



Comune di Moncenisio

Città Metropolitana di Torino

Regione Piemonte



SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO CENISCHIA IN PROSSIMITÀ DELL'ABITATO DI MONCENISIO

CUP: J34D24000100001 – CIG: B2E7B808D2

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO - ECONOMICA

02. STUDI AMBIENTALI, GEOLOGICI - GEOTECNICI E IDRAULICI

RELAZIONE GEOTECNICA

TIMBRI E FIRME



VIA ROSOLINO PILO N. 11 - 10143 - TORINO
VIA IS MAGLIAS N. 178 - 09122 - CAGLIARI
TEL. +39 011 43 77 242
studiorosso@legalmail.it
info@sria.it
www.sria.it

geol. Francesca DEMURTAS
Ordine dei Geologi Regione Sardegna
Posizione n.644

ing. Luca MAGNI
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10941V

ing. Santo LA FERLITA
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10943X

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	GIU/2025
COD. LAVORO	711/SR
TIPOL. LAVORO	P
LOTTO	-
STRALCIO	-
SETTORE	2
TIPOL. ELAB.	RS
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	04
VERSIONE	0

REDATTO

geol. Francesca DEMURTAS

CONTROLLATO

ing. Luca MAGNI

APPROVATO

ing. Santo LA FERLITA

ELABORATO

P-2.4



INDICE

1. PREMESSA	4
2. INQUADRAMENTO GENERALE	5
2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA IN ESAME	5
2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	6
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO.....	11
4. ANALISI SISMICA.....	12
4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI	12
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	17
6. ANALISI DEI FENOMENI DI CROLLO	18
6.1 RILIEVO DEI BLOCCHI E DEGLI ACCUMULI LUNGO IL VERSANTE	18
6.1 CROLLO DEL 10/2024	20
7. SIMULAZIONI NUMERICHE PRELIMINARI DEI CROLLI	24
8. ANALISI DI DETTAGLIO DELLA CADUTA MASSI.....	28
8.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RILIEVO	28
8.2 CARATTERISTICHE DEI METODI DI CALCOLO	29
8.3 CALCOLO DELLE TRAIETTORIE E ANALISI DEL FENOMENO DI CADUTA MASSI.....	30
8.4 MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI.....	31
8.4.1 <i>Parametri di progetto dati di input di analisi</i>	33
8.4.2 <i>Traiettoria n. 2</i>	34
8.4.2.1 Parte alta: Condizioni ex – ante	34
8.4.2.2 Parte alta: Condizioni ex – post.....	34
8.4.2.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	35
8.4.2.4 Parte bassa: Condizioni ex – post.....	35
8.4.3 <i>Traiettoria n. 3</i>	38
8.4.3.1 Parte alta: Condizioni ex – ante	38
8.4.3.2 Parte alta: Condizioni ex – post.....	38
8.4.3.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	39
8.4.3.4 Parte bassa: Condizioni ex – post.....	39
8.4.4 <i>Traiettoria n. 4</i>	41
8.4.4.1 Parte alta: Condizioni ex – ante	41
8.4.4.2 Parte alta: Condizioni ex – post.....	42
8.4.4.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	42
8.4.4.4 Parte bassa: Condizioni ex – post.....	43
8.4.5 <i>Traiettoria n. 6</i>	45
8.4.5.1 Parte alta: Condizioni ex – ante	45
8.4.5.2 Parte alta: Condizioni ex – post.....	45
8.4.5.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	46



8.4.5.4	Parte bassa: Condizioni ex - post.....	46
8.4.6	<i>Traiettoria n. 7</i>	48
8.4.6.1	Parte alta: Condizioni ex – ante	48
8.4.6.2	Parte alta: Condizioni ex – post.....	49
8.4.6.3	Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	49
8.4.6.4	Parte bassa: Condizioni ex – post.....	50
8.4.7	<i>Traiettoria n. 8</i>	52
8.4.7.1	Parte alta: Condizioni ex – ante	52
8.4.7.2	Parte alta: Condizioni ex – post.....	52
8.4.7.3	Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	53
8.4.7.4	Parte bassa: Condizioni ex – post.....	53
8.4.8	<i>Traiettoria n. 9</i>	55
8.4.8.1	Parte alta: Condizioni ex – ante	55
8.4.8.2	Parte alta: Condizioni ex – post.....	56
8.4.8.3	Parte bassa: Condizioni ex – ante.....	56
8.4.8.4	Parte bassa: Condizioni ex – post.....	57
8.5	SINTESI DEI RISULTATI	58
9.	VERIFICA DEL VALLO PARAMASSI	60
9.1	GENERALITÀ.....	60
9.2	VERIFICA DI DEFORMAZIONE DEL RILEVATO A SEGUITO DELL'IMPATTO DI UN BLOCCO.....	60
9.2.1	<i>Parametri di input del modello</i>	60
9.2.2	<i>Scorrimento massimo verso valle.....</i>	61
9.2.3	<i>Massima penetrazione del blocco sul paramento di monte</i>	61
9.3	VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO ALL'IMPATTO DI UN BLOCCO	62
9.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE E INTERNA DEL RILEVATO PARAMASSI AI SENSI DELLE NTC 2018	62
9.4.1	<i>Programma di calcolo</i>	65
9.4.2	<i>Sintesi dei risultati delle analisi condotte e caratteristiche dei rinforzi</i>	66
10.	VERIFICA DELLA BARRIERA PARAMASSI	69
10.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	69
10.2	NORMA ETAG 027 – CERTIFICAZIONE DEL MATERIALE	69
10.2.1	<i>Definizione del prodotto da costruzione.....</i>	69
10.2.2	<i>Vita utile prevista del prodotto da costruzione</i>	70
10.2.3	<i>Terminologia ed elementi costruttivi.....</i>	71
10.2.4	<i>Caratteristiche dei sistemi assemblati rilevanti per la conformità d'uso</i>	72
10.2.5	<i>Classificazione del sistema assemblato</i>	73
10.2.6	<i>Marcatura CE e informazioni integrative</i>	73
10.2.7	<i>Barriere paramassi 2000 kj – classe energetica 5 ETAG 027</i>	74
10.2.8	<i>Dimensionamento degli ancoraggi (da verificare in sede di D.L.)</i>	77
11.	VERIFICA DEI SISTEMI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	80
11.1	INTERVENTI OVE SI PREVEDE L'INSTALLAZIONE DI SISTEMI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	80
11.2	CAMPO DI APPLICAZIONE DELLE RETI IN ADERENZA	83
11.3	MODALITÀ ESECUTIVE	84
11.4	CRITERI DI PROGETTAZIONE	84
11.5	CARATTERISTICHE E VERIFICHE DEL SISTEMA DI PROTEZIONE IN RETE METALLICA	85



REGIONE PIEMONTE – Comune di Moncenisio

SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO CENISCHIA
IN PROSSIMITÀ DELL'ABITATO DI MONCENISIO

Progetto di Fattibilità Tecnico ed Economica



12. VERIFICA DEGLI ELEMENTI FERMANEVE.....89

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifica della deformazione del rilevato
- ALLEGATO 2 – Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifiche di stabilità all'impatto
- ALLEGATO 3 – Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifiche interne e globali ai sensi delle NTC 2018
- ALLEGATO 4 – Verifica degli ancoraggi delle barriere paramassi da 2000 kJ – H=4 m
- ALLEGATO 5 – Verifiche degli interventi di rafforzamento corticale.



1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica è parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica per la *"Sistemazione idraulica del rio Cenischia in prossimità dell'abitato di Moncenisio"*.

Nello specifico, sebbene l'incarico ricevuto fosse principalmente indirizzato alla definizione di interventi di mitigazione del rischio idraulico originato del torrente Cenischia, l'analisi del contesto ambientale e l'esito degli approfonditi studi condotti dai geologi appositamente incaricati hanno consentito di appurare l'esistenza di ulteriori ed evidenti fonti ambientali di rischio che si ritiene utile ed indispensabile affrontare in maniera integrata.

I principali fenomeni ambientali in grado di generare rischi sul territorio comunale e che necessitano di interventi di mitigazione sono dunque i seguenti:

- eventi di piena del rio Cenischia;
- fenomeni di caduta massi dal versante orografico sinistro prospiciente l'abitato;
- fenomeni valanghivi dal versante orografico sinistro prospiciente l'abitato.

Con particolare riferimento agli interventi volti alla mitigazione del rischio geomorfologico legato alla caduta massi gravante sull'abitato di Moncenisio, si prevedono i seguenti interventi:

- Formazione di vallo e rilevato paramassi di altezza pari a 6 m in terra rinforzata a mitigazione del rischio sull'abitato da fenomeni di caduta massi e valanghe;
- Installazione di rete paramassi da 2000 kJ, H=4 m, L=290 m posta in testa al rilevato paramassi funzionale all'intercettazione di blocchi di dimensioni relativamente contenute, schegge e proiettili eventualmente in grado di superare il vallo tomo.
- Interventi attivi di mitigazione del rischio di caduta massi mediante disgaggio controllato, rafforzamento corticale con reti in aderenza e chiodature delle porzioni di versante maggiormente instabili, potenzialmente soggette a distacco e crollo di elementi lapidei;
- Installazione di elementi fermaneve per la mitigazione del rischio valanghe sulle porzioni sommitali del versante posto a nord dell'abitato.

La caratterizzazione geotecnica dei terreni direttamente interessanti le opere di progetto, è stata fatta per comparazione e confronto delle litologie indagate con dati di laboratorio eseguiti su campioni simili, oltreché da un rilievo preliminare speditivo in situ. Sulla base di tali risultati è stata determinata la modellazione geotecnica del sito, così come prescritto dalle Norme tecniche delle Costruzioni vigenti (D.M. 71-01-2018).

Il documento riporta le verifiche di dimensionamento delle principali opere geotecniche previste in progetto, quali rilevato paramassi, rete paramassi, reti in aderenza, rimandando per le ulteriori verifiche delle opere previste in progetto a quanto contenuto all'interno dell'Elab. P-1.2 – *Calcoli preliminari delle strutture*.



2. INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA IN ESAME

L'abitato di Moncenisio è un comune del Piemonte di 48 abitanti ubicato in prossimità della testata della Val Cenischia, collaterale della Valle di Susa, nella città metropolitana di Torino, sviluppatosi lungo la Via Francigena nei pressi del Colle del Moncenisio. Da dopo la seconda guerra mondiale il Comune cambiò il nome da Ferrera Cenizio (legato alle attività mineraria attive nel XIII secolo) a Moncenisio, che richiama la sua posizione strategica e storica ai piedi del passo alpino omonimo, da sempre via di comunicazione tra Italia e Francia.

Il comune si trova a un'altitudine di 1.460 metri sul livello del mare, si estende su una superficie di 4,5 km², confina a Ovest con il Comune francese di Lanslebourg-Mont Cenis, comprende in destra orografica il limite settentrionale delle Alpi Cozie e in sinistra orografica il limite meridionale delle Alpi Graie.

Lo spartiacque dell'alta Val Cenischia coincide da Nord verso Est con la cresta che congiunge la Point du Lamet (3504 m slm) con il Passo della Novalesa (3239 m slm) e il Monte Rocciamelone (3537 m slm) da Nord verso Ovest con il Passo del Moncenisio (idrograficamente con la diga idroelettrica del Moncenisio), la Pointe Droset-Malamot (2911 m slm) il Monte Giusalet (3312 m slm), la Punta Tricuspidé (2893 m slm) e la Punta Mularera (2495 m slm). Il paese è attraversato dal torrente Cenischia e si sviluppa principalmente lungo il suo corso.

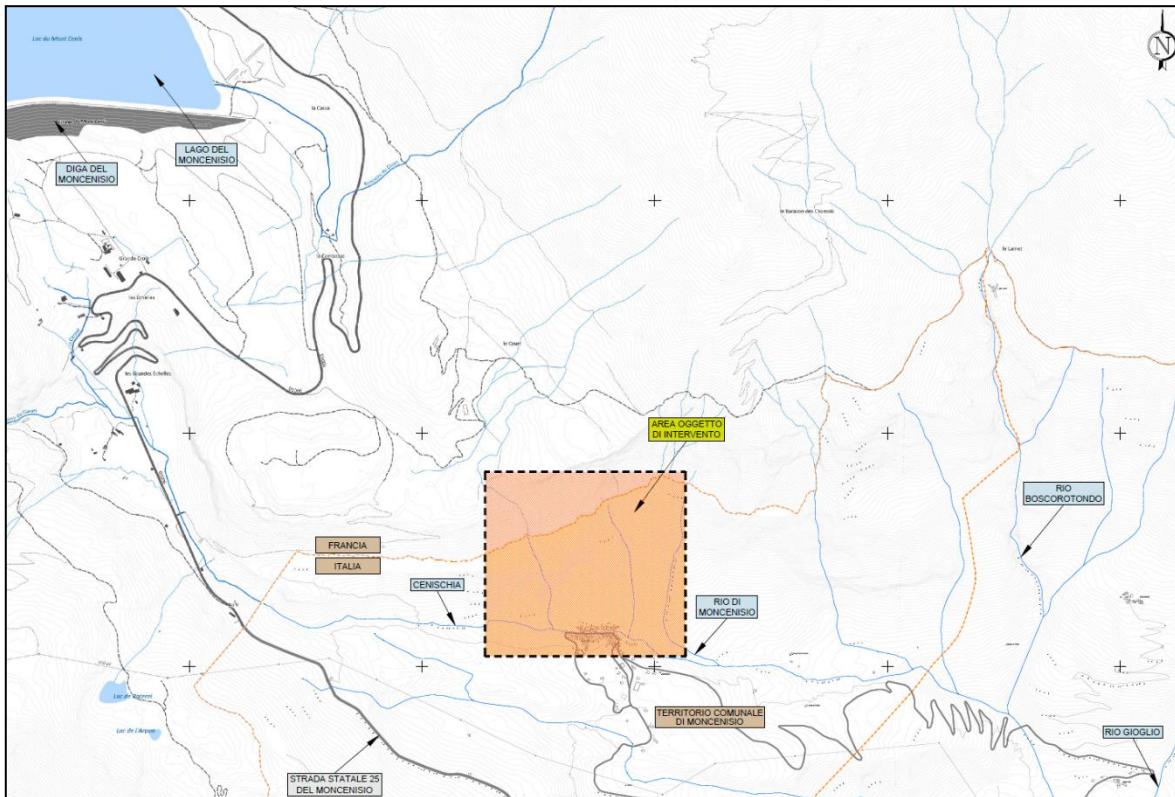


Figura 1 – Inquadramento geografico dell'abitato di Moncenisio e ubicazione dell'intervento



2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area è caratterizzata dalla presenza delle unità della Zona Piemontese a Nord (Unità di Puis – Venaus, Complesso di Venaus), e a Sud dalle falde pennidiche (Unità dell'Ambin, Complesso di Clarea), separate da un contatto tettonico ad andamento Est-Ovest che coincide in buona parte con il T. Cenischia; in Fig. 2.1.1 è riportato uno stralcio dello Structural Model Of Italy (CNR, 1990).



Figura 2 – Stralcio del modello strutturale geologico

Dall'esame del Foglio n°153 "Bardonecchia" del CARG (Figura 2) si evince che il versante è impostato nel Complesso di Chiomonte - Venaus (GCC) costituito da calcescisti con livelli marmorei ed intercalazioni di gneiss albitici, micascisti e paragneiss; sono presenti anche lenti di quarziti micaceo-cloritiche e gneiss leucocratici (GCK) e di serpentiniti e serpentinoscisti (GCCs).



Figura 3 – Foglio CARG n. 153 - Bardonecchia

Nel Foglio n°776 “Lanslebourg Mont-d’Ambin” della Carte Géologique de France alla scala 1:50000 (cfr. Figura 4) il settore di versante in esame è costituito da litotipi della Zona Piemontese: nella parte medio - bassa (cfr. Figura 5) da calcescisti e marmi impuri (CsC) con lenti di serpentiniti (Λ) e metagabbri (Θ), e nella parte medio - alta (cfr. Figura 6) da marmi fillitici; al di sopra è presente una fascia costituita da gessi, brecce dolomitiche e carniole (cfr. Figura 7).

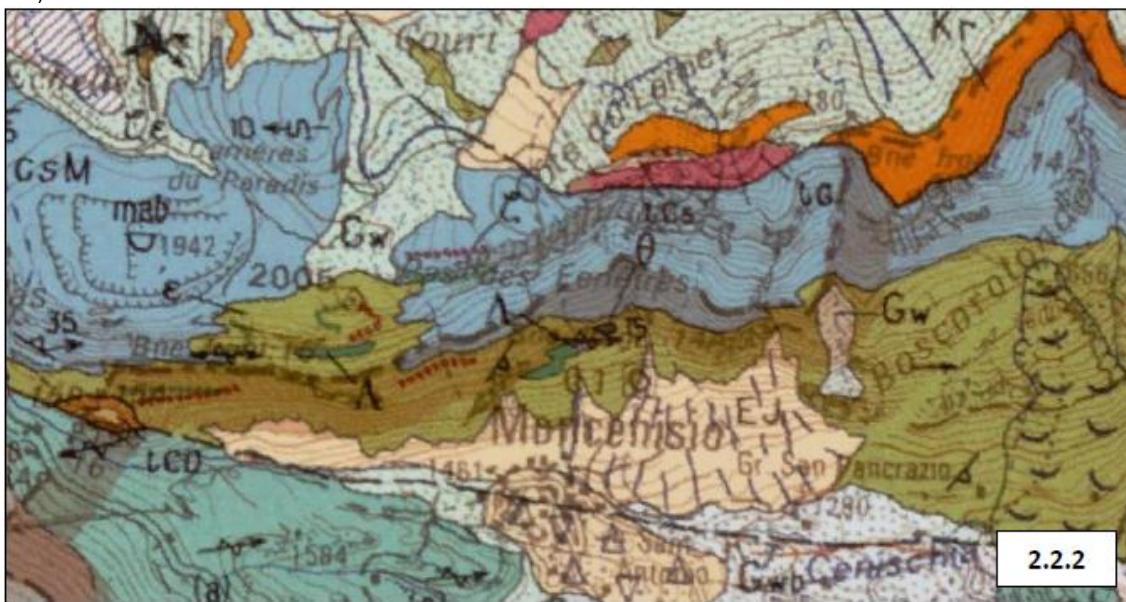


Figura 4 - Foglio n°776 “Lanslebourg Mont-d’Ambin” della Carte Géologique de France alla scala 1:50000



Figura 5 – Fascia medio bassa del versante costituita da calcescisti e marmi impuri



Figura 6 – Fascia medio alta costituita da marmi fillitici



Figura 7 - Fascia costituita da gessi, brecce dolomitiche e carniole

Nella “Carta geologica” del PRG (stralcio in Figura 8), il versante è costituito dai calcescisti del Complesso di Chiomonte e Venaus, da depositi gravitativi e detrito di falda.

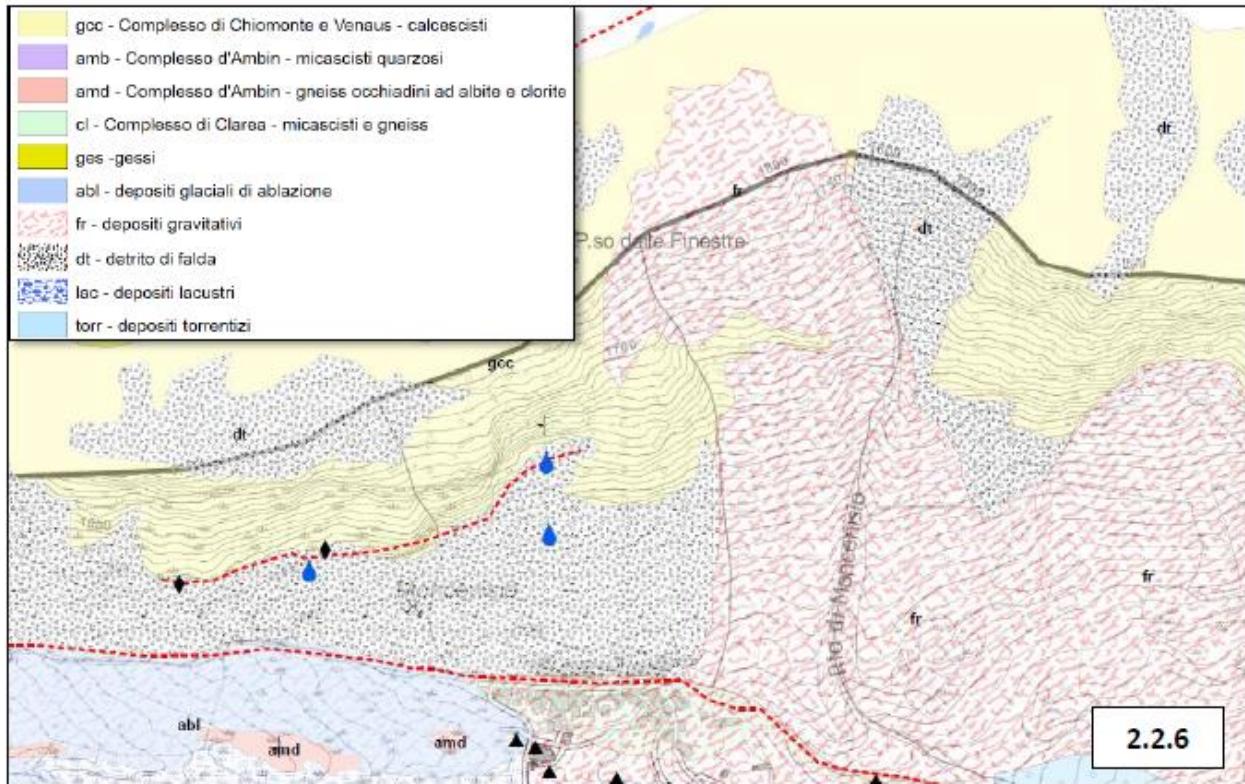


Figura 8 – Stralcio carta geologica del PRGC del Comune di Moncenisio

Il versante sinistro della Val Cenischia nel settore a monte dell'abitato di Moncenisio - Ferrera, è caratterizzato dalla presenza di due fasce di pareti rocciose, quella alta subverticale fra 1950 e 2000-2100 m s.l.m. ed una inferiore più irregolare nella fascia altimetrica 1500 – 1750 m s.l.m., separate da ripidi pendii erbosi con balze rocciose minori ed affioramenti sparsi; nella parte bassa il versante si raccorda al fondovalle con pendii boscati la cui morfologia è quella di conoidi (di genesi mista e/o di accumulo detritico o crollo), talora coalescenti. Gli elementi più significativi sono rappresentati dallo svuotamento che comprende sia la parte alta sotto la punta del Côte du Lamet, sia quella delle sottostanti pareti rocciose del Passo delle Finestre.

Per maggiori dettagli e approfondimenti si rimanda ai contenuti della Relazione geologica di Elab. P-2.3, parte integrante e complementare al presente elaborato.



3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

La ricostruzione litostratigrafica dei terreni presenti nell'area in esame è stata effettuata sulla base del rilevamento geologico di superficie: essa ha consentito di ricostruire un modello geologico dell'area definito sulla base dei parametri caratteristici, e presentato in Tabella 1.

Rimandando per maggiori dettagli ai contenuti della relazione geologica, si riporta nella tabella seguente lo schema geotecnico assunto per lo sviluppo delle verifiche prestazionali delle opere di progetto.

In particolare, le caratteristiche del modello geologico (D.M. 17-01-2018) a cui fare riferimento per la progettazione geotecnica delle opere riprende le caratteristiche litotecniche dei terreni affioranti sulla base dei parametri descritti nello studio geologico tecnico effettuato per la stesura del PRG comunale:

TIPOLOGIA DEI DEPOSITI	PESO DI VOLUME NATURALE $\gamma(t/m^3)$	ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO (ϕ)	COESIONE (t/m^2)
Depositi di versante - Alluvionali	1.70 – 2.00	32° - 40°	0
Glaciali e fluvio-glaciali	1.70 – 2.20	35° - 40°	1.0 - 10.0

I parametri geotecnici assunti cautelativamente per i terreni presenti in situ sono nel seguito riportati:

Terreno 1 – Copertura superficiale (profondità 0,5 – 5 m):

- $\gamma_{\text{saturo}} = 20 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{secco}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi = 35^\circ$;
- $c' = 0 \text{ kPa}$.

