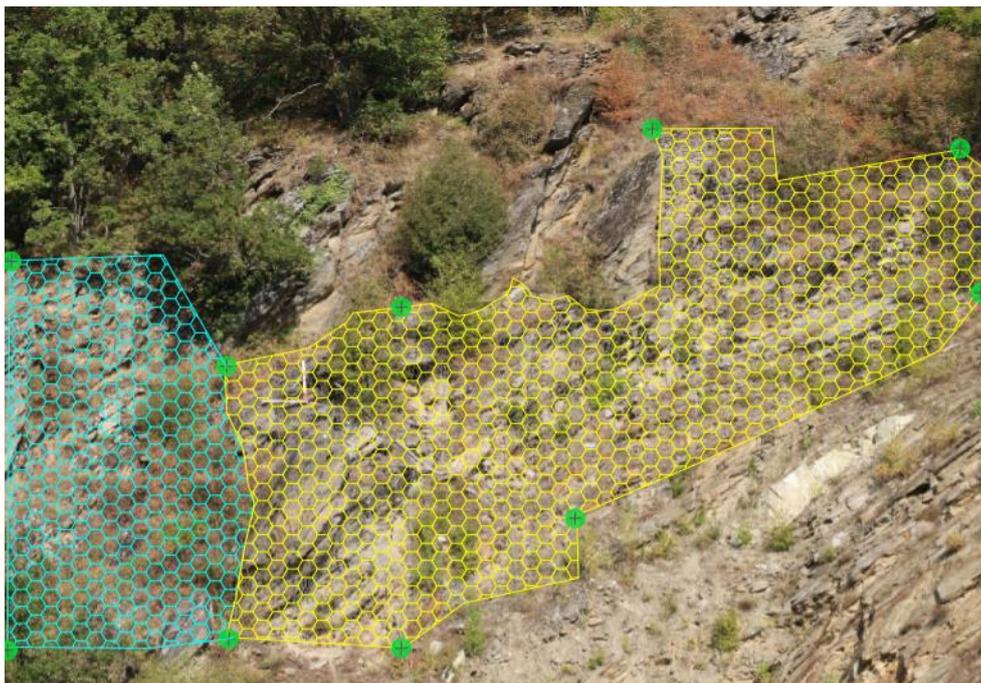


Figura 54 – Posizionamento rete ad anelli (rete ad anelli: azzurro; rete già presente in posto: giallo; nuovi ancoraggi: verde)

4.3.2 Chiodatura

Per il dimensionamento è stato analizzato un blocco potenzialmente instabile, i valori utilizzati sono stati fortemente incrementati, in favore di sicurezza, rispetto ai dati derivanti dal rilievo geostrutturale. Tale scelta è stata effettuata anche a causa del progressivo deterioramento del versante nel corso degli anni che in alcune zone ha generato variazioni dal punto di vista geometrico. Sono state quindi considerate 3 lastre sovrapposte, con le caratteristiche riportate in Tabella 2.

Lunghezza	Inclinazione lastra	Inclinazione fronte	Altezza	n° strati considerati	Profondità
[m]	[°]	[°]	[m]	[-]	[m]
4	30	80	1	3	1.5

Tabella 2 – Caratteristiche del blocco considerato

Dopodiché, con l'utilizzo dei dati riportati in Tabella 3, si è calcolato il fattore di sicurezza in condizioni asciutte e di completa saturazione con le formule riportate qui di seguito; i risultati sono riportati in Tabella 4.

$$FS = \frac{(W \cdot \cos \alpha) \cdot \operatorname{tg} \phi}{W \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

$$FS = \frac{(W \cdot \cos \alpha - V) \cdot \operatorname{tg} \phi}{W \cdot \operatorname{sen} \alpha + U}$$

Dove FS rappresenta il fattore di sicurezza, W il peso, α l'inclinazione della lastra, ϕ l'angolo di attrito interno, V la componente di spinta verticale dell'acqua e U la componente di spinta orizzontale dell'acqua.

Peso di volume roccia	Angolo d'attrito interno	Peso di volume acqua
[kN/m ³]	[°]	[kN/m ³]
25	29	10

Tabella 3 – Dati relativi all'ammasso

	Fattore di sicurezza
Asciutto	0.960
Completa saturazione	0.566

Tabella 4 – Fattori di sicurezza nelle varie condizioni

Le condizioni considerate sono fortemente penalizzanti e di conseguenza non perfettamente conformi alla realtà dell'ammasso roccioso, infatti, sono state considerate: delle persistenze delle fratture del 100%, delle condizioni di completa saturazione (che difficilmente si potrebbero instaurare in questa porzione di materiale), inoltre l'angolo di attrito interno è stato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 (D.M. 14 gennaio 2008).

La chiodatura viene posta perpendicolare alla superficie di discontinuità, con due chiodi per ogni blocco considerato, e viene infissa con interasse pari a 1.5 metri.

Utilizzando, quindi, un chiodo ad aderenza migliorata della Dywidag del tipo B500B, con resistenza allo snervamento di 329 kN, di diametro nominale 28 mm (sono stati appositamente scelti della stessa tipologia degli ancoraggi, per facilitare l'esecuzione dei lavori), è stato ricalcolato il fattore di sicurezza, con la formula riportata qui di seguito, nelle condizioni di completa saturazione, considerando un ulteriore fattore di resistenza dato dalla chiodatura passiva, tale valore viene considerato come una coesione aggiuntiva poiché entra in gioco solamente nel momento di un distacco, e si è così ottenuto il risultato riportato in Tabella 5 e Figura 55.

$$FS = \frac{(W \cdot \cos \alpha - V) \cdot \operatorname{tg} \phi + n \cdot R}{W \cdot \operatorname{sen} \alpha + U}$$

Dove, a parte i termini già definiti in precedenza, n rappresenta il numero di chiodi e R rappresenta la resistenza data dalla chiodatura passiva.

	Fattore di sicurezza
Con chiodatura e totale saturazione	1.60

Tabella 5 – Fattore di sicurezza con chiodatura e completa saturazione

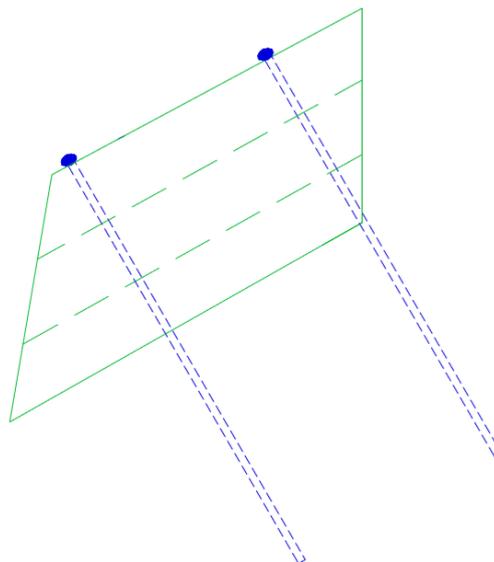


Figura 55 – Disegno di sezione esemplificativo del caso considerato per il dimensionamento della chiodatura, indicati i tre strati rocciosi considerati (verde) e le tracce dei chiodi (blu)

Risulta pertanto raggiunta una condizione di stabilità, assicurata dal fatto che i calcoli sono stati svolti considerando le condizioni più sfavorevoli possibili.

Tuttavia, a causa della difficoltà di accesso alla zona, e quindi di riscontro personale, e per l'evidente variabilità morfologica della stessa, sarà impossibile ricadere perfettamente nel caso ideale, studiato nell'analisi; pertanto si considererà una maglia di 1.5x3 metri (1.5 metri in profondità, come nella visuale esemplificativa di Figura 55, e 3 metri in direzione ortogonale) come valore minimo accettabile e si disporranno i chiodi in maniera conforme al terreno. Considerando l'estensione della zona, dovranno essere posti in esercizio 18 chiodi di lunghezza 6 metri.

Ognuno di essi dovrà essere provvisto di centratori per permettere un corretto posizionamento all'interno del foro; la perforazione sarà di diametro maggiore di 75 mm, eseguita con perforatrice a rotazione o rotopercolazione a distruzione di nucleo, con testa di perforazione a corona diamantata per rocce dure, montata su slitta di perforazione da parete.

La cementazione, anche in questo caso, sarà eseguita immediatamente dopo la perforazione, per evitare problematiche quali il collasso del foro, utilizzando un cemento 32.5 ed una boiaccia cementizia antiritiro con rapporto acqua-cemento pari a 0.5. L'iniezione dovrà essere effettuata in risalita con l'utilizzo di canne a manchette per ottenere una corretta cementazione ed evitando la dispersione della miscela a causa delle fratture della roccia.

4.3.3 Berlinese di micropali

Per quanto riguarda la berlinese di micropali sono state fatte due ipotesi, a seconda dell'esito dei sondaggi nella parte bassa. Il caso più gravoso si avrebbe in assenza di substrato roccioso, nella zona interessata dallo scavo, in cui quindi la fondazione della berlinese sarebbe infissa solamente in detrito. Al contrario, in

presenza di substrato roccioso, i micropali potrebbero essere infissi a profondità minore, per la differenza di resistenza meccanica delle due tipologie di materiale.

Si è quindi effettuato il dimensionamento della berlinese nei due casi sopra indicati, utilizzando un metodo analitico per stabilire la profondità di infissione, lo spessore ed il diametro dei micropali.

In entrambi i casi la berlinese sarà costituita da zone con diversa lunghezza dei micropali, a causa della differenza di profondità dell'accumulo detritico. Infatti, nella parte centrale il detrito raggiunge un'altezza massima di 4 metri al di sopra del piano di posa della fondazione della scogliera, mentre nelle zone più esterne questa altezza risulta essere al più di 3 metri. Pertanto, partendo da monte, si avranno 6 m che necessitano di una berlinese di altezza minore, a questi seguiranno 18 m all'altezza massima, successivamente si avranno altri 12 m della medesima tipologia del primo tratto, per finire con 4 m in cui non si è riscontrata la necessità di costruzione della berlinese, per assenza di pericolo di crollo di materiale detritico.

Si è quindi dimensionato il caso più critico, ovvero la parte centrale della berlinese, in cui si contempla la presenza di solo detrito.

