

S.S.131 "Carlo Felice"
Completamento itinerario Sassari - Olbia.
Potenziamento e messa in sicurezza S.S.131
dal km 192+500 al km 209+500.
2° Lotto dal km 202+000 al km 209+500

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA357

PROGETTAZIONE: ATI VIA - SERING - VDP - BRENG

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma A27296)

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

MANDATARIA:

MANDANTI:

PROGETTISTA:

Responsabile Tracciato stradale: *Dott. Ing. Massimo Capasso (Ord. Ing. Prov. Roma 26031)*

Responsabile Strutture: *Dott. Ing. Giovanni Piazza (Ord. Ing. Prov. Roma 27296)*

Responsabile Idraulica, Geotecnica e Impianti: *Dott. Ing. Sergio Di Maio (Ord. Ing. Prov. Palermo 2872)*

Responsabile Ambiente: *Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)*



GEOLOGO:

Dott. Geol. Enrico Curcuruto (Ord. Geo. Regione Sicilia 966)

COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Matteo Di Girolamo (Ord. Ing. Prov. Roma 15138)

RESPONSABILE SIA:

Dott. Ing. Francesco Ventura (Ord. Ing. Prov. Roma 14660)




VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Dott. Ing. Edoardo Quattrone

BARRIERE PARAMASSI E INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO VERSANTE
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG. ANNO	P000M01GETRE01A			
DPCA0357	D 20	CODICE ELAB. P000M01GETRE01		A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE	MARZO 21	G.AMATO	G.SPECIALE	G.PIAZZA
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

INDICE

1	PREMESSA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO E SISMICO	7
4.1	Inquadramento geologico.....	7
4.2	Potenziamenti cinematici di innesco e volumi di riferimento.....	7
4.1	Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità.....	12
4.2	Determinazione delle azioni sismiche di progetto	12
5	BARRIERE PARAMASSI	15
5.1	Metodo di analisi	15
5.2	Dati di input	16
5.2.1	Sezione 21	18
5.2.2	Sezione 20.....	18
5.2.3	Sezione 17.....	19
5.2.4	Sezione 16.....	19
5.2.5	Sezione 15.....	20
5.2.6	Sezione 13.....	20
5.3	Dimensionamento delle barriere paramassi	21
5.3.1	Criteri di dimensionamento.....	23
5.3.2	Verifiche relative alle barriere paramassi.....	26
5.4	Dimensionamento delle fondazioni delle barriere paramassi.....	27
5.4.1	Carichi di progetto e coefficienti parziali	27
5.4.2	Verifica a sfilamento all'interfaccia malta / ammasso roccioso.....	28
5.4.3	Verifica a sfilamento all'interfaccia malta / acciaio	30
5.4.4	Verifica SLU di resistenza dell'armatura	30
5.4.5	Risultati	31
6	INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DIEDRI	32
6.1.1	Dimensionamento delle chiodature	32
6.1.2	Valutazione della lunghezza dei chiodi.....	35
6.2	Risultati e conclusioni	36
7	REALIZZAZIONE DI CORDOLI DI SOTTOMURAZIONE TIRANTATI	39
8	ALLEGATI	41
8.1	Sezione 21.....	41
8.2	Sezione 20.....	42

SS 131 "Carlo Felice"
Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km
192+500 al km 209+500
2° lotto dal km 202+000 al km 209+500



CA357

Relazione tecnica e di calcolo

8.3	Sezione 17.....	43
8.4	Sezione 16.....	45
8.5	Sezione 15.....	47
8.6	Sezione 13.....	49

1 PREMESSA

La presente relazione è allegata al progetto esecutivo dei lavori di ammodernamento del tronco della S.S. 131 dal km 192+500 al km 209+500.

Oggetto della relazione sono gli interventi finalizzati alla mitigazione e protezione dal rischio di crollo di elementi lapidei della parete rocciosa che sovrasta la S.S. 131 in località Chighizzu di Sassari.



Figura 1.1: Inquadramento geografico area di intervento

La parete rocciosa (Figura 1.2) presenta in atto una situazione di dissesto molto diffusa che determina condizioni di pericolo per l'incolumità nelle aree ubicate alle pendici del versante.

Dette condizioni strutturali hanno determinato in passato il verificarsi di diversi fenomeni di crollo, come evidenziato dalle numerose nicchie di distacco individuate sul costone roccioso.


Il presente documento ha lo scopo di fornire una descrizione delle analisi svolte per lo studio del fenomeno di caduta massi nel tratto di intervento e delle opere di nuova realizzazione in grado di mitigare il rischio di caduta massi. Sono compresi il dimensionamento degli interventi passivi di protezione con barriere paramassi e degli interventi attivi di stabilizzazione locali con reti con chiodatura diffusa e cordoli di sottomurazione tirantati.



Figura 1.2: Panoramica del versante oggetto di intervento

Il lavoro si pone l'obiettivo di:

- definire la tipologia più idonea di intervento nei diversi settori del tracciato;
- studiare le traiettorie di caduta possibili e fornire i principali parametri per il dimensionamento delle opere passive (barriere paramassi); la scelta e il dimensionamento delle barriere sono oggetto del presente lavoro;
- definire gli interventi di tipo attivo, puntuali o estesi, laddove necessari per stabilizzare rispettivamente blocchi singoli o porzioni di parete dalle quali possano staccarsi blocchi con volumi tali da non poter essere arrestati dalle barriere.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

2 RIFERIMENTI NORMATIVI


La normativa di riferimento per la fase di progettazione dell'opera è costituita dai seguenti elementi legislativi principali:

- D.M. 17.01.2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 21.01.2019 n°7/C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Ad integrazione delle indicazioni proposte dal D.M. 17.01.2018, dove necessario, si è ritenuto opportuno riferirsi ai documenti di seguito indicati:

- EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali".
- EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- EN 1998-5: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Raccomandazioni AICAP per gli ancoraggi nei terreni e nelle rocce.
- UNI 11211-4 - Opere di difesa dalla caduta massi
- ETAG 027: le linee guida di Benestare Tecnico Europeo per il kit di protezione contro la caduta massi.

Quest'ultimo documento non riguarda i principi di progettazione ma armonizza le regole di qualificazione dei materiali e certifica le prestazioni che il kit è in grado di fornire tramite una procedura di sperimentazione che garantisca la conformità alle norme europee.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMECCANICO E SISMICO

Nel presente capitolo è fornito l'inquadramento geologico, geomeccanico e sismico dell'area in oggetto. In particolare, sono forniti nelle presenti sezioni:


- le indicazioni sui potenziali cinematismi d'innescò e dei volumi di riferimento ai fini della progettazione delle barriere paramassi;
- la caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità dell'ammasso roccioso;
- l'inquadramento sismico dell'area ai fini della determinazione del sisma di progetto.

4.1 Inquadramento geologico

In questa sezione si riportano le informazioni ritenute rilevanti alla comprensione della geologia dell'aria oggetto di studio e reperite da precedenti studi realizzati dai geologi S.Serra e Bridi. Secondo la descrizione del Geol. S. Serra l'ammasso interessato dalle gallerie è di natura sedimentaria, con prevalenza di calcari e calcari marnosi in banchi, con strati a giacitura suborizzontale, ed inclinazioni massime di 15°. La situazione tettonica dell'area è caratterizzata dalla presenza di faglie di tipo distensivo solo lungo le vallate principali, mentre il rilievo, interessato dalle gallerie in progetto non è intercettato da strutture dislocative importanti. Il Geol. Bridi durante la sua ispezione descrisse le attuali opere presenti sulla parete (reti e chiodatura) inadeguate rispetto ai volumi rocciosi esaminati e rispetto anche all'elevato grado di pericolo per crollo e ribaltamento riscontrato durante l'ispezione in parete. Dallo studio del Geol. L. Salti è emerso che il costone di Chighizzu, , compreso tra le due gallerie all'ingresso di Sassari, è costituito da una parete verticale incumbente sulla S.S. 131; si identificano due diedri a rischio di instabilizzazione, il cui distacco comporterebbe ingenti danni all'incolumità delle aree sottostanti. Morfostrutturalmente i due diedri, hanno una geometria tabulare, limitati da pareti verticali con altezze variabili, di diverse decine di metri. Alla base queste strutture, si raccordano attraverso una coltre di detrito di versante, al bordo del terrazzo derivante dell'affiorare della testata di uno strato sottostante dalla compattezza assimilabile a quella del tetto della serie. La morfologia è stata modellata dall'attività erosiva dei corsi d'acqua presenti nella zona, che hanno agito sui sedimenti meno resistenti comportando un'erosione differenziale che ha generato lo scalzamento del piede dei blocchi di roccia.

4.2 Potenziali cinematismi di innescò e volumi di riferimento

In generale, le condizioni d'instabilità di un versante in roccia fanno riferimento al superamento delle forze agenti, a favore dell'instabilità, rispetto a quelle resistenti, a favore della stabilità, di un volume discreto di terre o rocce costituenti il versante.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Le condizioni che sono alla base dei fenomeni di instabilità sono legate ad una serie di fattori di cui si possono riconoscere i più importanti in:

- struttura geologica predisponente;
- stato tensionale preesistente o indotto;
- geometria del problema e parametri geotecnici dell'ammasso e delle discontinuità;
- detensionamento dell'ammasso roccioso;
- resistenza delle discontinuità e della roccia;
- eventi sismici o vibrazioni artificiali;
- condizioni climatiche;
- processi naturali;
- fattori antropici.

Di tutti questi fattori, indubbiamente la struttura geologica, intesa come caratteristiche dell'ammasso roccioso, è quello più rilevante. La geometria e l'orientazione delle discontinuità hanno un impatto rilevante sulla stabilità di un pendio in ammasso roccioso litoide; nei casi in cui la tensione normale al giunto sia bassa, i suddetti aspetti possono favorire e determinare il tipo di rottura, funzione dell'orientazione dei giunti rispetto all'orientazione e all'inclinazione del fronte.


I modelli di rottura possibili, in funzione del tipo e del grado di controllo strutturale, sono:

- scivolamenti planari, governati da una discontinuità a franapoggio meno immergente in concordanza con il pendio;
- scivolamenti di cunei, definiti da due discontinuità appartenenti a differenti famiglie, con linea d'intersezione immergente in concordanza con il pendio ed inclinazione della linea d'intersezione inferiore all'inclinazione del versante;
- ribaltamenti di blocchi di roccia, identificabile da due o più famiglie di discontinuità subverticali ed una famiglia a basso angolo, oppure ribaltamenti flessurali per superamento della resistenza al taglio lungo superfici di discontinuità a reggipoggio.

Oltre ai suddetti cinematismi che tipicamente coinvolgono singoli blocchi di roccia, possono verificarsi instabilità globali dei versanti rocciosi con superficie di rottura differenti, quando il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso è molto elevato e tale da indurre valori di resistenza al taglio molto bassi, assimilabili al comportamento tipico di una roccia sciolta per ciò che attiene i cinematismi di instabilità.

In letteratura sono noti diversi test cinematici che possono essere utilizzati per le verifiche relative a differenti tipologie di rottura, mentre non sono applicabili per le rotture circolari che si impostano su piani di rottura complessi dovuti alla composizione di superficie di rottura di neoformazione con superfici di discontinuità preesistenti.

Il rilievo geomeccanico, dettagliatamente descritto nell'elaborato Relazione geologica e geomeccanica, prodotta dal Dott. Geol. Santi Luca in data 19 Settembre 2016 su richiesta del Compartimento ANAS della Sardegna, individua due aree interessate da maggiore instabilità, indicate con la denominazione Diedro 1 e

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Diedro 2, individuate rispettivamente nelle Aree 3 e 2 dell'allegato P00OM01GETDI02A. Il Diedro 1 è collocato nella parte centrale della parete analizzata (Area 2). È costituito da un blocco strutturato a placca, irregolare di forma, eterogeneo e disarticolato. dai rilievi topografici eseguiti. Il diedro analizzato ha un'altezza media di 15m e una larghezza basale di 28-30m. La forma frontale è riconducibile ad un rettangolo per cui si stima un'area frontale di 450-500mq. Assumendo uno spessore medio del diedro di 4m si ricava un volume stimato di 2.000 mc. Si individuano due possibili cinematismi di ribaltamento impostati sulla famiglia di discontinuità parietale, della quale si evidenzia una netta continuità lungo tutti i tre lati del diedro escluso quello basale. Uno superiore, lungo la cresta rocciosa che delimita il ciglio della scarpata, relativo a un sistema di blocchi che si imposta su una lunghezza orizzontale di circa 20m, un'altezza di 7 m e uno spessore stimato di 3m, per un volume complessivo di circa 500m,e uno relativo a una porzione aggettante dal diedro stesso, dello spessore di 4m, larghezza pari a 20m e altezza di 8m possibili meccanismi locali di ribaltamento. Il Diedro 2 interessa una porzione di versante superiore (Area 3) e una struttura geomeccanica più complessa rispetto al primo. Si stima che l'intersezione delle famiglie di discontinuità possa dislocare una porzione di roccia avente larghezza di circa 50m, un'altezza complessiva di 30m e uno spessore medio di 5m per un volume stimabile in 7500mc. In questa sede si distinguono tre differenti possibilità di cinematismi. Il primo interessa un importante blocco a sbalzo, che presenta alla base una nicchia di distacco, avente larghezza di circa 35m, spessori di 5m e altezze di 6-7m per volumi stimati di circa 1000mc. Il secondo è costituito dal diedro di maggiori dimensioni impostato su un potenziale cinematismo di ribaltamento. Il volume in questo caso si stima sull'ordine di 5500 mc. Il terzo interessa un ulteriore blocco a sbalzo di spessore dell'ordine dei 3 m, larghezza di circa 20 m e altezza pari a 15 m.

Si individua infine un ulteriore balcone di roccia aggettante dello spessore di circa 3 m nell'Area 1 dell'allegato P00OM01GETDI02A. Il blocco risulta connesso alla parete mediante ponti di roccia e si individua una nicchia di distacco alla sua base. L'assenza di un supporto al piede rende il blocco potenzialmente soggetto a scollamento.

Nell'ambito dello studio complessivo dell'ammasso roccioso, La caratterizzazione strutturale, ed in particolare la stima della spaziatura, hanno consentito di definire la dimensione media del "Volume Roccioso Elementare" (V.R.E.): ovvero quello definito dall'intersezione delle principali famiglie di discontinuità nell'ipotesi che le stesse siano caratterizzate da giunti persistenti.

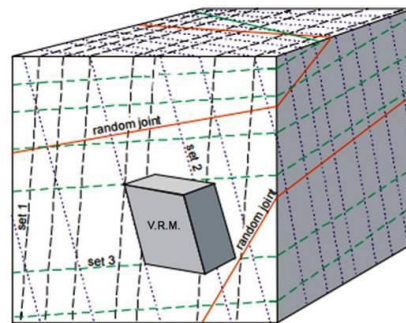


Figura 4.1: Volume Roccioso Elementare

La stima di detto volume V.R.E. (V_b) è stata, quindi, effettuata per ciascuna stazione di misura avvalendosi delle formule di Palmstom (1996).

$$V_b = \beta \cdot J_v^{-3}$$

Dove RQD è espresso come $RQD = 115 - 3,3 \cdot J_v$ ed è pari a 30-40% (vedi relazione Geologica) e β è il fattore di forma del blocco e vale $\beta = 20 + 7 \cdot \left(\frac{s_{max}}{s_{min}}\right) \cdot \left(\frac{3}{n_j}\right)$, dove s_{max} e s_{min} sono rispettivamente la più grande e la più piccola spaziatura rilevata, mentre n_j assume i valori diversi a seconda del numero di famiglie di discontinuità rilevate, come descritto nella seguente tabella.