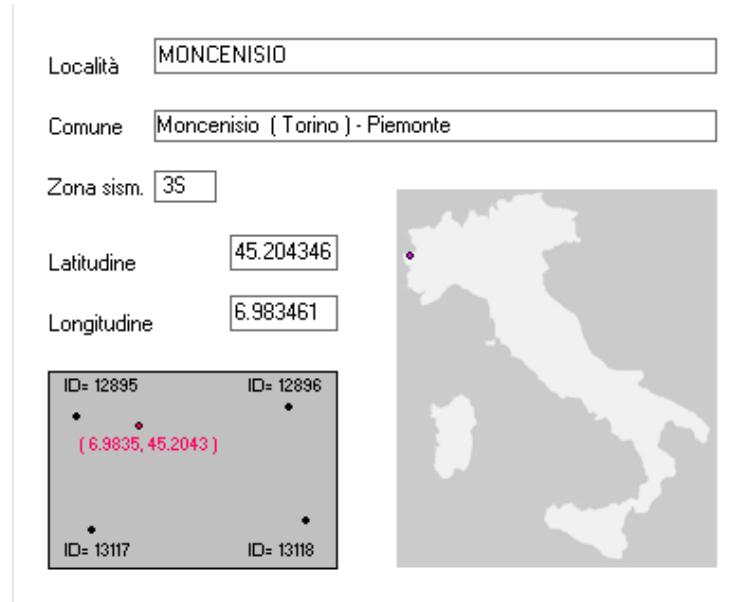
Terreno 2 – Depositi fluvio glaciali profondi (profondità >5 m):

- $\gamma_{\text{saturo}} = 22 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_{\text{secco}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi = 38^\circ$;
- $c' = 0 \text{ kPa}$.



4. ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata in Regione Piemonte, Provincia di Torino (TO), precisamente nel Comune di Moncenisio.



4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI

Le opere sono state classificate in **Classe D'Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018.

Tabella 1 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viaarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viaarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viaarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.



In virtù della Classe d'Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d'Uso CU, vale:

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

Per ciò che attiene la vita nominale VN di un'opera, essa è convenzionalmente definita come “*il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali*”.

I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I. che riporta:

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

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

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U = 50$



Zona | Suolo | Topografia | Fattore di struttura q | Dati progetto |

Vita nominale dell'opera V_N	50
Coefficiente d'uso C_U	1.0 (Classe d'uso II)
Periodo di riferimento	50
P_{VR} di progetto (%)	10% (SLV)
P_{VR} di esercizio (%)	63% (SLD)
Coeff. di smorzamento viscoso ξ (%)	5

- Categoria di sottosuolo

Categoria B

<input type="radio"/> A -	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
<input checked="" type="radio"/> B -	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti
<input type="radio"/> C -	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti
<input type="radio"/> D -	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti
<input type="radio"/> E -	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

- Coefficiente di amplificazione stratigrafica
- Coefficiente di amplificazione topografica

$S_s \leq 1.2$

$S_s = 1.0$



Zona	Suolo	Topografia	Fattore di struttura q	Dati progetto
		Coefficiente di amplificazione topografica	1,00	
<i>Tavella 2.2V1 - Valori massimi del coeff. di amplif. topografica</i>				
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento		s_T	
T1	-		1,0	
T2	In corrispondenza della sommità del pendio		1,2	
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo		1,2	
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo		1,4	

In funzione dei precedenti valori si procede nei paragrafi successivi alla valutazione dell’Azione Sismica.

La “Pericolosità sismica” viene definita attraverso i seguenti parametri:

- | | |
|------------|--------------------------------------|
| - a_g | accelerazione orizzontale max attesa |
| - $Se(T)$ | Spettro di risposta elastico |
| - P_{VR} | Probabilità di eccedenza |
| - V_R | Periodo di riferimento |

Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- | | |
|-----------|---|
| - a_g | accelerazione orizzontale max sito (espressa in g/10) |
| - F_0 | valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale |
| - T^*_c | Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale |

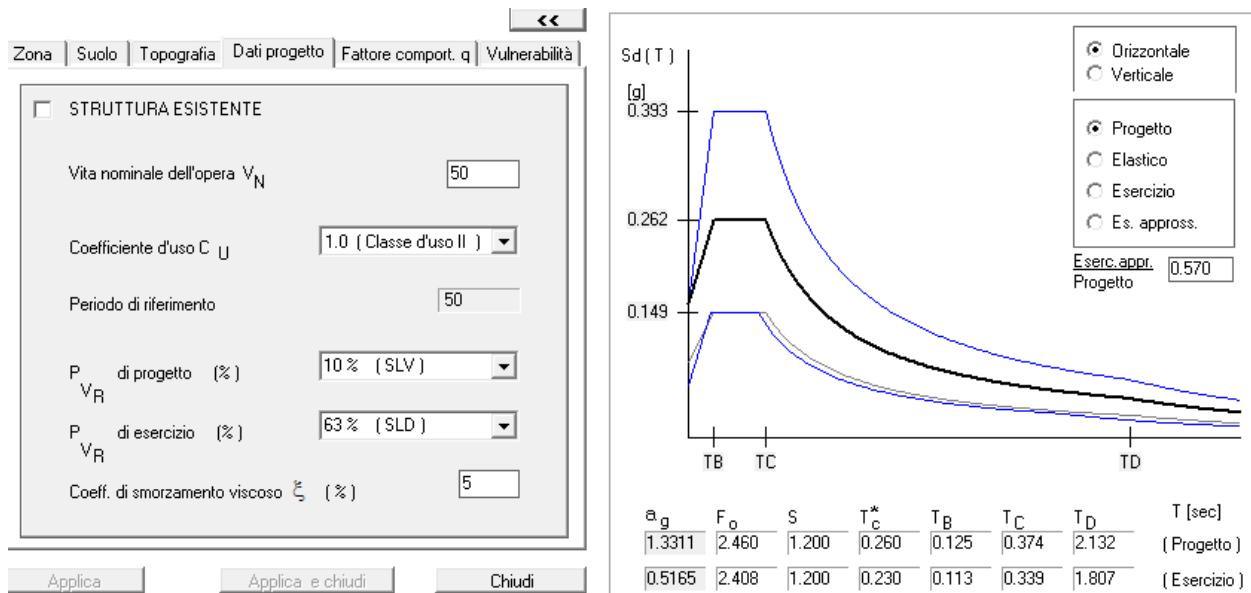


Figura 9 – Rappresentazione grafica degli spettri di progetto, elastico e di esercizio e relativi parametri

Inoltre, il fattore di comportamento (ex fattore di struttura in NTC'08) ritenuto idoneo per il tipo di manufatti in progetto è il seguente:

Per azioni verticali :
 q 1.50

Per azioni orizzontali :
 q 1.50 Assegnato

$$q = q_0 \cdot K_R = 1.50 \times 1.00$$

Classe di duttilità Classe di duttilità "B" (bassa)

q_0 1.50

K_R 1.0 (Edifici regolari in altezza)



5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996 Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996 Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).



6. ANALISI DEI FENOMENI DI CROLLO

Di seguito si riporta una sintesi degli aspetti relativi ai fenomeni di crollo che alla luce dello studio condotto, costituiscono la principale criticità in termini di pericolosità e rischio per l'abitato. Si rimanda per approfondimenti a quanto riportato all'interno dell'Elab. P-2.3 *Relazione geologica*.

6.1 RILIEVO DEI BLOCCHI E DEGLI ACCUMULI LUNGO IL VERSANTE

Dall'analisi del versante nord a ridosso del paese è emerso che:

- in alcuni settori, talora con terrazzamenti in pietra a secco, i grossi blocchi sono sporadici o assenti (quantomeno non visibili in superficie), ma sono presenti un po' ovunque blocchi sub-metrici / decimetrici (cfr. Figura 10);
- nel settore orientale sono presenti accumuli e "sciami" di grossi blocchi riferibili con ogni probabilità ad uno o più eventi di crollo in massa; l'accumulo si estende verso monte conferendo al versante una morfologia convessa (cfr. Figura 11);
- a ridosso delle case si osservano ovunque grossi massi (cfr. Figura 12), talvolta inglobati nella struttura dell'edificio (Figura 13);
- i blocchi sono costituiti prevalentemente da calcescisti con significativa variabilità di facies (calcemicascisti, marmi, marmi filladici, etc.), con alcuni blocchi di serpentinite, a testimonianza del fatto che i distacchi provengono un po' tutto il versante soprastante e non da un singolo settore delimitabile;
- i blocchi presentano dimensioni molto variabili, dalle piccole pezzature fino a blocchi con asse maggiore intorno ai 6-7 m; la stima dei volumi è difficoltosa sia per il gran numero di blocchi di forma irregolare, sia soprattutto perché molti blocchi affiorano solo parzialmente;
- le forme prevalenti dei blocchi sono tabulare e prismatica irregolare / complessa; alcuni blocchi sub-sferici sono quelli di serpentinite (volume < 1 m³);
- la maggior parte dei blocchi presenta superfici alterate con copertura di licheni e muschi, e in molti casi il blocco è parzialmente coperto da un suolo sottile e con vegetazione;
- nella parte occidentale e risalendo il versante compaiono blocchi di piccole dimensioni con superfici fresche connessi a crolli recenti.



Figura 10 – Terrazzamenti di pietrame a secco con assenza di blocchi o blocchi sporadici



Figura 11 – Accumuli di blocchi nel settore orientale del versante



Figura 12 – Foto aerea con indicazione dei grossi blocchi presenti a ridosso delle abitazioni



Figura 13 – Dettaglio di alcuni blocchi ciclopici presenti a ridosso o inglobati nelle abitazioni

6.1 CROLLO DEL 10/2024

Alla fine di ottobre si è verificato un crollo nella zona ad Ovest del paese, dove un grosso masso si è arrestato sul prato pianeggiante. Il fenomeno può essere così descritto nel seguito, facendo riferimento alle immagini riportate nelle figure seguenti:



- non si conosce il punto esatto di distacco, ma dall'esame delle immagini sembra individuabile in un settore del ciglio della parete appena ad Est della cascata;
- al momento risulta che siano stati fatti dei sopralluoghi in elicottero ed anche degli interventi nella zona di distacco;
- il blocco principale è tabulare di dimensioni metriche (non è stato possibile misurarlo perché nel frattempo è stato smantellato); nell'area circostante si sono arrestati blocchi e numerosi frammenti di dimensioni decimetriche (sembra che un frammento abbia raggiunto e danneggiato il tetto di una delle case più ad Ovest in sponda sinistra del T. Cenischia);
- dopo il salto in roccia (più o meno lungo la cascata), lungo il percorso si osserva una fascia con alberi abbattuti, buche da impatto e muri a secco sfondati; nella parte terminale il blocco ha scavato ed “arato” i depositi fini del pianoro; nel bosco si osservano numerose tracce di transito fino a 4-5 m, ed alcuni rami e cime spezzate fino a 7-10 m circa.

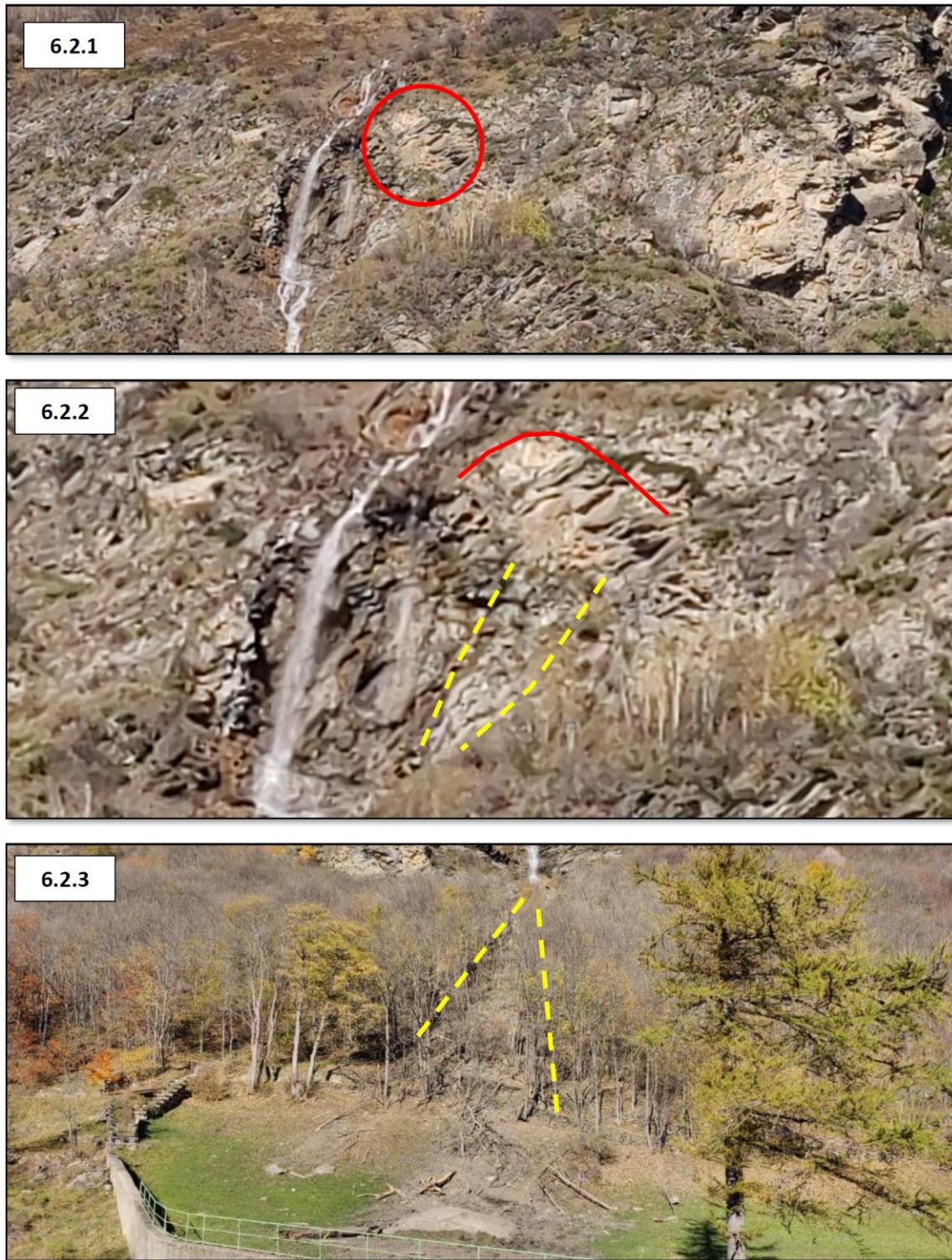


Figura 14 – Immagini della verosimile area di distacco del blocco caduto nell'ottobre 2024 e della traiettoria di scivolamento sul versante



Figura 15 – Immagini del blocco caduto nell'ottobre 2024



7. SIMULAZIONI NUMERICHE PRELIMINARI DEI CROLLI

Nell’ambito della relazione Geologica di Elab. P-2.3 sono state condotte delle simulazioni preliminari di caduta massi in moto bidimensionale funzionali a evidenziare le aree maggiormente interessate dalla caduta massi sull’abitato di Moncenisio e definire preliminarmente gli interventi necessari per la mitigazione del rischio.

Si riportano nel seguito la sintesi dei risultati emersi dalle analisi in moto bidimensionale condotte e riportate integralmente all’interno della *Relazione geologica*, alla quale si rimanda per completezza di trattazione.

Esaminando la sovrapposizione delle varie simulazioni per blocchi di grosse dimensioni si evince che:

- Tutta la parte di versante immediatamente a monte dell’abitato è soggetta all’arrivo di blocchi, con alcuni settori a maggior frequenza connessi a traiettorie condizionate dalla morfologia locale;
- I blocchi arrivano nel prato pianeggiante ad Ovest e a ridosso dell’abitato, con una buona corrispondenza rispetto a quanto osservato sul terreno;
- La bassa frequenza di arrivo a monte della parte Est dell’abitato è probabilmente connessa alla presenza del grosso accumulo che condiziona le traiettorie lateralmente ad Ovest e a Est dello stesso;
- una parte degli arrivi supera le prime case, raggiunge l’alveo del T. Cenischia, e alcune traiettorie proseguono anche sulla sponda opposta; con approccio statistico, e nei limiti di applicazione dei modelli numerici a fenomeni complessi come le frane di crollo, ciò è verosimile considerato che:
 - alcuni blocchi sono effettivamente presenti fra le case, e probabilmente altri blocchi sono stati smantellati storicamente per la costruzione degli edifici;
 - sulla sponda opposta del torrente sono presenti alcuni blocchi degli stessi litotipi, anche se è difficile distinguerne l’appartenenza a crolli dalle pareti in esame o al grande accumulo che caratterizza la parte a Sud dell’abitato;
 - nella “Relazione Tecnica Descrittiva” degli allegati geologici al PRGC (Geol. Z. Vangelista, 2020), è riportata una interessante immagine di Moncenisio Ferrera del 1906 (Figura 16), dove si notano molti grossi blocchi lungo le sponde del T. Cenischia;
 - attualmente si osservano blocchi di grosse dimensioni più che altro a valle del ponte.

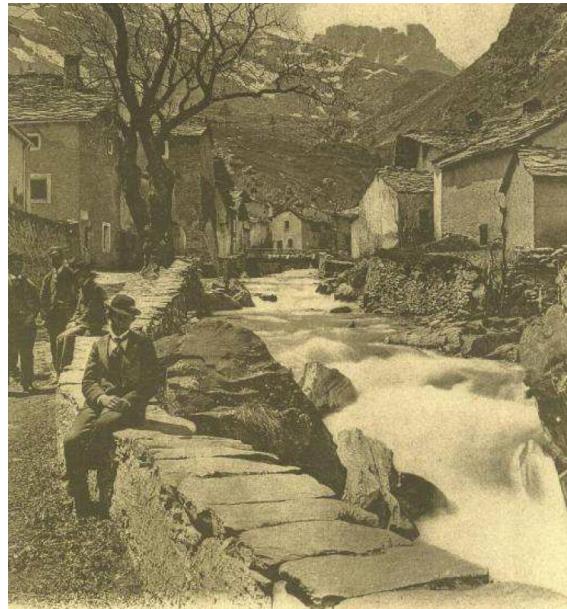


Figura 16 – Grossi blocchi rappresentati in una immagine del 1906 a ridosso dell'alveo del torrente Cenischia

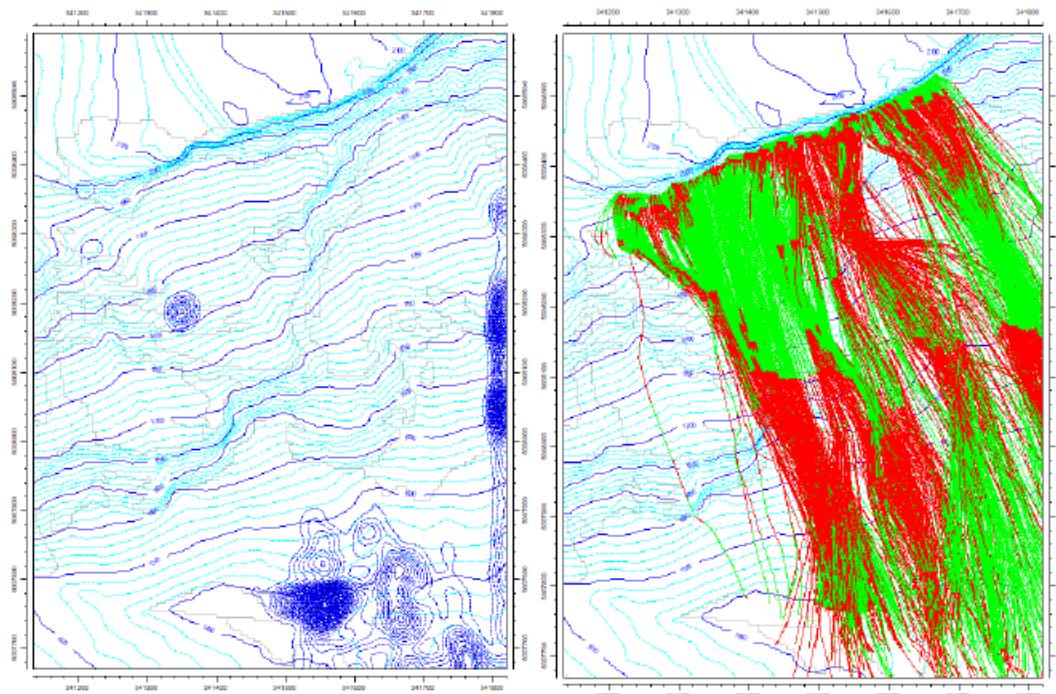


Figura 17 - Simulazioni di caduta massi svolte con software bidimensionale. Distacco dalla parte alta di versante

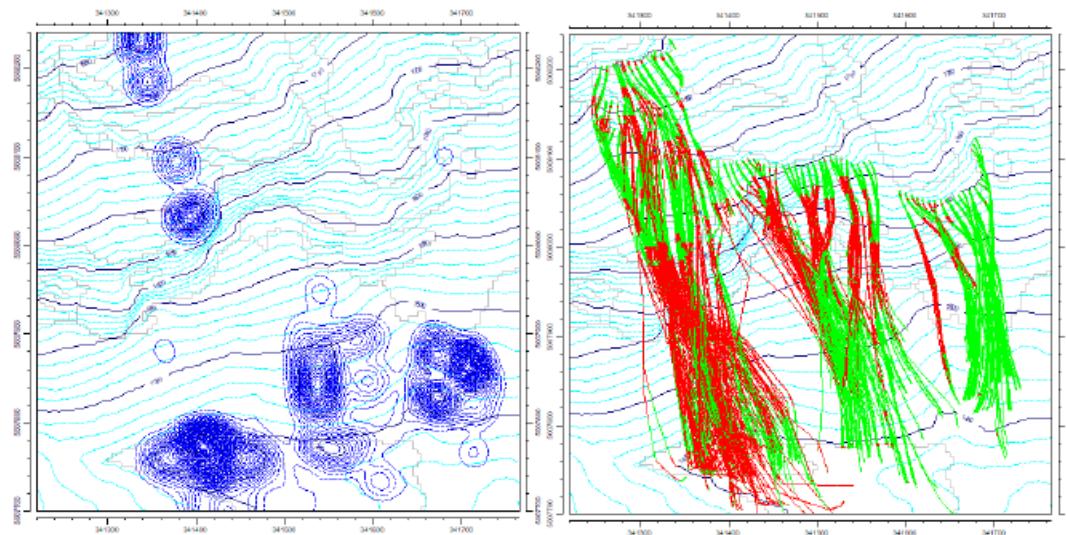


Figura 18 - Simulazioni di caduta massi svolte con software bidimensionale. Distacco dalla parte intermedia di versante

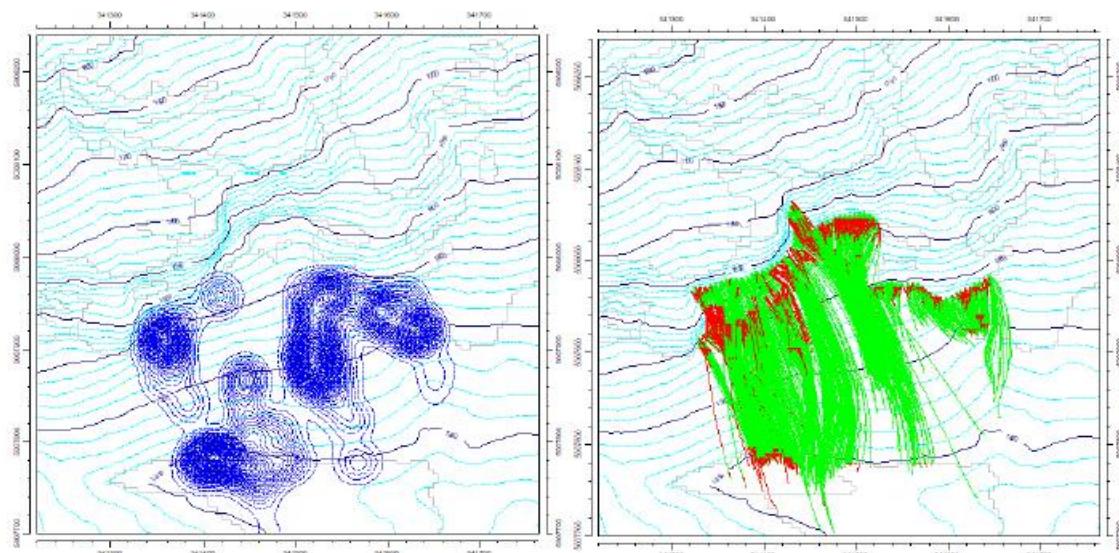


Figura 19 – Simulazioni di caduta massi svolte con software bidimensionale. Distacco dalla parte bassa di versante

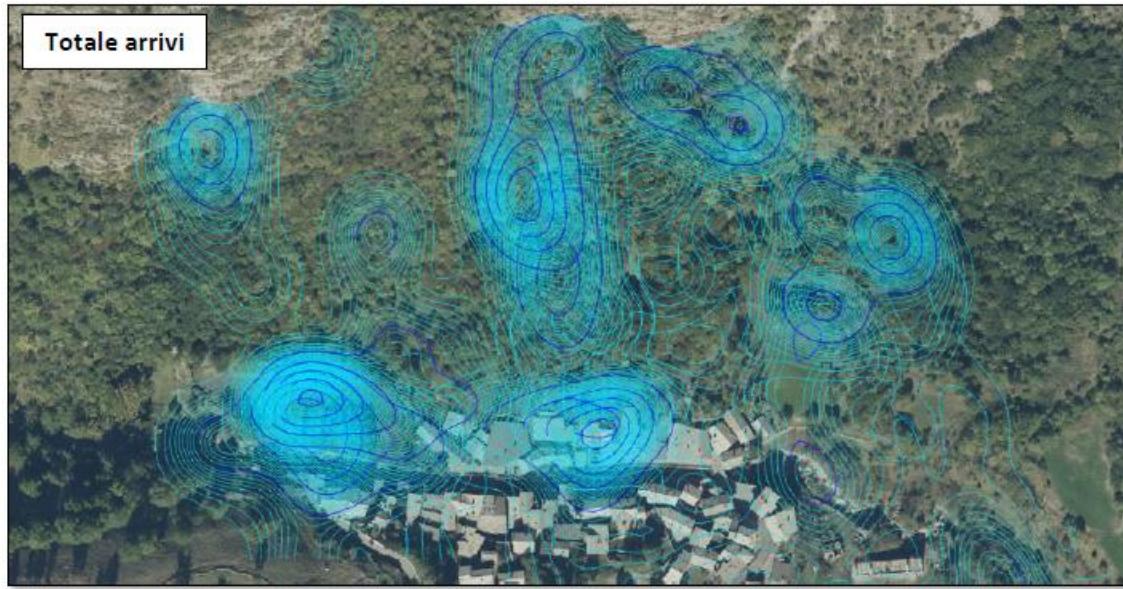


Figura 20 – Totale degli arrivi dei blocchi sull'abitato di Moncenisio in assenza di opere di protezione e mitigazione del rischio

Si riportano nel seguito le verifiche preliminari condotte con software bidimensionale dalle quali si evince l'efficacia nell'arresto dei blocchi oggetto di distacco dettata dalla realizzazione di un rilevato paramassia a monte dell'abitato di Moncenisio.