In tal caso è stato considerato l'ammasso detritico con le caratteristiche riportate in Tabella 6.

Angolo d'attrito interno	Altezza detrito	Peso unità di volume
[°]	[m]	[kN/m ³]
38	4.9	21

Tabella 6 – Caratteristiche detrito

Per prima cosa si è definita la profondità di infissione dei micropali, essa è stata calcolata analiticamente, sfruttando la teoria relativa alle paratie infisse in detrito. Si è stabilita la profondità, a partire dal terreno, del punto di annullamento tra spinta attiva e spinta passiva, tale valore è stato quindi moltiplicato per un fattore correttivo, pari a 1.2, ottenendo la profondità di infissione minima; il valore ottenuto risulta pari a 2.9 metri (Lancellotta, 2004).

Tuttavia a scopo precauzionale ed in favore di sicurezza, si è scelto di adottare una profondità di infissione leggermente superiore al valore così ottenuto.

Si è quindi scelta, in questo caso una profondità di infissione pari a 3.1 metri e quindi un'altezza complessiva della berlinese di 8 metri.

Considerando una porzione di profondità unitaria, dai dati precedenti si sono ricavate le tensioni verticali (σ_v), orizzontali (σ_h) e la spinta attiva (P_a), riportati in Tabella 7.

σ_v	σ_h	K_a	P_a
[kPa]	[kPa]	[-]	[kN]
102.9	24.5	0.238	60.0

Tabella 7 – Tensioni e spinta attiva agenti sui micropali

Ipotizzando il posizionamento di un micropalo ogni 0.4 metri (la distanza viene misurata tra i centri dei micropali), si sono valutate le caratteristiche di resistenza necessarie al singolo micropalo per sorreggere l'ammasso detritico. È stato calcolato il momento flettente agente sul micropalo, esso dovrà essere bilanciato dal momento resistente (M_r) dato dalla struttura stessa del micropalo; da questo, conoscendo la tensione ammissibile dell'acciaio considerato (σ_{amm}), si è calcolato

il modulo di resistenza (W) con la formula riportata qui di seguito; i risultati sono riportati in Tabella 8.

$$W = M_r / \sigma_{amm}$$

M_r	σ_{amm}	W
[kNm]	[MPa]	[cm ³]
21.31	240	89

Tabella 8 – Calcolo del modulo di resistenza

Tuttavia, una volta eseguita l'infissione dei micropali si provvederà al posizionamento di puntoni di controventatura. Essi dovranno essere disposti con un interasse di 3 metri, poggeranno attraverso una piastra di battuta sul cordolo dei micropali, che gli permetterà di lavorare solamente in compressione, e scaricheranno a terra attraverso un'asola di contenimento su un tirafondo di lunghezza 1.5 m; esso sarà costituito da una barra ad aderenza migliorata, tipo Dywidag, di diametro 28 mm (Figura 56).

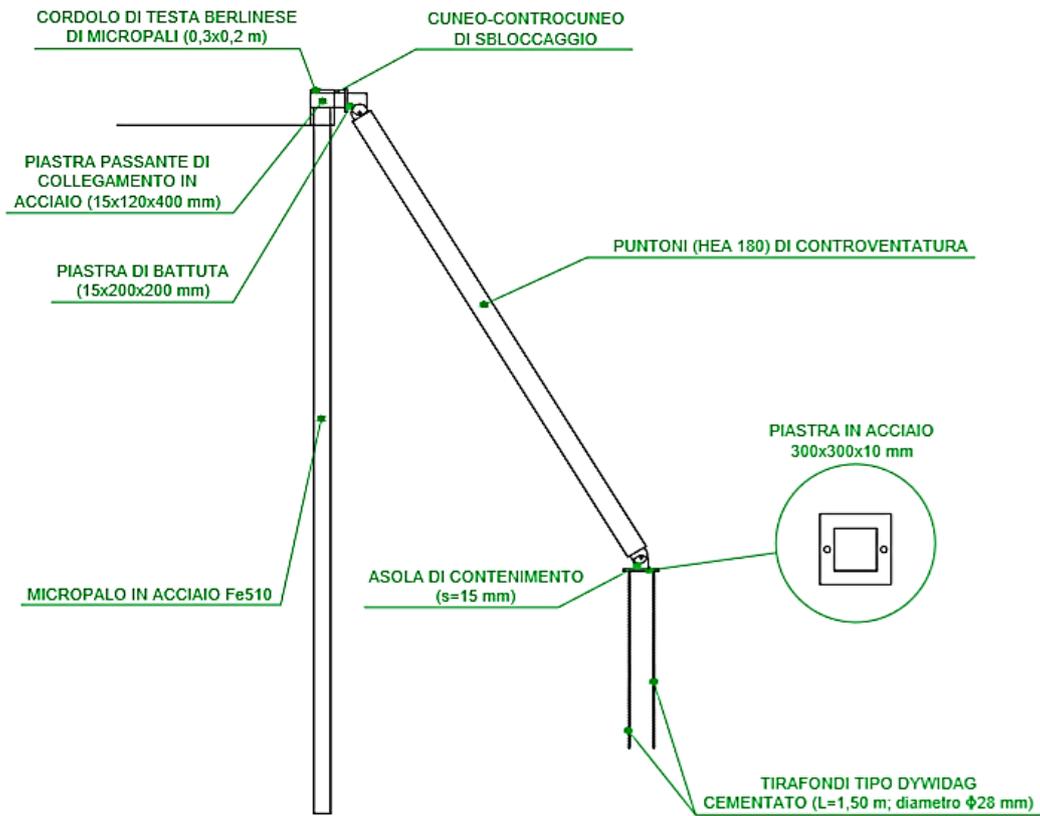


Figura 56 – Vista di sezione della controventatura con le sue componenti

Pertanto risulta necessario aggiungere la forza di resistenza a compressione dell'acciaio sviluppata dai profilati HEA. Si è quindi calcolato nuovamente l'equilibrio dei momenti per determinare il momento resistente (M_r), considerando anche questa forza. Per calcolare la resistenza a compressione si sono utilizzati i dati riportati in Tabella 9 e la formula qui di seguito riportata.

$$R_c = \sigma_{amm} \cdot A_{sez}$$

Sezione	σ_{amm}	R_c
cm ²	MPa	kN
45.25	160	724

Tabella 9 – Dati utilizzati per il calcolo della resistenza a compressione

Le forze in gioco utilizzate per l'equilibrio dei momenti sono rappresentate in Figura 57.

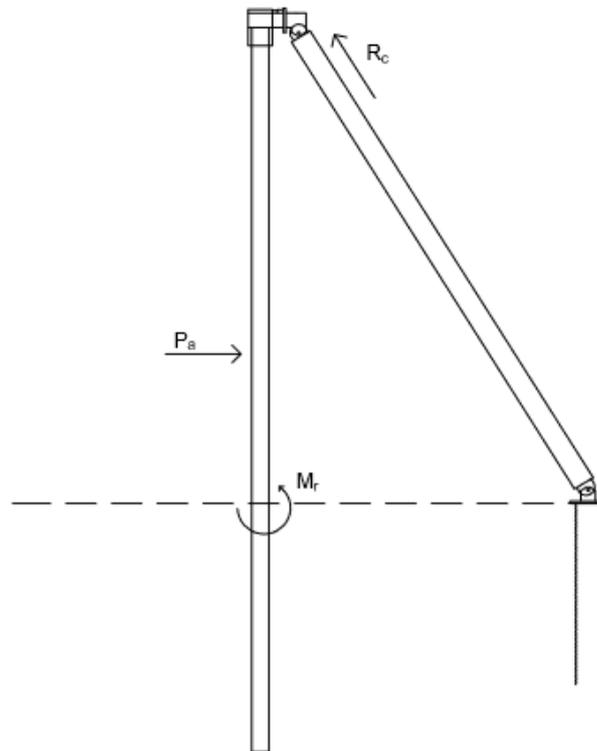


Figura 57 – Schema di equilibrio utilizzato nel dimensionamento della berlinese

Considerando l'interasse tra i puntoni e la scomposizione della forza nelle componenti, parallela e perpendicolare, è stato determinato il momento generato da tale resistenza, che risulta pari a 120 kN, mentre la spinta attiva (P_a) al metro risulta pari a 24 kN.

Quindi si può vedere che il momento dato dalla spinta del terreno può essere totalmente assorbito dalla presenza della controventatura.

Pertanto i micropali dovranno avere una resistenza consona al contenimento dell'ammasso, solamente nel breve intervallo che dovrà intercorrere tra l'infissione ed il posizionamento dei puntoni HEA.

È stato quindi scelto un micropalo in acciaio Fe510, con sezione di 10 mm e diametro esterno di 139.7 mm (Figura 59).

Tale zona presenta un'estensione pari a 15 metri, pertanto saranno posizionati 20 micropali, distanziati di 0.4 metri l'uno dall'altro, con puntoni di controventatura ogni 3 m.

Nella zona in cui risulta necessaria una berlinese di altezza inferiore, per conformità dell'opera e maggiore facilità esecutiva, si è scelto di adottare la medesima tipologia di micropali della zona precedente, ma con una lunghezza inferiore, pari a 6 metri. In tal caso la profondità di infissione è stata calcolata, ed arrotondata a favore di sicurezza, pari a 2.1 metri. Anche la controventatura presenterà le medesime caratteristiche della zona precedente (Figura 59).

Per quanto riguarda il caso in cui si presenti il substrato roccioso ad una profondità inferiore all'altezza dei micropali, non è possibile usare la formula precedentemente utilizzata per il calcolo della profondità di infissione. Essendo tale zona all'interno del substrato roccioso, sarà sufficiente una profondità di infissione molto ridotta affinché la berlinese sia stabile. Si è scelto di utilizzare micropali di lunghezza 6 m nella zona con un'altezza del detrito maggiore e di 4 m nelle altre zone. Si dovrà, inoltre, porre in esercizio una rete elettrosaldata di maglia 20x20 cm, di diametro 6 mm, ancorata al substrato mediante fittoni di lunghezza 1 m. Essi dovranno essere barre ad aderenza migliorata, di diametro 20 mm, posti con interasse di 2 m.