3 famiglie + discontinuità casuali	$n_j = 3,5$
3 famiglie	$n_j = 3$
2 famiglie + discontinuità casuali	$n_j = 2,5$
2 famiglie	$n_j = 2$
1 famiglia + discontinuità casuali	$n_j = 1,5$
1 sola famiglia	$n_j = 1$

Tabella 4.1: Valori coefficiente n_j (Palmstom, 1996)


In questo modo si individua un volume del blocco passibile di distacco dell'ordine dei 2 dm³ per il Diedro 1 e il Diedro 2.

Ai fini del dimensionamento delle barriere paramassi, laddove gli stendimenti hanno rilevato la presenza di possibile scivolamento a cuneo, sono stati calcolati i volumi dei blocchi generati dall'intersezione delle famiglie di discontinuità.

Il volume medio del cuneo si calcola mediante la formula

$$V_m = \frac{2}{\pi \sin \theta} L_1 L_2 N$$

con θ angolo di apertura del cuneo, L_1 ed L_2 spaziatura media delle due famiglie di discontinuità e N pari a metà del minimo valore tra l_1 ed l_2 , persistenze medie delle due famiglie.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Noti i valori di spaziatura e persistenza medie dalle analisi condotte nei paragrafi precedenti, è stato possibile calcolare i seguenti volumi dei cunei di rottura.


Diedro	Cuneo	Volume cuneo (dm ³)
1	K1-K2	42
1	K1-K3	16
1	K2-K3	21
1	K2-K4	16
1	K3-K4	34
2	K1-K3	25
2	K1-K4	25
2	K2-K4	16
2	K3-K4	29

Tabella 4.2: Volumi blocchi potenzialmente movimentati da cinematismi di scivolamento a cuneo

I volumi individuati risultano tutti minori di 50 dm³ e inferiori rispetto ai volumi dei blocchi potenzialmente instabili, individuati dall'osservazione diretta della parete rocciosa. In queste occasioni, infatti sono stati individuati volumi di blocchi dell'ordine dei metri cubi, come testimonia l'immagine seguente che riprende i blocchi accumulati a tergo della rete paramassi che riveste il Diedro 1.



Figura 4.2: Accumulo di crollo posto alla base della parete lato destro – Diedro 1

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

In relazione a quanto sopra e ai dati disponibili sulle dimensioni dei blocchi rinvenuti sul versante, si considera rappresentativa e cautelativa, per le analisi svolte successivamente, una dimensione del blocco passibile di distacco pari a 4 m³.

4.1 Caratterizzazione geomeccanica delle discontinuità

I parametri geomeccanici delle discontinuità sono tratti dalla relazione Geologica Geomeccanica del Dott. Santi Luca. Nell'ambito di questa, le analisi all'equilibrio limite applicate ai cinematismi individuati hanno portato alla conferma di correttezza delle grandezze misurate in campagna. In particolare, per le discontinuità della formazione in parete, i parametri di resistenza secondo il criterio di Barton-Bandis, in aggiunta al peso specifico γ medio dei diedri, sono elencati in Tabella 3.3.

γ (kN/m ³)	$\phi_i = \phi_{eq}$ (°)	JRC (-)	JCS (MPa)
26	45-50	8-9	30-35

Tabella 4.3: Parametri di resistenza delle discontinuità secondo il criterio di Barton-Bandis

4.2 Determinazione delle azioni sismiche di progetto

Gli interventi di stabilizzazione sono stati verificati in condizioni sismiche agli Stati Limite Ultimi (Stato Limite di Vita, SLV).

La normativa consente di valutare l'azione sismica in funzione della posizione geografica dell'opera. Partendo dall'ubicazione è possibile definire, per il sito di interesse, le accelerazioni orizzontali di progetto. Nota l'accelerazione sismica a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, bisogna fissare la vita nominale V_N dell'opera in esame. Dalla Tabella 4.6 estratta dalla normativa NTC 2018, risulta che:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni


TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4.4: Definizione "Vita Nominale" per diversi tipi di opere

La vita nominale serve per definire la vita di riferimento V_R sulla quale viene valutata l'azione sismica:

$$V_R = V_N \times C_u$$

dove C_u rappresenta il valore del coefficiente d'uso della costruzione in funzione della classe d'uso dell'opera in presenza di azioni sismiche.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.5: Definizione del coefficiente d'uso C_U

In base al periodo di riferimento V_R , le norme definiscono la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati (Tab 3.2.I NTC2018):

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4.6: Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Per il calcolo delle azioni sismiche, si sono considerati i seguenti parametri:


- $V_N = 50$ anni
- Classe d'uso = II
- $C_U = 1$ (coefficiente d'uso della struttura)
- $V_R = V_N \times C_U = 50$ anni

Le grandezze sismiche sono ricavate con il software Spettri-NTCver1.3 del C.S.LL.PP, riferite al comune di Ossi.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [--]	T_C^* [s]
SLO	30	0.019	2.610	0.273
SLD	50	0.024	2.670	0.296
SLV	475	0.05	2.880	0.340
SLC	975	0.06	2.980	0.372

Tabella 4.7: Parametri sismici su sito di riferimento rigido e orizzontale

Adottando il metodo pseudostatico previsto in normativa, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W dell'elemento lapideo potenzialmente instabile. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, le componenti orizzontale F_h e verticale F_v di tale forza sono pari a:

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Le espressioni dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono le seguenti:

$$k_h = \beta_s \times a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

essendo:

- β_s , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto, che dipende dalla "categoria di sottosuolo" (vedi Tab. 7.11.I delle NTC 2018);
- a_{max} , l'accelerazione massima attesa nel sito in oggetto;
- g , l'accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, si può assumere:


$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_T \times a_g$$

dove:

- S_s : coefficiente d'amplificazione stratigrafica, che dipende dalla "categoria di sottosuolo";
- S_T : coefficiente d'amplificazione topografica, che dipende dalla "categoria topografica";
- a_g : accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.
- I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono riassunti nella seguente tabella.

Stato limite	T_R (anni)	a_g/g (-)	F_0 (-)	Cat. sottos.	S_s (-)	Cat. topo.	S_T (-)	a_{max}/g (-)	β_s (-)	k_h (-)	k_v (-)
SLV	475	0.05	2.880	A	1.0	T4	1.4	0.07	0.20	0.014	0.007

Tabella 4.8: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto (SLV)

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

5 BARRIERE PARAMASSI

Dopo aver descritto il programma di calcolo utilizzato, si analizza il moto di caduta massi in corrispondenza delle sezioni critiche allo scopo di definire gli interventi idonei alla mitigazione del rischio nei confronti di tale fenomeno.

5.1 Metodo di analisi

Le analisi di caduta massi sono state svolte mediante il programma di calcolo GeoRock, prodotto dalla GeoStru Software, che consente di effettuare analisi in forma probabilistica della caduta massi, analizzando i percorsi di scendimento e le zone di arresto dei massi, partendo da un modello numerico della superficie topografica.

Il programma consente di studiare il problema della caduta massi attraverso due teorie:


- Lumped mass in cui il masso è schematizzato come un punto;
- Rigid Body in cui il moto viene studiato in base alla forma e dimensioni reali del blocco.

Attraverso delle analisi preliminari, si è osservato che i risultati sono molto sensibili alla variazione dei parametri di input.

La teoria scelta per le analisi è quella del Rigid Body considerando che la sensibilità ai parametri di input è minore e che tra le due teorie, questa teoria permette di svolgere un'analisi più dettagliata del problema.

E' stato adottato il metodo di calcolo CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program), messo a punto da Pfeiffer e Bowen (1989) con lo scopo di modellare il moto di caduta di blocchi aventi la forma di sfere, cilindri o dischi, con sezione circolare nel piano verticale del movimento. Per descrivere il movimento dei blocchi, il modello CRSP applica l'equazione del moto parabolico di un corpo in caduta libera ed il principio di conservazione dell'energia totale. In particolare il modello CRSP assume che l'angolo formato tra la direzione del blocco ed il profilo del pendio vari secondo una statistica. Il modello tratta quindi in modo statistico anche i risultati che principalmente constano nelle velocità e nelle altezze di rimbalzo, rispetto alla superficie del pendio, durante il percorso di caduta. Il modello considera quindi le combinazioni dei movimenti di caduta libera, di rimbalzo, di rotolamento e di scivolamento, che possono variare a seconda delle dimensioni dei blocchi e della rugosità del pendio.

Per maggiori dettagli sulle formulazioni utilizzate dal software e sull'implementazione numerica della soluzione analitica si rimanda alle specifiche del produttore (cfr. www.geostru.com).

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

5.2 Dati di input

Sulla base della morfologia del versante, della posizione dell'imbocco delle gallerie in progetto e della sede stradale, si sono individuate 5 sezioni di calcolo in grado di rappresentare adeguatamente tutta l'area per cui è necessario mitigare il rischio di caduta massi.

Dall'analisi delle discontinuità rilevate sul versante e delle dimensioni dei blocchi rilevati in parete è stato possibile individuare un volume rappresentativo e cautelativo del blocco passibile di distacco pari a 4 m³.

Nel calcolo dell'energia cinetica di progetto del blocco sono stati adottati i seguenti dati di input.

Vol _b (m ³)	R _b (m)	Densità (kg /m ³)	Massa (kg)	γ _v (-)	γ _{VolFI} (-)	m _d (kg)
4.0	0.98	2500.0	10000.0	1.00	1.10	10200.0

Tabella 5.1: Calcolo della massa di progetto m_d per i volumi di progetto considerati

Per ciascuna delle famiglie analizzate si sono considerati blocchi di varia forma circolare. Per ciascuna famiglia sono stati simulati 1000 lanci al fine di ottenere una valida statistica come risultato.

La velocità di distacco dei blocchi è assunta conservativamente pari a 1m/s sia in direzione verticale che orizzontale, in accordo con la letteratura tecnica.

Ad ogni singolo tratto di pendio sono stati assegnati i parametri necessari per il calcolo dell'interazione masso-versante, ossia i coefficienti di restituzione normale e tangenziale e il coefficiente di rugosità.

Il coefficiente di restituzione è utilizzato per quantificare la dissipazione d'energia dovuta all'impatto ed è definito dal rapporto tra la velocità post-impatto e la velocità iniziale. Si distinguono due componenti, tangenziale e normale, al fine di ricavare la direzione della velocità dopo il rimbalzo.

Di seguito si riportano i coefficienti assegnati al pendio in esame, individuati facendo riferimento ai dati reperiti in letteratura e tenendo conto dell'interazione dei seguenti fattori:

- natura e spessore dei terreni di superficie;
- copertura vegetale;
- velocità di caduta;
- dimensioni dei massi.

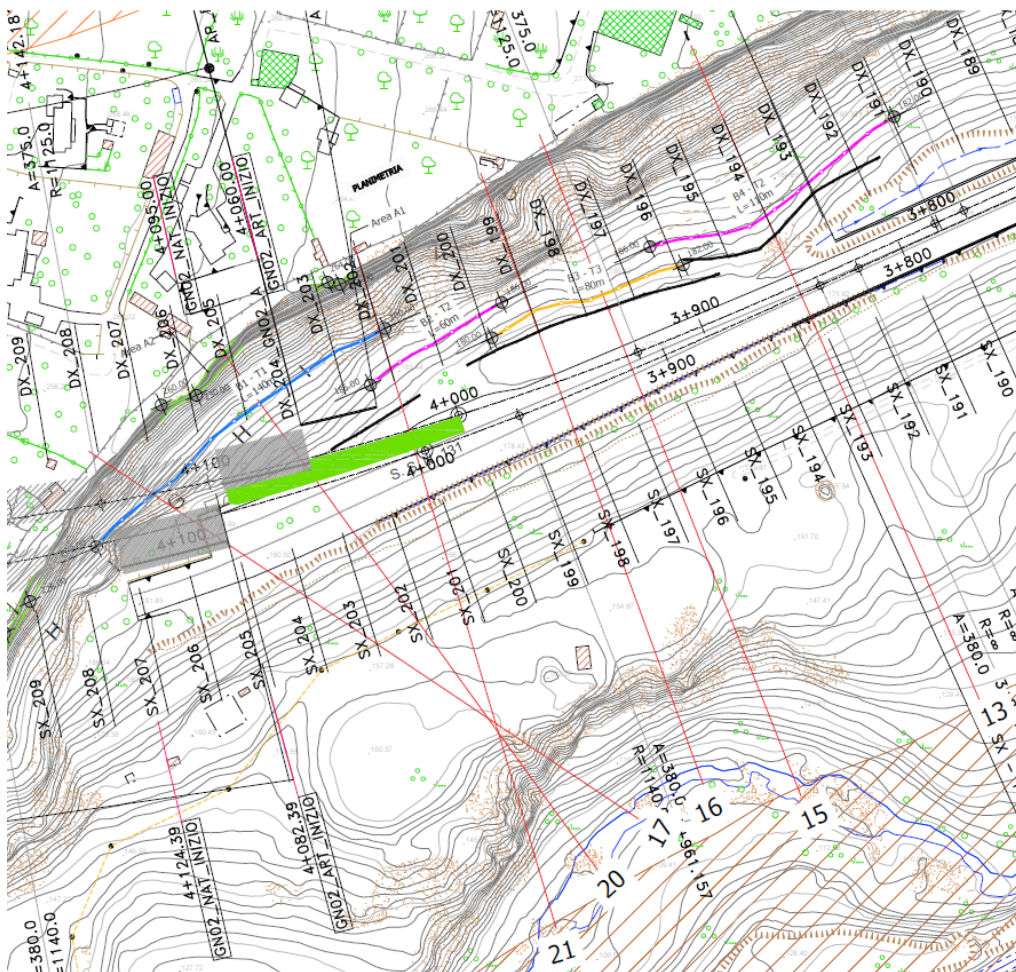
Zona	R _N	R _T	C
Roccia alterata	0,35	0,70	0,1
Galleria	0,40	0,90	0
Pavimentazione stradale	0,40	0,90	0
Detrito vegetato	0,29	0,80	1

Tabella 5.2: Valori di progetto derivati dalle sezioni di calcolo analizzate

Per le barriere paramassi si verificheranno, a partire dai dati ricavati dalle simulazioni numeriche:

- la scelta della posizione migliore dell'intervento;
- i requisiti relativi all'altezza di progetto h_d ;
- l'energia sollecitante di progetto E_{sd} , attraverso la quale saranno verificate le fondazioni e verrà determinata la tipologia di barriera utilizzata, basata sul livello di energia al quale ogni tipo di tipo di barriera è in grado di far fronte.

Nelle figure seguenti sono mostrate le sezioni di calcolo maggiormente rappresentative analizzate con il software GeoRock 2D, finalizzate al dimensionamento di ciascuna delle soluzioni progettuali adottate. Nelle figure sono tracciate anche le traiettorie di caduta massi. I risultati in termini di velocità, energia ed altezza di impatto sono elencati al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e revisionabili nei rispettivi allegati. Le sei sezioni di calcolo sono mostrate in verde nella planimetria di Figura 5.1, in cui viene mostrato in verde anche il posizionamento delle 5 barriere paramassi di progetto, individuate secondo i criteri illustrati nel capitolo successivo.




SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Figura 5.1: Sezioni di calcolo per la progettazione delle barriere paramassi

5.2.1 Sezione 21

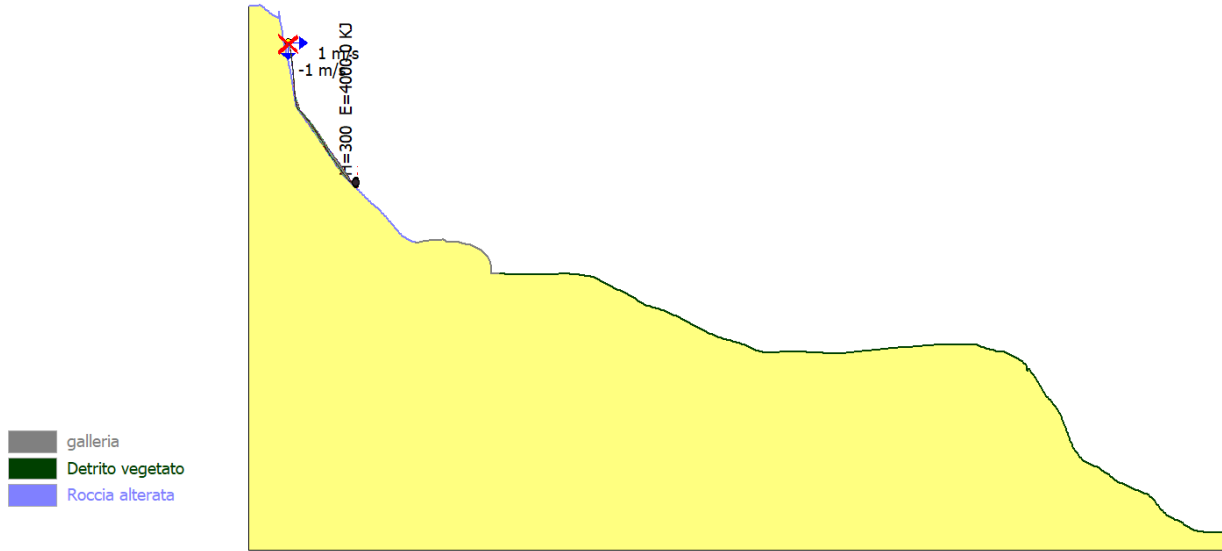


Figura 5.2: Sezione 21 - Traiettorie dei massi di progetto

5.2.2 Sezione 20

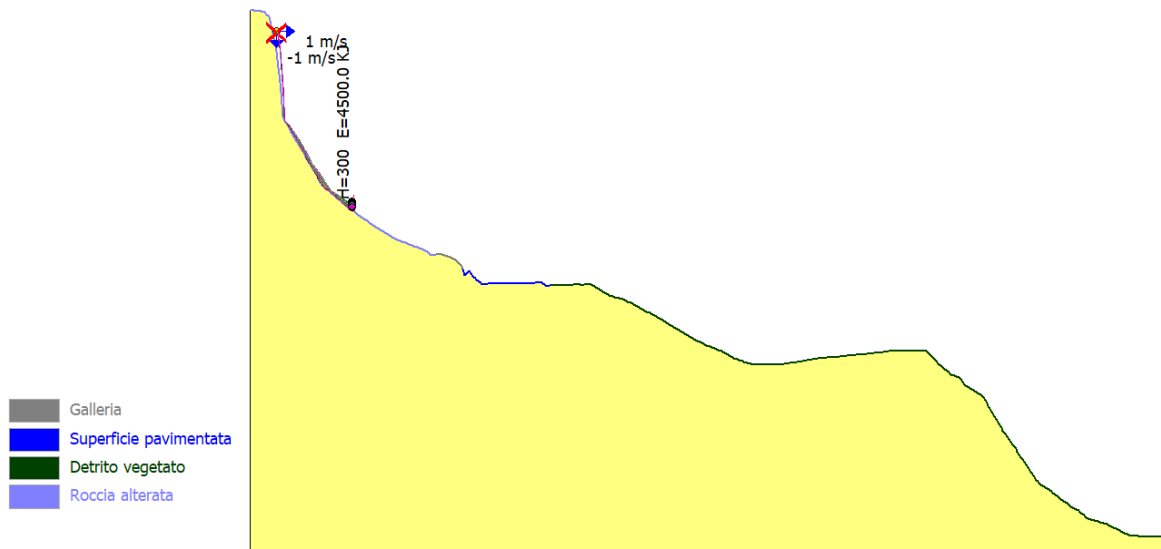
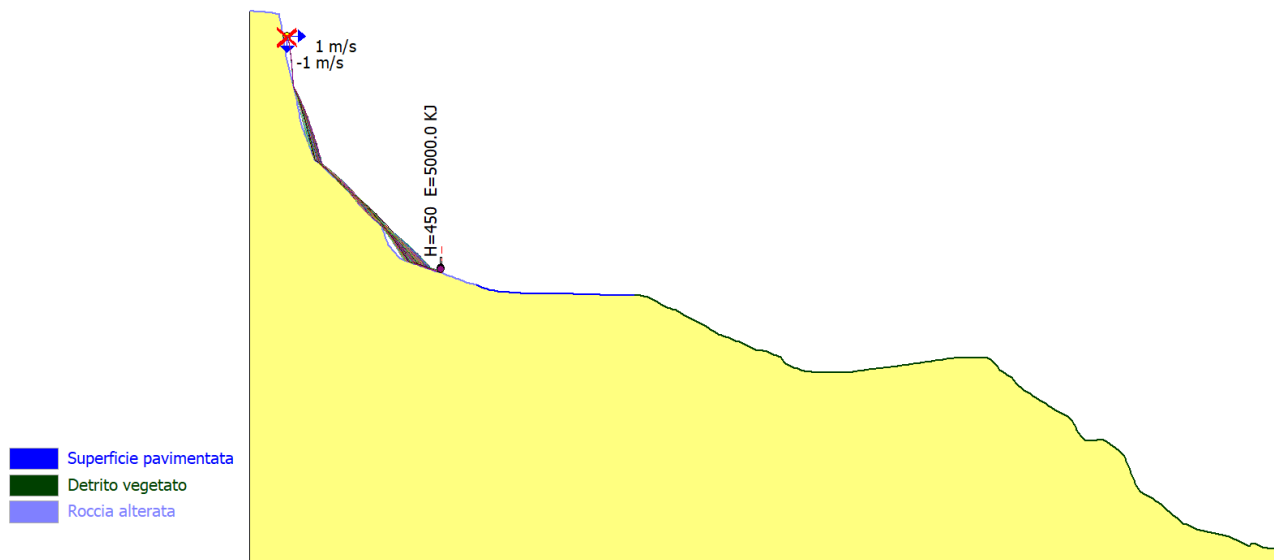


Figura 5.3: Sezione 20 - Traiettorie dei massi di progetto

5.2.3 Sezione 17



5.2.4 Sezione 16

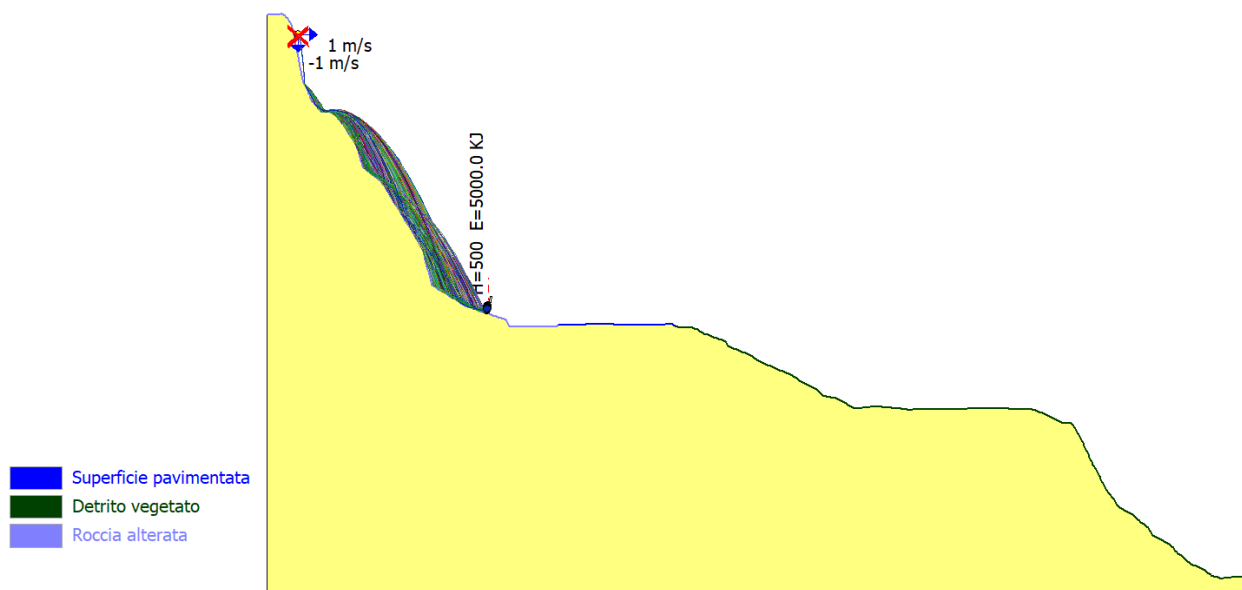


Figura 5.4: Sezione 16 - Traiettorie dei massi di progetto

5.2.5 Sezione 15

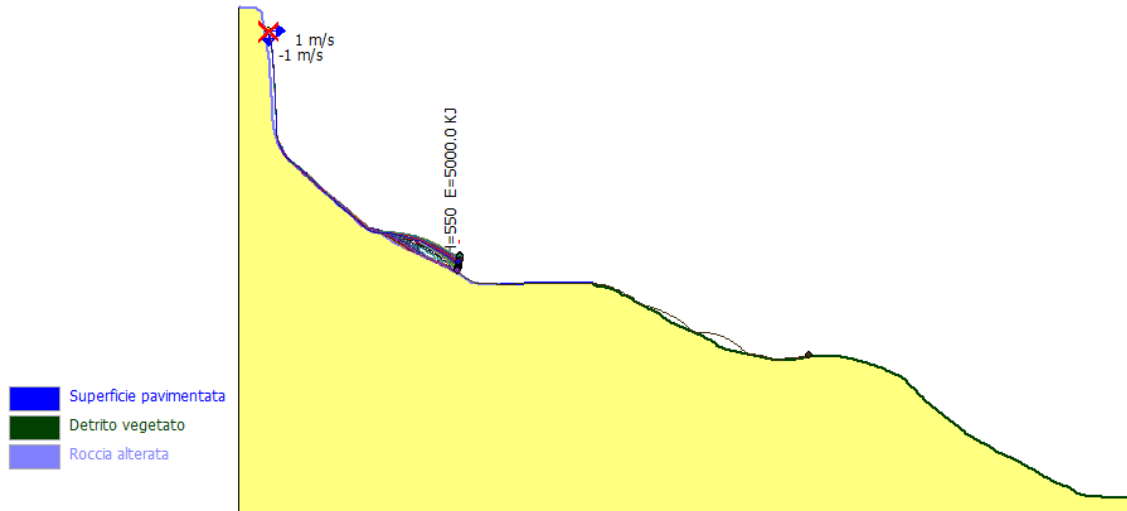


Figura 5.5: Sezione 15 - Traiettorie dei massi di progetto

5.2.6 Sezione 13



Figura 5.6: Sezione 13 - Traiettorie dei massi di progetto

5.3 Dimensionamento delle barriere paramassi

Per il posizionamento delle opere si sono osservati i seguenti criteri:

- criterio di fattibilità: secondo cui è necessario posizionare la barriera in zone dove è possibile la cantierizzazione, ossia in prossimità di sentieri percorribili o strade;
- criterio di ottimizzazione dei costi: secondo cui è preferibile realizzare la barriera lungo i tratti del versante in cui il blocco possiede la minore energia cinetica massima e in cui risulta minima l'altezza di volo.

La previsione e la definizione del possibile moto del masso rivestono, dunque, un ruolo fondamentale nella fase di progettazione e condizionano anche la scelta tipologica ottimale dell'intervento. Il corretto funzionamento di una barriera dipende in maniera preponderante dal dimensionamento dei componenti della struttura, i principali elementi sono:

- Le reti, che costituiscono la struttura principale di intercettazione dei blocchi (Figura 5.7).



Figura 5.7: Esempio di pannello di rete ad anelli di fune di acciaio

- I montanti, che servono a mantenere dispiegate le reti e la cui funzione statica è indispensabile al funzionamento della barriera;
- Gli ancoraggi, elementi fondamentali della struttura di fondazione, il cui dimensionamento deve assicurare resistenza alle sollecitazioni sia in campo statico che dinamico (Figura 5.8);



Figura 5.8: Particolare di un ancoraggio alla parete rocciosa

- I dispositivi di frenaggio o dissipatori di energia, che contribuiscono all'attenuazione dell'urto ed entrano in funzione quando la capacità di assorbimento della rete è esaurita. Vengono inseriti nelle funi di ancoraggio e sulle funi longitudinali superiori e inferiori (Figura 5.9);



Figura 5.9: Particolare di dissipatore di energia ad anello

- Le funi, che collegano la superficie di intercettazione alle fondazioni, normalmente dimensionate in considerazione del carico massimo agente dopo un impatto che sviluppa un'energia di classe pari a quella della barriera.

Tutte le tipologie di kit paramassi sono realizzate mediante la successione di uno o più moduli funzionali; il contenuto minimo di un kit rientrante nelle linee guida ETAG 027 è di tre moduli funzionali identici (3FM).

Questa possibilità di assemblaggio del prodotto permette di adeguare la lunghezza della struttura all'estensione delle opere da proteggere e di seguire agevolmente la conformazione planoaltimetrica del terreno.

In Figura 4.15 è rappresentato uno schema assonometrico che descrive qualitativamente un generico kit paramassi collaudato nelle prove.

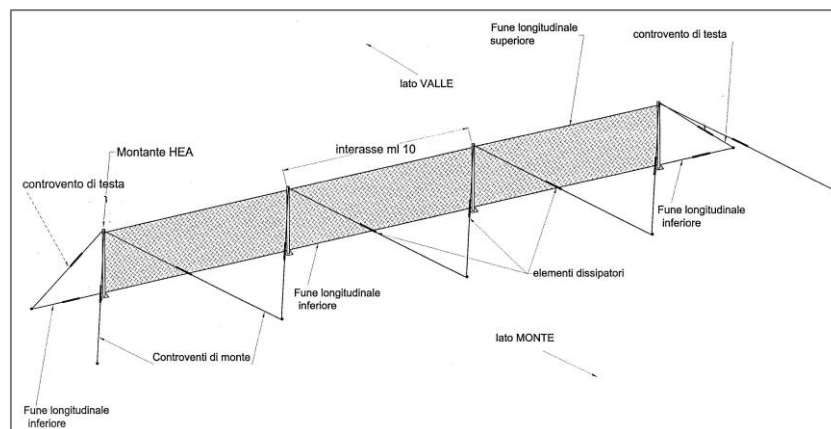


Figura 5.10: Kit tipologico di una barriera paramassi

Dovrà inoltre essere garantita la corretta sovrapposizione tra due tratte contigue. La sovrapposizione dipende principalmente dalla distanza tra le due tratte e può essere stimata con la seguente formulazione.

$$L = \frac{1}{2} \text{campata} + d \cdot \tan \delta$$

Dove:

- δ : 15° per pendii regolari, blocchi arrotondati e 35° per pendii irregolari e blocchi tabulari;
- d: distanza tra le due tratte.