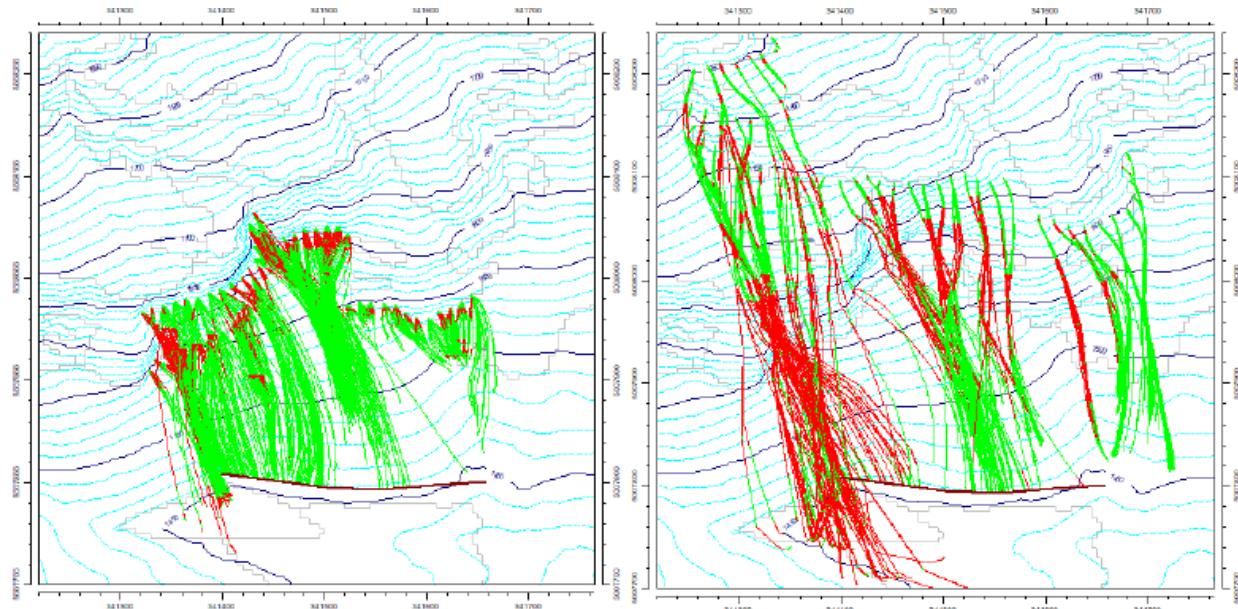


Figura 21 Risultati delle simulazioni bidimensionali allestite preliminarmente e dettagliate all'interno della Relazione geologica di Elab. P-2.3 per l'individuazione preliminare dell'efficacia degli interventi individuati.



8. ANALISI DI DETTAGLIO DELLA CADUTA MASSI

8.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RILIEVO

Sulla base dello studio geologico – geomorfologico del versante a monte dell’abitato di Moncenisio riportato nella *Relazione geologica* a firma dei geologi Dott. Marco Balestro e Dott. Michelangelo Di Gioia, sono state acquisite le informazioni relative alle fasce di versante maggiormente critiche, per la suscettibilità al rilascio di blocchi instabili, che costituiscono la principale criticità in termini di pericolosità e rischio per l’abitato.

Dallo studio citato, come descritto precedentemente, è emerso quanto segue:

- *Lungo il versante sono presenti un po' ovunque blocchi instabili da sub-metrici a decimetrici;*
- *Nel settore orientale sono presenti accumuli a "sciami" di grossi blocchi riferibili con ogni probabilità ad uno o più eventi di crollo di massa;*
- *A ridosso delle case si osservano ovunque grossi massi, talvolta inglobati nella struttura dell’edificio;*
- *I blocchi sono costituiti da calcescisti con significativa variabilità di facies, con alcuni blocchi di serpentinite, a testimonianza del fatto che i distacchi provengono un po' da tutto il versante soprastante e non da un singolo settore delimitabile;*
- *I blocchi presentano dimensioni molto variabili, dalle piccole pezzature fino a blocchi con asse maggiore intorno ai 6-7 m; la stima dei volumi è difficoltosa sia per il gran numero di blocchi di forma irregolare, sia perché molti blocchi affiorano solo parzialmente;*
- *Le forme prevalenti dei blocchi sono tabulare e prismatica irregolare /complessa; alcuni blocchi sub-sferici sono quelli di serpentinite (volume < 1mc);*

A partire dalle simulazioni numeriche preliminari allestito in moto bidimensionale nell’ambito della *Relazione geologica* citata è stato allestito il presente studio di dettaglio del cinematismo di distacco e caduta dei blocchi provenienti sia dal coronamento sommitale della parete e sia dal settore centrale, effettuato con l’ipotesi di distacco di massi di dimensioni medie (forme cilindriche con altezza 4 m e diametro 1,5 m) e massime (forme discoidali 4 m di diametro e spessore 1,5 m; forme cilindriche con asse maggiore 7 m), nelle condizioni del versante sia attuali (ex-ante) sia di progetto (ex-post) col sistema difensivo di vallo e tomo paramassi in progetto, dimensionato per Energia di impatto 20.000 kJ, altezza 6 m, larghezza alla base 10-12 m.

E’ bene evidenziare che i metodi di calcolo abitualmente utilizzati per l’analisi previsionale dei percorsi di caduta e dell’energia cinetica assunta dai massi, sia analitici sia numerici, introducono delle ipotesi semplificative legate al fatto stesso che il fenomeno studiato è molto complesso e che i parametri che lo governano sono determinabili con una certa aleatorietà; non possono considerare dunque un cinematismo di caduta e di rottura del masso complesso come l’ultimo crollo registrato in situ, con distacchi di schegge di roccia con traiettorie differenti da quelle analizzate, con ribalzi di diversi m in altezza in grado di superare le opere proposte. Pertanto, gli interventi di progetto, sebbene si ritengano siano utili alla mitigazione degli effetti dei fenomeni di crollo innescabili dal



versante prospiciente l'abitato, non potranno essere assunti come una risoluzione definitiva della pericolosità da frana esistente, e non modificheranno le condizioni di pericolosità e di rischio effettivo del sito.

8.2 CARATTERISTICHE DEI METODI DI CALCOLO

I metodi di calcolo tradizionali descrivono il comportamento meccanico di un generico blocco che si muove lungo il versante. La validità del modello dipende sia dal modo in cui sono individuati e descritti, in termini matematici, i diversi meccanismi fisici del moto del blocco sia dall'affidabilità dei parametri introdotti per caratterizzare i meccanismi stessi. Il ricorso alla back analysis è una delle metodologie più utilizzate per la valutazione degli attriti dinamici mobilizzati durante un evento franoso e consente di calibrare il modello, attraverso l'esame delle traiettorie e dei punti di arresto dei blocchi caduti in passato lungo il pendio.

La finalità principale dei modelli di calcolo di seguito descritti è quella di determinare:

- ✓ i possibili percorsi di caduta lungo il versante e le altezze delle traiettorie rispetto alla superficie del pendio;
- ✓ le velocità e le energie assunte dai blocchi lungo i percorsi di caduta;
- ✓ le massime distanze raggiunte dai massi e le zone di espansione a valle.

Affinché il modello possa fornire i percorsi di caduta dei massi coinvolti nel movimento franoso, è necessario che esso sia in grado di analizzare la topografia completa del pendio; il problema richiede quindi una ricostruzione tridimensionale della superficie del territorio, che spesso può essere molto onerosa. Tuttavia il problema tridimensionale è spesso ricondotto, con buona approssimazione, a bidimensionale, ricorrendo ad ipotesi e schematizzazioni che semplificano le procedure di calcolo; questa semplificazione si traduce nella scelta di una sezione verticale di riferimento, contenente la poligonale dei segmenti che giacciono nei diversi piani verticali che definiscono il percorso del blocco.

Il moto di un masso lungo il pendio può essere definito dall'alternanza dei diversi tipi di movimento. I metodi analitici descrivono i moti di caduta libera, rotolamento e scivolamento attraverso equazioni caratteristiche; il problema più importante della modellazione riguarda la scelta delle condizioni che determinano il passaggio tra due tipi di movimento, che spesso non avviene istantaneamente ma come combinazione di due o più categorie di moto, e la descrizione del comportamento del blocco durante le fasi d'impatto con il pendio.

Le ipotesi e le scelte introdotte dai diversi modelli dipendono dalla schematizzazione utilizzata per descrivere la geometria del blocco, che può essere considerato come:

- il punto in cui la massa è concentrata (metodo lumped mass);
- un ellisse, ipotizzando che il moto sia contenuto in una sezione verticale;
- un solido con sezione circolare, sempre nel piano verticale del moto;
- un solido di forma qualunque, nella sezione verticale o nello spazio.

I metodi che considerano il masso come puntiforme non sono generalmente in grado di valutare il comportamento di deformazione dei mezzi a contatto o di determinare i momenti rotazionali che si sviluppano



negli impatti; il moto è descritto come una successione di rimbalzi, regolati attraverso i coefficienti di restituzione della velocità in seguito all’urto. I modelli più recenti sono però in grado di simulare anche le fasi di rotolamento e scivolamento.

Al fine di effettuare delle analisi di caduta dei massi nelle ipotesi più realistiche possibili, per il caso in esame l’analisi affrontata ha invece utilizzato metodi che considerano la dimensione e la forma del blocco nel moto di caduta, i quali sono in grado di esaminare tutti i tipi di movimento, compresa la rotazione. Il blocco, infatti, si muove nell’aria con una traiettoria balistica, ruotando; l’impatto con il pendio trasferisce sia le velocità traslazionali sia quelli rotazionali. Tra questi metodi, quelli numerici sono in grado di studiare anche il comportamento meccanico di un sistema di blocchi, calcolando gli spostamenti e le deformazioni dei solidi.

8.3 CALCOLO DELLE TRAIETTORIE E ANALISI DEL FENOMENO DI CADUTA MASSI

Per il modello di calcolo della caduta massi nel presente progetto sono state scelte n. 7 sezioni rappresentative dell’area di indagine, corrispondenti alle linee di massima pendenza del versante, ricostruite mediante elaborazione fotogrammetrica acquisita dagli scriventi mediante volo da drone con passo 10 cm, sulle quali sono state effettuate le verifiche di caduta massi in maniera analitica, tramite il modello CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program), il quale considera forma e dimensione del blocco, e l’impatto sul terreno è condizionato dai coefficienti di restituzione normale e tangenziale. Tale metodo si ritiene infatti più rigoroso del metodo Lumped Mass, che considera un semplice blocco puntiforme dotato di massa e velocità e resistenza dell’aria trascurabile.

Le traiettorie dei blocchi dipendono dalla geometria della scarpata, dalla forma del blocco in caduta e dalla sua velocità iniziale al momento del distacco dal pendio, ed inoltre dall’entità dell’energia dissipata per effetto degli urti durante la caduta. L’energia dissipata per effetto degli urti è in genere diversa al variare delle caratteristiche del moto e dipende dalle caratteristiche meccaniche del blocco e dai materiali presenti lungo la scarpata (roccia, terreno, vegetazione) che si oppongono in misura differente al moto dei blocchi.

Le caratteristiche dei materiali costituenti il versante sono definiti tramite la rugosità (s), e dai coefficienti di restituzione normale (r_n) e tangenziale (r_t), che misurano rispettivamente la modifica della velocità normale al profilo prima e dopo l’impatto e la riduzione della componente della velocità parallela al tratto del profilo durante l’impatto.

Nella modellazione eseguita, la superficie del versante è stata suddivisa in aree omogenee (Figura 22) così come definite e meglio specificate nella già citata Relazione geologica (dott. Balestro, dott. Di Gioia); per ciascuna area sono stati definiti i vari coefficienti di restituzione normale, tangenziale e di rugosità, che controllano il modo dei blocchi, e in particolare sono state eseguite varie simulazioni variando i parametri in modo da ottenere risultati ragionevolmente corrispondenti con le zone di arresto osservate e al fine di valutare il moto di caduta massi nelle condizioni più sfavorevoli possibili. I parametri utilizzati per le varie simulazioni proposte sono riportati in Tabella 2.

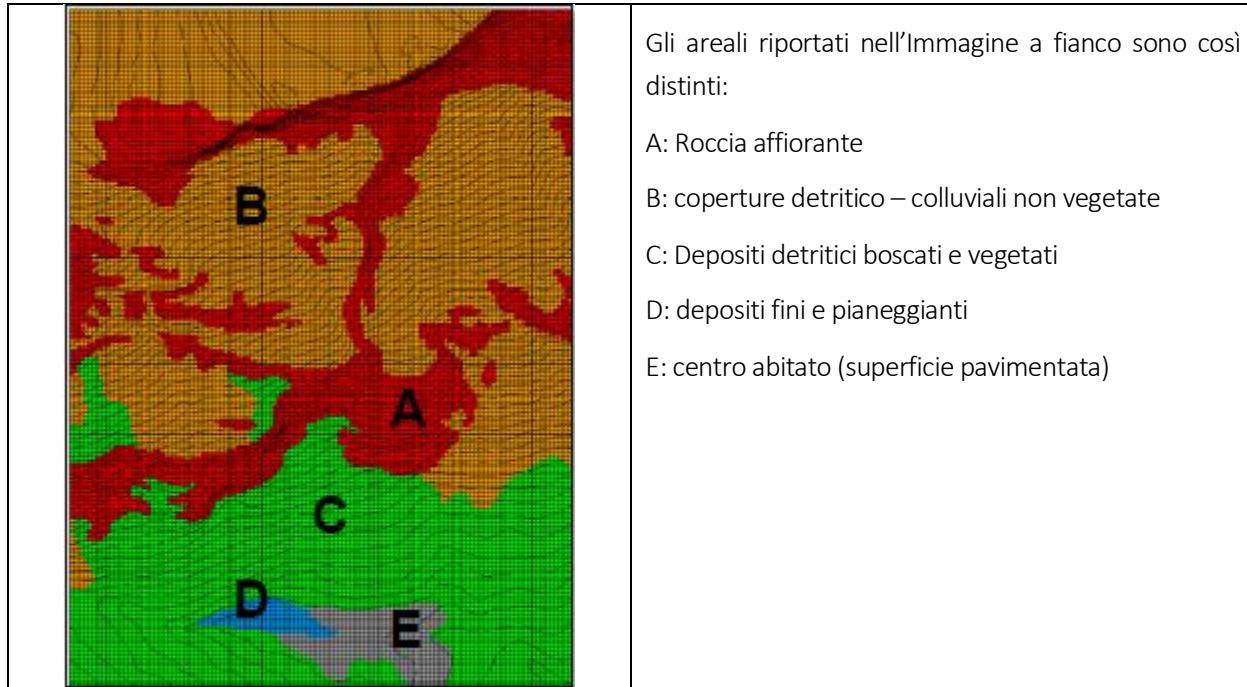


Figura 22 – Suddivisione in aree omogenee delle diverse tipologie di terreno riportate nella Relazione Geologica dei geologi Dott. Balestro e Dott. Di Gioia.

8.4 MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI

Si riportano di seguito i risultati delle analisi dei fenomeni di crollo sul versante oggetto di intervento, che hanno permesso di determinare una media delle energie messe in gioco, delle altezze dei massi e della velocità raggiunta nelle traiettorie per le varie sezioni indagate. Le traiettorie sono state valutate in condizioni ex – ante ed ex – post progetto, al fine di dimensionare e valutare l'efficacia del vallo paramassi in progetto.

La modellazione è stata effettuata col programma di calcolo Georock 2D della Geostru, utilizzando un valore di massa del blocco di progetto pari a 2500 kg/m³.

La sintesi dei risultati è riportata di seguito, su tutte le sezioni di calcolo individuate, le quali sono riportate in planimetria in Figura 23.

Si evidenzia che dalle analisi effettuate su tutte le sezioni di calcolo individuate nel modello di analisi caduta massi implementato e precedentemente descritto, la presenza del vallo e del rilevato paramassi in progetto determinano l'arresto di tutti i massi su tutte le traiettorie analizzate.

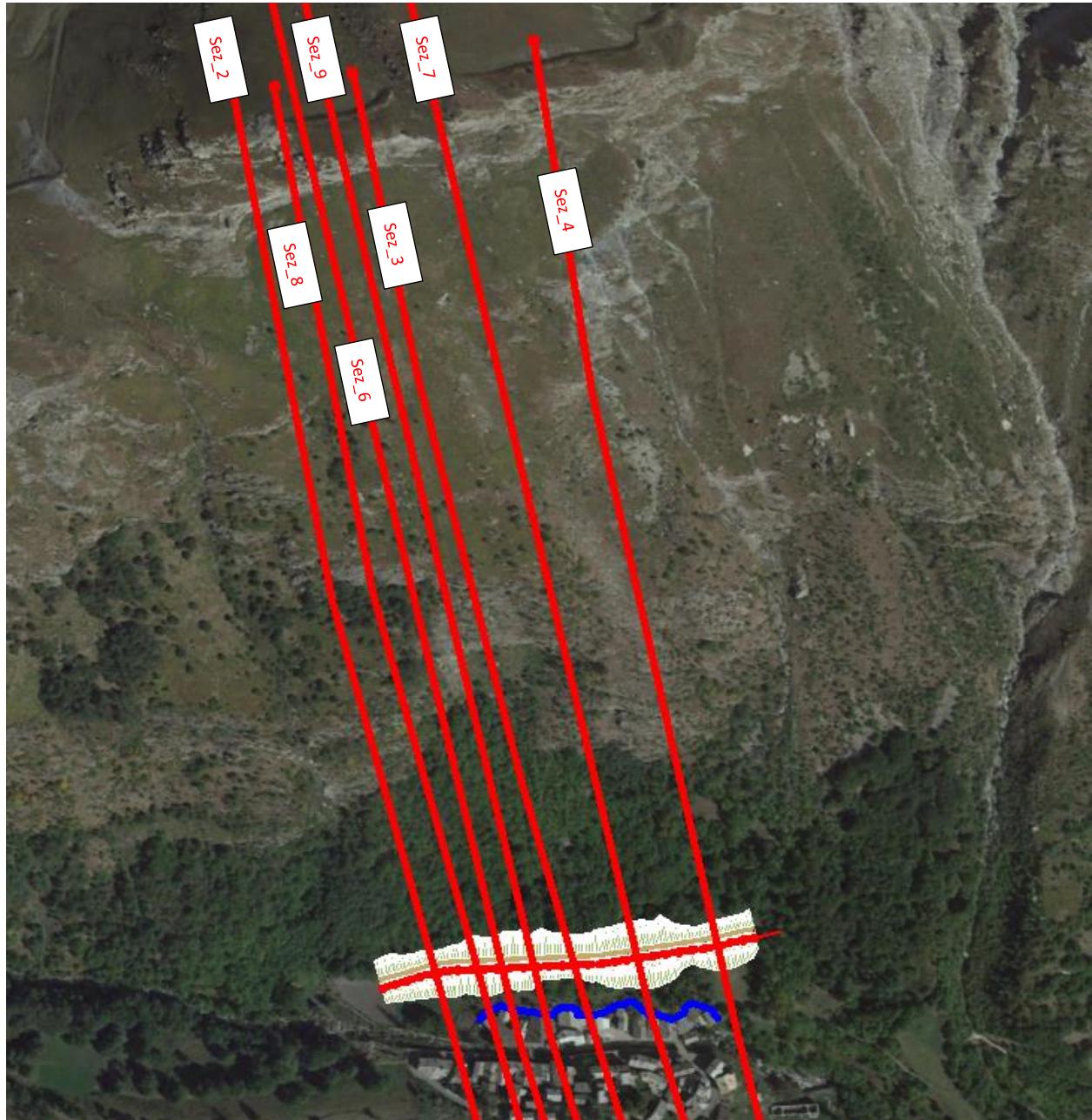


Figura 23 – Sezioni di calcolo della caduta massi verificate per il dimensionamento del vallo paramassi



8.4.1 Parametri di progetto dati di input di analisi

CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

Forma del blocco Disco
Densità 2500.0 Kg/m³
Elasticità 98066.0 kPa
Velocità iniziale in x 17.0 m/s
Velocità iniziale in y -3.0 m/s
Velocità limite di arresto 0.01 m/s
Diametro 4.0 m
Spessore disco 1.5 m

VELOCITÀ DI PROGETTO DEI BLOCCHI

Coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie 1.1
Coefficiente qualità discretizzazione topografia pendio 1.02
Coefficiente di sicurezza velocità 1.12

MASSA DEL BLOCCO DI PROGETTO

Coefficiente valutazione massa 1.1
Coefficiente precisione rilievo 1.02
Coefficiente precisione rilievo 1.12