Il dimensionamento per la definizione del diametro e della sezione dei micropali risulterebbe identico al caso della presenza di detrito, poiché la parte di berlinese al di fuori del terreno è la stessa e anche la controventatura utilizzata dovrà essere della medesima tipologia.

I micropali scelti saranno in acciaio Fe 510, di spessore 10 mm e diametro esterno 127 mm; l'interasse rimarrà invariato, pari a 0.4 m. Tale scelta è frutto della maggiore resistenza del substrato roccioso rispetto al detrito che comporta

migliore tenuta, ma anche maggiori difficoltà nell'infissione; quindi si è scelto di utilizzare un diametro leggermente minore rispetto al caso precedente (Figura 60).

In entrambi i casi analizzati è prevista la costruzione di un cordolo in calcestruzzo armato, allo scopo di dare continuità spaziale all'opera di contenimento.

Tale cordolo avrà lunghezza di 10 m e dimensioni 300x300 mm. L'armatura sarà composta da 4 tondini d'acciaio di diametro 12 mm e presenterà staffe ogni 50 cm, la loro disposizione è rappresentata in Figura 58. Questa struttura incrementerà la resistenza dei singoli micropali alla spinta del terreno.

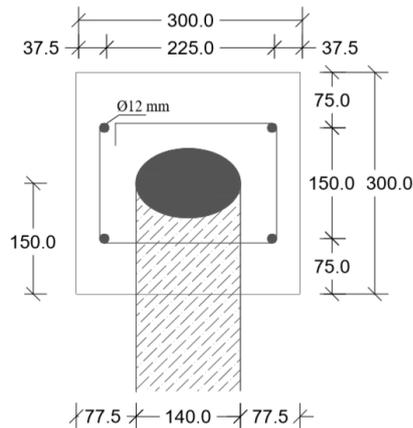


Figura 58 – Disposizione esemplificativa armature e staffe nel cordolo di testa dei micropali

Sono qui di seguito presenti le rappresentazioni della berlinese con le sue componenti nei due casi sopra citati (Figura 59 e Figura 60).

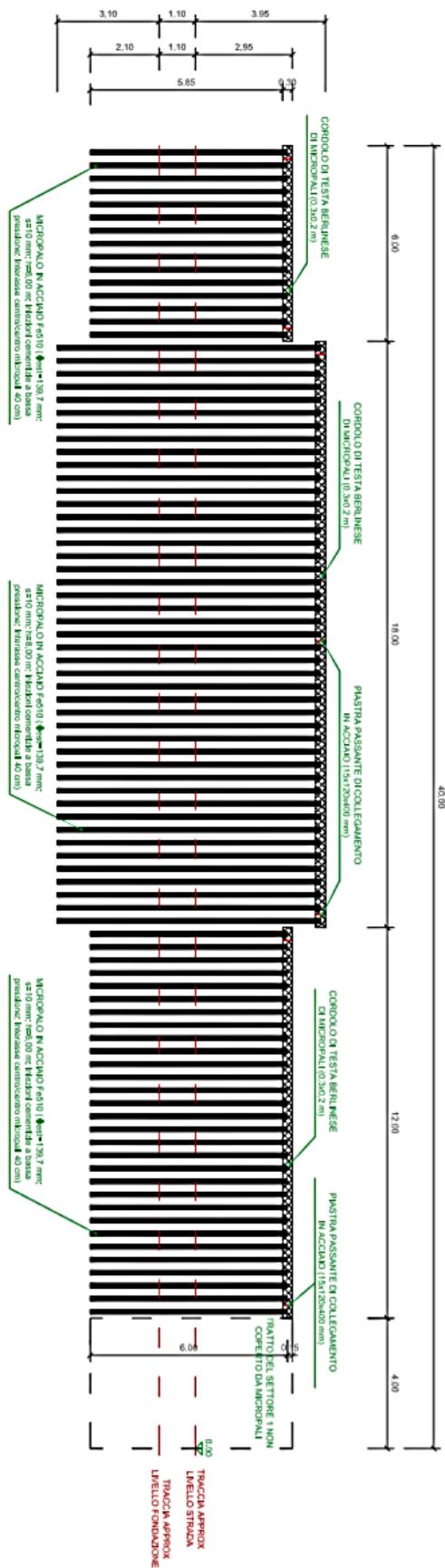


Figura 59 – Rappresentazione berlinese nel caso di presenza di detrito, quote in metri

4.3.4 Sbanramento e scavo

Lo sbanramento dovrà essere effettuato nella parte bassa del versante; esso sarà di due diverse tipologie: a sezione aperta o a sezione obbligata.

La prima tipologia è riferita a tutti gli scavi necessari alla regolarizzazione del terreno per la messa in opera delle varie strutture e soprattutto allo sbanramento antistante la berlinese di micropali. Tali opere dovranno essere effettuate mediante escavatore idoneo alle condizioni di esercizio o con altra strumentazione adeguata alle diverse situazioni. È stata quantificata la quantità di detrito da rimuovere mediante l'utilizzo dei profili topografici e i vari report fotografici, tale valore non può essere considerato estremamente preciso, ma serve a dare un ordine di grandezza a tale operazione. Per questa tipologia di scavo non si riscontrano differenze tra il caso in cui sia presente solamente detrito e quello in cui il substrato roccioso sia a profondità inferiore, poiché la zona interessata da tale sbanramento dovrebbe essere composta solamente da detrito. Pertanto il materiale da sbancare è stato quantificato pari a circa 330 m³.

Successivamente all'esecuzione della scogliera potrà essere effettuato un ritombamento nelle zone dove se ne riscontri la necessità per ottenere una maggiore regolarizzazione del pendio.

Lo sbanramento a sezione obbligata è riferito allo scavo della fondazione della scogliera. In tale zona, a seconda della presenza o meno del substrato roccioso, si riscontrano delle differenze. Infatti, nel caso di presenza di solo detrito l'entità dello scavo è quantificata pari a circa 260 m³, mentre nel caso di presenza di roccia tale valore si riduce a 230 m³. Anche questa tipologia di scavo dovrà essere effettuata con un escavatore idoneo, oltre alle strumentazioni necessarie alla regolarizzazione dello stesso.

4.3.5 Barriera paramassi

La barriera paramassi dovrà essere posta in opera a circa 4 metri dal ciglio della strada, essa sarà composta da 5 campate di lunghezza 8 metri e altezza 4 metri.

La tipologia di barriera scelta avrà la capacità di assorbire 2000 kJ dall'impatto di blocchi di roccia; tale scelta è stata effettuata considerando le dimensioni dell'ipotetico blocco di roccia che potrebbe staccarsi dal versante e calcolando la sua energia cinetica. Tale energia risulta essere data dalla somma dell'energia cinetica di traslazione del baricentro del blocco e di quella dovuta al rotolamento.

Risulta particolarmente problematico stabilire con precisione le velocità in gioco, in particolare la velocità di rotazione. Si è quindi proceduto ipotizzando condizioni sfavorevoli sia per dimensioni del blocco, che per il punto di distacco, che per velocità, in modo tale da avere una verifica attendibile.

La velocità di traslazione è stata ricavata a partire dalle equazioni del moto, tuttavia a causa dei rimbalzi, evento assolutamente certo per la morfologia del pendio, si ha una dissipazione dell'energia e quindi una conseguente diminuzione della velocità. Tale velocità è stata calcolata supponendo un distacco dalla zona più critica sia dal punto di vista della stabilità che per la dimensione possibile dei blocchi, ovvero la zona del ciglio aggettante. La velocità di rotazione è stata invece considerata pari a 10 rad/s, il blocco è stato considerato di forma sferica ed in base a questo è stato calcolato il suo momento di inerzia. Il fattore di dissipazione è stato considerato pari a 0.85, in favore di sicurezza, ed è stato moltiplicato per il valore finale dell'energia trovata. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 10.

Velocità traslazione	Energia traslazione	Momento d'inerzia	Velocità rotazione	Energia rotazione	Energia Totale
[m/s]	[kJ]	[kg*m ²]	[rad/s]	[kJ]	[kJ]
26.46	1365.00	400.23	10.00	39.33	1193.68

Tabella 10 – Dimensionamento barriera paramassi con parametri utilizzati

La barriera sarà fissata al terreno mediante 2 barre ad aderenza migliorata, tipo Gewi, di diametro 32 mm, lunghe 4 m, la perforazione per l'infissione dovrà avere diametro superiore a 75 mm; il basamento su cui dovrà essere poggiata sarà in calcestruzzo e sopra di esso sarà presente una piastra di ripartizione in acciaio. Dovranno essere messe in opera 5 funi di controvento, 2 nella parte bassa e 3 nella parte sommitale, che saranno collegate attraverso dissipatori agli ancoraggi presenti più a monte (Figura 61).