5.3.1 Criteri di dimensionamento

Le azioni sulle opere di difesa passiva devono essere determinate ricorrendo ad analisi approfondite sulla dinamica dello scoscendimento del masso di progetto, al fine di determinarne la traiettoria, sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico, la velocità e l'energia cinetica.

I principali elementi necessari al dimensionamento degli interventi di protezione passiva (barriere paramassi) in oggetto sono:

- controllo delle traiettorie e dei cinatismi agenti (approccio statistico) allo scopo di definire la distribuzione statistica della velocità e dell'altezza di impatto;
- definizione dell'energia sollecitante di progetto (Esd). A partire da tale valore vengono verificate le fondazioni della barriera e tutti gli elementi non espressamente contenuti nel "kit" ETAG 027 e relative certificazioni.
- intensità e direzione delle forze trasmesse alle fondazioni dalla barriera paramassi durante l'urto a livello energetico MEL (secondo le prescrizioni del DM2018 e dell'ETAG 027).
- valutazione della deformazione della barriera.

Si definisce E_{sd} l'energia di progetto, cioè l'energia posseduta dal blocco in moto in corrispondenza del punto di impatto con l'opera passiva.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

La velocità di progetto dei blocchi (v_d) è definita come la velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle velocità calcolate (v_t) nelle analisi delle traiettorie moltiplicata per il coefficiente di sicurezza (γ_F) definito come:

$$v_d = v_t \cdot \gamma_F$$

dove:

- v_d è la velocità di progetto dei blocchi;
- v_t sono le velocità calcolate nelle analisi delle traiettorie.

Inoltre,


- $\gamma_F = \gamma_{Tr} \cdot \gamma_{Dp}$
- γ_{Tr} è il coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie che vale
 - =1.02 per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione ottenuti da analisi a ritroso (back analysis);
 - =1.10 per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione derivate da sole informazioni bibliografiche.
- γ_{Dp} tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio e vale:
 - =1.02 per pendii discretizzati con rilievo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito;
 - =1.10 per pendii discretizzati con precisione medio – bassa.

La massa del blocco di progetto (m_d) è il prodotto del volume del blocco di progetto (Vol_b) per la massa per unità di volume della roccia (γ) opportunamente moltiplicati per un coefficiente di sicurezza:

$$m_d = (Vol_b \cdot \gamma) \cdot \gamma_m$$

dove:

- m_d è la massa del blocco di progetto;
- Vol_b è il volume del blocco di progetto;
- γ è la massa per unità di volume della roccia in posto;
- γ_m è un coefficiente di sicurezza espresso come:
- $\gamma_m = \gamma_{VolFI} \cdot \gamma_Y$ in cui:
 - γ_{VolFI} è il coefficiente legato alla precisione del rilievo del volume del blocco di progetto, che vale:
 - $\gamma_{VolFI} = 1.02$ per rilievi accurati della parete (per esempio mediante tecniche fotogrammetriche, topografiche di precisione, rilievi geomeccanici sistematici in parete, misurazione dei blocchi presenti sul detrito alla base delle pareti);
 - $\gamma_{VolFI} = 1.10$ in assenza di rilievi finalizzati al progetto.
 - γ_Y è il coefficiente legato alla valutazione della massa per unità di volume, che in genere può essere assunto pari a 1.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

In definitiva, l'energia cinetica sollecitante di progetto E_{sd} può essere determinata come segue:

$$E_{sd} = \frac{1}{2} \cdot m_d \cdot V_d^2$$

dove:

- E_{sd} è l'energia cinetica sollecitante di progetto;
- m_d è la massa del blocco di progetto;
- v_d è la velocità del blocco di progetto al momento dell'impatto.

La verifica delle barriere paramassi, inoltre, deve essere condotta tenendo anche in considerazione della destinazione, dell'ubicazione e del livello di rischio. Infatti, se le barriere sono destinate a proteggere manufatti o infrastrutture che implicino un valore esposto in termini di vite umane, si possono adottare ulteriori fattori di sicurezza (variabili tra 1 e 1.2) che amplificano il valore dell'energia E_{sd} .

Nel caso in esame, si sceglie di usare un fattore pari a 1,1, corrispondente a "beni il cui danneggiamento determina rilevanti conseguenze economiche e danni difficilmente riparabili (luoghi frequentati, strutture di valore economico [...omissis...])", quale può essere considerata la fascia edificata e la strada del Lungomare Cristoforo Colombo.

Il progetto di una barriera può essere eseguito:

- allo Stato limite ultimo significa riferire il progetto al MEL (Maximum Energy Level dei crash test)
- allo Stato limite di servizio significa riferire il progetto al SEL (Service Energy Level = 1/3 MEL)

Nel caso in esame si eseguirà la verifica al MEL per tutte le barriere.

L'Energia sollecitante di progetto (E_{sd}) deve risultare minore dell'energia dissipabile dalla barriera fattorizzata per un fattore di sicurezza (γ_E):


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

γ_E = fattore di sicurezza pari a 1.20.

Nella tabella di seguito vengono riassunti i diversi fattori utilizzati per il calcolo dell'energia sollecitante di progetto.

	γ_{Tr}	γ_{Dp}	γ_F
V_d	1.02	1.1	1.12
	γ_{VolFI}	γ_γ	γ_m
m_d	1.1	1.0	1.1
	γ_d (rischio vite)	γ_E	
E_{sd}	1.1	1.2	

L'altezza di intercettazione di progetto è definita come l'altezza di passaggio dei blocchi rispetto al pendio corrispondente al frattile del 95% delle possibili traiettorie (h_d).

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

L'altezza di intercettazione della barriera nel punto di installazione, h_{tot} , deve essere maggiore o uguale alla somma dell'altezza di intercettazione di progetto h_d e del franco superiore minimo f_{min} , ovvero:

$$h_{TOT} \geq h_d + f_{min} \quad \text{dove:} \quad h_d \geq h_{95} + R_b \gamma_b$$

con:

- h_{TOT} altezza nominale della barriera in accordo con ETAG 027
- h_d altezza di progetto delle traiettorie
- f_{min} franco di sicurezza, zona che non deve essere impattata (min. 50 cm)
- h_{95} altezza derivante dalle simulazioni di caduta massi al 95° percentile
- R_b raggio medio del blocco
- γ_b coefficiente di sicurezza sul raggio del blocco, generalmente 1.5

In sintesi, sulla base delle analisi traiettoristiche sviluppate con software dedicati, il progettista dimensiona geometricamente l'intervento (posizionamento planoaltimetrico, altezza della barriera e lunghezza di ogni tratta) e definisce le sue caratteristiche prestazionali (cioè l'energia di impatto da sopportare) applicando i fattori correttivi esposti in precedenza.

La massima deformata della barriera d_a deve essere inferiore alla distanza di progetto d_p tra l'elemento a rischio e la barriera:

$$d_p - d_a \geq 0$$

dove d_p è definita come la distanza tra la barriera e la strada, misurata lungo la linea di massima pendenza del versante; d_a è pari al prodotto tra l'elongazione massima della barriera, misurata dopo essere stata sottoposta ad un urto con livello energetico MEL, e il coefficiente di sicurezza γ_d , che tiene conto di condizioni di impatto particolari (posto pari a 1.3 essendo disponibile solo il valore misurato nella prova sperimentale al livello energetico MEL):


$$d_a = d_{max,MEL} \cdot \gamma_d$$

5.3.2 Verifiche relative alle barriere paramassi

In Tabella 5.3 viene riportata la sintesi delle quantità ricavate dalle sezioni di calcolo analizzate, a partire dalle quali sono state ricavate le relative quantità di progetto per le barriere paramassi, ottenute alla luce di quanto indicato al §5.3.1 e riportate in Tabella 5.4.

Sezione di calcolo	Ascissa barriera (m)	m_d (kg)	V_d (m/s)	E_{sd} (kJ)	H_d (m)	H_{tot} (m)
21	28,07	10200	20,45	4135,88	0,78	2,75
20	28,04	10200	21,33	3579,88	1,61	3,58
17	28,78	10200	20,45	3276,15	0,78	2,75
16	56,21	10200	19,20	3220,791	1,43	3,40
15	67,16	10200	24,28	4451,515	3,18	5,15
13	80,61	10200	22,50	4134,575	2,70	4,67

Tabella 5.3: Valori di progetto derivati dalle sezioni di calcolo analizzate

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Alla luce dei risultati ottenuti in termini di energia di impatto (Tabella 5.3), si raccomanda che gli interventi abbiano capacità di assorbimento energetico e altezza di progetto uguali o superiori a quelli indicati in Tabella 5.4.

Osservando i grafici relativi alle traiettorie dei massi di progetto (Figure 4.2-4.6), è possibile affermare come le posizioni previste per gli interventi ben si adattano ad intercettare le traiettorie dei massi diretti verso i fabbricati esistenti e la sede stradale.

Barriera	Tipo	Sezioni	Capacità di assorbimento energetico MEL (kJ)	Altezza di progetto (m)	Massima deformata (m)	Sovrapposizione (m)
PB1	1	21-20	4500	5.0	10,73	12
PB2	2	17	5000	5.0	10,73	10
PB3	3	16-15	5000	6.0	10,73	9
PB4	2	13	5000	5.0	10,73	14

Tabella 5.4: Livello energetico e altezza di progetto per ciascun intervento di nuova realizzazione

5.4 Dimensionamento delle fondazioni delle barriere paramassi

Si procede di seguito al dimensionamento delle fondazioni della barriera paramassi, esse sono costituite da quattro tipologie di elementi:

- ancoraggi controventi laterali;
- ancoraggi controventi di monte;
- ancoraggi controventi di valle
- ancoraggi alla base dei montanti.

La determinazione della lunghezza minima di un ancoraggio può essere definita sulla base dei risultati delle due seguenti verifiche:

1. aderenza malta – terreno;
2. aderenza malta – acciaio.


Inoltre a queste due verifiche si aggiunge la verifica strutturale relativa alla rottura della fune stessa.

5.4.1 Carichi di progetto e coefficienti parziali

I carichi gravanti sul sistema di fondazione della barriera paramassi, costituito da ancoraggi di monte, laterali, di valle ai controventi e di base al montante verticale, sono stati dedotti conservativamente a seguito di consultazione della documentazione tecnica fornita da diverse case produttrici. Si riportano di seguito i carichi considerati per il dimensionamento:

- Sollecitazione di trazione massima sugli ancoraggi laterali: 290 kN
- Sollecitazione di trazione massima sugli ancoraggi di monte: 350 kN
- Sollecitazione di trazione massima sugli ancoraggi di valle: 40 kN
- Sollecitazione di compressione massima alla base dei montanti: 250 kN

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del "masso di progetto". Per la verifica delle strutture in oggetto si ritiene ragionevole procedere unicamente alla verifica in condizioni eccezionali secondo la combinazione: $G_1 + G_2 + A_d + \sum_i \psi_{2i} Q_{ki}$.

Per la progettazione strutturale degli ancoraggi si deve verificare allo S.L.U la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d sono le azioni o gli effetti delle azioni di progetto;
- R_d sono le resistenze o gli effetti delle resistenze di progetto.

La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I. delle NTC2018.

In particolare, le azioni resistenti verranno ridotte mediante i seguenti coefficienti parziali:

- $\gamma_R = 1,2$
- $\gamma_C = 1,5$
- $\gamma_S = 1,15$
- $\xi_{a3} = 1,8$.

5.4.2 Verifica a sfilamento all'interfaccia malta / ammasso roccioso

La verifica allo sfilamento del bulbo di ancoraggio dall'ammasso roccioso viene effettuata con il metodo suggerito da Bustamante e Diox (1985).

La resistenza limite a sfilamento è pari a:

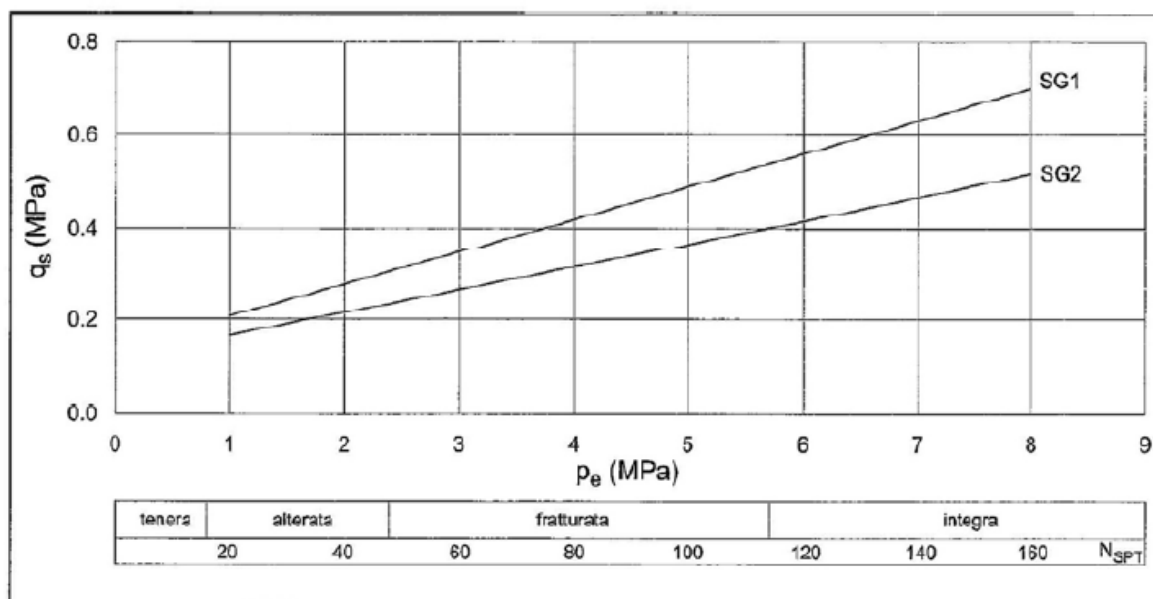
$$R_d = \frac{\pi \cdot D_s \cdot L \cdot q_s}{\gamma_R \cdot \xi_{a3}}$$

Dove:

- D_s è il diametro equivalente della perforazione ed $= \alpha \cdot D$ con α tabellato in funzione delle caratteristiche del terreno e delle modalità di iniezione della malta (Tabella) e D diametro del foro;
- q_s è resistenza unitaria limite che può destarsi lungo la superficie di contatto "miscela-roccia";
- L è la lunghezza di ancoraggio del tirante.

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

Tabella 5.5: Valori del coefficiente α_d per la stima del diametro di calcolo del bulbo di ancoraggio (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012)




SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Figura 5.11.: Resistenza unitaria limite per le marni ed i calcari (AGI, AICAP, Ancoraggio nei Terreni e nelle Rocce, 2012)

Si individuano i valori:

- $\alpha = 1,1$
- $q_s = 1 \text{ MPa}$.