ENERGIA SOLLECITANTE DI PROGETTO

Coefficiente amplificativo energia 1.2

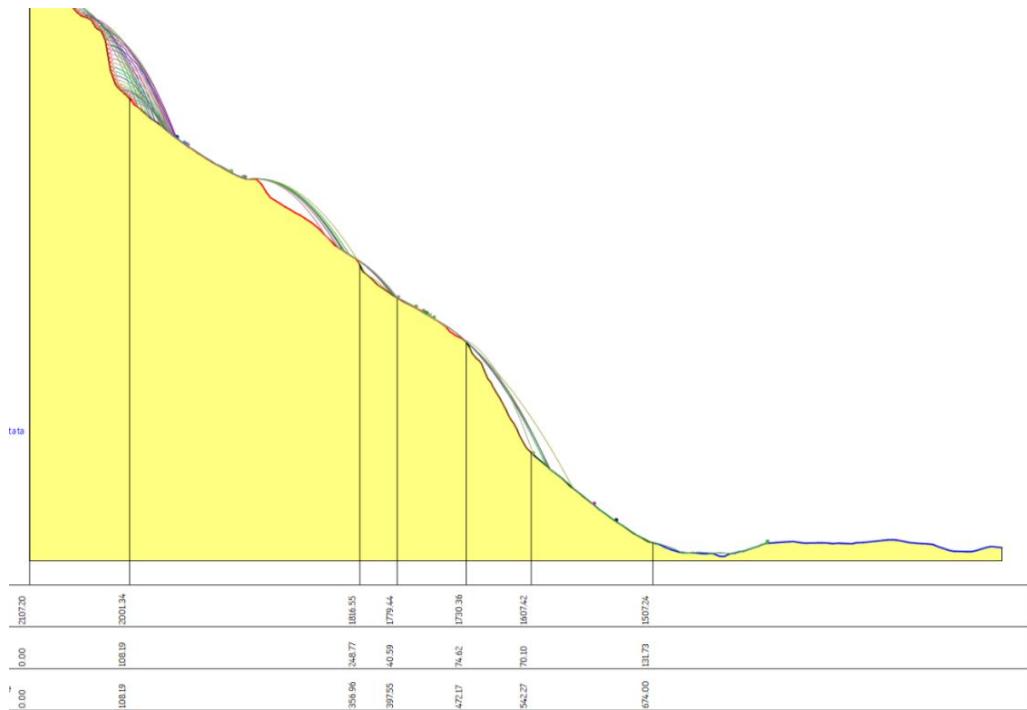
N	Descrizione	Coefficiente restituzione normale Rn	Coefficiente restituzione tangenziale Rt	Rugosità (m)	
1	Roccia integra	0.4 - 0.9	0.65 - 0.8	0 - 0.3	
3	Detrito	0.3 - 0.6	0.45 - 0.6	0 - 0.4	
4	Detrito con arbusti	0.3	0.6 - 0.7	0 - 0.6	
5	Terreno o prato	0.31	0.79	0	
6	Superficie pavimentata	0.2 - 0.4	0.4 - 0.9	0 - 0.7	

Tabella 2 - Range dei valori dei coefficienti Rn e Rt assegnati per le ipotesi di calcolo effettuate

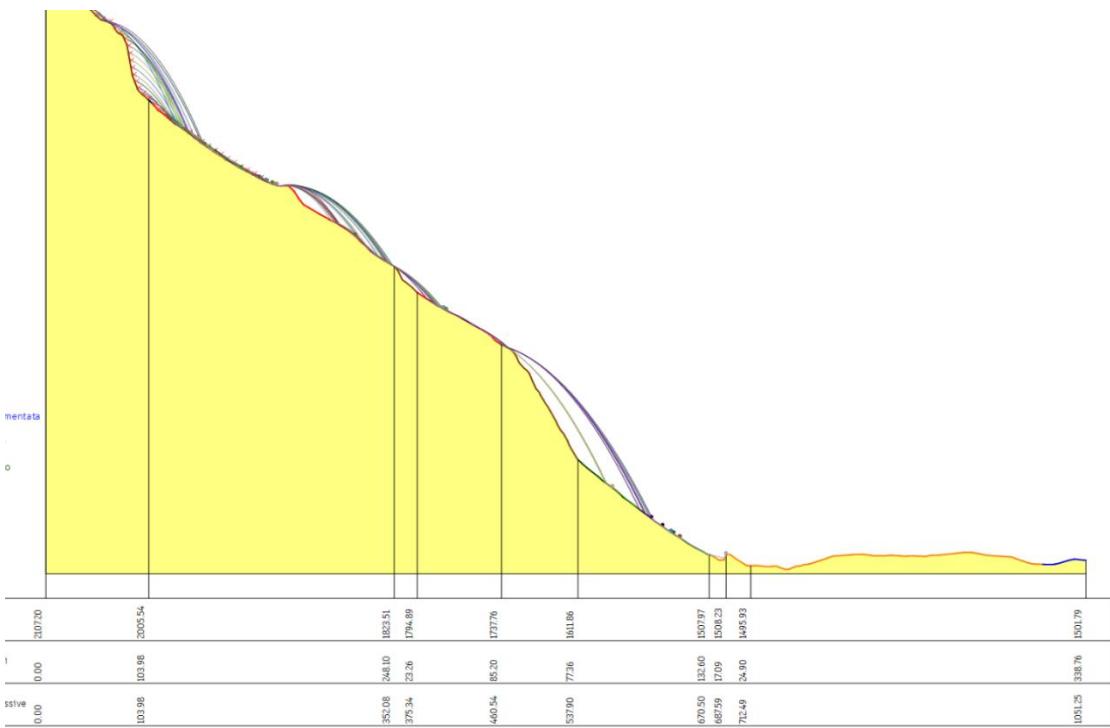


8.4.2 Traiettoria n. 2

8.4.2.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

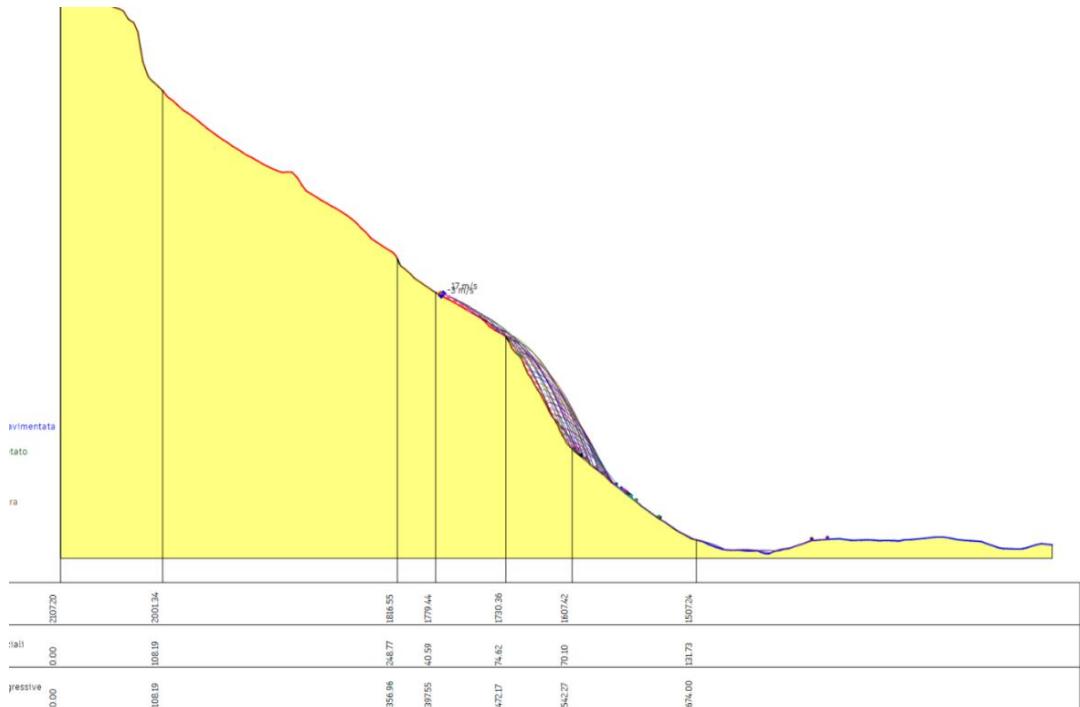


8.4.2.2 Parte alta: Condizioni ex – post

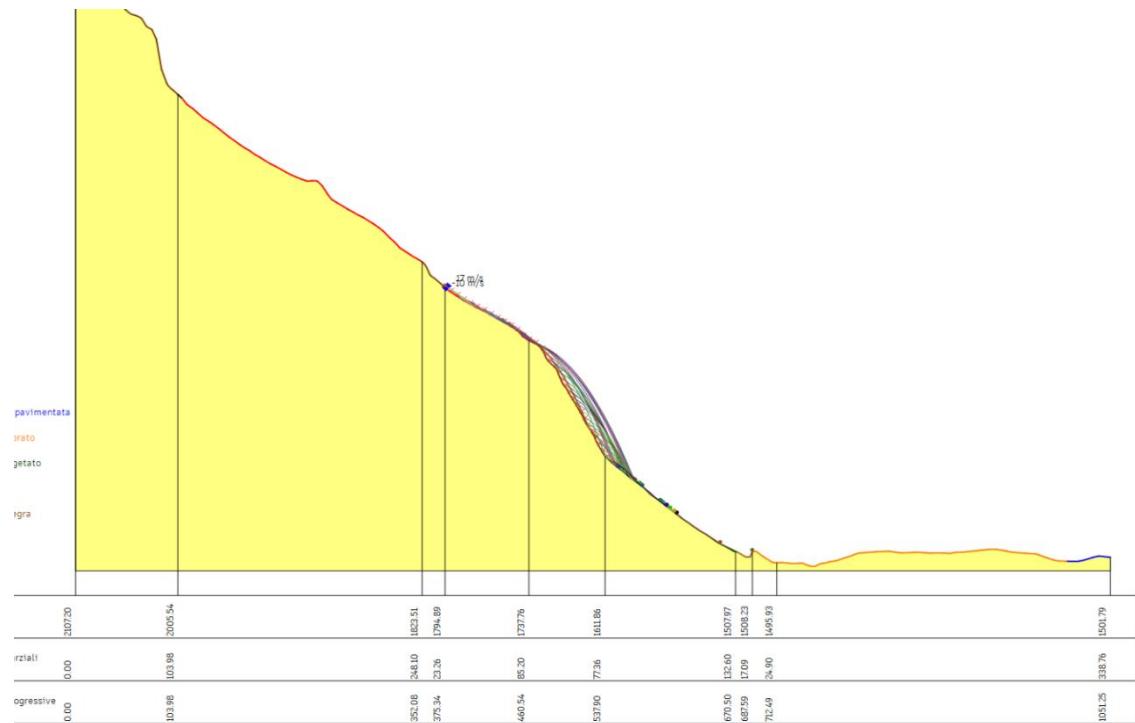




8.4.2.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

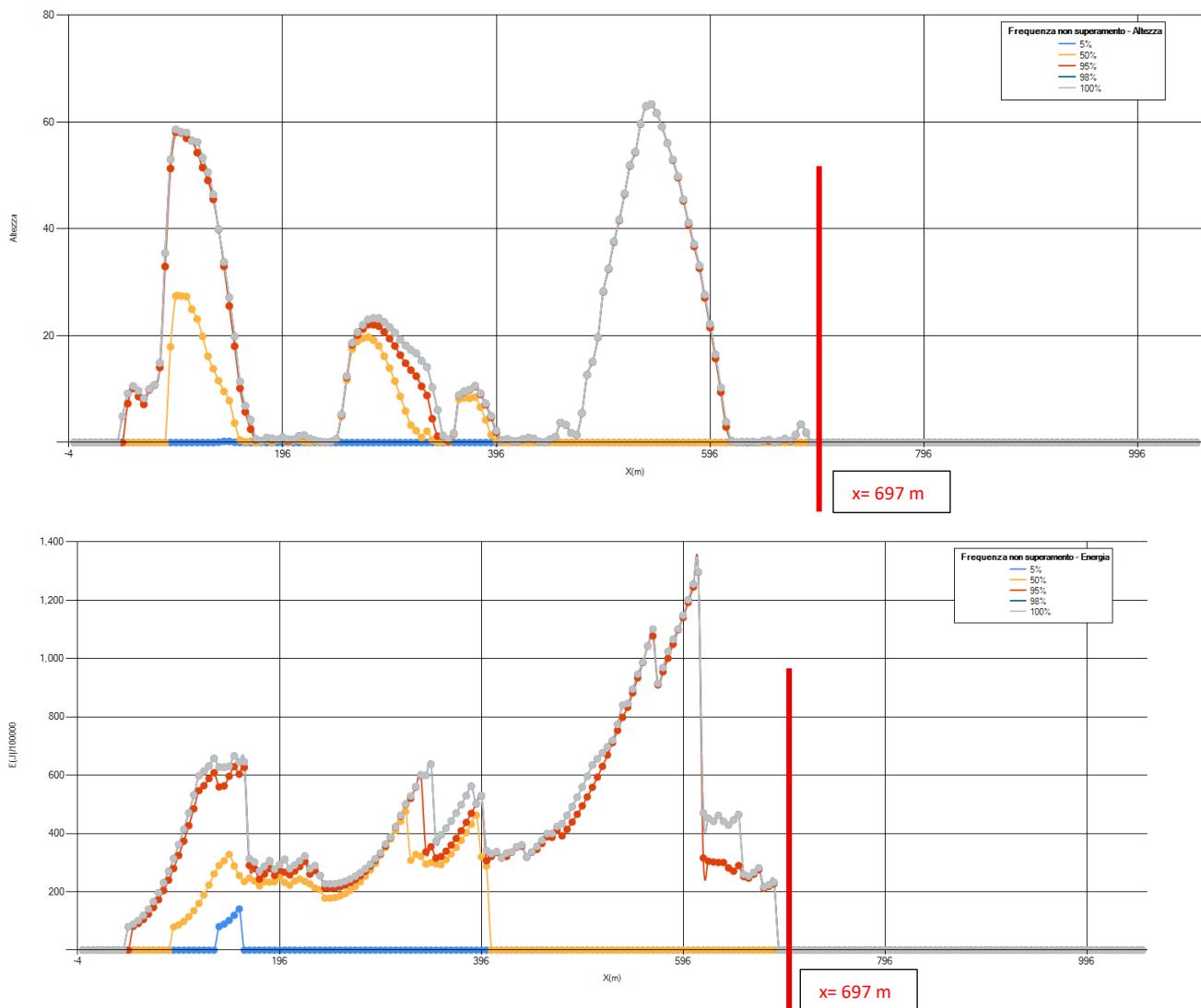


8.4.2.4 Parte bassa: Condizioni ex – post





Dalle analisi effettuate sulla sezione di calcolo n. 2, la presenza del vallo in progetto determina l'arresto di tutti i massi per ogni singola traiettoria analizzata. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 697 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).



% Massi fermati

X (m)	% Massi fermati
187.95	14.28571
237.95	34.28571
287.95	34.28571
337.95	34.28571
387.95	34.28571

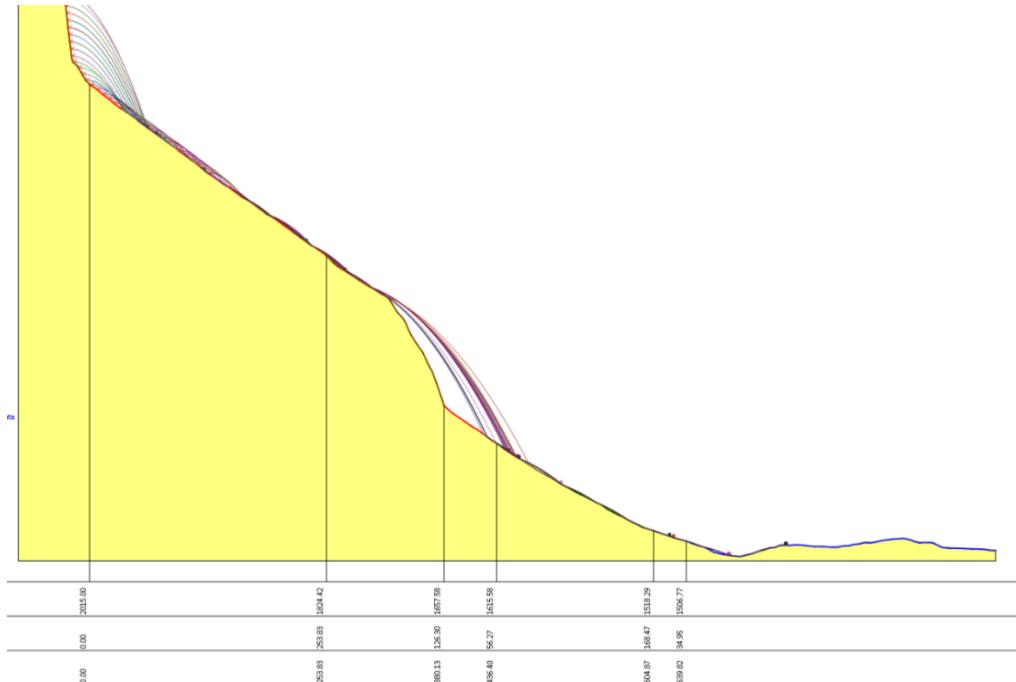


437.95	54.28571
487.95	54.28571
537.95	54.28571
587.95	60
637.95	77.14286
687.95	85.71429
737.95	100
787.95	100
837.95	100
887.95	100
937.95	100
987.95	100
1037.95	100