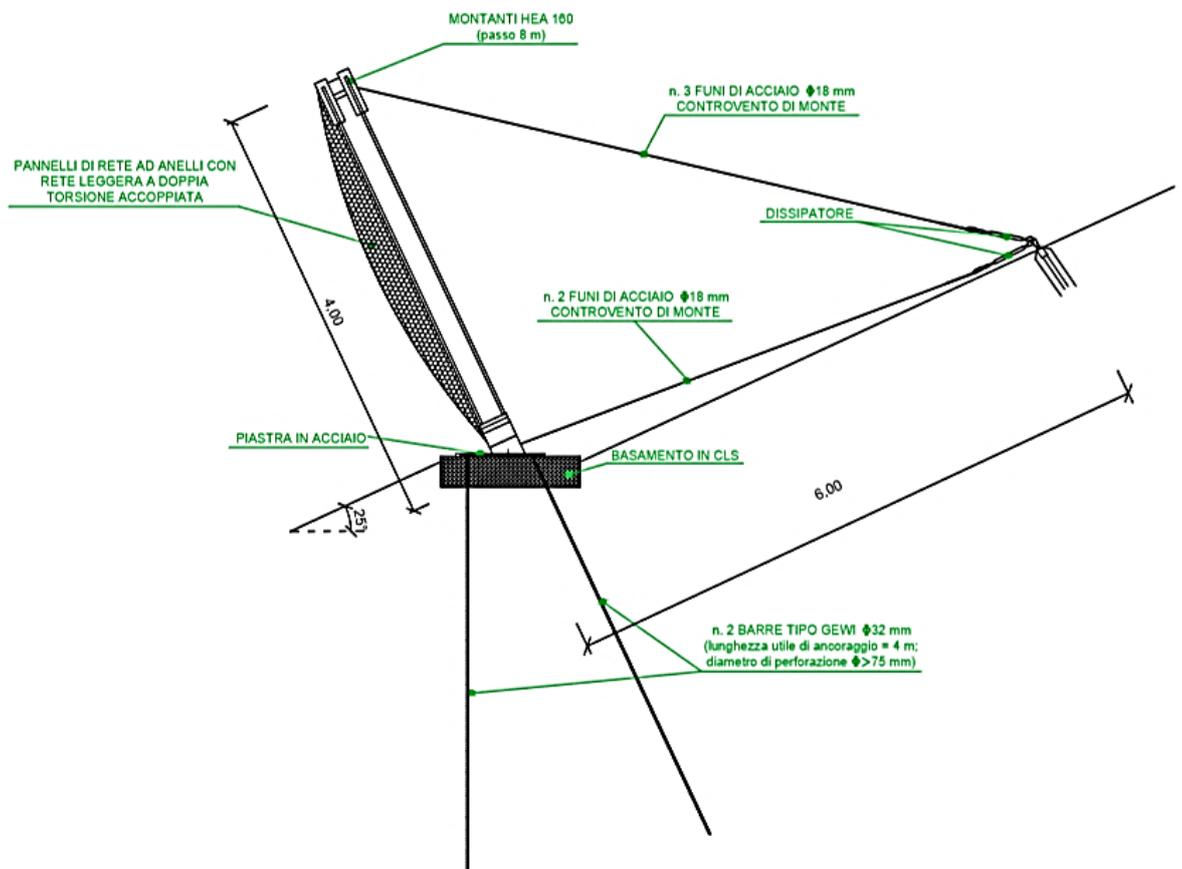


Figura 61 – Rappresentazione della barriera paramassi e delle sue componenti, quote in metri

Si dovrà inoltre procedere alla bonifica della vecchia barriera nei tratti in cui essa è ancora presente. Si dovrà effettuare il cambio dei dissipatori e attuare il rifacimento degli ancoraggi.

4.3.6 Muro a scogliera

La scogliera è un muro a gravità costituito da blocchi cementati, essa sarà la principale opera al piede del versante e sarà quella che permetterà di contenere la spinta del versante, sfavorendo così il distacco di materiale detritico. Tale muro avrà una lunghezza di 40 m e sarà suddiviso in due parti: una prima zona, 4 m dall'inizio di valle, di altezza 2.5 m (dal lato strada) ed una seconda zona, di 36 m in successione alla precedente, di altezza 3.5 m (dal lato strada). In entrambe le zone sarà presente un cordolo di testa, di altezza 20 cm, ed una fondazione, affondante al di sotto del piano stradale, di 1.1 m (lato strada) (Figura 62).

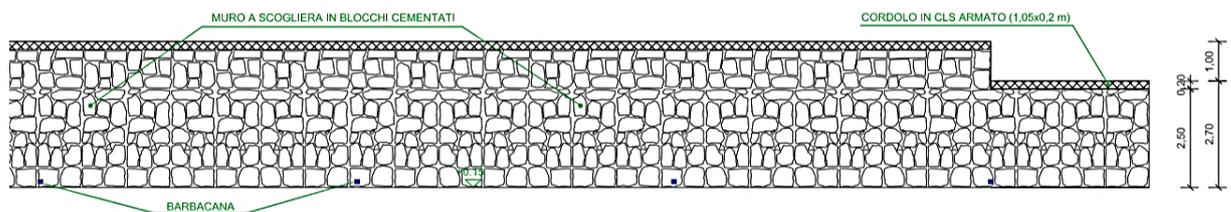


Figura 62 – Vista frontale di una porzione del muro a scogliera

La sua costruzione dovrà essere separata in 3 fasi successive: fondazione, paramento e cordolo di testa.

La fondazione dovrà essere eseguita nello scavo precedentemente predisposto e differirà a seconda della profondità del substrato roccioso.

Nel caso di presenza di substrato roccioso avrà lunghezza pari a 2.5 m e profondità variabile a seconda della profondità della roccia. Al suo interno non verrà posta l'armatura metallica, ma si inserirà una coppia di fittoni (distanziati 2 m, con interasse di 1.5 m dai successivi) nella roccia e una rete elettrosaldada (con maglia 20x20 cm e diametro 6 mm) per dare continuità tra l'opera e la fondazione; su di essi verrà effettuata la gettata di calcestruzzo.

Nel caso della presenza di solo detrito essa avrà dimensione 2.5x1.1 m (lato strada). Sarà di calcestruzzo armato, in modo tale da consentire il necessario sostegno alla scogliera soprastante; le armature saranno tondini metallici di diametro 12 mm, disposti secondo lo schema riportato in Figura 63.

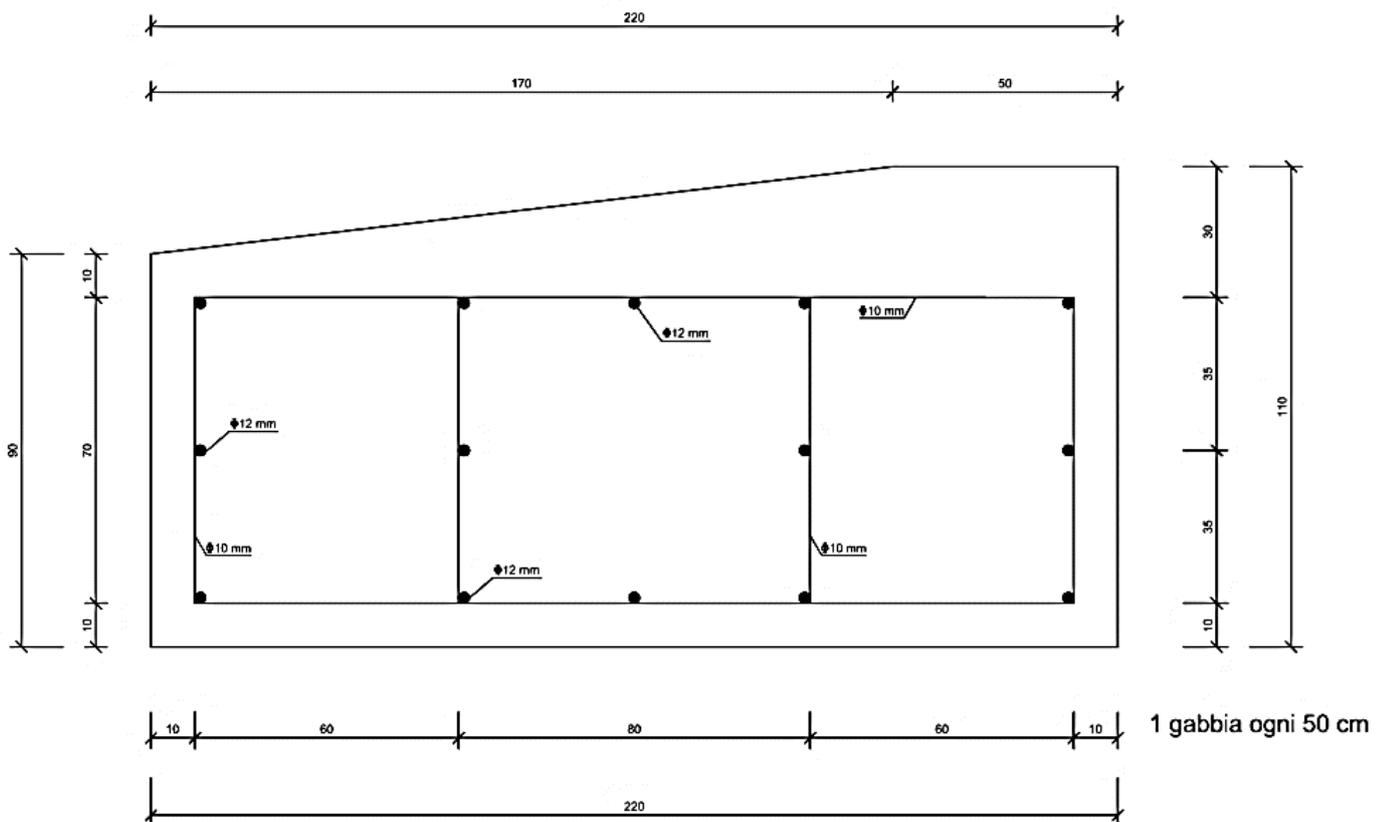


Figura 63 – Disposizione armature e staffe nella fondazione della scogliera, quote in cm

I tondini metallici saranno tenuti insieme da 2 staffe: una esterna ed una più interna, poste a 50 cm di distanza, sfalsate; la staffa più esterna avrà lunghezza di 6 m e quella interna di 3.4 m, entrambe avranno diametro 10 mm.

In entrambi i casi la parte superiore della fondazione avrà un'inclinazione, allo scopo di sfavorire lo scorrimento dei blocchi verso la sede stradale, come è possibile osservare nella precedente figura (Figura 63).

Su questa parte non sono state eseguite verifiche poiché la scogliera è un muro a gravità, pertanto tale zona non ha funzione strutturale e l'armatura d'acciaio viene posta unicamente per dare continuità all'opera, con funzione antiritiro.

Il paramento sarà costituito da blocchi di roccia, posti nella corretta posizione mediante l'utilizzo di mezzi meccanici idonei, posati su uno strato di cemento che funge da legante. La stabilità del paramento è inoltre favorita da una lieve inclinazione del piede, in modo tale da sfavorire lo scorrimento verso la sede stradale.

Durante il posizionamento dei blocchi, si dovrà provvedere a creare dei fori di drenaggio alla base, dette barbacane, in modo tale da scongiurare la saturazione dell'ammasso detritico retrostante.

Una volta ultimata la sistemazione dei blocchi e la loro cementazione si dovrà procedere con la realizzazione di un cordolo in calcestruzzo armato. Le armature saranno composte da tondini metallici, di diametro 10 mm, disposti secondo lo schema riportato in Figura 64.