Per la valutazione della resistenza unitaria q_s si è fatto riferimento alla figura di cui sopra, alle indicazioni riportate nel vol. I di Lateral support system and Underpinning (1976) e alla formulazione proposta da Wainshtein, I. and Hatzor, Y. H. (2008), in funzione di RQD; la valutazione è conservativa.

La lunghezza di ancoraggio minima si valuta come:

$$L = \frac{\gamma_R \cdot \xi_{a3} \cdot E_d}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

Si adotta infine un ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 2,5, moltiplicativo della lunghezza di ancoraggio ottenuta, come suggerito al §20.022 di *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Table*.

5.4.3 Verifica a sfilamento all'interfaccia malta / acciaio

La resistenza a sfilamento tra l'interfaccia malta-acciaio si calcola mediante la formulazione:

$$R_d = \frac{\pi \cdot A \cdot L \cdot f_{bd}}{\gamma_M}$$

Dove:

- A è la sezione trasversale dell'armatura;
- L è la lunghezza di ancoraggio;
- f_{bd} è la tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.

La tensione tangenziale di calcolo viene calcolata con la formula espressa dalla NTC 18 nel punto 4.1.2.1.1.4.

Per una malta con classe di resistenza C25/30, f_{bd} vale 2,7 MPa.

La lunghezza di ancoraggio minima si valuta come:

$$L = \frac{\gamma_M \cdot E_d}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

5.4.4 Verifica SLU di resistenza dell'armatura

La verifica a trazione dell'armatura viene effettuata secondo quanto previsto al §6.6.2 delle NTC18.

Per gli ancoraggi dei controventi, per cui si prevede l'utilizzo di funi di tipo spiroidale, si verifica che il carico di rottura minimo della fune T_R , corrispondente ad una determinata resistenza nominale dei fili σ_R , moltiplicata per il numero n di funi, sia sempre maggiore del tiro massimo.

$$R_d = \frac{n \cdot T_R}{\gamma_s} \geq E_d$$

Per gli ancoraggi dei montanti, per cui si prevede l'utilizzo di barre di acciaio classe B450C, nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio, si verifica che resistenza di calcolo al limite di snervamento sia sempre maggiore della sollecitazione di taglio massima.

$$R_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A \geq E_d$$

Con A sezione trasversale totale della singola barra di armatura.

5.4.5 Risultati

Per gli ancoraggi dei controventi si prevedono doppie funi spiriodali di diametro $\Phi 20$ avente resistenza nominale dei fili σ_R minima di 1800 N/mm², a cui corrisponde un carico di rottura minimo della fune T_R pari a circa 210kN, individuato a seguito di consultazione di schede tecniche ottenute da diverse case produttrici. I bulbi di ancoraggio avranno diametro pari a 85mm.

Per gli ancoraggi dei montanti si prevede l'iniezione di due bulbi di ancoraggio di diametro pari a 85mm contenenti ciascuno una barra di acciaio B450C di diametro $\Phi 24$.

Si riportano i risultati in termini di lunghezza di ancoraggio.

VERIFICA A SFILAMENTO		
	MALTA-AMMASSO ROCCIOSO	MALTA-ACCIAIO
ANCORAGGIO	L (m)	L (m)
laterale	7	4
di monte	8	4
di valle	3	1
montante	5	1


Conservativamente si scelgono come lunghezze di ancoraggio quelle ottenute dalla verifica a sfilamento malta – ammasso roccioso.

Si effettua la verifica per l'ancoraggio del controvento di monte, che a parità di resistenza, presenta la più gravosa condizione di carico. Essa risulta soddisfatta in quanto

$$R_d = \frac{n \cdot T_R}{\gamma_s} = \frac{2 \cdot 210}{1.15} = 365 \text{ kN} > 350 \text{ kN} = E_d$$

La verifica di resistenza dell'armatura dell'ancoraggio del montante è soddisfatta essendo

$$R_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot n \cdot A = \frac{450}{1.15} \cdot 2 \cdot 452.4 = 354 \text{ kN} > 250 \text{ kN} = E_d$$

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

6 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE DIEDRI

Come mostrato nella Planimetria con ubicazione degli interventi di consolidamento P00OM01GETDI01A, si prevede l'applicazione di interventi di protezione in parete consistenti **nell'installazione di chiodature sistematicamente ancorate e cordoli di sottomurazione tirantati**.

Questa scelta progettuale, è dettata dalla necessità di stabilizzare i diedri in parete in condizioni di precaria stabilità in quanto caratterizzati da volumi ben superiori al volume massimo di progetto - pari 4 m^3 - con conseguenti energie di impatto non sostenibili da parte delle barriere paramassi disposte a valle.

Considerato lo stato di ammaloramento della rete presente lungo le superfici analizzate e supponendo che la copertura metallica subisca ulteriori degradi a causa delle azioni di rimozione dei blocchi distaccati e di installazione dei chiodi, si prevede di eseguire l'intera rimozione e il ripristino delle reti presenti nelle aree 2 e 3.

Gli interventi di carattere puntuale sono stati progettati secondo le seguenti fasi:

1. individuazione e rilievo geometrico e geostrutturale degli elementi lapidei presenti sul costone lapideo, di dimensioni tali che, in caso di crollo, potrebbero non essere arrestati dalle barriere paramassi o, comunque, incombono su altri elementi lapidei da consolidare;
2. determinazione dei possibili cinematismi degli elementi lapidei individuati e relative verifiche di stabilità;
3. progettazione e dimensionamento degli interventi di consolidamento degli elementi lapidei in equilibrio instabile.

6.1.1 Dimensionamento delle chiodature


Il metodo di calcolo considera il pendio costituito da un ammasso roccioso superficiale eroso o disturbato. La massa erosa è convenientemente approssimata ad uno pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore s e inclinazione β parallela al pendio. In via cautelativa, dunque, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AICAP 1993, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero at Al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$[1] \quad \text{forze stabilizzanti} = W \cdot \sin \beta = \text{forze destabilizzanti}$$

dove:

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

- W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare
- β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$[2] \quad W \cdot (\text{sen}\beta - c \cdot \text{sen}\beta \tan\phi) + R \geq W(\text{sen}\beta + c \cdot \cos\beta)$$

con:

- R = contributo stabilizzante dei chiodi;
- c = coefficiente sismico orizzontale;
- Φ = angolo di attrito residuo del giunto.

Assumendo $\tan\phi \approx 1$ (angolo di attrito = 45°), e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità sarebbe:

$$[3] \quad W \cdot \text{sen}\beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R \geq W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\text{sen}\beta + c \cdot \cos\beta)$$

oppure:

$$F_{Sslp} \geq F_{Dslp}$$

Assumendo:

- $F_{Dslp} = (W \cdot \text{sen}\beta + c \cdot \cos\beta) \gamma_{DW}$ = somma delle forze destabilizzanti;
- $F_{Sslp} = ((W \cdot \text{sen}\beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$ = somma delle forze stabilizzanti.


L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento. I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

dove:

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare lo spessore superficiale instabile s. Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del versante, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \cdot \gamma_{OL}$$

dove:

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.
- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

I chiodi di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente R, che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

$$[4] \quad R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e$$

dove:

- $m = \cotg(\varepsilon + \delta)$
- $\varepsilon =$ angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a $\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$, dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale
- $\delta =$ dilatanza della superficie di scivolamento
- $N_e =$ resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $ESS \cdot \sigma_{adm} = ESS \cdot \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$
- $\gamma_{ST} =$ coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio
- $ESS =$ area efficace della barra di acciaio = $\pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$
- $f_e =$ diametro esterno della barra di acciaio
- $f_c =$ spessore di corrosione della corona esterna
- $f_i =$ diametro minore della barra di acciaio

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore δ è approssimato come:

$$d \gg \frac{JRC \times \log \left(\frac{JCS}{S_{plan}} \right)}{3}$$

dove:

- α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole;
 - σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento;
 - JRC = coefficiente di rugosità del giunto
 - JCS = resistenza a compressione semplice del giunto =
- $$\sigma_{plan} = \frac{i_x \cdot i_y \cdot S \cdot \gamma \cdot \cos \alpha}{i_x \cdot i_y} \cdot JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$$
- JCS₀ = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione;
 - JRC₀ = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione;
 - L₀ = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati);
 - L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

Si prega di notare che i valori di rugosità e di resistenza a compressione semplice dovrebbero essere stimati sul giunto più sfavorevole.

6.1.2 Valutazione della lunghezza dei chiodi

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'“immorsamento” della barra nella porzione stabile.

La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:


$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

assumendo:

- L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso =
 $= P / (\pi \phi_{drill} \tau_{lim} / \gamma_{gt})$
- L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{dw}$
- L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.5 m.

con:

- ϕ_{drill} = diametro della perforazione
- τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia
- γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia
- P = carico di sfilamento; più grande di:
 - P_{Mesh} = $((W_{Sbar} - W_{Dbar}) \cos (\alpha + \theta_o)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete
 - P_{Rock} = $(F_{Sslp} - R - F_{Dslp}) \cos (\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

La lunghezza del chiodo in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

6.2 Risultati e conclusioni


Qui di seguito si riassumono i dati di input utilizzati ai fini del dimensionamento di un intervento rappresentativo (B2_1, ricadente nell'area 2 e appartenente al Diedro 1) di stabilizzazione mediante applicazione di chiodature di ancoraggio:

- Peso di volume: 26.0 kN/m³
- Resistenza alla compressione semplice dei giunti (JCS): 30 MPa
- Rugosità (JCR): 8,0
- Coefficiente sismico orizzontale (c): 0,07g (vedi Tabella 4.8).
- Pendenza della scarpata rocciosa: 85°
- Inclinazione del giunto più pericoloso: 81°
- Spessore di materiale potenzialmente instabile: 4,00 m

Nelle figure seguenti si riporta il quadro degli input e delle risultanze delle verifiche effettuate con la procedura descritta.

Parete rocciosa		
Inclinazione della parete	[°]	85
Spessore instabile	[m]	4.0
Peso dell'unità di volume della roccia	[kN/m ³]	26.0
Lunghezza di plasticizzazione nella roccia stabile	[m]	0.30
Giunto più pericoloso		
Inclinazione del giunto più pericoloso	[°]	81
Resistenza a compressione semplice JCS	[MPa]	30
Rugosità JRC	[-]	8.00
Accelerazione sismica		
Coefficiente sismico orizzontale	[g]	0.014
Barre di ancoraggio		
Interasse orizzontale dei chiodi	[m]	2.00
Interasse verticale dei chiodi	[m]	2.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	[°]	0
Tipo di barra	Barre a filettatura continua in acciaio 900/1100	
Diametro interno della barra	[mm]	0
Diametro esterno della barra	[mm]	28
Spessore della corona di corrosione	[mm]	1.0
Tensione di snervamento	[MPa]	950
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione	[MPa]	1
Fattori di sicurezza		
Incertezza sullo spessore medio della zona instabile		1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia		1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione		1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti		1.24
Morfologia del pendio da consolidare		1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio		1.02
Coefficiente di amplificazione delle forze destabilizzanti		1.12
Fattore di sicurezza globale		1.39
Coefficiente della resistenza a trazione della rete		2.50
Coefficiente della deformazione massima ammissibile		1.20
Coefficiente della resistenza dell'acciaio		1.15
Coefficiente dell'adesione tra roccia e iniezione		2.00

Tabella 6.1: Dati di input per dimensionamento intervento puntuale – Blocco B2_1

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		 anas GRUPPO FS ITALIANE
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale	[kN]	533.39
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale	[kN]	468.65
Rapporto forze stabilizzanti/destabilizzanti		1.18
Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra	[°]	0.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio	[MPa]	826.09
Sezione di acciaio utile alla barra	[mm ²]	469.81
Contributo stabilizzante di ogni ancoraggio	[kN]	223.32
Diametro minimo di perforazione (nominale)	[mm]	67.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuto alla rete [A]	[kN]	0.37
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta allo scivolamento superficiale [B]	[kN]	12.08
Forza totale di sfilamento (maggiore tra A e B)	[kN]	12.08
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia	[m]	1.20
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia	[m]	4.00
Lunghezza dell'ancoraggio nella zona plasticizzata	[m]	0.30
Lunghezza minima delle barre (nominale)	[m]	5.50

Tabella 6.2: Risultati verifiche per dimensionamento intervento puntuale – Blocco B2_1

A seguito dei calcoli e delle considerazioni effettuate nelle pagine precedenti, emerge che per mettere in sicurezza i sei cinematismi puntuali individuati in parete sarà necessario prevedere un intervento di stabilizzazione attivo consistente in chiodature con interasse pari a 2m e lunghezza pari a 6m. Gli ancoraggi sono costituiti da barre in acciaio aventi resistenza a snervamento non inferiore a 950 MPa, con lunghezza variabile fra 3,0 m e 6,0 m e diametro di 28 mm.

Per mitigare il rischio di instabilizzazione dei Diedri 1 e 2, nelle aree 2 e 3, laddove non sono presenti gli interventi sui cinematismi locali, si prevede il consolidamento mediante chiodatura diffusa con maglia quadrata di lato pari a 3m e barre di ancoraggio in acciaio aventi resistenza a snervamento non inferiore a 950 MPa, con lunghezza di 4 m e diametro di 28 mm.

7 REALIZZAZIONE DI CORDOLI DI SOTTOMURAZIONE TIRANTATI

Come descritto nella Relazione geologica geomeccanica, prodotta dal Dott.Geol.Santi Luca in data 19 Settembre 2016 su richiesta del Compartimento ANAS della Sardegna, il modello geologico vede l'alternanza di due differenti formazioni litologiche, uno più tenero calcareo marnoso e uno più duro calcareo arenaceo. Gli agenti atmosferici hanno indotto nel tempo una maggiore erosione e conseguente lo svuotamento per quegli strati di natura tenera mentre hanno agito in maniera più limitata sugli strati più duri, generando un profilo verticale che presenta dei terrazzi in corrispondenza degli strati più duri. Un esempio di quanto detto è illustrato nella seguente figura.

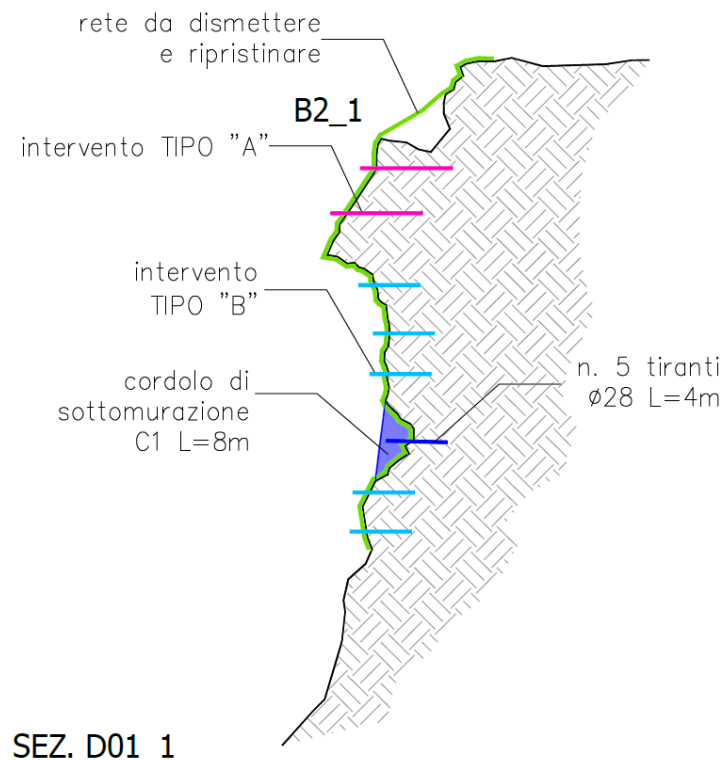



Tabella 7.1: Sezione geologica 5 – DIEDRO 2

Al fine di ridurre la probabilità di rottura secondo i cinatismi di scivolamento dei blocchi calcarei arenacei, si prevede la realizzazione di cordoli in cemento armato tirantato all'interno delle depressioni e sagomati con la cavità.