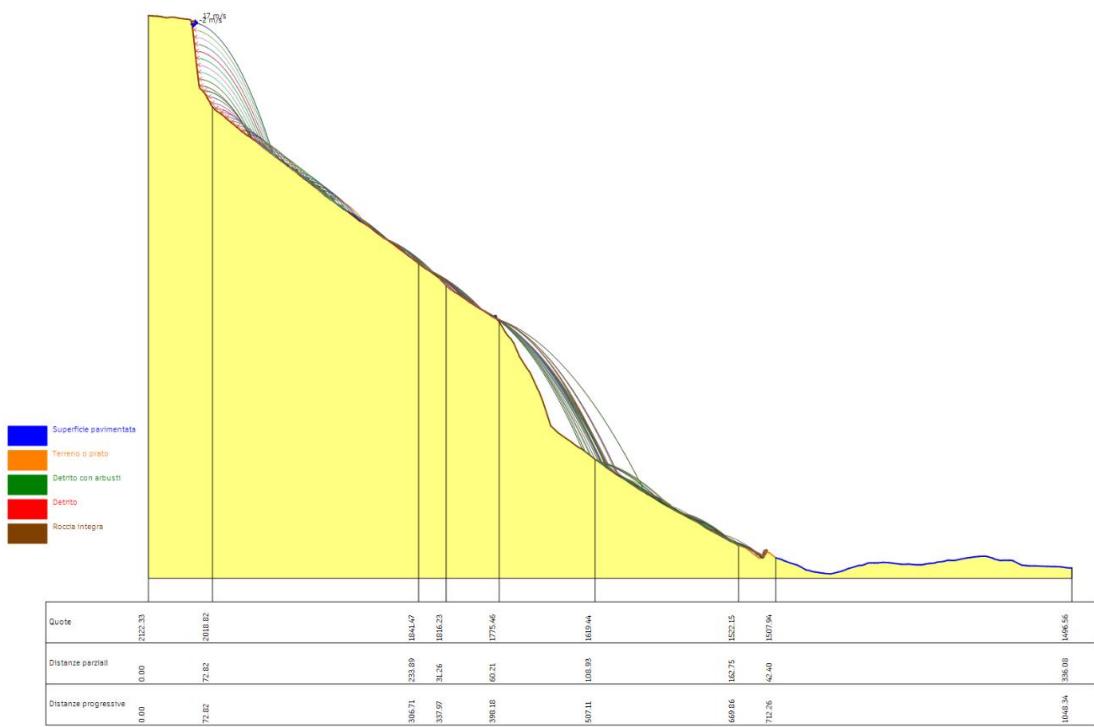


8.4.3 Traiettoria n. 3

8.4.3.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

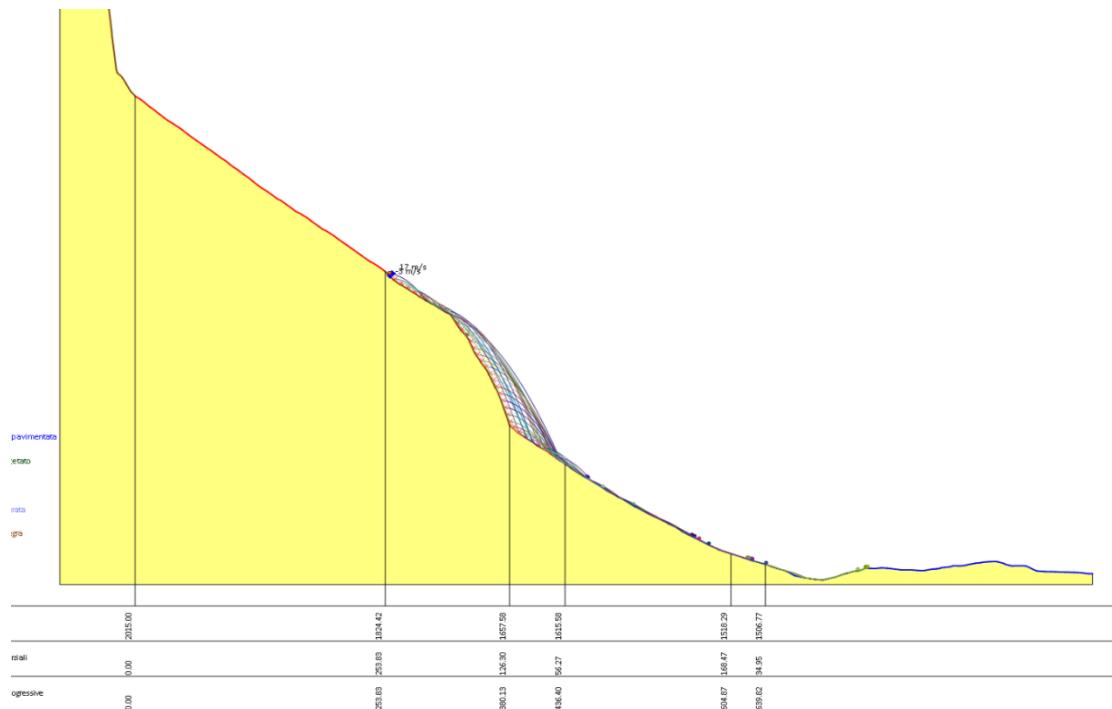


8.4.3.2 Parte alta: Condizioni ex – post

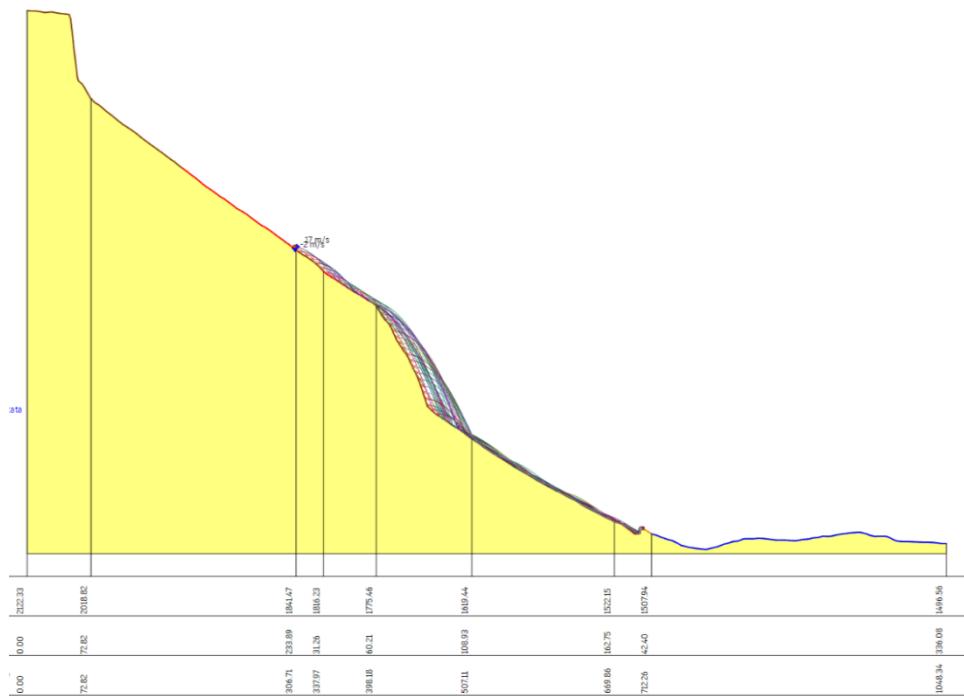




8.4.3.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

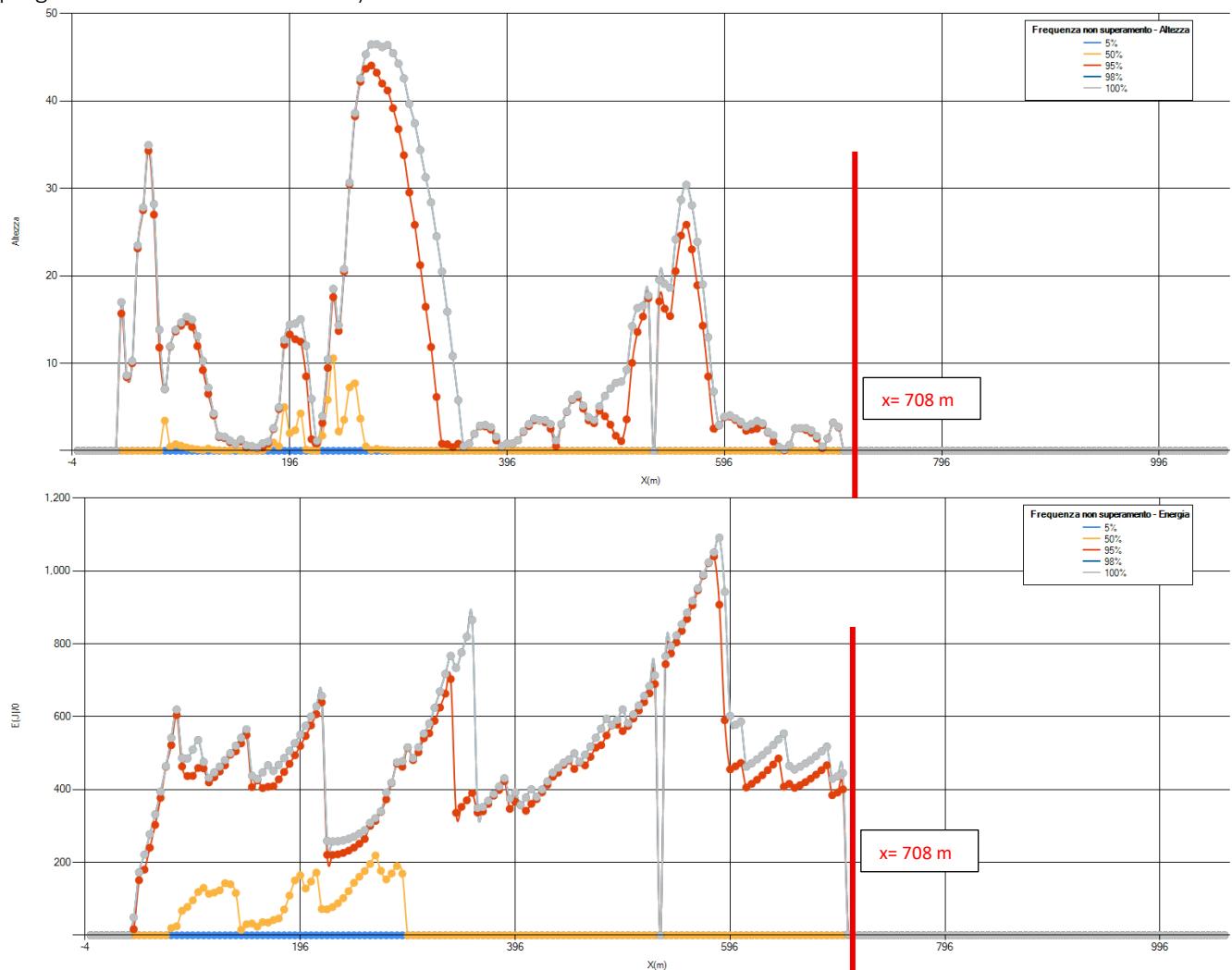


8.4.3.4 Parte bassa: Condizioni ex – post





Anche nella sezione di calcolo n. 3, la presenza del vallo in progetto determina l'arresto di tutti i massi per ogni singola traiettoria analizzata. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 708 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).



% Massi fermati

X (m)	% Massi fermati
131.44	25
181.44	42.85714
231.44	45.71429
281.44	45.71429
331.44	48.57143
381.44	54.28571

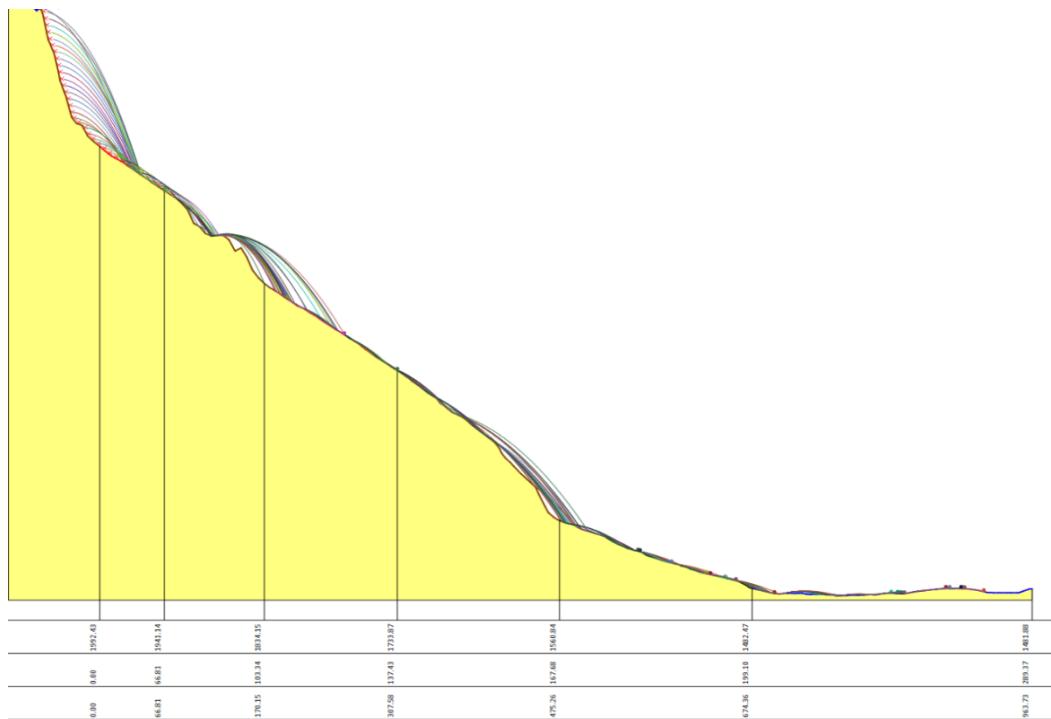


431.44	62.85714
481.44	62.85714
531.44	62.85714
581.44	62.85714
631.44	62.85714
681.44	62.85714
731.44	100
781.44	100
831.44	100
881.44	100
931.44	100
981.44	100
1031.44	100

=====

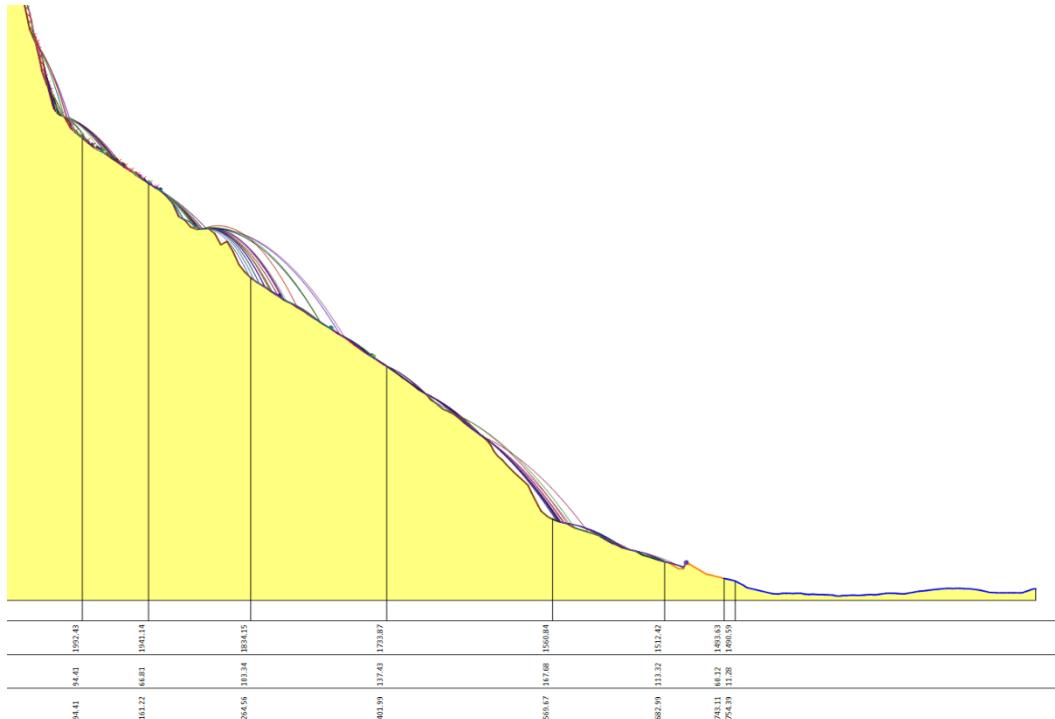
8.4.4 Traiettoria n. 4

8.4.4.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

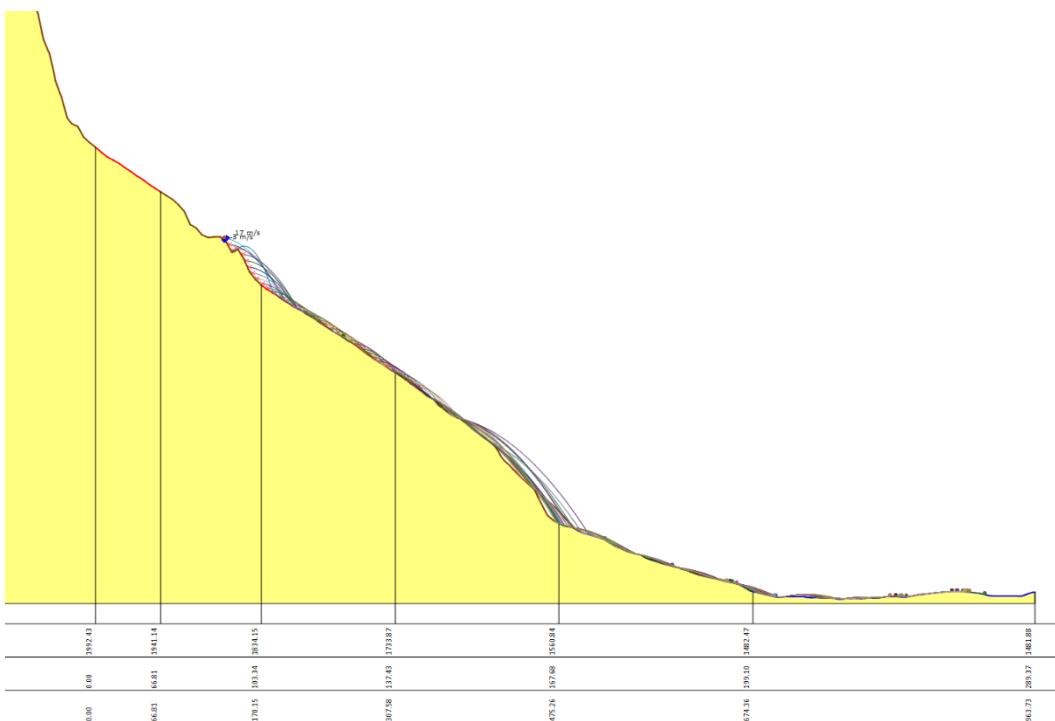




8.4.4.2 Parte alta: Condizioni ex – post

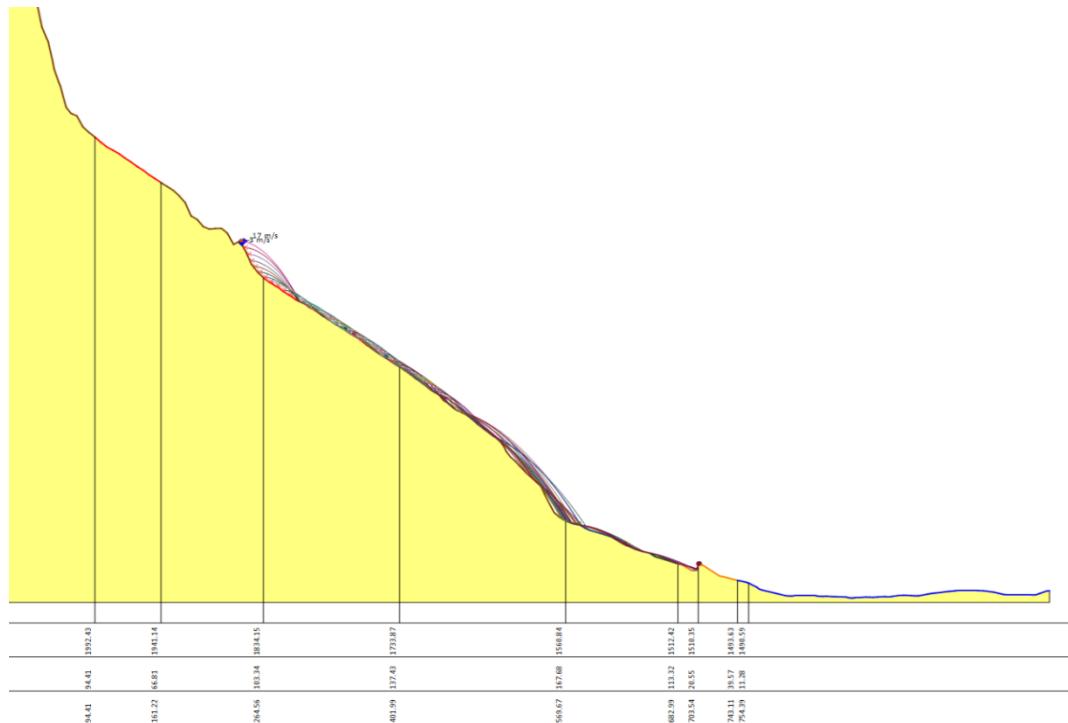


8.4.4.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

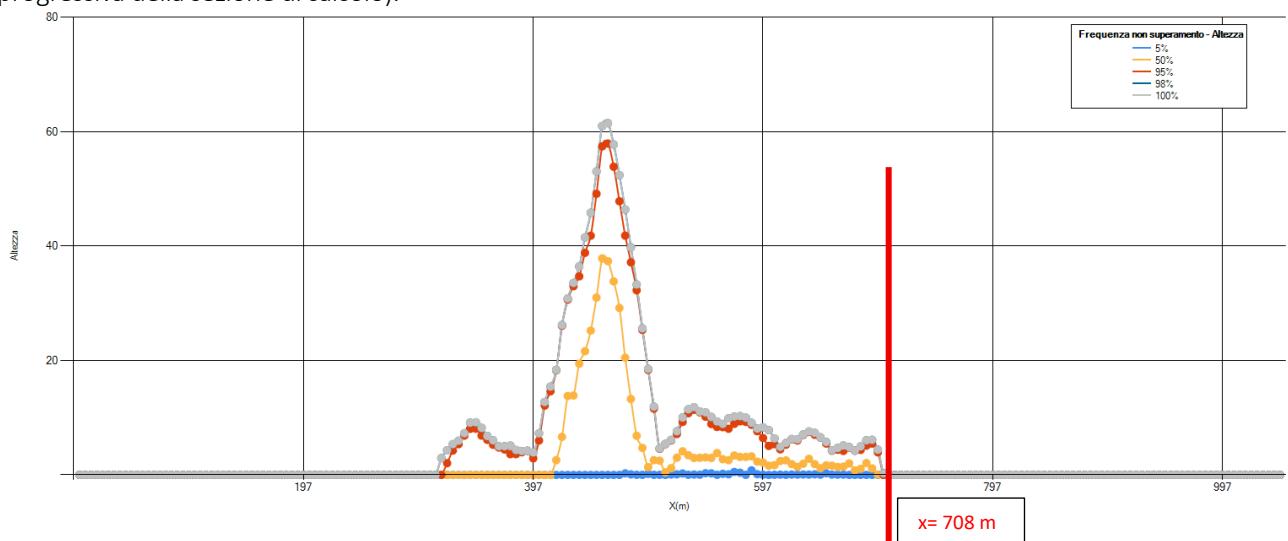


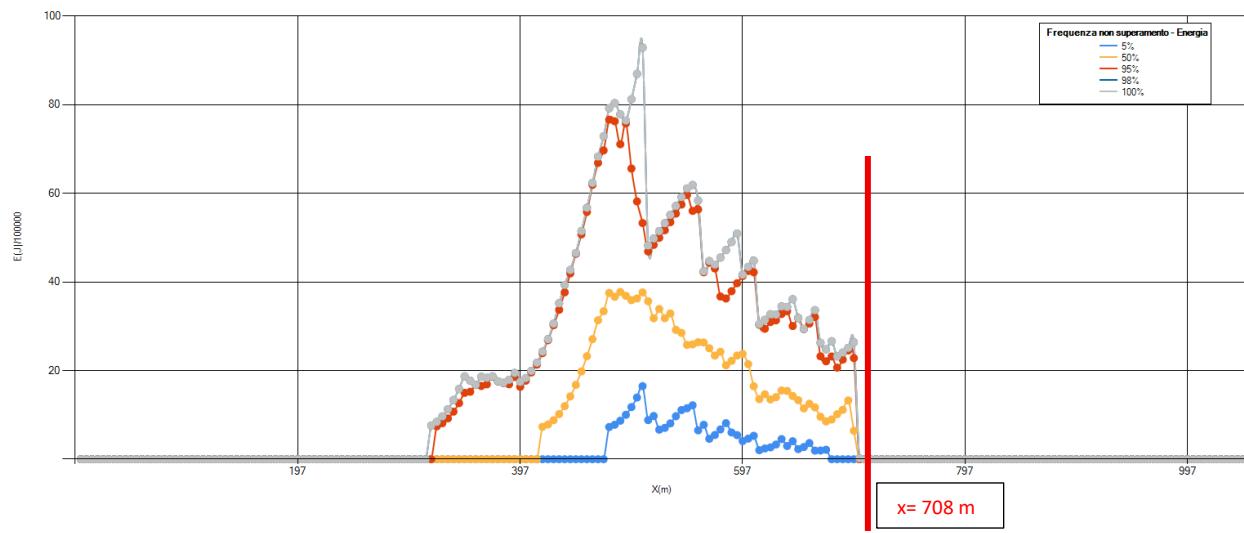


8.4.4.4 Parte bassa: Condizioni ex – post



Anche nella sezione di calcolo n. 4, la presenza del vallo in progetto determina l'arresto di tutti i massi per ogni singola traiettoria analizzata. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 708 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).





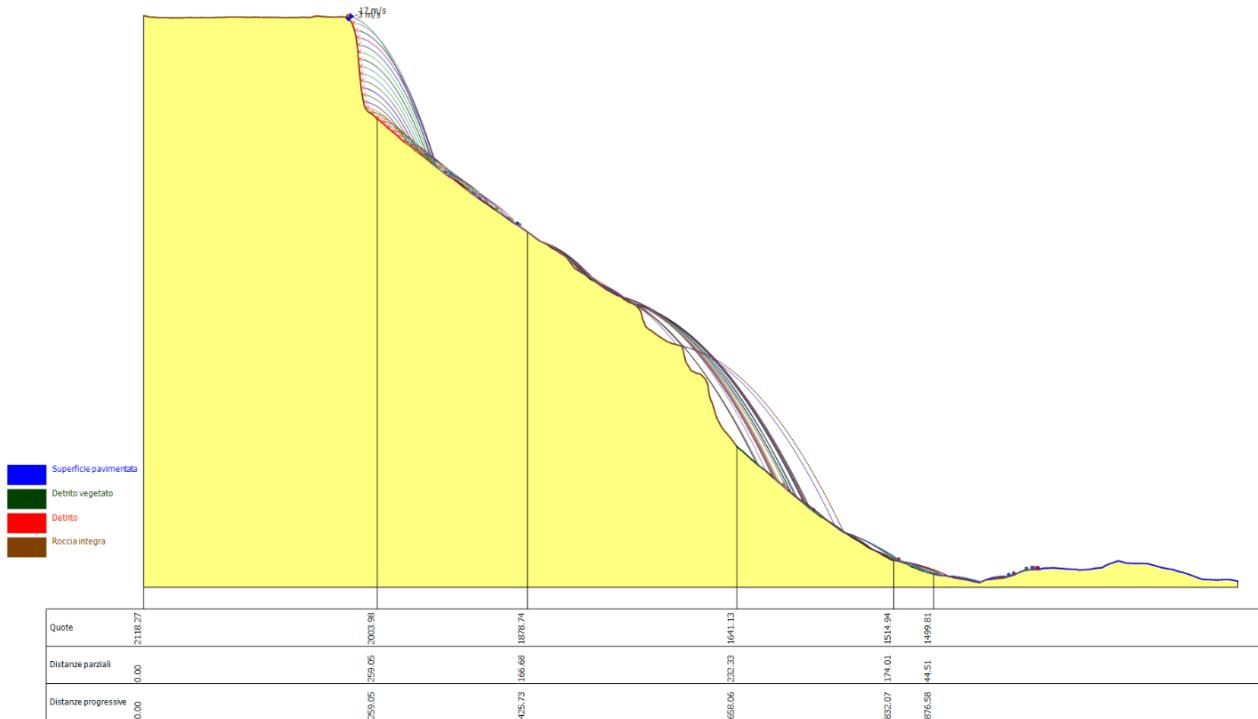
% Massi fermati

X (m)	% Massi fermati
131.44	25
181.44	42.85714
231.44	45.71429
281.44	45.71429
331.44	48.57143
381.44	54.28571
431.44	62.85714
481.44	62.85714
531.44	62.85714
581.44	62.85714
631.44	62.85714
681.44	62.85714
731.44	100
781.44	100
831.44	100
881.44	100
931.44	100
981.44	100
1031.44	100