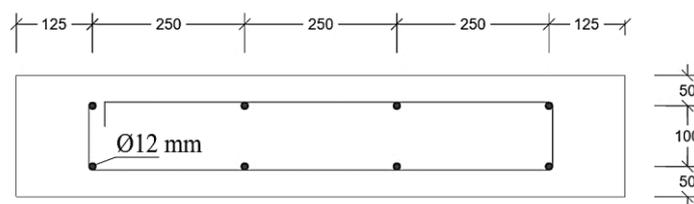


Figura 64 – Disposizione armature e staffe nel cordolo di testa della scogliera, quote in mm

Le staffe serviranno a tenere insieme i tondini metallici e verranno poste a 50 cm l'una dall'altra. Anche questa parte avrà la funzione di dare continuità all'opera e una migliore finitura.

Sono state quindi disegnate le sezioni nei due casi indicati riportate in Figura 65 e Figura 66.

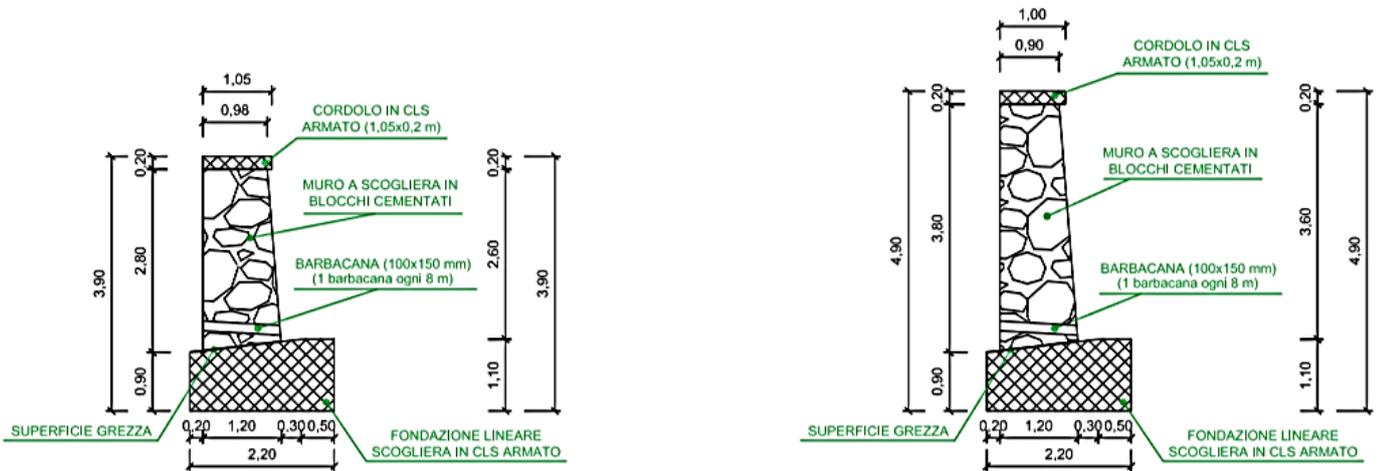


Figura 65 – Sezioni del muro a scogliera nel caso della presenza di detrito con indicate le varie parti costitutive, quote in metri

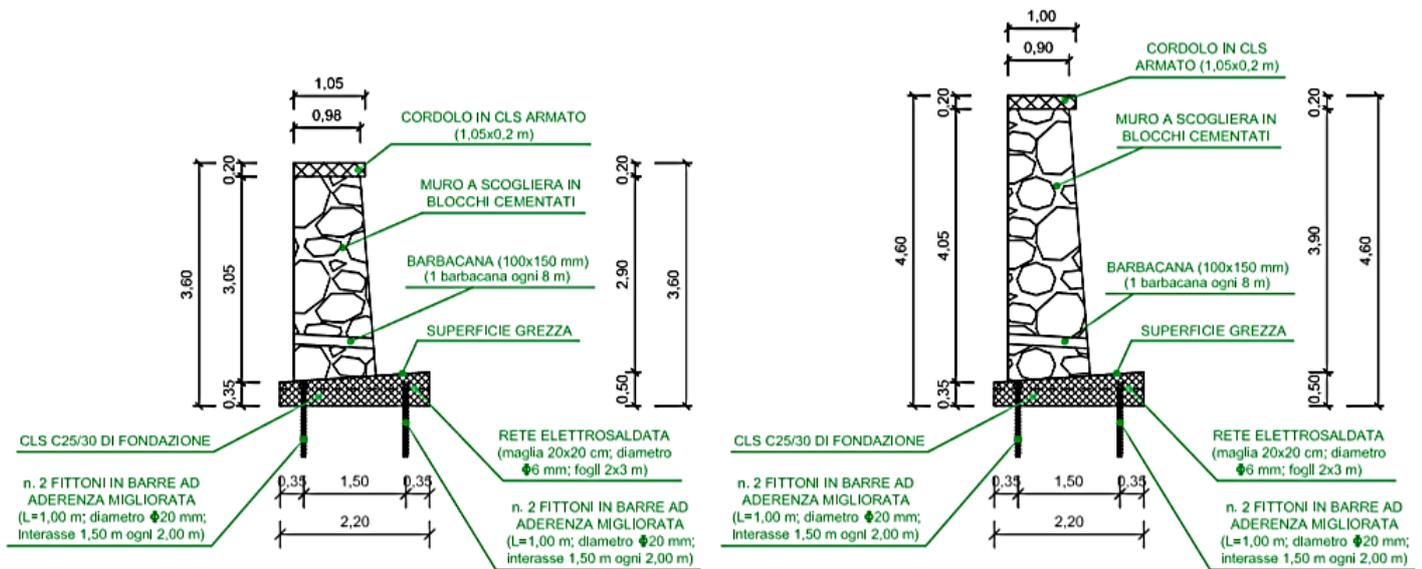


Figura 66 – Sezioni del muro a scogliera nel caso della presenza di substrato roccioso con indicate le varie parti costitutive, quote in metri

Si è quindi passati alla verifica della scogliera per stabilire se le dimensioni adottate nel progetto siano conformi alla situazione di esercizio. Per la verifica è stato utilizzato il caso più sfavorevole, ovvero la parte di scogliera più alta.

Le verifiche svolte sono:

- Verifica allo scorrimento
- Verifica al ribaltamento
- Verifica alla capacità portante

Sono stati utilizzati i dati relativi al terreno retrostante riportati in Tabella 11.

Angolo d'attrito interno	Altezza terreno	Peso unità di volume terreno	Inclinazione terreno
[°]	[m]	[kN/m ³]	[°]
38	3.5	21	15

Tabella 11 – Caratteristiche terreno

L'altezza di terreno, sopra il piano stradale, è al massimo di 3 m, tuttavia a lavori ultimati verrà eseguito un rinterro della parte retrostante la scogliera per dare maggiore stabilità alla zona; quindi vengono considerati 3.5 m di altezza di terreno.

Oltre alle dimensioni precedentemente citate, sono stati utilizzati i dati inerenti alla scogliera riportati in Tabella 12.

Angolo d'attrito muro-terreno	Peso unità di volume scogliera
[°]	[kN]
25	24

Tabella 12 – Caratteristiche scogliera

Si è inoltre dovuto tenere conto della possibilità di evento sismico. Si sono quindi ricercati i valori di accelerazione massima possibile in tale zona, dal sito dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia (ingv.it), e sono state calcolate le componenti dell'accelerazione, grazie alle quali è stata determinata la forza di spinta sismica, proporzionale al peso di volume del terreno potenzialmente instabile, in direzione sfavorevole alla stabilità (D.M. 15 gennaio 2008).

È stato quindi rappresentato lo schema statico di spinta sopra descritto in Figura 67, qui di seguito.

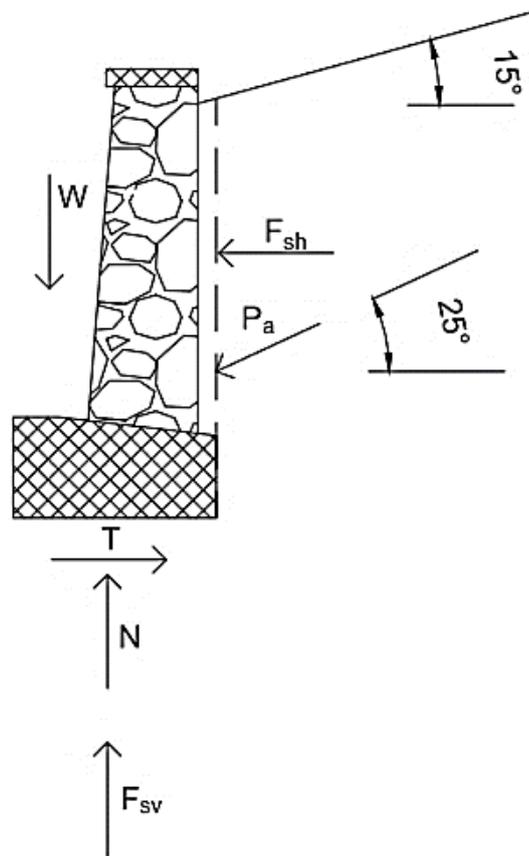


Figura 67 – Schema statico della scogliera; W: forza peso, P_a : spinta attiva, T: forza tangenziale, N: forza normale, F_{sh} : forza sismica orizzontale, F_{sv} : forza sismica verticale

Si sono poi stabilite le tensioni agenti (σ_v , σ_h) e di conseguenza la spinta attiva agente (P_a), riportate in Tabella 13.

σ_v	K_a	σ_h	P_a
[kPa]	[-]	[kPa]	[kN]
96.75	0.238	23.04	53.06

Tabella 13 – Tensioni e spinta attiva

Per tutte le verifiche effettuate, come indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, è stato utilizzato l'Approccio 2, quindi con coefficienti parziali A1 M1 R3. Per ogni verifica si è calcolato il rapporto tra contributi stabilizzanti ed instabilizzanti, corretti con gli opportuni coefficienti, ottenendo i risultati riportati in Tabella 14 e Tabella 15.