Si prevedono delle tirantature con barre tipo Dywidag della lunghezza di 4m ciascuna ed interasse 1,5m una dall'altra; costituite da barre in acciaio aventi resistenza a snervamento non inferiore a 950 MPa e diametro di 28mm.

Di seguito si descrivono le posizioni dei cordoli che sono individuati graficamente nell'elaborato P00OM01GETDI02A.

SS 131 "Carlo Felice" Completamento itinerario Sassari - Olbia. Potenziamento e messa in sicurezza SS131 dal km 192+500 al km 209+500 2° lotto dal km 202+000 al km 209+500		
CA357	<i>Relazione tecnica e di calcolo</i>	

- **Codice C1:** Per il Diedro 1 nella parte basale sinistra il cordolo ipotizzato ha una lunghezza complessiva di 12 m ed è fissato in parete mediante n°8 tiranti;
- **Codice C02:** Per il Diedro 1 nella parte basale di destra il cordolo ipotizzato ha una lunghezza complessiva di 8 m ed è fissato in parete mediante n°5 tiranti.

8 ALLEGATI

Nella presente sezione vengono riportati i grafici di calcolo relativi alle analisi effettuate col software Georock 2D per ciascuna delle barriere dimensionate o verificate. In particolare, sono riportati i grafici di energia, velocità e altezza del blocco in caduta lungo il pendio per i 1000 lanci simulati.