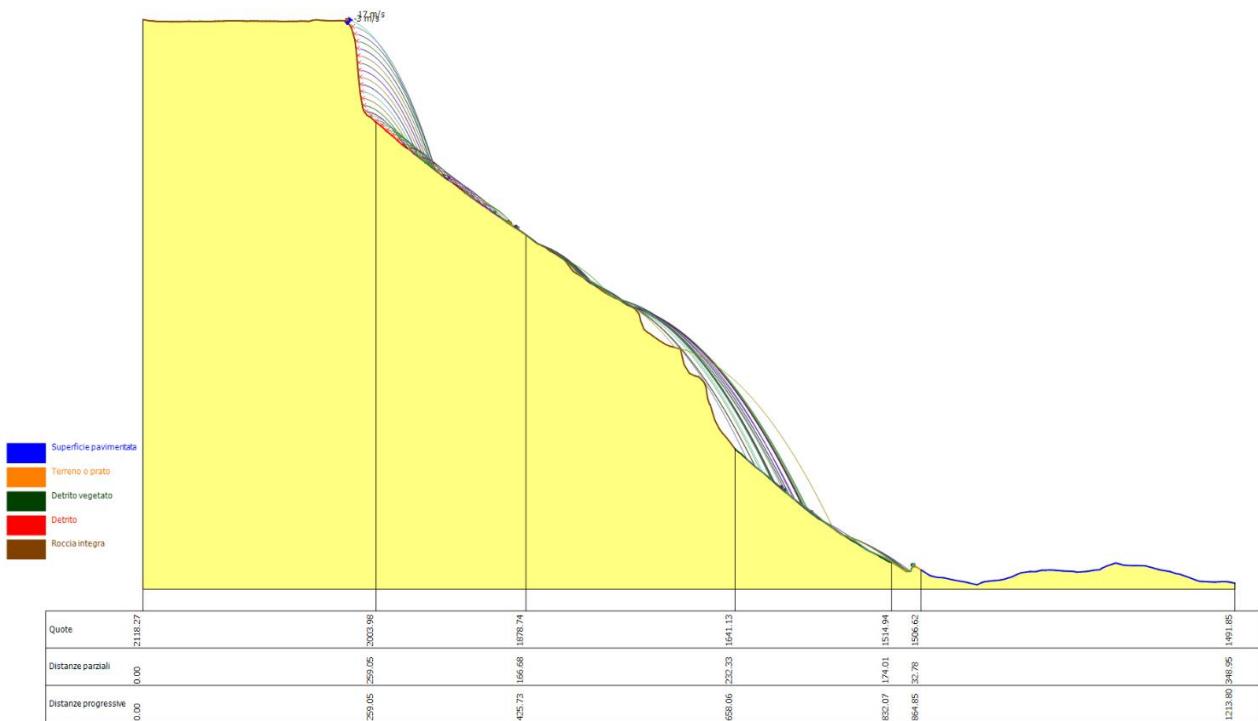


8.4.5 Traiettoria n. 6

8.4.5.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

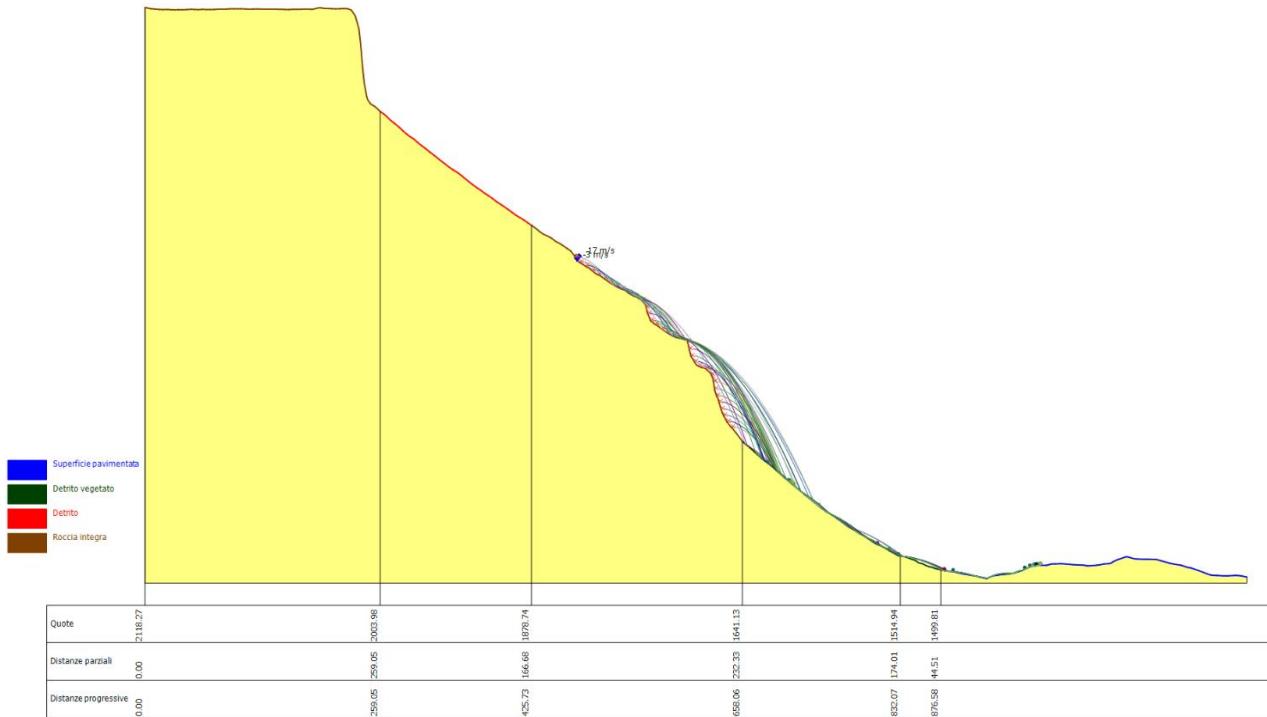


8.4.5.2 Parte alta: Condizioni ex – post

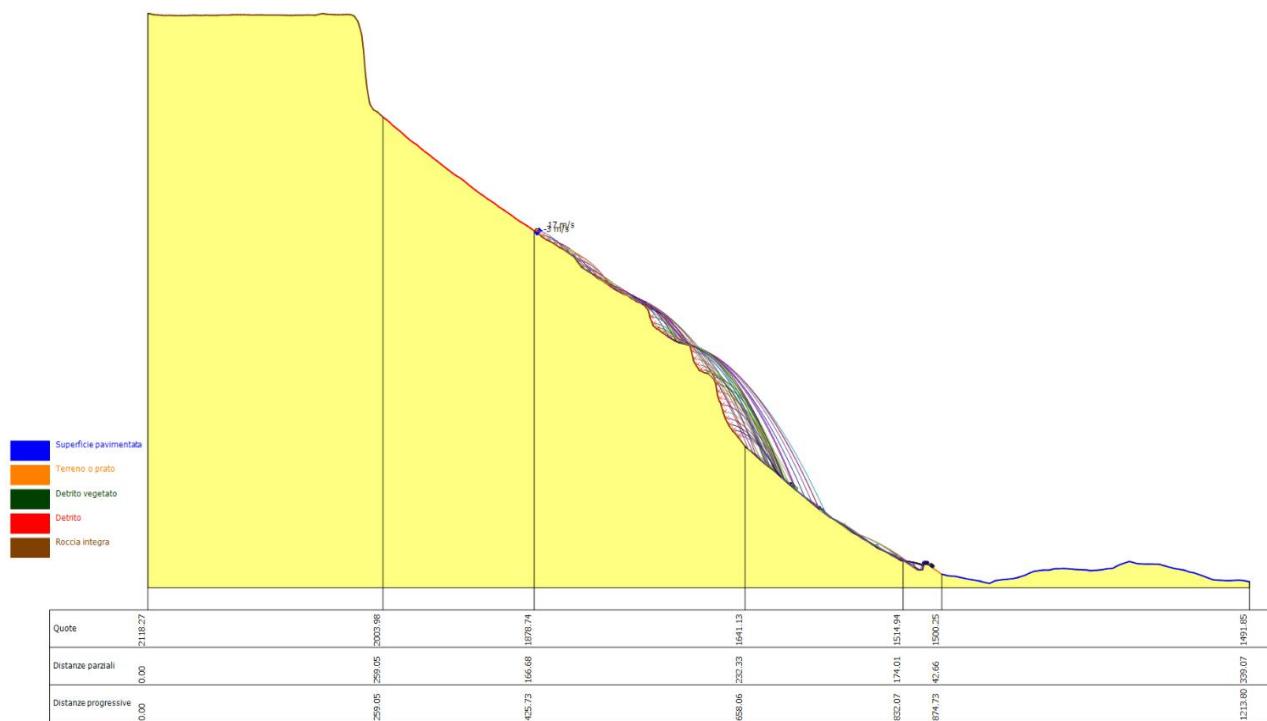




8.4.5.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

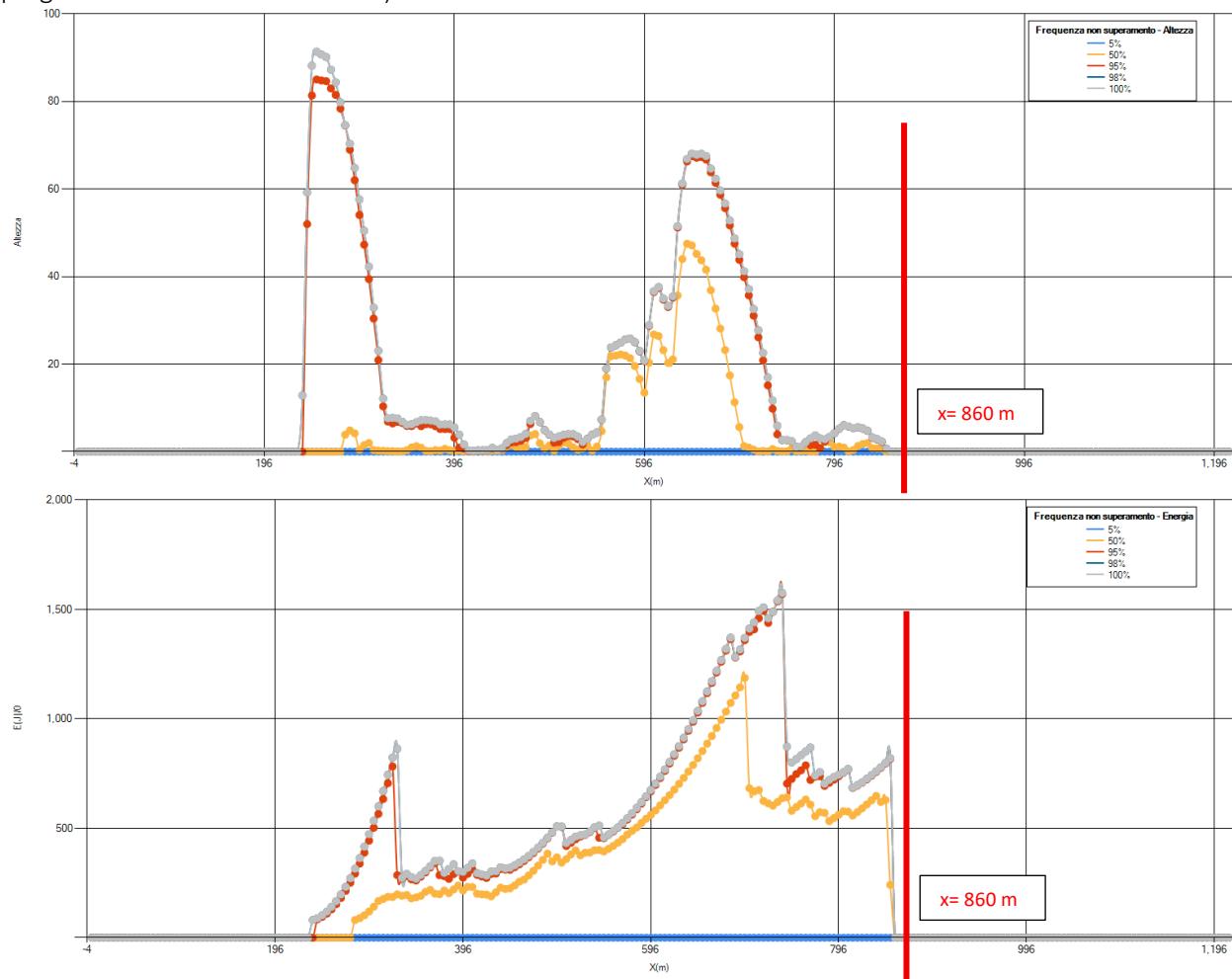


8.4.5.4 Parte bassa: Condizioni ex - post





Anche nella sezione di calcolo n. 6, la presenza del vallo in progetto determina l'arresto di tutti i massi per ogni singola traiettoria analizzata. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 860 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).



% Massi fermati

X (m)

% Massi fermati

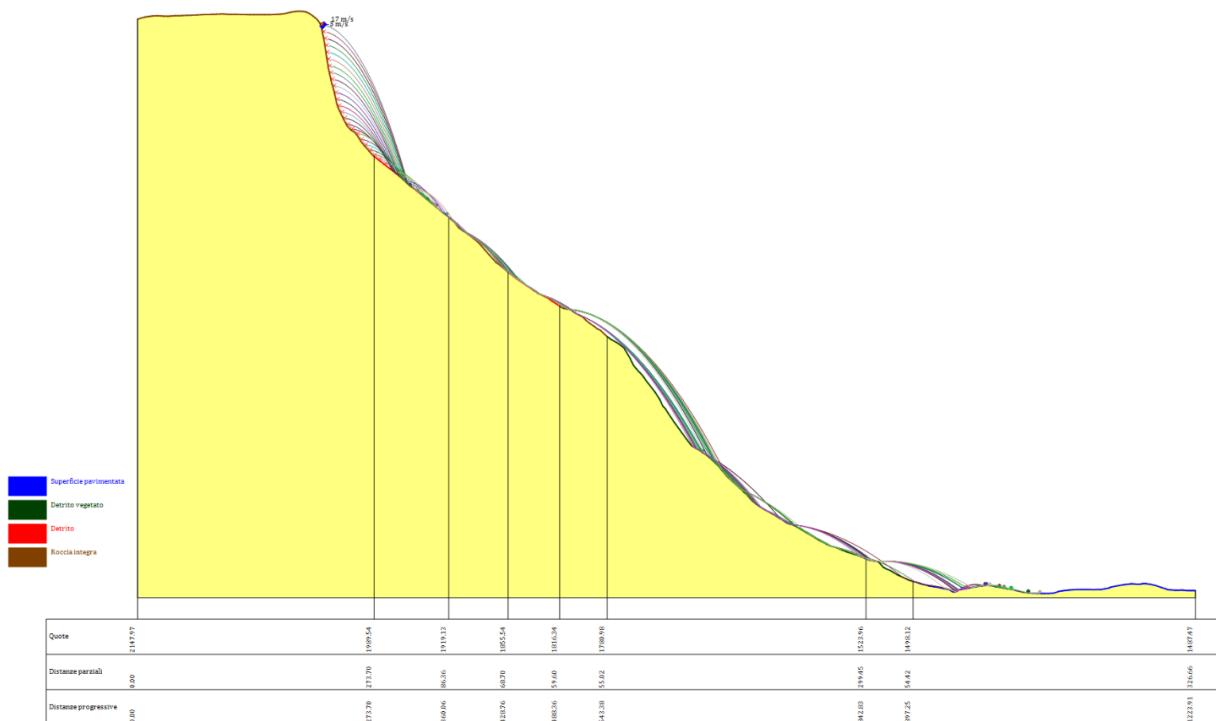
328.31	3.846154
378.31	8.823529
428.31	22.85714
478.31	22.85714
528.31	22.85714
578.31	22.85714
628.31	22.85714



678.31	22.85714
728.31	34.28571
778.31	37.14286
828.31	37.14286
878.31	100
928.31	100
978.31	100
1028.31	100
1078.31	100
1128.31	100
1178.31	100

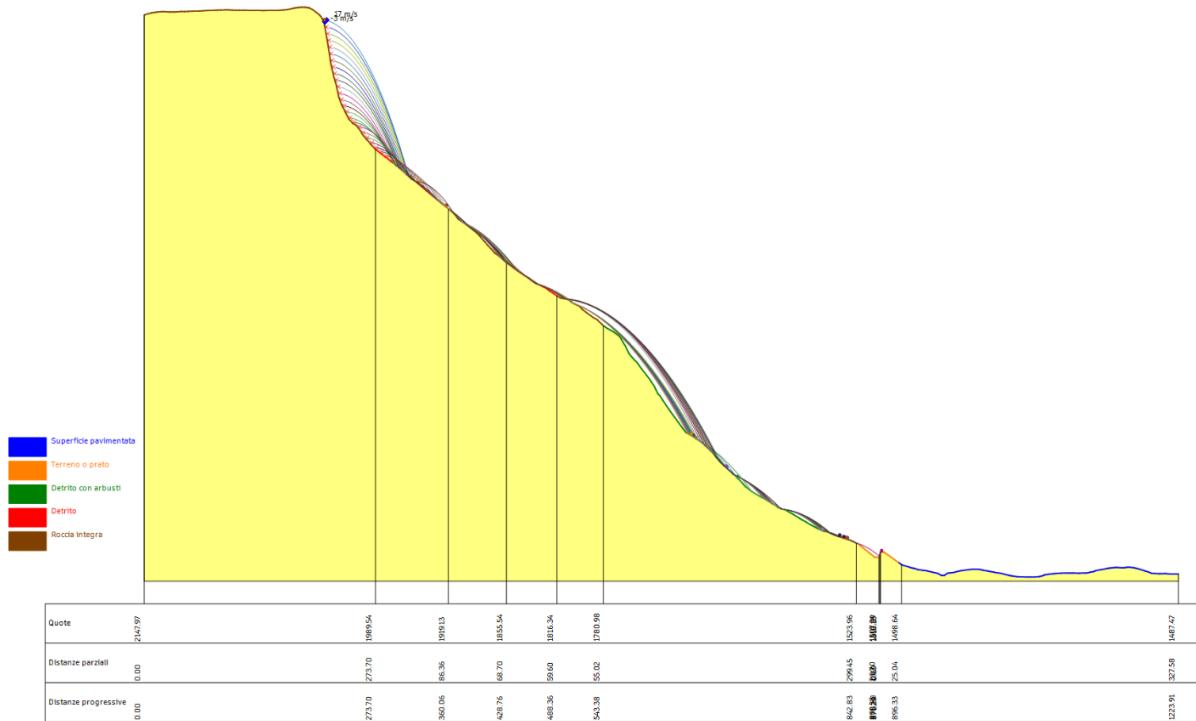
8.4.6 Traiettoria n. 7

8.4.6.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

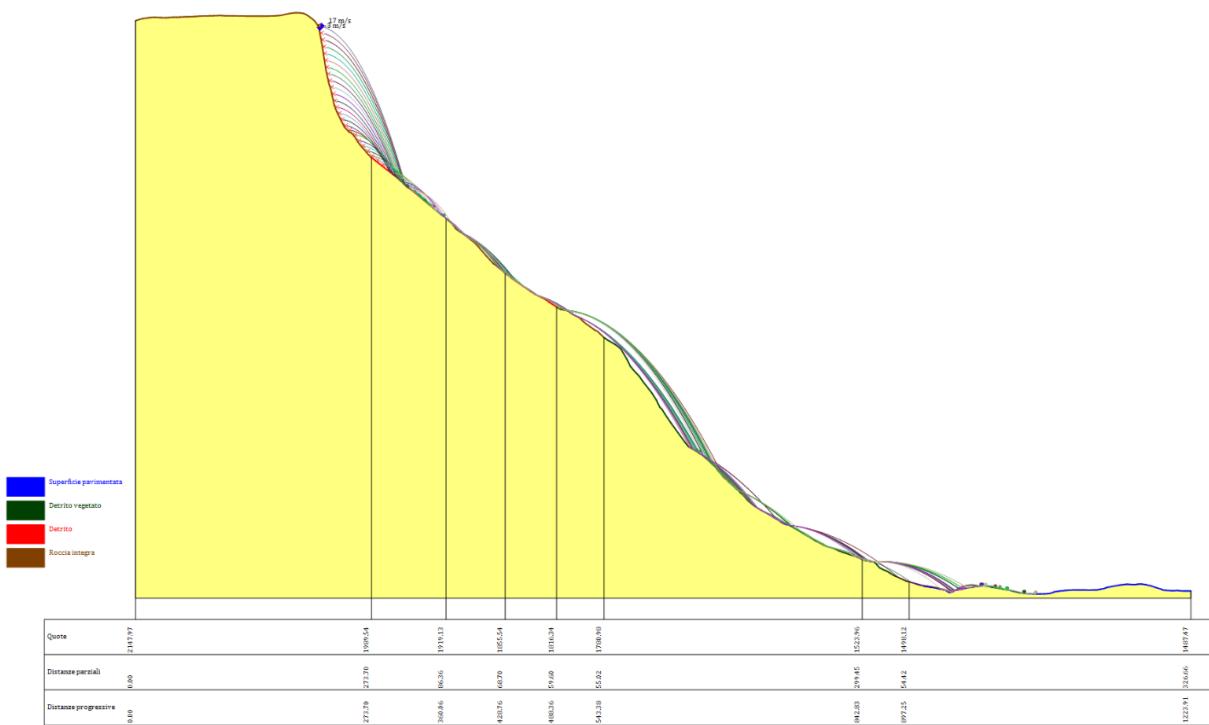




8.4.6.2 Parte alta: Condizioni ex – post

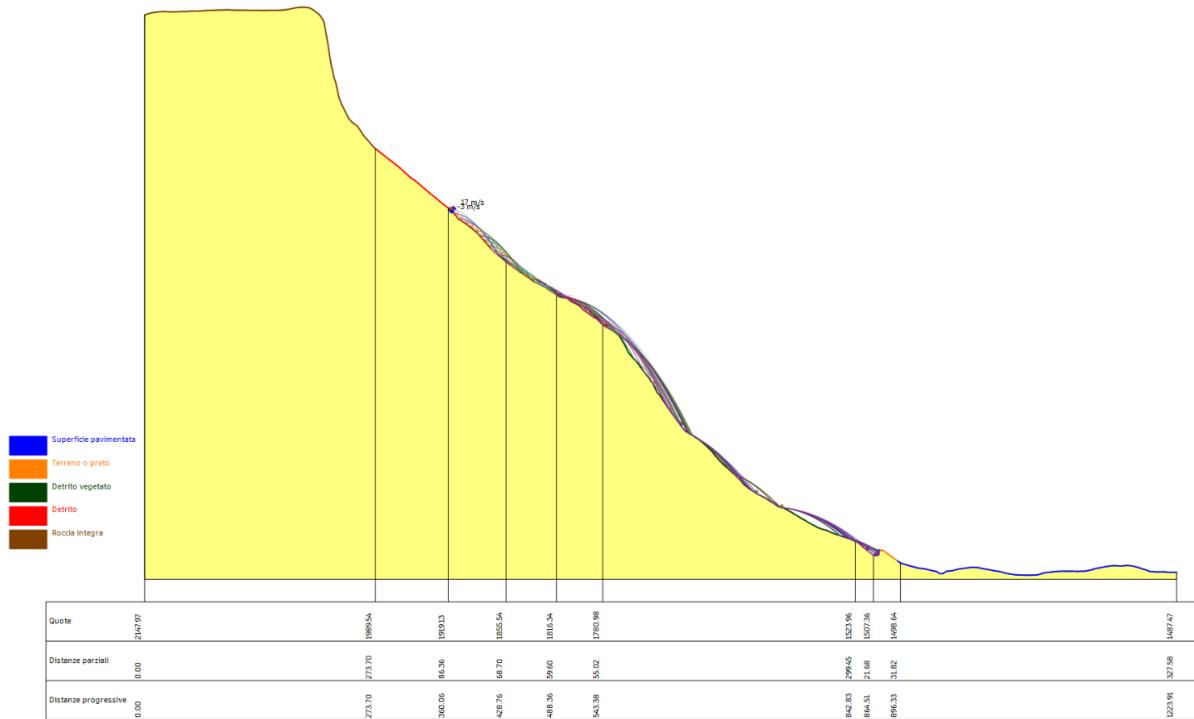


8.4.6.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

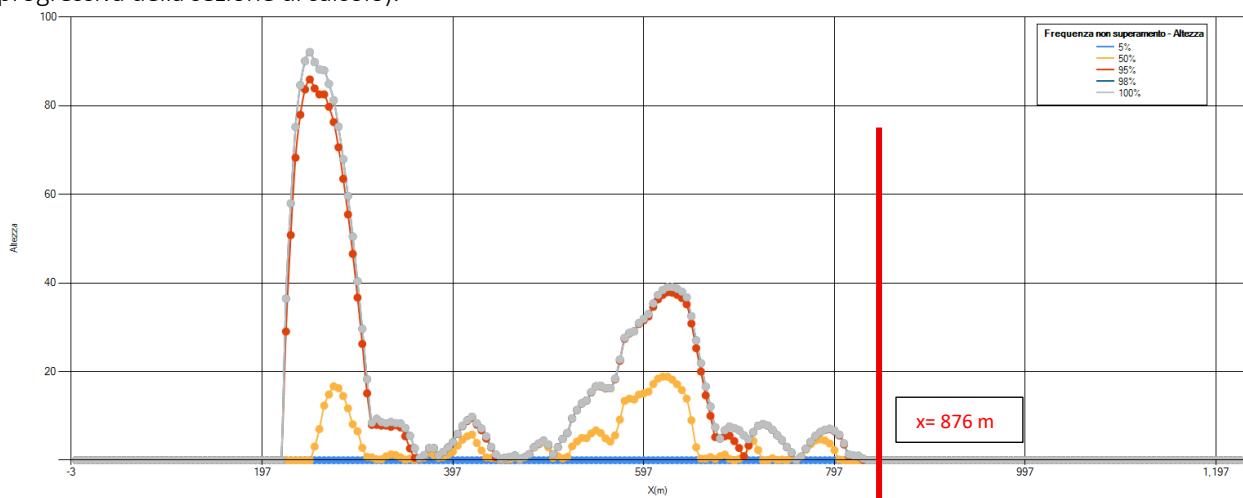


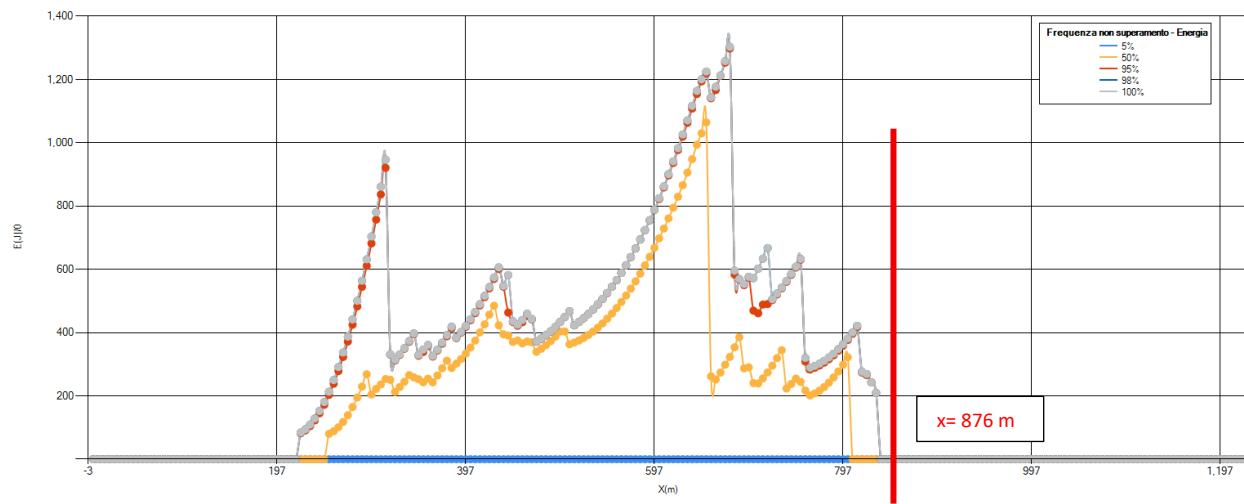


8.4.6.4 Parte bassa: Condizioni ex – post



Nella sezione di calcolo n. 7 si conferma l'arresto di tutti i massi per ogni singola traiettoria analizzata per la presenza del vallo in progetto. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 876 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).