Forze stabilizzanti	Forze instabilizzanti	Fattore di sicurezza
[kN]	[kN]	[-]
137.91	71.90	1.92

Tabella 14 – Verifica allo scorrimento

Momento stabilizzante	Momento instabilizzante	Fattore di sicurezza
[kNm]	[kNm]	[-]
200.47	88.85	2.25

Tabella 15 – Verifica al ribaltamento

Pertanto risultano verificate entrambe le prove, poiché per la verifica allo scorrimento è richiesto un $FS > 1.3$ e per la verifica al ribaltamento è richiesto un $FS > 1.5$.

È stata valutata l'eccentricità per verificare che le forze ricadano nel nocciolo d'inerzia con la seguente formula, ottenendo i risultati riportati in Tabella 16.

$$e = B/2 - u$$

$$u = \frac{R-S}{V}$$

Dove e è l'eccentricità, B la base della fondazione, R il momento generato dalla sommatoria delle forze verticali, S il momento generato dalla sommatoria delle forze orizzontali e V la sommatoria delle forze verticali.

Eccentricità	B/6
[m]	[m]
0.23	0.37

Tabella 16 – Valutazione eccentricità

L' eccentricità risulta accettabile poiché $e > B/6$.

Per la verifica alla capacità portante è stata utilizzata la formula di Vesic, per la definizione del carico limite, qui riportata:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Dove c rappresenta la coesione; γ rappresenta il peso proprio del terreno; q rappresenta il sovraccarico presente ai lati della fondazione; N_c , N_q ed N_γ sono fattori adimensionali dipendenti dall'angolo di attrito interno; s_c , s_q ed s_γ sono fattori di forma; d_c , d_q ed d_γ sono fattori di profondità; i_c , i_q ed i_γ sono fattori di inclinazione del carico; b_c , b_q ed b_γ sono fattori di inclinazione della base; g_c , g_q ed g_γ sono fattori di inclinazione del piano campagna; B' rappresenta la larghezza equivalente per carico eccentrico.

Sono quindi stati definiti tutti i parametri e calcolato il fattore di sicurezza, sempre come rapporto tra gli elementi caratterizzanti le resistenze dell'opera, cioè il prodotto di q_{lim} e B' , e le condizioni operative, ovvero le spinte verticali agenti. I risultati sono riportati in Tabella 17.

R_d	E_d	Fattore di sicurezza
[kN]	[kN]	[-]
364.74	188.48	1.94

Tabella 17 – Verifica alla capacità portate

Anche queste ultime due verifiche risultano soddisfatte.

Per la parte più bassa la procedura è la medesima, pertanto si riportano solamente i risultati ottenuti in Tabella 18, Tabella 19, Tabella 20 e Tabella 21.

Forze stabilizzanti	Forze instabilizzanti	Fattore di sicurezza
[kN]	[kN]	[-]
108.82	41.67	2.61

Tabella 18 – Verifica allo scorrimento

Momento stabilizzante	Momento instabilizzante	Fattore di sicurezza
[kNm]	[kNm]	[-]
155.10	36.21	4.28

Tabella 19 – Verifica al ribaltamento

Eccentricità	B/6
[m]	[m]
0.04	0.37

Tabella 20 – Valutazione eccentricità

R_d	E_d	Fattore di sicurezza
[kN]	[kN]	[-]
559.37	149.94	3.73

Tabella 21 – Verifica alla capacità portante

Non vi sono differenze nelle verifiche a seconda che ci sia detrito o roccia nella parte della fondazione, pertanto i calcoli non sono stati rifatti.

A tergo della scogliera, una volta effettuato il rinterro, verrà posta una geoiuta antierosiva per circa 4.5 m lungo il versante, andando così a ricoprire circa 180 m². Essa sarà ancorata al suolo mediante fittoni, di lunghezza 0.5 m, posti alle estremità del rinforzo.

Non è stata realizzata la verifica di stabilità globale poiché non conoscendo la reale profondità del substrato, si sarebbero fatte solamente supposizioni non corredate da dati di campo. Pertanto si è deciso di attendere l'esito del sondaggio, nella parte bassa del versante, per intraprendere tale verifica in modo conforme alla realtà empirica.

È stata quindi realizzata una vista di sezione dell'opera finita e riportata in Figura 68.

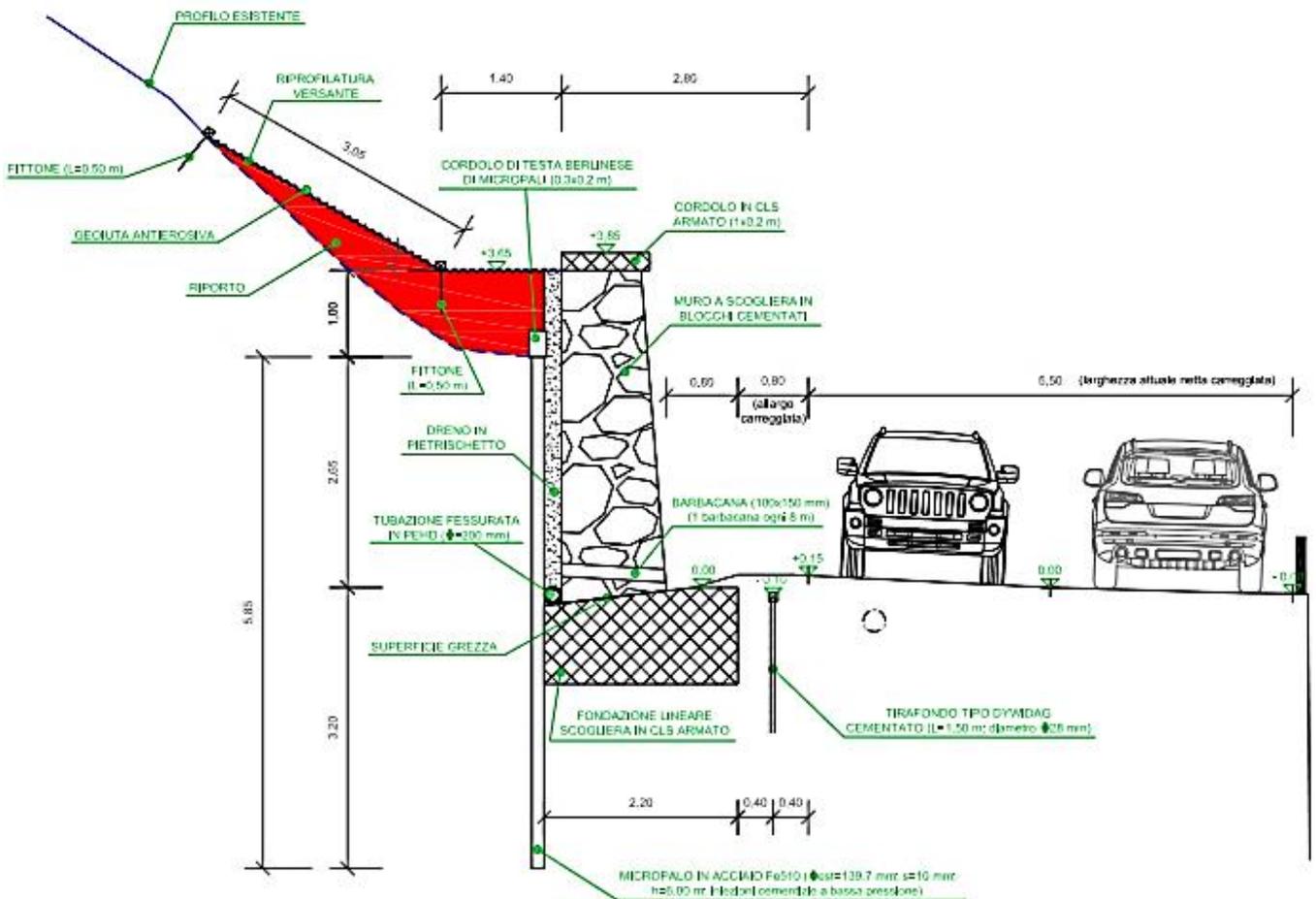


Figura 68 – Vista di sezione esemplificativa dell'opera ultimata, quote in metri

4.3.7 Drenaggi

Per quanto concerne il sistema di drenaggio nella parte dei terrazzamenti, esso dovrà essere predisposto quando verranno effettuate le perforazioni per gli ancoraggi in questa zona. Si prevede l'installazione di 4 dreni sub-orizzontali, con inclinazione di 5° verso l'alto dall'orizzontale. Dovrà essere eseguita, per ogni singolo dreno, la perforazione, di diametro superiore a 75 mm e lunghezza di 20 m, con l'utilizzo di perforatrice a rotazione o rotopercolazione a distruzione di nucleo, con testa di perforazione a corona diamantata per rocce dure. Il foro andrà opportunamente pulito dai detriti rimanenti dalla perforazione.

Andranno quindi installati i tubi fessurati nei fori di perforazione, opportunamente rivestiti con calza geotessile fine per limitare i problemi di intasamento; e per finire andrà effettuato lo spurgo (Figura 69).

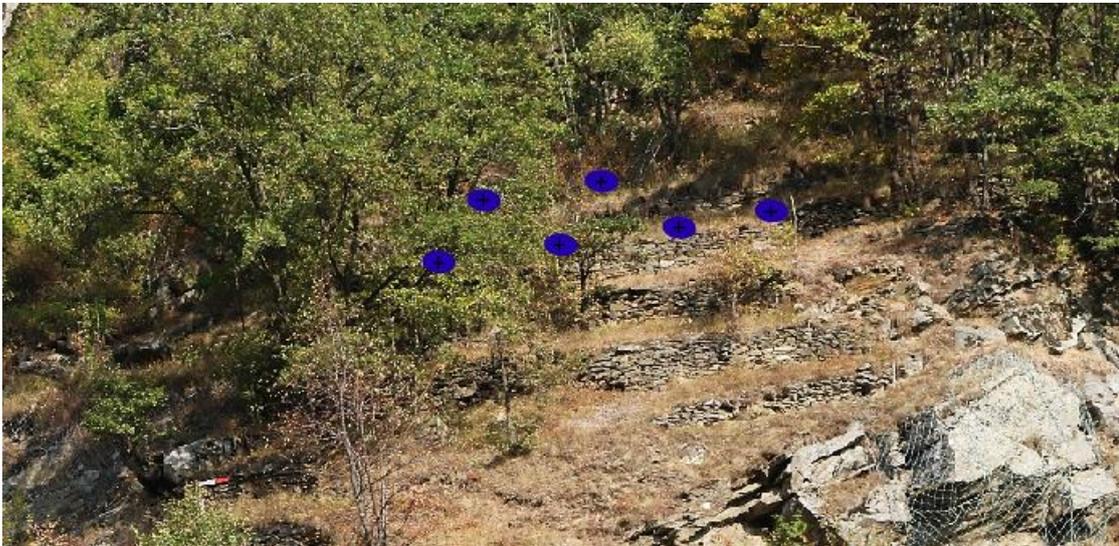


Figura 69 – Posizionamento dei dreni sub-orizzontali, nella zona dei terrazzamenti

Nella zona bassa del pendio verrà predisposto il sistema di barbacane all'interno del muro, coadiuvato dalla presenza della zona di deflusso antistante la scogliera. Le barbacane saranno poste con interasse di 8 metri, mentre la "canalina" (descritta in precedenza) correrà lungo tutto il muro a gravità, essa dovrà avere un'ampiezza di circa 80 cm ed una profondità di circa 15 cm.