8.1 Sezione 21

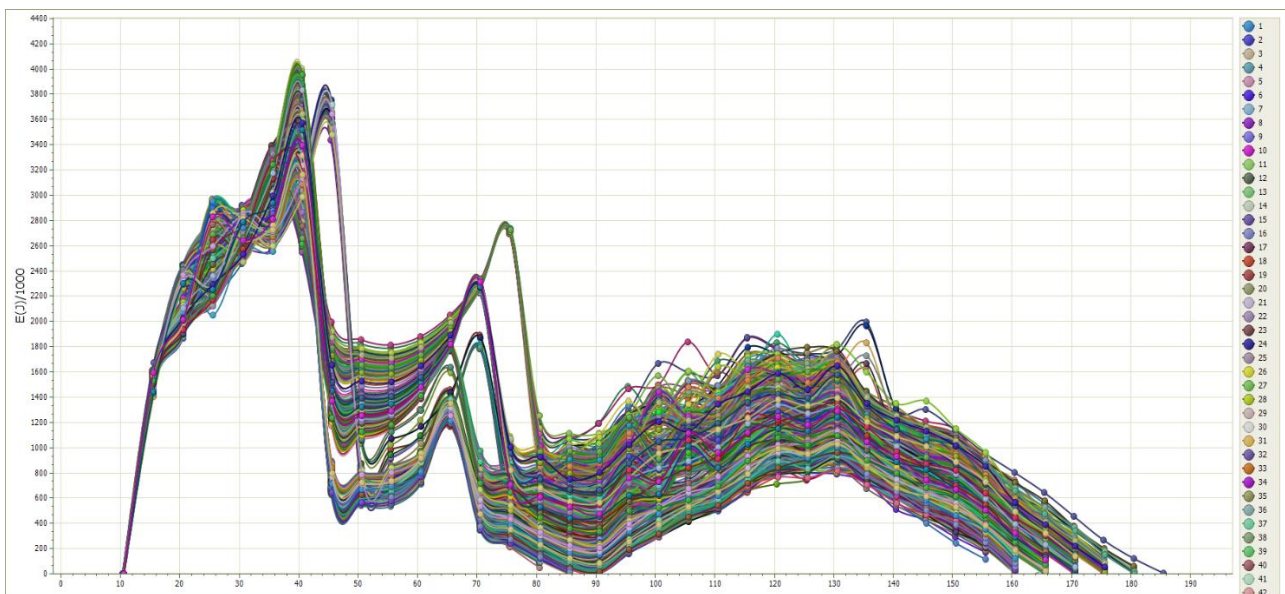


Figura 8.1: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 21

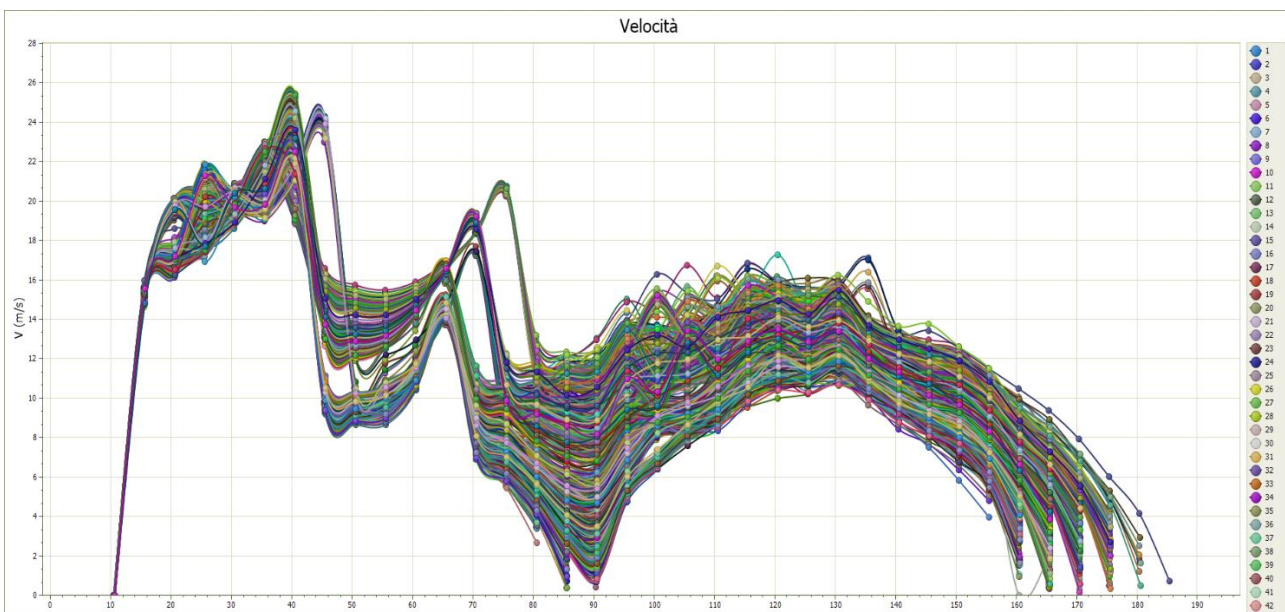


Figura 8.2: Involuppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 21

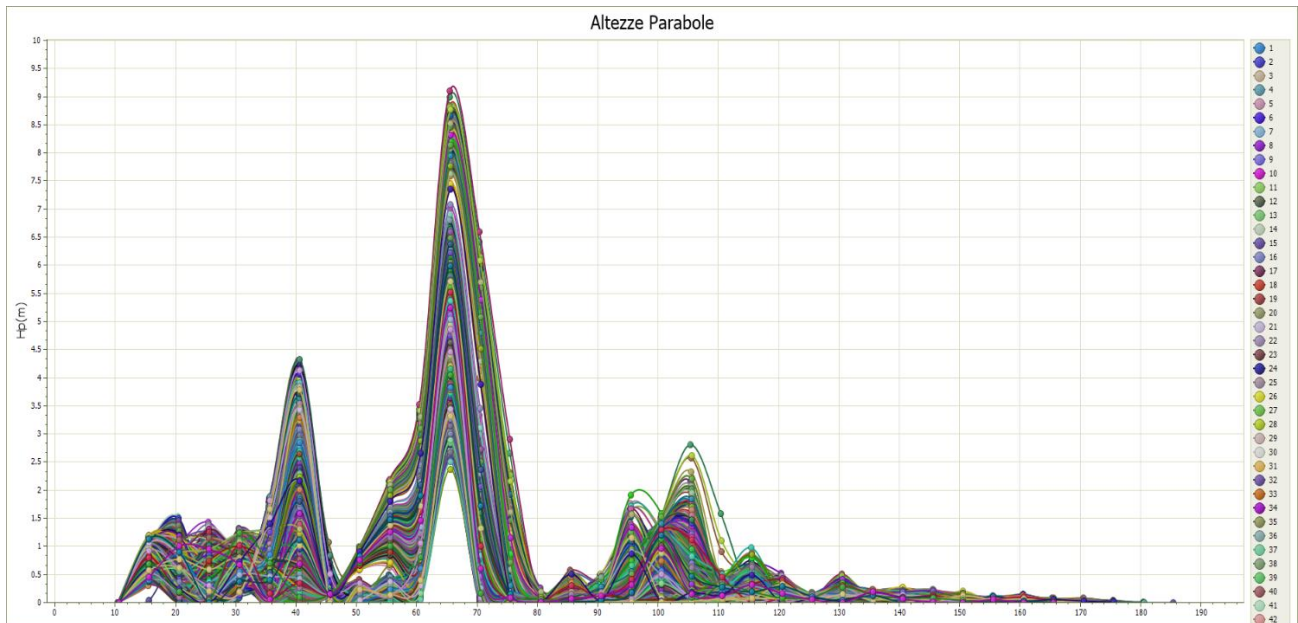


Figura 8.3: Involuppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 21

8.2 Sezione 20

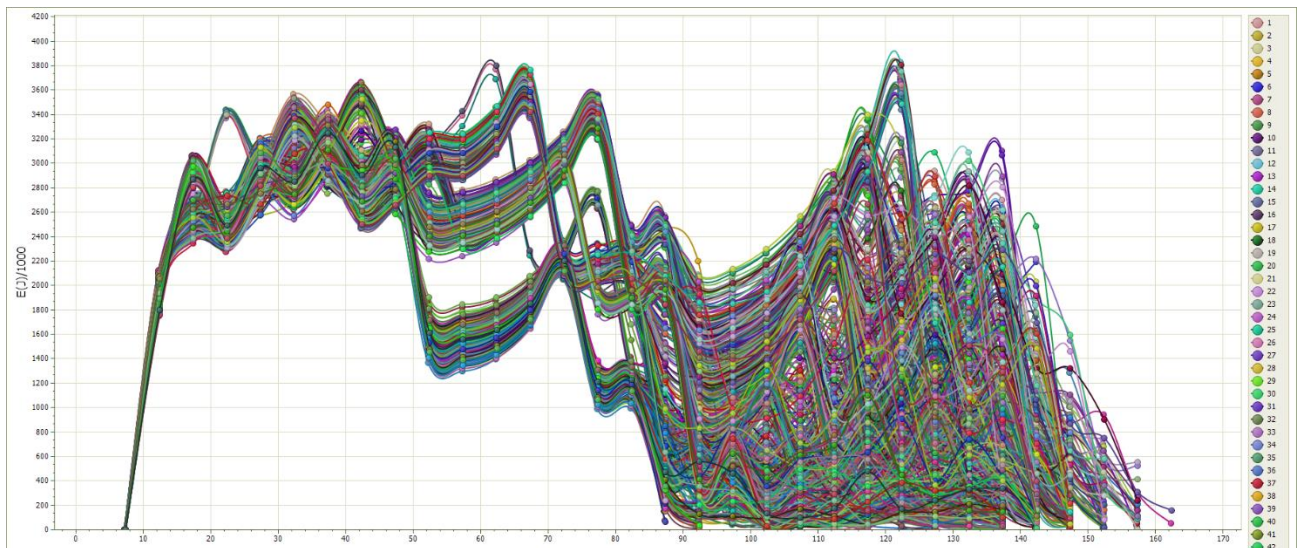


Figura 8.4: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 20

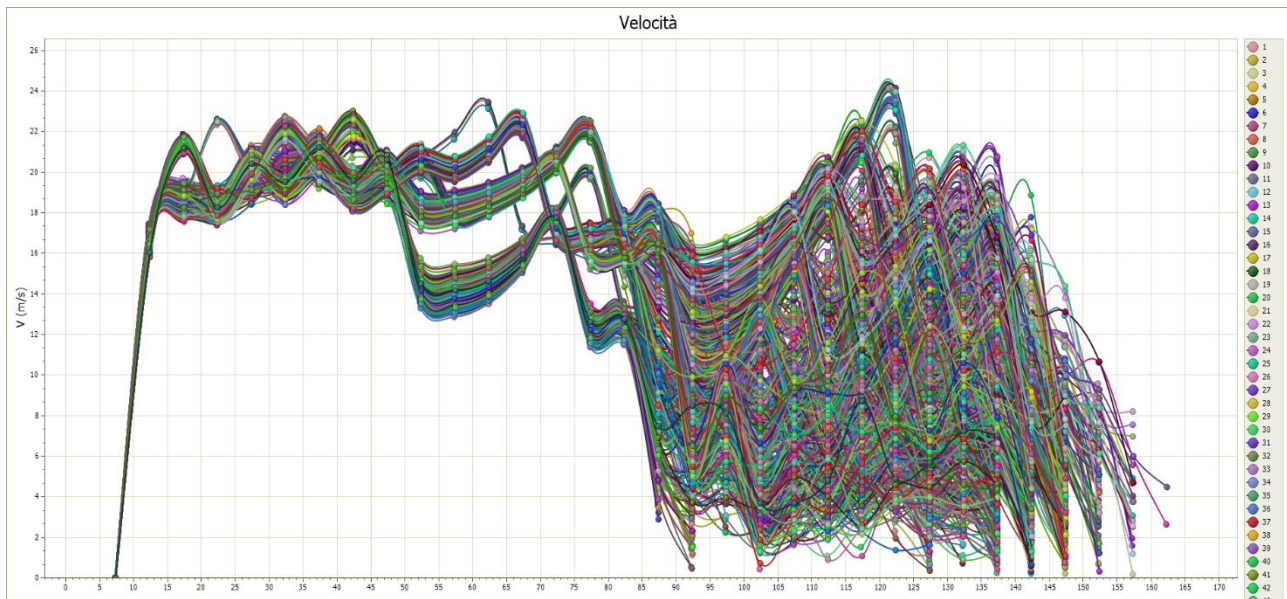


Figura 8.5: Inviluppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 20

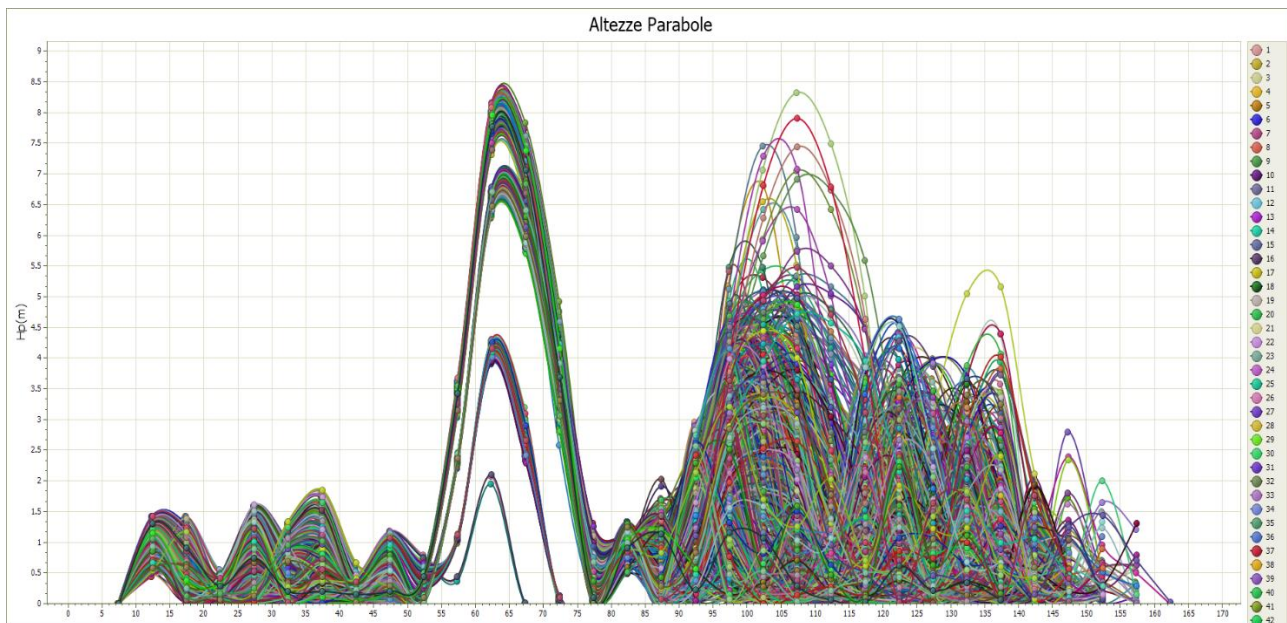


Figura 8.6: Inviluppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 20

8.3 Sezione 17

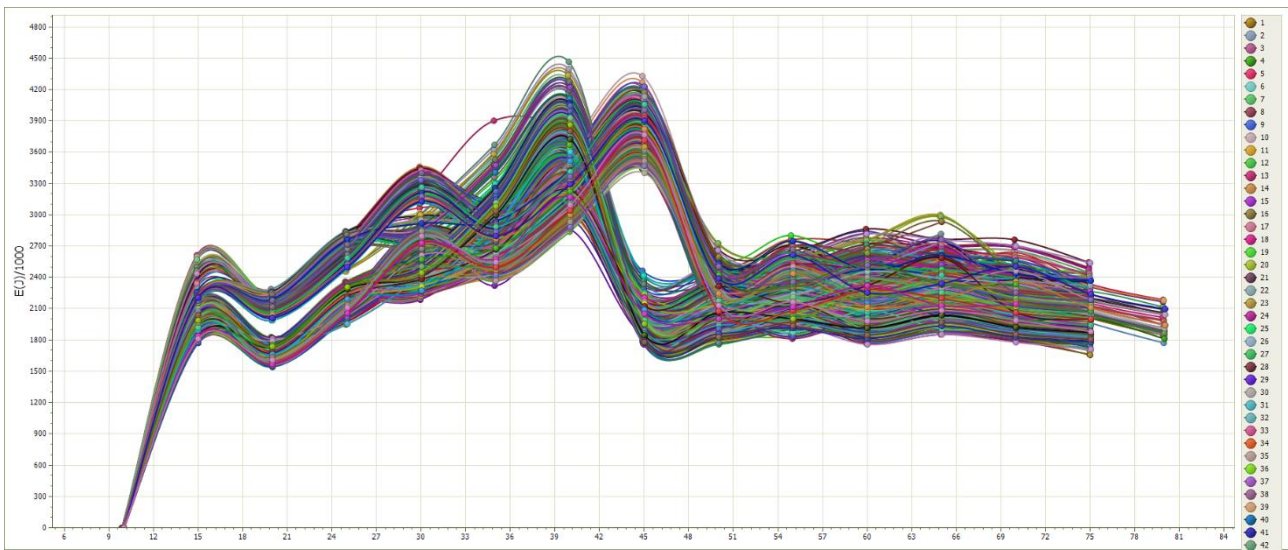


Figura 8.7: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 17

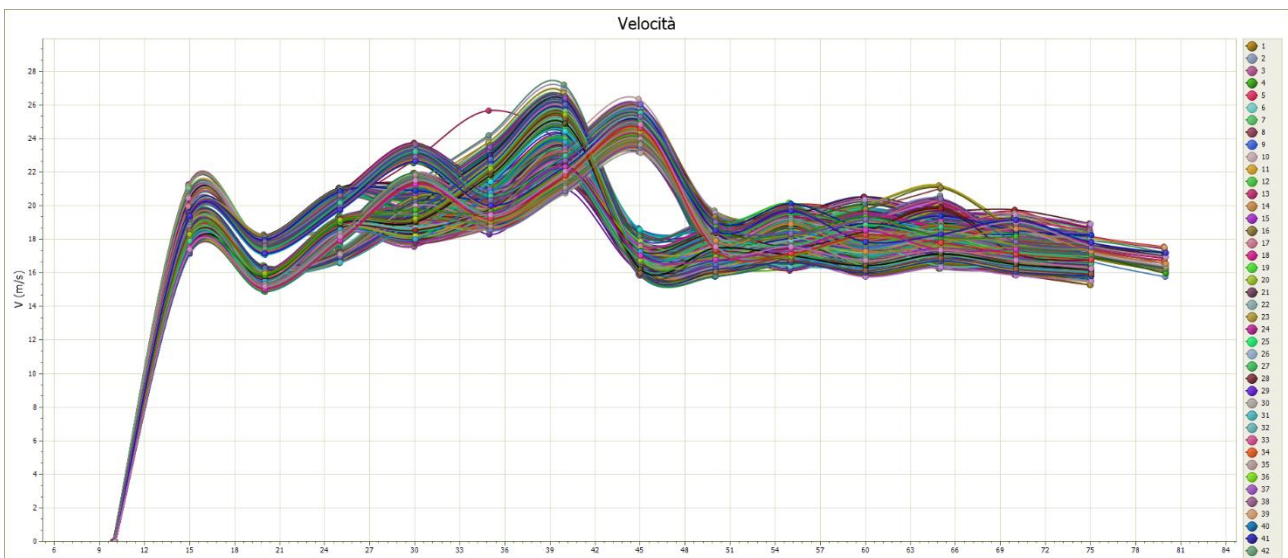


Figura 8.8: Involuppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 17

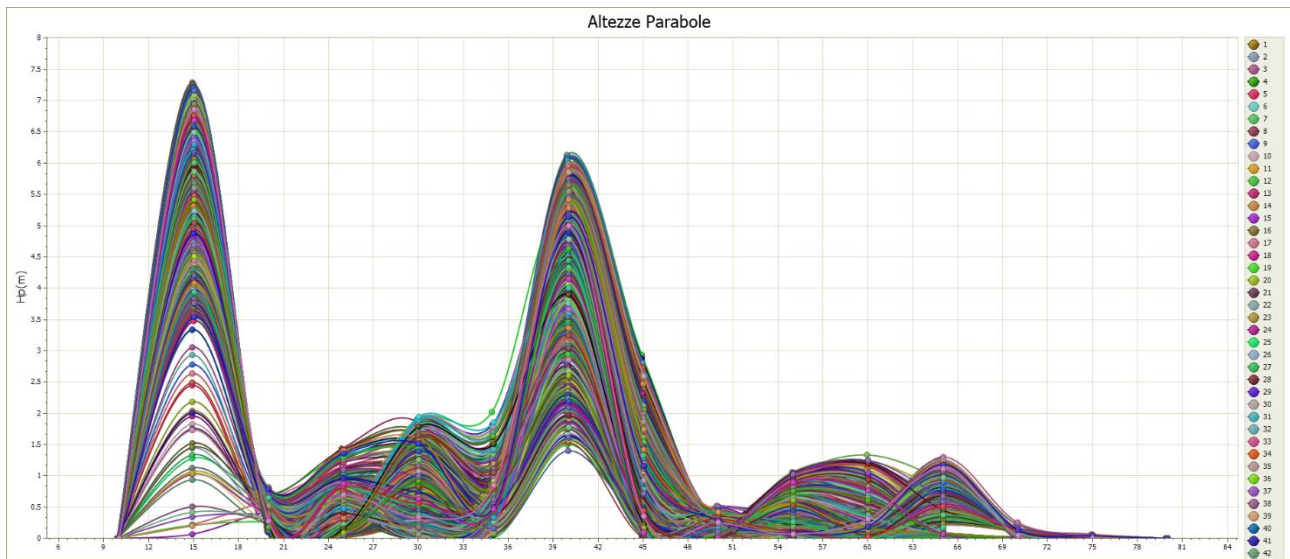


Figura 8.9: Involuppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 17