% Massi fermati

X (m)

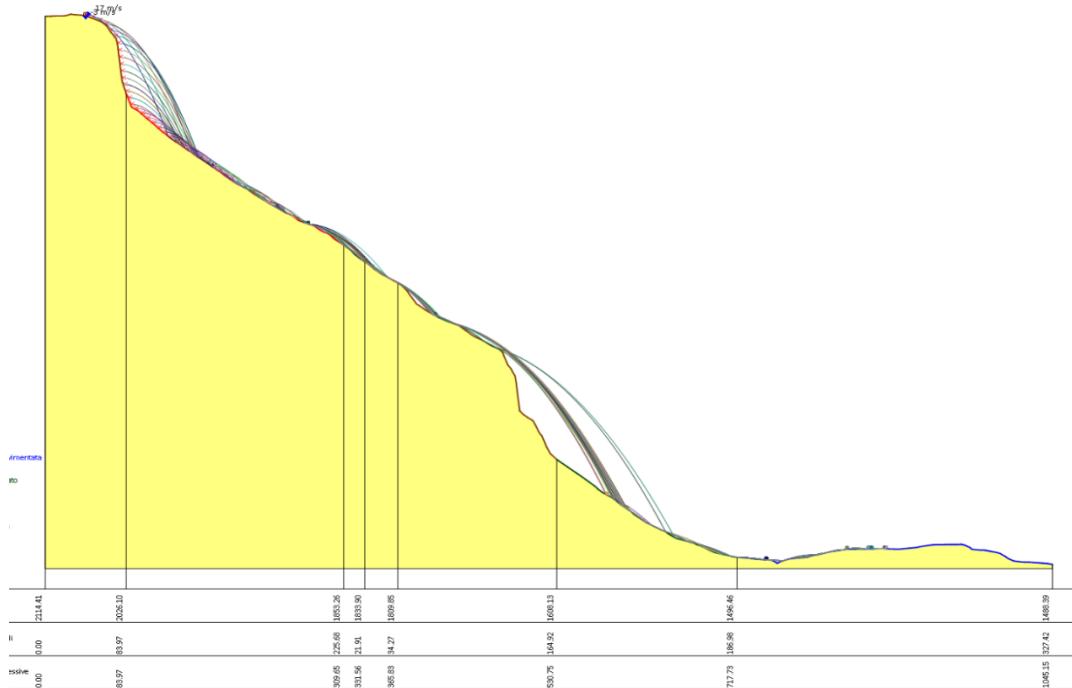
% Massi fermati

365.36	10
415.36	10
465.36	10
515.36	10
565.36	10
615.36	10
665.36	23.33333
715.36	33.33333
765.36	33.33333
815.36	46.66667
865.36	96.66666
915.36	100
965.36	100
1015.36	100
1065.36	100
1115.36	100
1165.36	100
1215.36	100

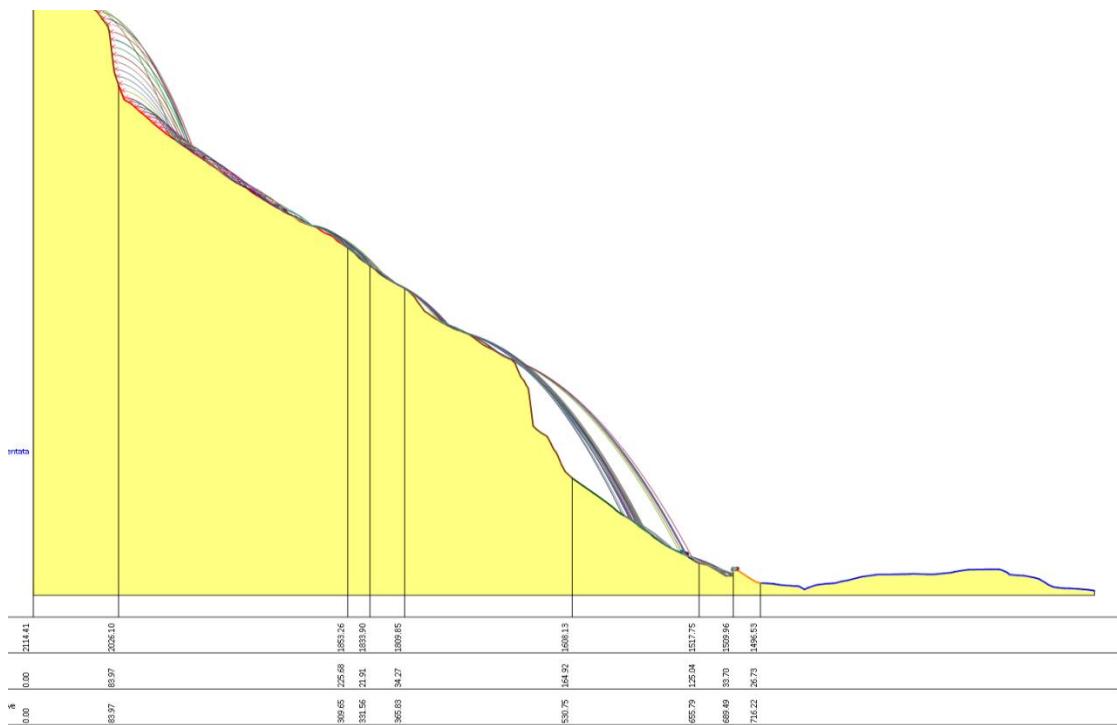


8.4.7 Traiettoria n. 8

8.4.7.1 Parte alta: Condizioni ex – ante

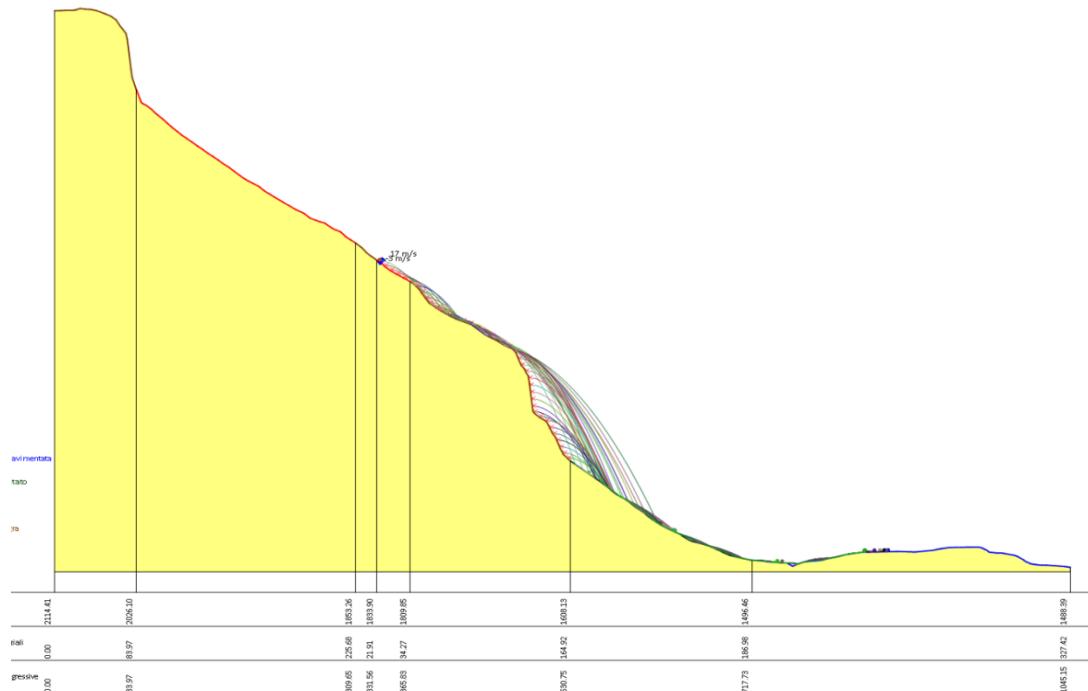


8.4.7.2 Parte alta: Condizioni ex – post

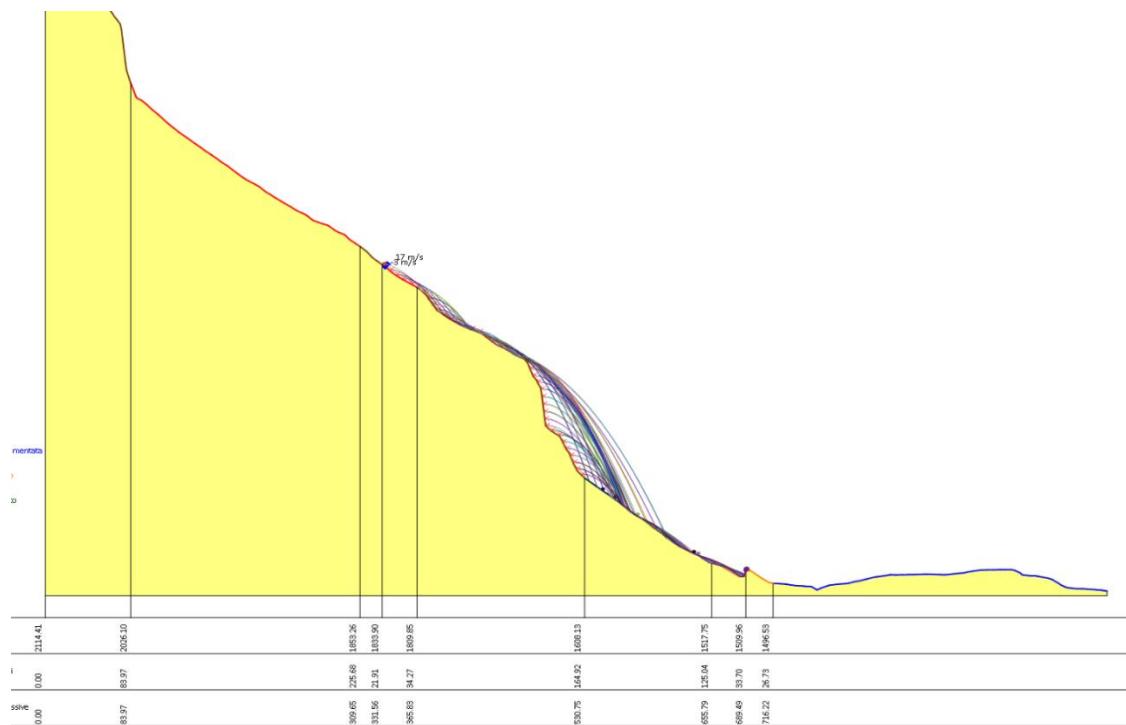




8.4.7.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

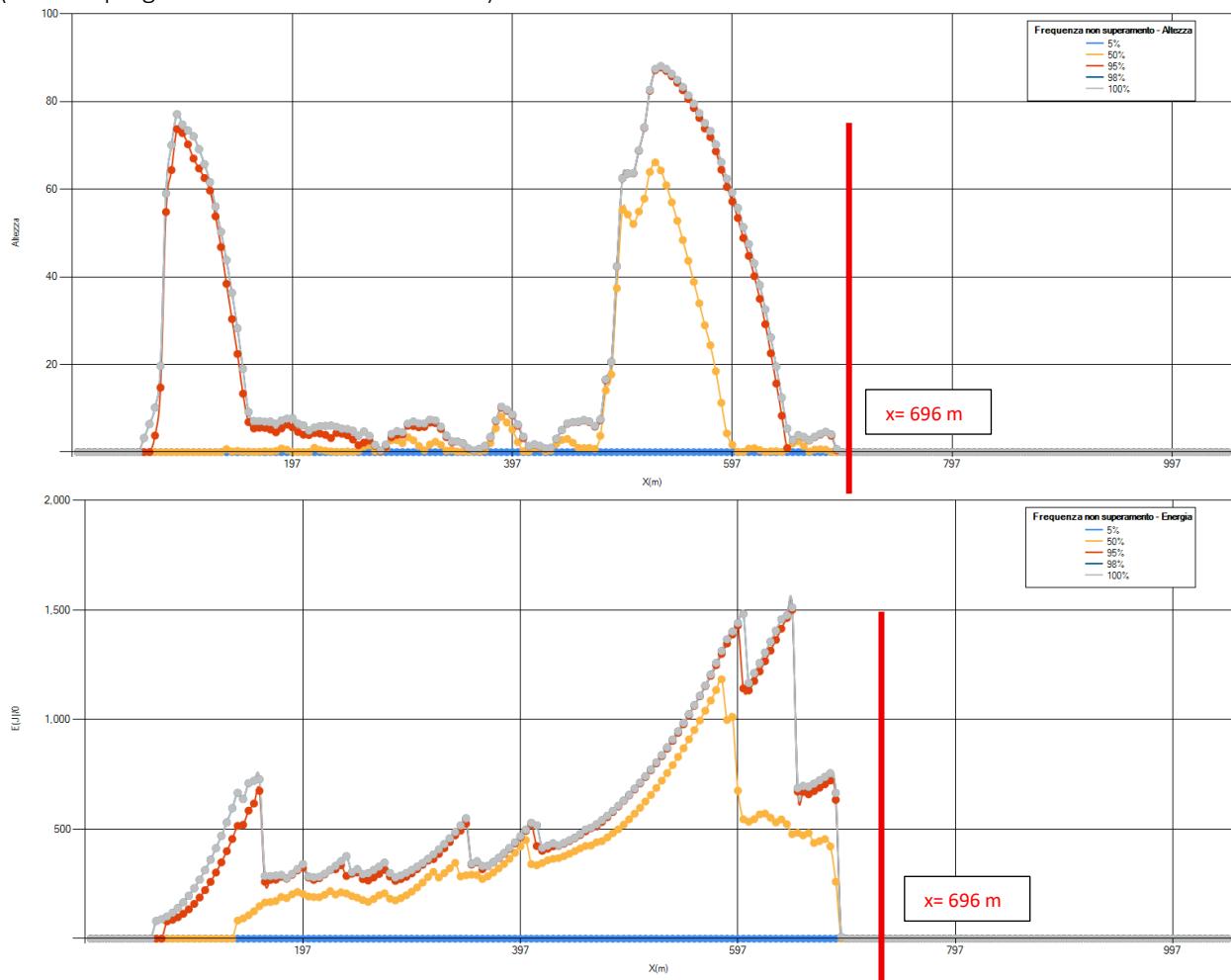


8.4.7.4 Parte bassa: Condizioni ex – post





Nella sezione di calcolo n. 8 si conferma l'arresto di tutti i massi per tutte le traiettorie di caduta massi analizzate in corrispondenza del vallo in progetto. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 696 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).



% Massi fermati

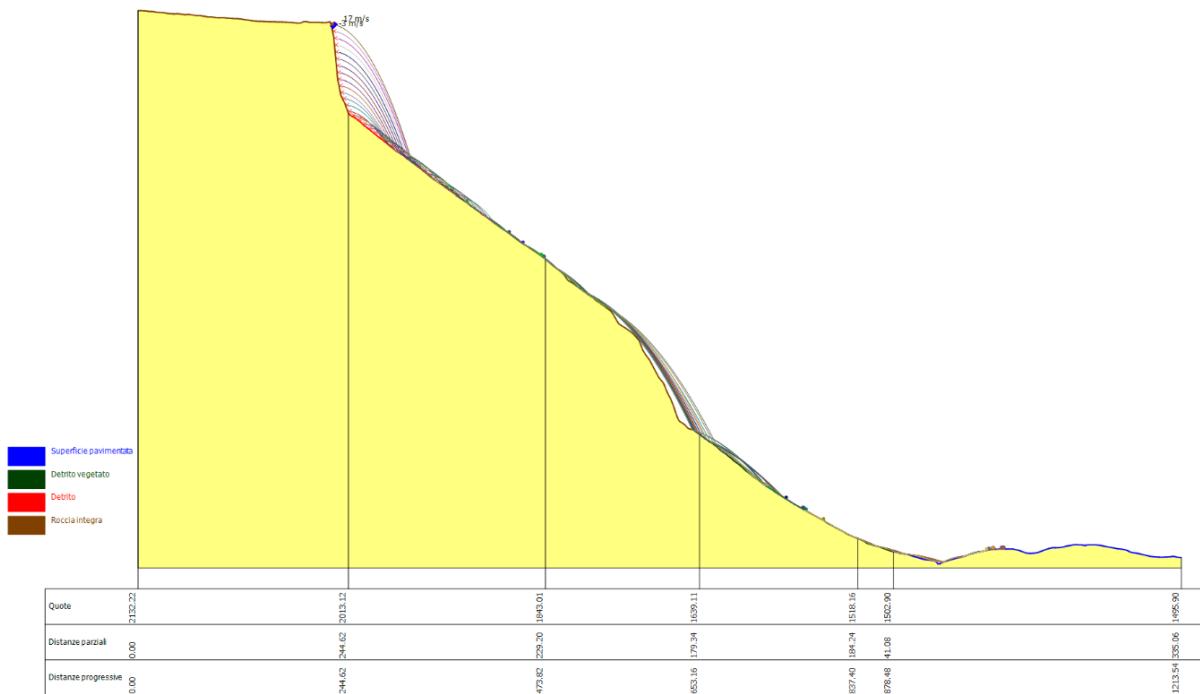
X (m)	% Massi fermati
203.17	3.125
253.17	20
303.17	20
353.17	22.5
403.17	22.5
453.17	22.5
503.17	22.5



553.17	22.5
603.17	25
653.17	25
703.17	100
753.17	100
803.17	100
853.17	100
903.17	100
953.17	100
1003.17	100

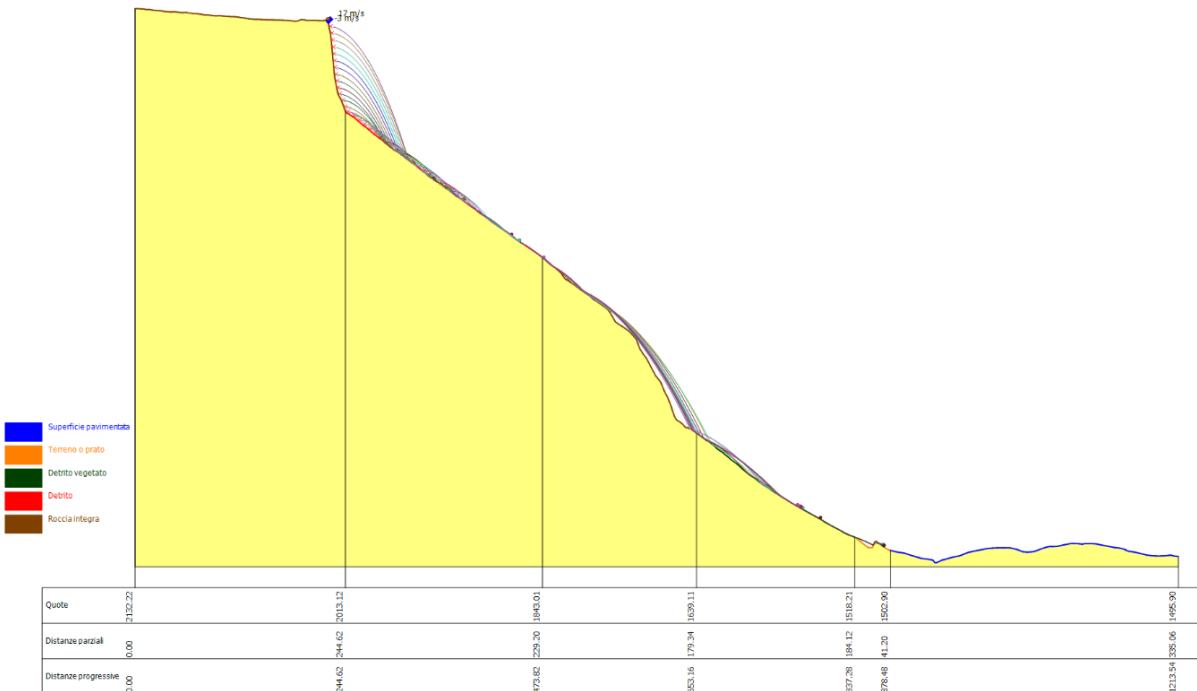
8.4.8 Traiettoria n. 9

8.4.8.1 Parte alta: Condizioni ex – ante





8.4.8.2 Parte alta: Condizioni ex – post



8.4.8.3 Parte bassa: Condizioni ex – ante

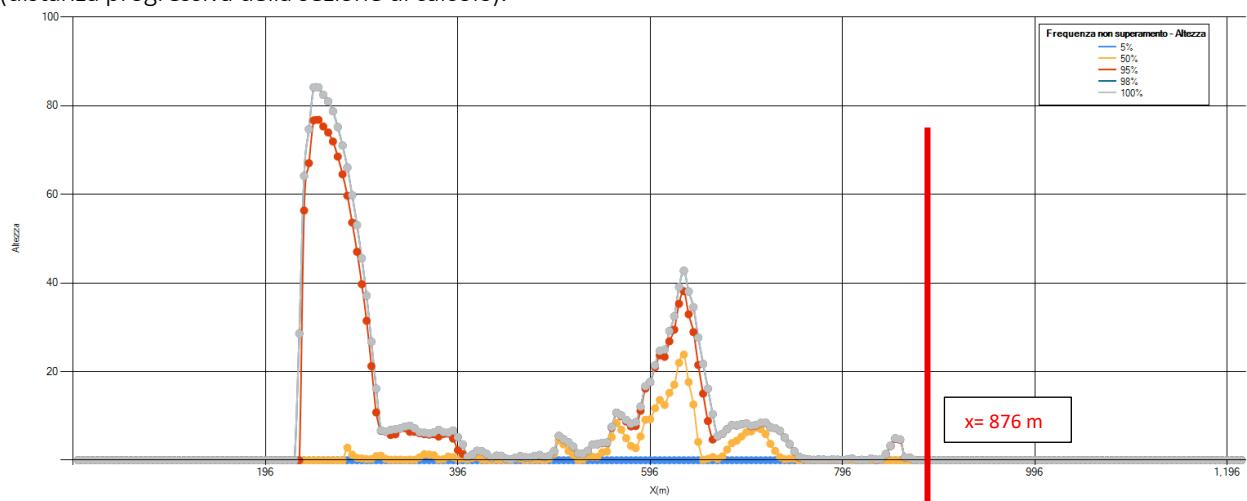


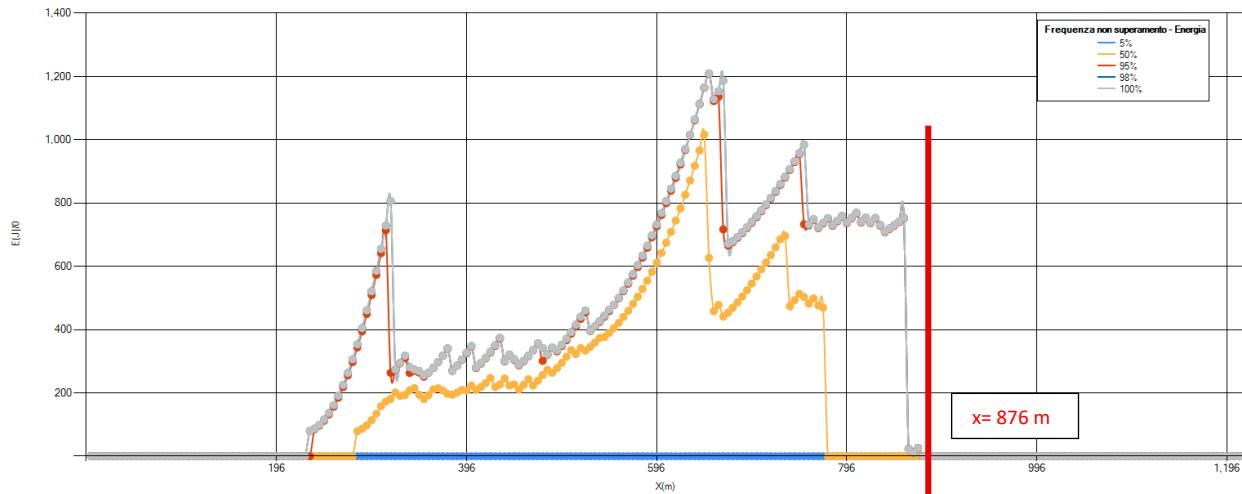


8.4.8.4 Parte bassa: Condizioni ex – post



Nella sezione di calcolo n. 9, si conferma l'arresto di tutti i massi per tutte le traiettorie di caduta massi analizzate in corrispondenza del vallo in progetto. Di seguito si riportano i grafici della frequenza di non superamento dei massi in corrispondenza del punto di posizionamento del vallo in progetto, a cui corrisponde il valore x di 876 m (distanza progressiva della sezione di calcolo).