Nella parte posteriore la scogliera verrà posta del pietrisco drenante ed un tubo fessurato in PEHD di diametro 200 mm, posto a contatto con la fondazione del muro, che consentirà la raccolta e lo smaltimento delle acque non intercettate dalle barbacane, evitando l'instaurarsi di sovrappressioni idrauliche.

La rappresentazione grafica è visibile in Figura 65, Figura 66 e Figura 68 inserite nel paragrafo 4.3.5.

4.4 Organizzazione del cantiere

Una volta definite tutte le opere necessarie al consolidamento e le loro dimensioni, ci si è preoccupati di tutti gli elementi di contorno necessari per la completezza del progetto. Attraverso questi si sono inoltre valutate la fattibilità e le difficoltà in cui ci si imbatteva dal punto di vista pratico, nelle varie zone del versante.

4.4.1 Allestimento del cantiere ed opere di messa in sicurezza preliminare

La prima operazione da svolgere sarà la delimitazione delle zone interessate dagli interventi, in modo tale che siano accessibili solamente agli addetti ai lavori e non vi siano interferenze esterne, che potrebbero compromettere la sicurezza. A questo scopo verranno disposte delle reti di barriera ai confini delle zone di intervento, dove possibile, e l'apposita cartellonistica.

Dovrà inoltre essere delimitata una zona di accumulo dei vari materiali da utilizzare per gli interventi. Tale zona sarà collocata lungo la strada provinciale 169, poco più a valle, dove è situato un grande spiazzo (Figura 70).



Figura 70 – Posizionamento area di deposito materiali rispetto all'area di intervento (geoportale.piemonte.it)

Si eseguiranno quindi dei disgaggi in parete, ove sia necessaria la rimozione di parti di roccia pericolanti, che potrebbero compromettere la sicurezza degli operatori durante le operazioni sul versante.

Successivamente dovranno essere create delle aree di manovra, un minimo livellate, per permettere agli interventi successivi di essere svolti nelle migliori condizioni possibili. I punti, in cui inizialmente sarà necessario creare tali aree sono quelli in cui verranno effettuati i sondaggi, quindi una prima area nella parte bassa del versante, tra i 2 e i 4 metri dal ciglio della strada, ed una seconda nella parte al di sopra dei terrazzamenti. Negli interventi successivi sarà inoltre necessario creare un'area accessibile per il posizionamento della barriera paramassi.

Sia nella parte alta che in quella bassa del versante, sarà necessario effettuare un disboscamento per consentire l'accesso alle aree a persone, mezzi e materiali in maniera più agevole possibile.

Prima della realizzazione dei sondaggi nella parte bassa, nella zona retrostante lo spiazzo creato, dovrà essere posta una rete protettiva temporanea per scongiurare eventuali cadute di materiale dalla parte alta del versante.

4.4.2 Interferenze con linee dei servizi

Alla base del pendio è presente la linea del gas, tuttavia la sua presenza non dovrebbe intralciare l'andamento dei lavori poiché è situata in una zona più arretrata rispetto al posizionamento della scogliera. Sono stati quindi avvertiti gli organi competenti, che hanno confermato la situazione precedentemente esposta. Tuttavia una volta che verranno iniziati i lavori in questa zona, si recherà

sul posto un addetto della società che gestisce la linea per verificare la mancanza di interferenza.

Non risultano essere presenti interferenze con altre linee di servizi, quali linee elettriche e idriche.

4.4.3 Spostamento materiali e strumentazione

Il versante si presenta abbastanza impervio e di conseguenza risulta molto complicato l'accesso per i macchinari e il materiale nella parte alta. Esiste una strada proveniente da una frazione, soprastante il pendio in questione per accedere a quest'area, e sarà quella utilizzata per le operazioni preliminari. Tuttavia risulta molto problematico il suo impiego per consentire l'accesso della strumentazione, essendo molto stretta ed impervia. Per questa ragione si è optato per l'utilizzo di un elicottero per il trasporto dell'occorrenza dall'area di accumulo dei materiali, alla base del pendio, fino allo spiazzo nella parte alta. Non si prevedono interferenze di questa tipologia di trasporto con linee elettriche presenti sul posto, che potrebbero comprometterne la fattibilità, come precedentemente esposto.

Le parti soggette a questo tipo di trasporto sono tutti i materiali e le strumentazioni necessarie al sondaggio e al consolidamento della parte dei terrazzamenti e della parte in parete. Essi comprendono la slitta di perforazione (con le varie aste e punte necessarie), le reti in aderenza, i pali per gli ancoraggi, i chiodi, i fittoni, le funi e la strumentazione necessaria alle operazioni di perforazione. Quest'ultima strumentazione citata consiste in una cisterna per l'approvvigionamento di acqua, una pompa ed un compressore; essi verranno posti nell'area precedentemente recintata, disboscata e livellata.

4.4.4 Modifiche viabilità e sicurezza operativa

Prima dell'esecuzione dei lavori sarà necessario provvedere ad una modifica della viabilità della SP 169 della Valle Germanasca, nel tratto sottostante il pendio.

In tale zona si rende necessaria la riduzione della carreggiata per motivi di sicurezza, per far ciò si installeranno una stazione semaforica a monte ed una a valle per consentire la viabilità alternata. Tale soluzione è stata scelta per limitare il rischio di caduta massi durante l'esecuzione dei lavori di messa in sicurezza e poiché non risultava possibile operare la chiusura totale della strada, essendo questa l'unica facilmente percorribile per l'accesso alla parte più alta della Val Germanasca.

La stazione semaforica dovrà essere messa in funzione prima dell'esecuzione dei disgaggi iniziali, dopodiché la viabilità potrà essere ristabilita durante l'esecuzione dei sondaggi poiché tale operazione non comporta incrementi dei rischi. Si dovrà quindi rimettere in funzione prima dell'inizio dell'opera di consolidamento fino al termine dei lavori.

Un altro punto molto importante, dal punto di vista della sicurezza, è la costruzione del muro a scogliera, ed in particolare le operazioni di stabilizzazione del materiale detritico soprastante, affinché i lavori siano svolti con le dovute accortezze. Come precedentemente spiegato, è stata progettata la costruzione della berlinese di micropali per il contenimento del detrito e, una volta edificata, si procederà con lo sbancamento della zona sottostante. Questo sarà il momento più critico delle operazioni, in quanto si devono ancora mettere in esercizio i puntoni di controventatura. Tale operazione verrà fatta per step, ovvero si inizierà con lo sbancamento dalla zona di monte della strada e, una volta

asportato il materiale detritico, si inseriranno gli elementi di supporto con l'opportuno interesse.

Terminate le operazioni di sbancamento e posizionamento della controventatura, si dovrà procedere con la creazione della fondazione per il muro a scogliera. La gettata non dovrà interferire con la presenza dei puntoni, che rimarranno in esercizio. Essi dovranno essere obbligatoriamente tolti nel momento del posizionamento dei blocchi del paramento; questa operazione inizierà dal lato opposto rispetto allo scavo di sbancamento, poiché in tale zona la situazione appare meno gravosa dal punto di vista della stabilità ed inoltre si ha una notevole facilitazione dal punto di vista operativo, in quanto l'accesso alla zona è più agevole. Di conseguenza, per necessità temporali, anche la gettata della fondazione dovrà seguire l'ordine esecutivo del posizionamento dei blocchi. In tal modo anche questa sequenza di operazioni verrà eseguita nella massima sicurezza possibile.

4.4.5 Monitoraggi post opera e manutenzione

Al termine dei lavori dovrà essere comunque mantenuto un monitoraggio del versante, questo sarà effettuato secondo diverse tipologie.

Nel foro di sondaggio, posto nella zona terrazzata, verrà inserito un casing inclinometrico che consentirà il monitoraggio degli spostamenti di tale area. Si dovranno quindi effettuare letture periodiche per verificare la stabilità della zona.

Durante i vari lavori in parate verranno piazzate sul versante alcune stadi metriche con mire topografiche, della medesima tipologia delle due già presenti in posto, in modo tale da poter effettuare periodicamente un monitoraggio

topografico ed inoltre avere una migliore percezione, anche dal punto di vista visivo, dei possibili movimenti del pendio.

Sarà inoltre necessario prestare particolare attenzione ai fenomeni metereologici molto abbondanti poiché in tale situazioni potrebbero instaurarsi le situazioni di maggiore instabilità. Pertanto è opportuno effettuare un monitoraggio dal punto di vista pluviometrico della zona.

Si prevede anche una manutenzione periodica delle varie opere realizzate. Grazie a queste procedure si valuterà il corretto funzionamento dei vari sistemi di prevenzione e protezione installati. In particolare si dovrà valutare che la rete paramassi non sia stata impattata da qualche blocco ed in tal caso predisporre i lavori di sostituzione, in modo tale da garantire il suo corretto funzionamento e quindi la sicurezza della strada sottostante. Allo stesso modo si dovrà valutare che le varie reti in aderenza siano in buono stato e non gravate da materiale distaccatosi dal versante, ed in caso contrario provvedere al ripristino. Per finire si dovrà controllare periodicamente il corretto funzionamento dei sistemi di drenaggio valutandone il possibile intasamento.