8.4 Sezione 16

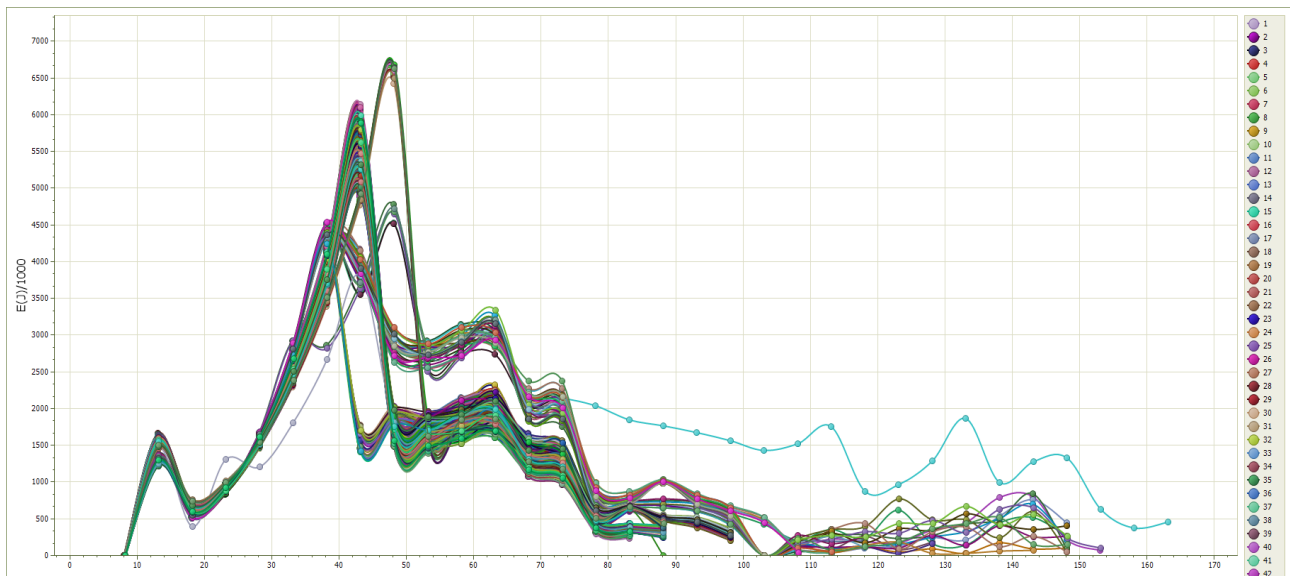


Figura 8.10: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 16

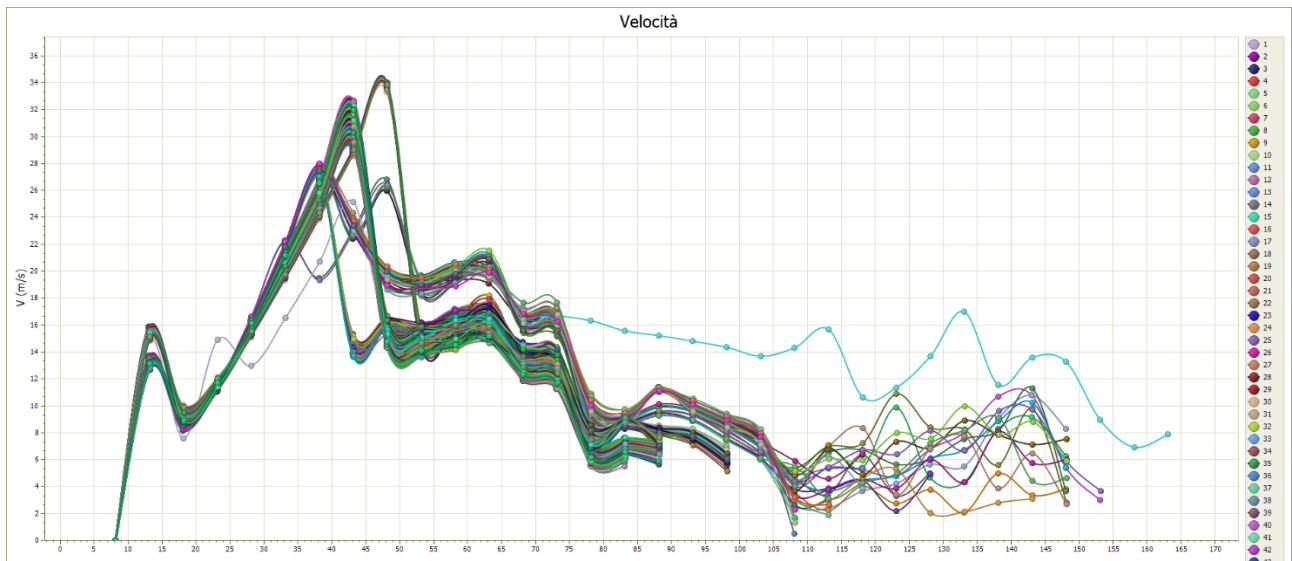


Figura 8.11: Involuppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 16

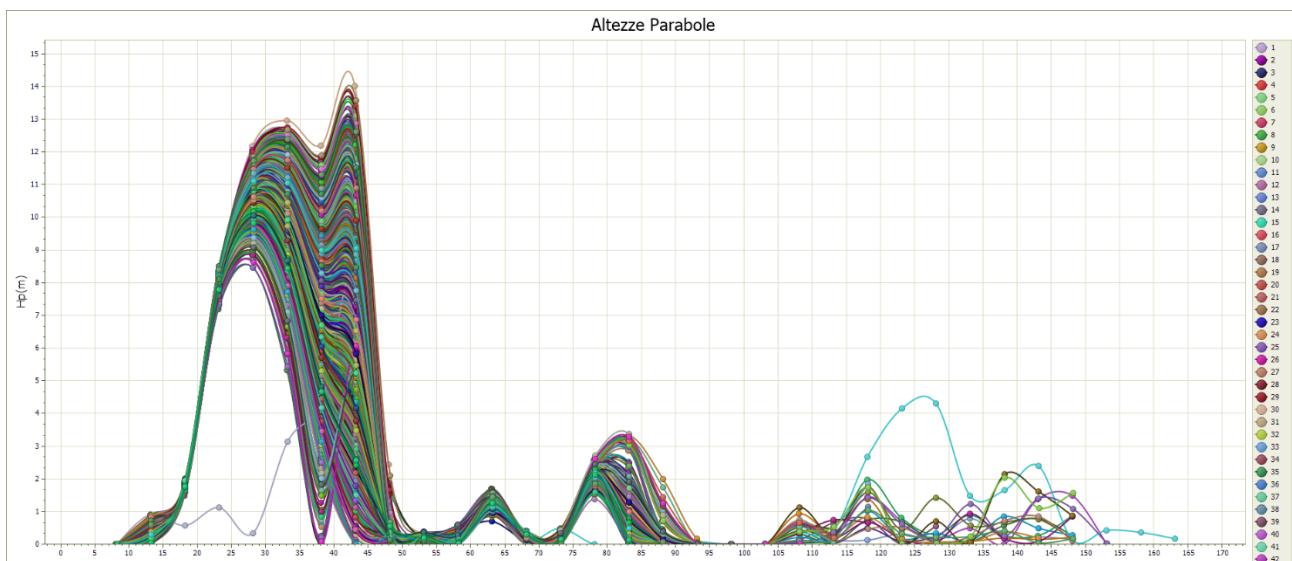


Figura 8.12: Involuppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 16

8.5 Sezione 15

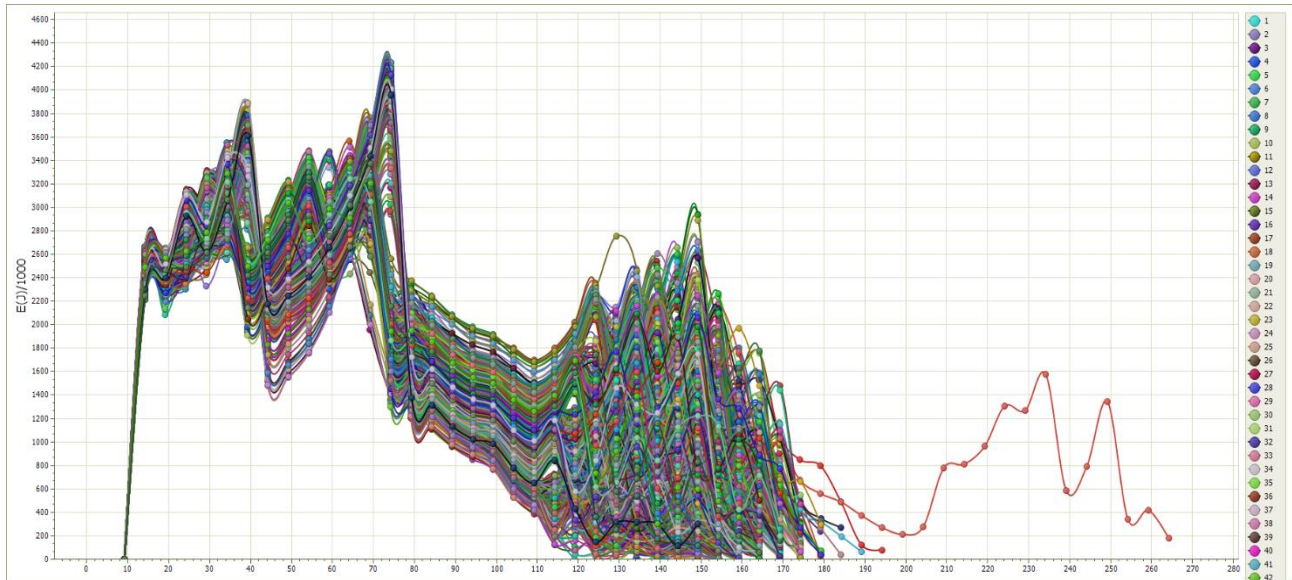


Figura 8.13: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 15

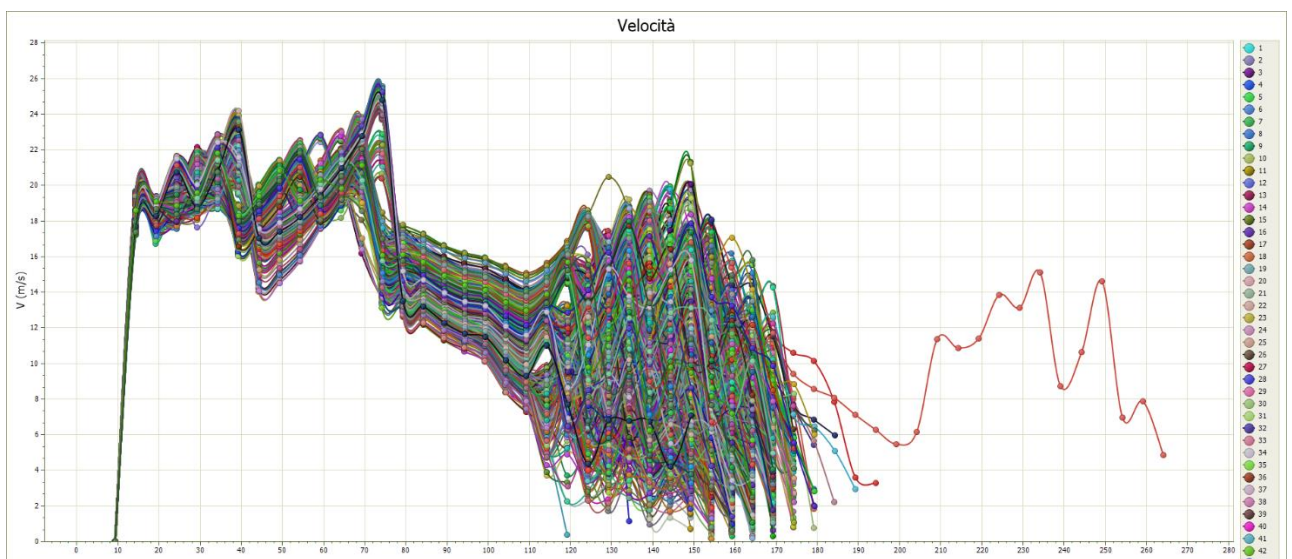


Figura 8.14: Involuppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 15

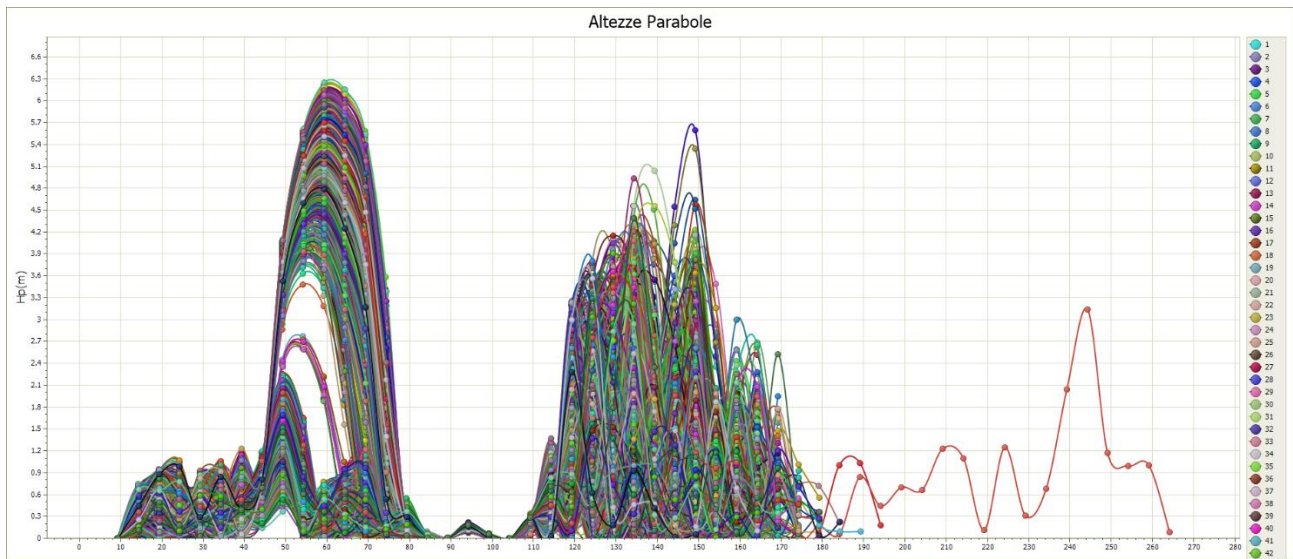


Figura 8.15: Involuppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 15

8.6 Sezione 13

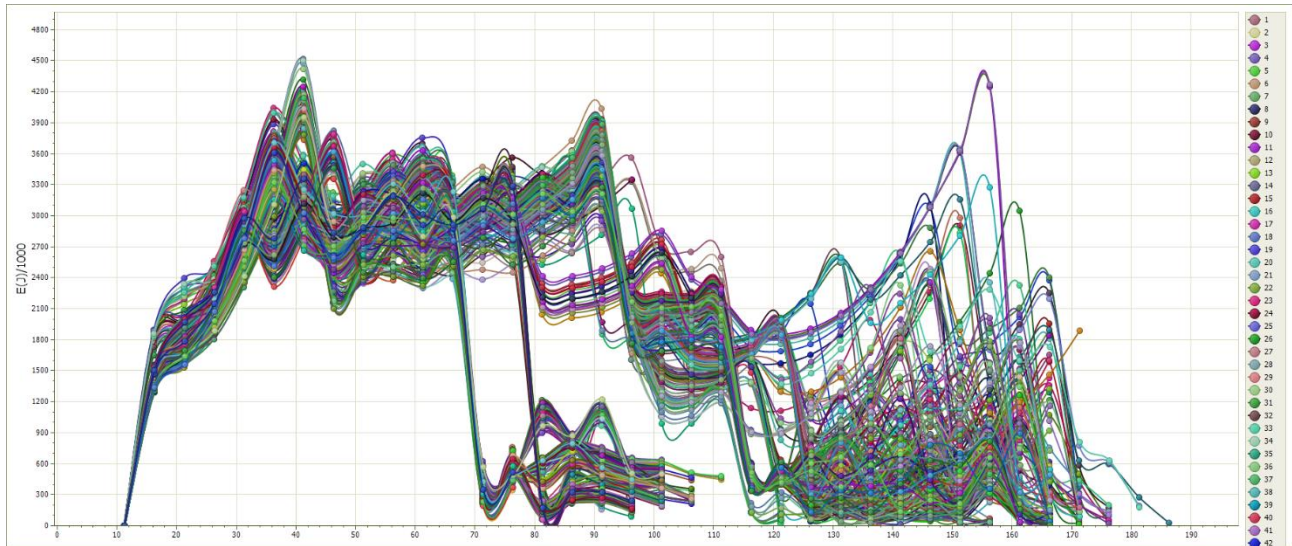


Figura 8.16: Involuppo energia blocco per 1000 simulazioni – Sezione 13

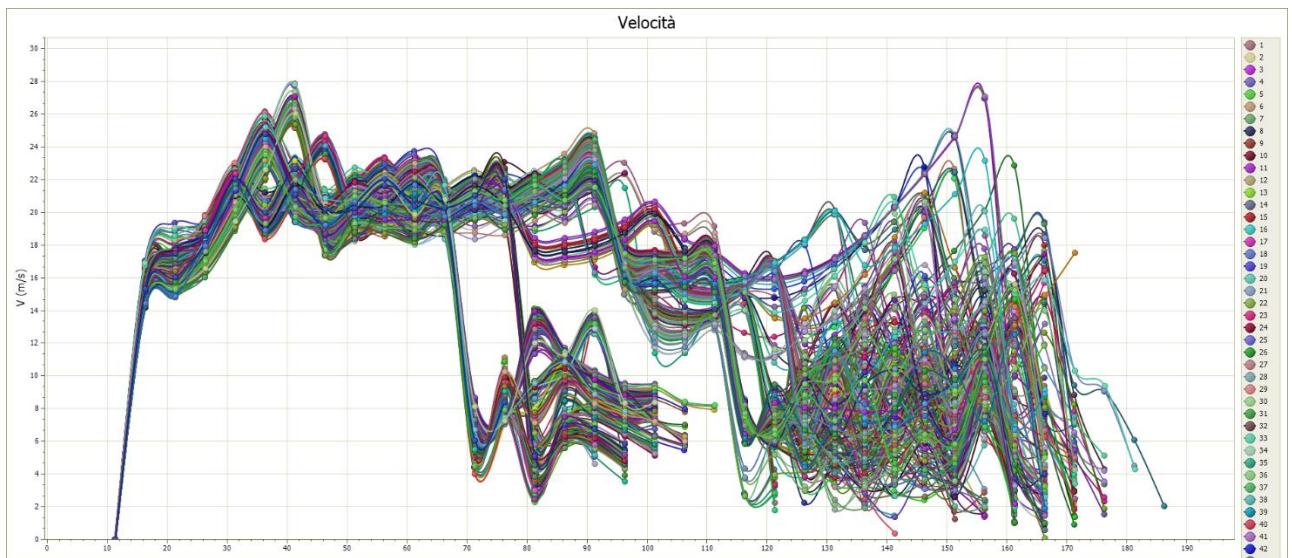


Figura 8.17: Involuppo velocità blocco per 1000 simulazioni – Sezione 13

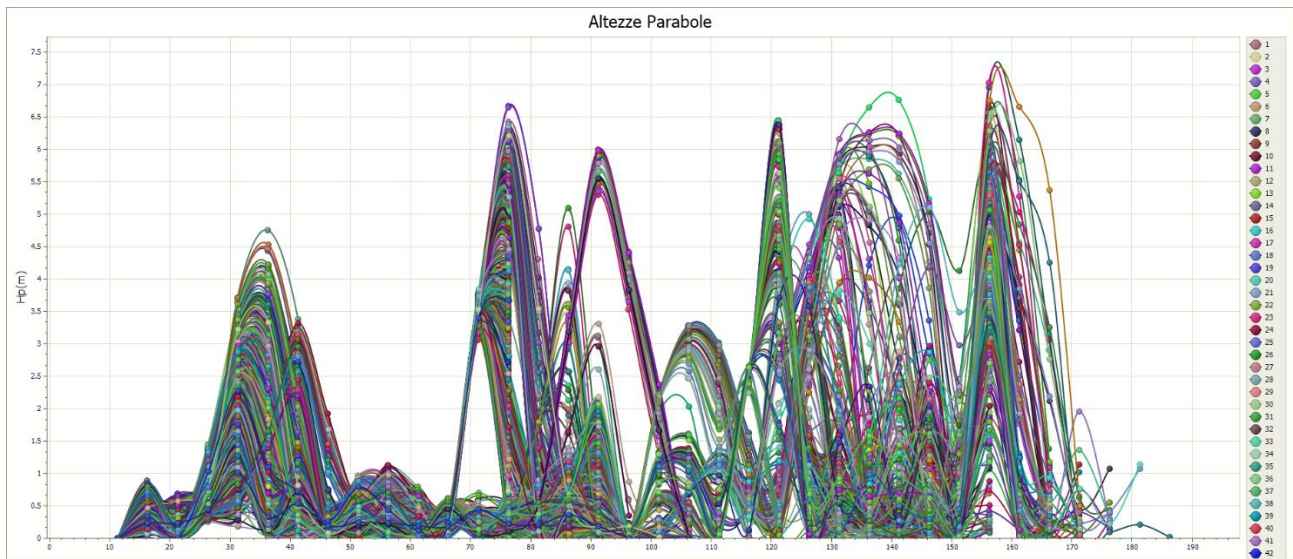


Figura 8.18: Inviluppo altezze blocco per 1000 simulazioni – Sezione 13