4.5 Priorità di intervento

Poiché la disponibilità economica non poteva sopperire all'adempimento immediato della totalità dell'opera, si è stabilito un livello di priorità delle operazioni. In tal modo si è suddiviso il consolidamento del versante in due lotti da poter eseguire in maniera sequenziale.

Perché l'intervento sia adeguato alla stabilizzazione del pendio, non si può prescindere dal considerare a massima priorità sia interventi nella parte alta che interventi nella parte bassa. Se ciò non venisse fatto, non si otterrebbe un

risultato consono alla sicurezza perché incompleto e totalmente dipendente dalle successive migliorie, che oggi giorno non sono ancora state programmate.

Pertanto si sono suddivisi gli interventi secondo una priorità primaria ed una secondaria. Gli interventi che ricadono nella massima priorità sono tutti quelli che interessano la parte alta e centrale del versante, mentre nella parte bassa è stato necessario effettuare delle scelte ponderate su quali interventi attuare. I due macro interventi della parte bassa consistono nella creazione del muro a scogliera (con annesse tutte le necessità operative per la costruzione) ed il ripristino della barriera paramassi. Tra questi due interventi si è scelto di dare priorità al ripristino della barriera paramassi esistente ed all'estensione della stessa, poiché, dal punto di vista della sicurezza, il rischio più rilevante risulta essere quello del distacco di materiale roccioso dalla parte alta del versante, anche se in parte già scongiurato dalla presenza delle reti in aderenza. Altro motivo per cui si è scelto di non dare la priorità alla costruzione del muro a scogliera, è l'esigua quantità di materiale detritico ormai presente nella conca centrale, ciò è stato dovuto ai vari eventi franosi occorsi negli anni passati che hanno comportato lo svuotamento progressivo della conca, portando il substrato roccioso sempre più vicino alla superficie.

Si può quindi considerare la costruzione del muro a scogliera più come un intervento di finitura che come un intervento di riduzione del rischio vero e proprio, pertanto verrà posticipato insieme all'infissione dei micropali necessari allo scavo della fondazione del muro stesso ad un successivo lotto di interventi.

4.6 Definizione tempistiche di intervento

La scelta delle tempistiche è stata effettuata secondo questo ordine per ottenere le condizioni di miglior sicurezza possibili, agendo prima nella parte alta del versante e di parete, solo successivamente in quella più bassa. In questo modo si ridurrà il rischio per gli addetti ai lavori che agiranno nelle zone più basse del versante.

Le fasi salienti di intervento sono:

- Sondaggi
- Preparazione cantiere ed opere di messa in sicurezza preliminare
- Ancoraggi
- Chiodatura
- Sistema di drenaggio nella parte superiore
- Reti in aderenza
- Barriera paramassi
- Berlinese di micropali
- Sbancamento e scavo
- Scogliera
- Smantellamento cantiere

Tuttavia a seguito della definizione dei livelli di priorità la parte relativa alla costruzione della scogliera sarà posticipata e quindi non rientrerà nell'ordine temporale precedentemente elencato, ma verrà eseguita in un secondo fase operativa.

CONCLUSIONI

Con il lavoro realizzato sono state esposte le varie operazioni che portano alla realizzazione di un progetto di stabilizzazione di un versante. In questo modo è stato possibile analizzare molto accuratamente i vari aspetti progettuali, in modo tale da avere un'idea precisa degli step necessari alla sua realizzazione.

Risulta di fondamentale importanza l'esecuzione di un'analisi dei rischi precisa ed esaustiva. Essa si fonda sui dati e le analisi in possesso, permettendo di stabilire le criticità e di conseguenza gli interventi da adottare. Tali valutazioni costituiscono il cardine su cui si fonderà il progetto di consolidamento del versante e proprio per questa ragione rappresentano un passaggio così importante.

Un altro degli aspetti più interessanti, toccati nel corso del lavoro di tesi, è stato sicuramente quello delle scelte sulle opere da realizzare. In questa parte sono state prese in considerazione varie ipotesi di interventi praticabili, conformi alle necessità di riduzione del rischio individuate. I criteri di scelta sono stati di varia natura: l'adeguatezza dal punto di vista del rafforzamento strutturale fornito dall'opera, la fattibilità, sia dal punto di vista logistico che economico, e la conformità con gli altri interventi già presenti in sito. Tra i criteri citati si può dire che il primo risulta, ovviamente, il cardine da cui partire, tuttavia nessun intervento può prescindere da un'analisi accurata di fattibilità. Per quanto concerne la conformità con le altre opere, è stato un criterio adottato per dare maggiore continuità agli interventi, in modo da facilitare l'esecuzione dei lavori e le manutenzioni future.

In queste fasi è stato, quindi, fondamentale porsi le domande idonee per poter individuare le scelte operative migliori; proprio questa capacità di valutazione rappresenta una delle più importanti doti che la figura dell'ingegnere deve avere

per svolgere al meglio il suo lavoro. L'esercizio dello spirito critico e della capacità decisionale sono alcuni dei più importanti insegnamenti che si possono trarre da questo lavoro.

Oltre al progetto di consolidamento vero e proprio, con dimensionamenti e verifiche delle opere, meritano grandissima attenzione anche tutti gli aspetti correlati all'intervento ed al cantiere. Senza la definizione di queste parti, che possono sembrare accessorie, il progetto potrebbe essere irrealizzabile, potrebbe essere compromessa la sicurezza degli addetti ai lavori o, ancora, le tempistiche programmate potrebbero subire variazioni consistenti. Pertanto rappresentano una parte molto importante ed è quindi fondamentale affrontare tali problematiche per la definizione di un progetto.

Con il lavoro di tesi si è quindi riusciti a definire il progetto per la messa in sicurezza del pendio nella frazione di Ribe, nel comune di Perrero; lavoro che per molti anni era stato rimandato. Anche se non verrà eseguito nella sua completezza nell'immediato, la sicurezza per la strada provinciale 169 sarà comunque garantita. Infatti, si è riusciti a dare una soluzione a tutte le criticità inerenti il versante, riuscendo inoltre a suddividere il lavoro in due parti distinte senza precludere la sicurezza.

La realizzazione del progetto risponde quindi pienamente agli obiettivi che si erano stabiliti inizialmente.

BIBLIOGRAFIA

Canuti P., Casagli N.; *Considerazioni sulla valutazione del rischio di frana*; estratto da "Fenomeni Franosi e Centri Abitati" in Atti del Convegno di Bologna del 27 maggio 1994 CNR-GNDICI Regione Emilia-Romagna

Carrara A., D'Elia B., Semenza E.; *Classificazione dei fenomeni e nomenclatura dei franosi*; 1985; Geologia applicata e idrogeologia

Città Metropolitana di Torino; *Lavori di consolidamento su SP 169 della Valle Germanasca in località Ponte Rabbioso*

Città Metropolitana di Torino; *Lavori di consolidamento su SP 169 della Valle Germanasca al km 7+200*

Cruden D.M., Varnes D.J.; *Landslide Types and Processes*; 1996; Special Report: Transportation Research Board, National Academy of Sciences

Deangeli C., appunti corso "Landslides and slope engineering"; a.a. 2016/2017

Del Greco O.; *Appunti di consolidamento di rocce e terreni*; inedito

D.M. 14 gennaio 2008; *Norme Tecniche delle Costruzioni*; 2008

Duncan & Christopher; *Rock slope engineering*; 2005; Taylor and Francis Group

Ferraiolo F., Giachetti G.; *Rivestimenti corticali: alcune considerazioni sull'applicazione delle reti di protezione in parete rocciosa*; 2004; Maccaferri

Gasco I., Gattiglio M., Borghi A.; *Lithostratigraphic setting and P-T metamorphic evolution for the Dora Maira Massif along the Piedmont Zone boundary*; 2011; International Journey of earth sciences

Lancellotta R.; *Geotecnica*; 2004; Zanichelli

Peila D., Oggeri C., Castiglia C.; *Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests*; 2007; Springer

Pelizza S., Peila D., Oggeri C.; *Tipologia di intervento per la bonifica di versanti rocciosi*; 2004; GEAM

Sandrone R., Trogolo Got D., Respino D., Zucchetti S.; *Osservazioni geogiacimentologiche sulla miniera di talco di Fontane*; 1987; Società Cooperativa Tipografica

Sandrone R., Cadoppi P., Sacchi R., Vialon P.; *The Dora-Maira Massif*; 1993; Springer

Varnes, D. J.; *Slope movement types and processes*; 1978; Special Report 176: Landslides: Analysis and Control

SITOGRAFIA

www.accattoliscavi.it

www.arpalombardia.it

www.consolreocce.com

www.cordescotte.com

www.dywidag-system.com

www.dywit.com

www.ediltecnoservice.com

www.geoportale.piemonte.it

www.ingv.it

www.isolarben.it

www.isprambiente.com

RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare per primo il professore Claudio Oggeri per il grande aiuto fornitomi nel corso del lavoro di tesi e per gli innumerevoli consigli e insegnamenti che ha potuto trasmettermi in questo periodo. Ringrazio immensamente Elisa Costamagna e Corrado Frison per il grande aiuto offertomi durante il lavoro di tesi.

Ringrazio tutti i professori che nel bene e nel male hanno contribuito, nel corso di questi anni, alla mia crescita accademica ed umana.

Ringrazio i miei genitori per il sostegno costantemente profuso in questi anni di studi.

Ringrazio Martina che mi ha dato un'immensa forza per giungere al traguardo sia nei momenti più felici che in quelli di difficoltà.

Ringrazio i miei amici che hanno sempre saputo aiutarmi e rallegrarmi nel corso di questi anni.

Ringrazio i miei compagni di corso con cui ho potuto condividere molti momenti di svago, rendendo molto più piacevoli le giornate universitarie.

Sicuramente, con queste poche parole, non ho ringraziato a dovere tutte le persone che in questi anni hanno saputo aiutarmi, consigliarmi e rendere il percorso di studi più agevole, ma la gratitudine nei loro confronti rimarrà sempre.