% Massi fermati

X (m)	% Massi fermati
226.05	100
330.05	3.703704
434.05	22.85714
538.05	37.14286
642.05	37.14286
746.05	42.85714
850.05	65.71429
954.05	100
1058.05	100
1162.05	100

8.5 SINTESI DEI RISULTATI

Come si evince dalle analisi numeriche condotte e dai risultati grafici riportati nelle figure precedenti, la realizzazione di un vallo e di un rilevato paramassi di altezza pari a 6 m posizionati a monte dell'abitato nella configurazione di progetto sono funzionali alla mitigazione del rischio di caduta massi che grava sul comune di Moncenisio, in quanto in grado di determinare l'arresto di tutti i massi di progetto sulle traiettorie di caduta e rimbalzo analizzate e simulate secondo le condizioni al contorno descritte.

Occorre evidenziare che l'intervento determina una mitigazione del rischio geomorfologico legato alla caduta massi dal versante. Tuttavia, l'eventuale distacco di blocchi di dimensioni maggiori rispetto a quelli ipotizzati, traiettorie e energie di rimbalzo atipiche e impreviste, distacco di schegge e proiettili a seguito dell'impatto dei



massi su altri blocchi e affioramenti rocciosi potrebbero produrre traiettorie impreviste da parte dei massi, in grado di superare il sistema vallo-tomo con impatto sull'abitato.

Al fine di mitigare ulteriormente tale rischio, è stata pertanto prevista l'installazione, sulla sommità del rilevato paramassi, di una rete paramassi avente altezza di 4 m, in grado di resistere a una energia di impatto di 2000 kJ.



9. VERIFICA DEL VALLO PARAMASSI

9.1 GENERALITÀ

Il rilevato paramassi di altezza pari a 6 m previsto in progetto prevede, lato monte, il sostegno dell’opera mediante ordini di terre rinforzate.

Si riportano nel seguito:

- Le verifiche di deformazione del rilevato nei confronti dell’impatto di un masso delle dimensioni di progetto alla velocità progettualmente identificata dalle analisi numeriche di caduta massi (cfr. capitolo 8).
- Le verifiche di stabilità del rilevato nei confronti dell’impatto di un masso delle dimensioni di progetto alla velocità progettualmente identificata dalle analisi numeriche di caduta massi (cfr. capitolo 8).
- Le verifiche di stabilità del rilevato e il dimensionamento dei geosintetici di rinforzo a superamento delle condizioni di esercizio imponendo le combinazioni previste ai sensi delle NTC 2018.

9.2 VERIFICA DI DEFORMAZIONE DEL RILEVATO A SEGUITO DELL’IMPATTO DI UN BLOCCO

Rimandando per la trattazione teorica e il dettaglio computazionale dell’analisi della deformazione del rilevato in progetto a seguito dell’impatto di un blocco delle dimensioni medie di 3.3 m, caratterizzato da un volume di circa 18,8 m³ che impatta sul rilevato ad una altezza di 4 m da terra con una velocità di impatto di circa 24 m/s (energia di impatto di circa 13'500 kJ), si riportano nel seguito i principali risultati dell’analisi svolta.

9.2.1 Parametri di input del modello

Input data			
Trajectory parameters	Height of trajectory (h _i)	4	[m]
	Block size (av.) (d)	3.3	[m]
	type of block	s	[-]
	Impact energy (E _i)	13540	[kJ]
Embankment data	upper width (L _u)	4	[m]
	embankment height (H)	6	[m]
	angle of the valley side (α ₁)	34	[°]
	angle of the mountain side (α ₂)	70	[°]
	thickness of the layer (t)	0.76	[m]
	ground density (γ)	19	[kN/m ³]
	friction soil-reinforcement (φ)	35	[°]
Energy parametr	sliding coefficient (Sc)	0.12	[-]
	elastic coefficient (Ec)	0.03	[-]
	penetration coefficient (P _c)	0.85	[-]



9.2.2 Scorrimento massimo verso valle

Computation of sliding

H	6	[m]
hi	4	[m]
Lu	4	[m]
α_1	0.59	[rad]
α_2	1.22	[rad]
upper thickness (sp1)	4.65	[m]
lower thickness (sp2)	10.75	[m]
upper area (A1)	41.47	[m ²]
lower area (A2)	128.66	[m ²]
ϕ	0.61	[rad]
upper friction force	-16.54	[kN]
lower friction force	2221.73	[kN]
E sliding (Es)	1624.8	[kJ]
valley side sliding (ξ)	0.74	[m]

Dall'analisi si evince che il massimo scorrimento verso valle è quantificabile in 74 cm.

9.2.3 Massima penetrazione del blocco sul paramento di monte

Computation of penetration

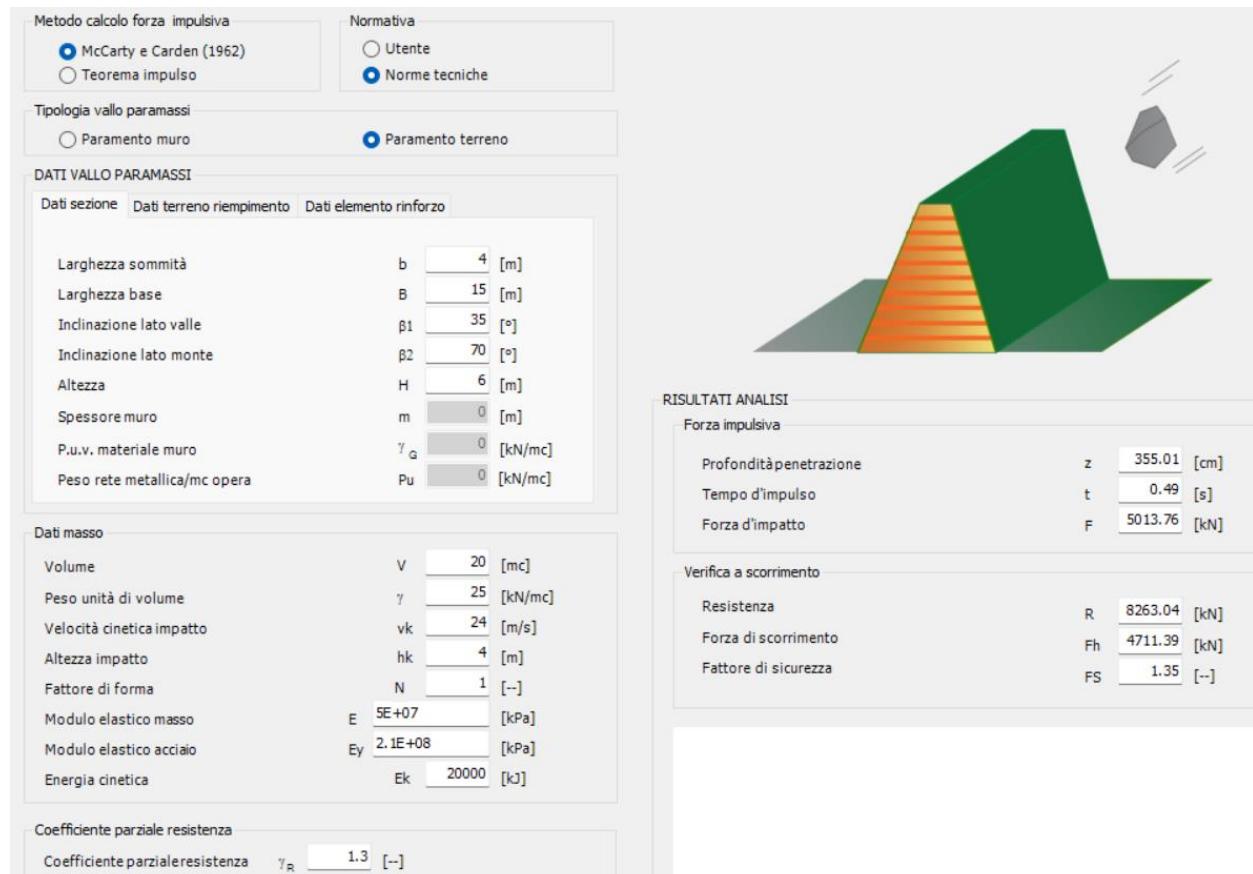
E penetration (Ep)	11509	[kJ]
volume of mountain side penetration (δ_v)	3.45	[m ³]
plastic penetration (δ)	0.32	[m]
corrected plastic penetration (cube-sfere)	0.38	
total mountain side displacement ($\delta + \xi$)	1.12	[m]

Anche questa condizione risulta essere verificata, in quanto la massima penetrazione plastica calcolata è pari a 38 cm, mentre la massima deformazione sul lato di monte del rilevato risulta pari a 112 cm.



9.3 VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO ALL'IMPATTO DI UN BLOCCO

Si riporta nel seguito la sintesi della verifica di stabilità del rilevato nei confronti dell'impatto di un masso di progetto, rimandando per la trattazione teorica e numerica dell'elaborazione all'ALLEGATO 2.



9.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE E INTERNA DEL RILEVATO PARAMASSI AI SENSI DELLE NTC 2018

Si riporta nei seguenti paragrafi la trattazione teorica legata alle verifiche di dimensionamento delle terre rinforzate previste in progetto a rinforzo del rilevato paramassi.

Si prevede il dimensionamento e la verifica di strutture in terra rinforzata con geogriglie, estruse monodirezionali in HDPE (polietilene ad alta densità) o rete metallica.

Al fine di valutare la tipologia, e quindi la resistenza a trazione caratteristica, e la lunghezza d'ancoraggio degli elementi di rinforzo, sono state effettuate analisi di stabilità interna, globale ed esterna.



I risultati ottenuti da tali analisi forniscono le forze richieste agli elementi di rinforzo, e la disposizione degli stessi, al fine di soddisfare determinati fattori di sicurezza.

Le analisi di stabilità globale e composta sono necessarie al fine di valutare la stabilità del pendio, gli effetti dei sovraccarichi esterni e la valutazione di casi in cui è necessaria una disposizione non uniforme delle geogriglie di rinforzo (tipologia e lunghezza differenti sulla sezione di progetto). Tutte le analisi di stabilità sopra citate sono state realizzate utilizzando un programma di calcolo (Slope e T-Res Geostru) specificamente creato per il dimensionamento di pendii ripidi in terra rinforzata.

Le verifiche di stabilità che seguono e dettagliate in allegato sono basate sulle caratteristiche prestazionali di geogriglie di rinforzo prodotte per estrusione e successiva stiratura in HDPE e giunzione integrale. I parametri di resistenza meccanica sono desunti da un certificato di validità tecnica rilasciato al produttore delle geogriglie da CNR-ITC. L'impiego di materiali differenti rispetto a quelli previsti dalla presente relazione invalida le conclusioni della stessa, in quanto le scelte progettuali non verrebbero confermate. Qualora l'opera venga realizzata con geogriglie differenti, le verifiche di seguito riportate sono pertanto da considerarsi nulle, e nuove verifiche di stabilità dovranno essere effettuate a cura dell'impresa o di chi fornisce le geogriglie.

Innumerevoli sono i vantaggi dovuto all'impiego delle terre rinforzate con paramento rinverdibile rispetto alle opere tradizionali in c.a. e rispetto ai rilevati stradali in terra non rinforzati:

- la rapidità (di circa il 20 % in meno di tempi realizzativi) e la semplicità di esecuzione. Nella fattispecie, la resa per la realizzazione di un intervento in terra rinforzata è di circa 40 m²/giorno di facciata a vista con una squadra di tre operai;
- non necessitano di fondazioni rigide grazie al fatto che tollerano deformazioni molto maggiori rispetto alle opere tradizionali in c.a.;
- non richiedono l'impiego di macchinari pesanti, personale specializzato ed eventuali tempi di maturazione tipici delle opere in c.a.;
- l'economicità grazie alla possibilità di costruire, con lo stesso terreno riempimento, rilevati stradali con facciate più ripide e, pertanto, avere un importante risparmio in termini di volumi di materiale di idonea pezzatura (come suggerito dai capitolati ANAS) da prelevare in cava con conseguente riduzione dei costi di prelievo e trasporto degli stessi;
- il minore ingombro al piede del rilevato rinforzato, inoltre, rende l'intervento più economico in quanto richiede minori costi d'emporio;
- l'esteticità ed il minore impatto ambientale forniti, a fine opera, da un paramento di facciata rinverdito e da una minore ingombro al piede offrono maggiori facilitazioni nel rilascio delle autorizzazioni a costruire anche in aree protette e in aree soggette a particolari vincoli urbanistici o paesistico-ambientali;
- migliore comportamento in condizioni di sollecitazioni sismiche. Le terre rinforzate riescono ad assorbire deformandosi e sollecitazioni sismiche anche di notevole entità, senza peraltro pregiudicare l'integrità e



la funzionalità dell’opera contrariamente alle comuni strutture rigide in c.a. che nelle stesse condizioni rischierebbero di collassare;

- il minore inquinamento ambientale. I mezzi utilizzati per la costruzione delle opere in terra rinforzata producono minori emissioni in atmosfera di CO₂ rispetto a quelle connesse alla realizzazione di opere tradizionali.

Le verifiche di seguito descritte sono state effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nell’aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni (di seguito NTC 2018) approvate con D.M. delle Infrastrutture e dei Trasporti 17/01/2018 (Gazzetta Ufficiale 20 febbraio 2018, n. 42 - S.O. n. 8).

Con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica della sicurezza dell’opera è condotta agli stati limite ultimi (SLU). La verifica agli stati limiti di esercizio, considerata la natura dell’opera, la sua flessibilità e deformabilità, non risulta essere critica, in quanto l’opera può sopportare deformazioni che non ne pregiudicano la funzionalità e l’esercizio. Spostamenti e deformazioni che possano limitare l’uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto si potrebbero manifestare solo per collasso della struttura, e quindi a seguito di condizioni di carico e di sollecitazione ricoperte nelle verifiche allo SLU, più severo. Sulla base delle NTC 2018 le terre rinforzate vengono classificate come muri di sostegno (par. 6.5 delle NTC 2018: “Le norme si applicano a tutte le costruzioni e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile: ... - omissis - ... strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento.”).

Seguendo tale classificazione, per tutte le opere di sostegno debbono essere effettuate tre tipi di verifiche agli stati limite ultimo:

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

Il paramento delle terre rinforzate dovrà essere rinverdibile e inclinato di 70° sull’orizzontale; i rilevati in terra rinforzata dovranno essere eseguiti con la tecnologia dei terrapieni rinforzati con geogriglie monolitiche a giunzione integrale, realizzate al 100% in Polietilene ad Alta Densità (HDPE) estruso o con rete metallica. Le giunzioni delle geogriglie dovranno avere una resistenza non inferiore al 90% della resistenza di picco (EN ISO 10319), dovranno essere parte integrante della struttura della geogriglia e non dovranno essere ottenute per intreccio o saldatura dei singoli fili per garantire la capacità di assorbimento delle forze e di confinamento del terreno. Il materiale dovrà garantire un’ottima resistenza al danneggiamento e all’esposizione ad agenti chimici e biologici.

La facciata della terra rinforzata sarà contenuta da un cassero metallico di guida e di appoggio “a perdere”; il cassero metallico ha una maglia appositamente studiata per l’utilizzo con geogriglie estruse in HDPE e deve essere rivestito internamente con un feltro vegetativo preseminato biodegradabile al 100% oppure con una biostuoia per il supporto all’idrosemina. Le geogriglie dovranno essere certificate dall’ITC-CNR (Istituto per le Tecnologie della Costruzione – Consiglio Nazionale delle Ricerche) per l’impiego come rinforzo nel terreno per garantire una



durata di esercizio di almeno 120 anni e dotate di marcatura CE. Le geogriglie previste per la costituzione delle terre rinforzate dovranno essere realizzate al 100% in Polietilene ad Alta Densità (HDPE) proveniente da aziende qualificate e certificate, stabilizzate agli UV mediante impiego di carbon black.

La resistenza massima a trazione, secondo la norma EN ISO 10319, deve essere non inferiore a quella indicata in progetto e nel seguito specificata. Per la costituzione delle terre rinforzate è prevista la posa di un cassero metallico di guida e di appoggio a perdere (\varnothing 8 mm/maglia 15x15cm) corredata di tiranti di irrigidimento (1 ogni 0,45m), mentre sul paramento a vista si prevede la posa di un fettore vegetativo preseminato per la protezione dall'erosione ed il progressivo inerbimento della facciata a vista.

9.4.1 Programma di calcolo

Seguendo la normativa vigente il presente manufatto in terra rinforzata è stato verificato agli stati limite ultimi. I potenziali meccanismi di rottura per pendii in terra rinforzata (Figura 24) sono di seguito descritti:

1. rottura interna: la superficie di rottura passa attraverso gli elementi di rinforzo
2. rottura esterna: la superficie di rottura passa sotto e dietro il blocco in terra rinforzata
3. rottura composta: la superficie di rottura passa dietro ed attraverso il blocco in terra rinforzata

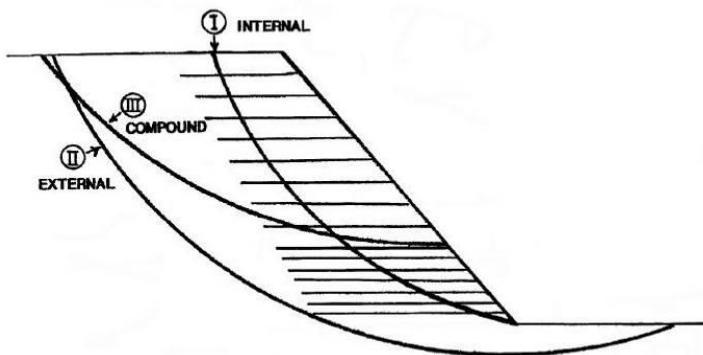


Figura 24 - Potenziali meccanismi di rottura per pendii in terra rinforzata.

Il dimensionamento si basa su versioni modificate dei classici metodi dell'equilibrio limite utilizzati per valutare la stabilità dei pendii, come mostrato in Figura 25.

- Si ipotizzano potenziali superfici di rottura di forma circolare o a cunei.
- Il fattore di sicurezza del pendio è dato dal rapporto tra le forze o i momenti resistenti e le forze o i momenti instabilizzanti.
- L'elemento di rinforzo è rappresentato da una forza concentrata che interseca la potenziale superficie di rottura; aggiungendo la resistenza a rottura fornita da questa forza alla resistenza già garantita dal terreno, viene applicato al rinforzo un fattore di sicurezza pari al fattore di sicurezza relativo alla verifica di stabilità a rotazione.
- La resistenza a trazione di uno strato di rinforzo è assunta pari al minimo tra la resistenza ammissibile a sfilamento dietro alla potenziale superficie di rottura e la sua resistenza ammissibile di progetto a lungo termine.

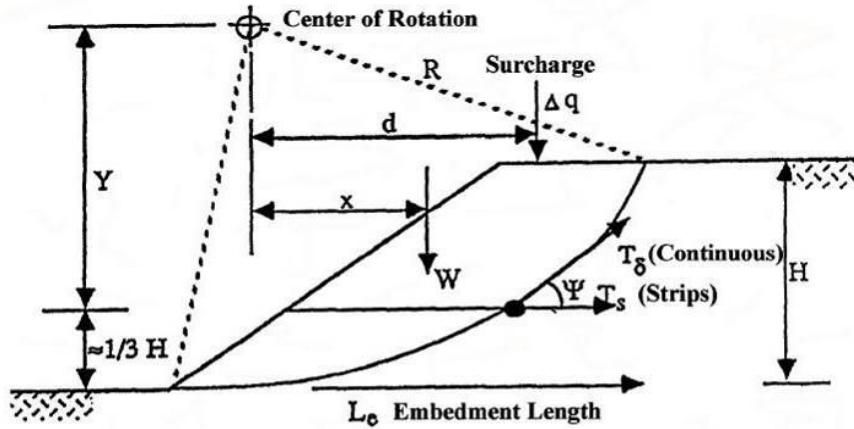


Figura 25 - Metodo dell'equilibrio limite modificato per il dimensionamento di pendii rinforzati.

Una grande varietà di potenziali superfici di rottura deve essere considerata, incluse superfici di rottura profonde, passanti attraverso e dietro il volume di terra rinforzata.

Il fattore di sicurezza critico per la stabilità del pendio si ottiene dalla superficie di rottura del pendio non rinforzato che richiede il massimo rinforzo. Questa è la superficie di rottura caratterizzata dal più grande squilibrio tra il momento instabilizzante ed il momento resistente, ed equivale alla superficie di rottura critica per il pendio rinforzato, caratterizzata dal fattore di sicurezza più basso.

Il dimensionamento del pendio rinforzato avviene attraverso la determinazione del fattore di sicurezza, e la sua successiva modifica fino a quando non viene raggiunto il valore richiesto. L'orientazione della forza di trazione del rinforzo ha influenza sul valore del fattore di sicurezza del pendio. In un approccio conservativo, non viene presa in considerazione la deformabilità del rinforzo; ne consegue che le forze di trazione T_r per unità di larghezza del rinforzo sono sempre assunte orizzontali, nella direzione dei rinforzi stessi.

9.4.2 Sintesi dei risultati delle analisi condotte e caratteristiche dei rinforzi

Si riportano nel seguito i risultati sintetici delle analisi condotte, rimandando per maggiori dettagli all'ALLEGATO 3.

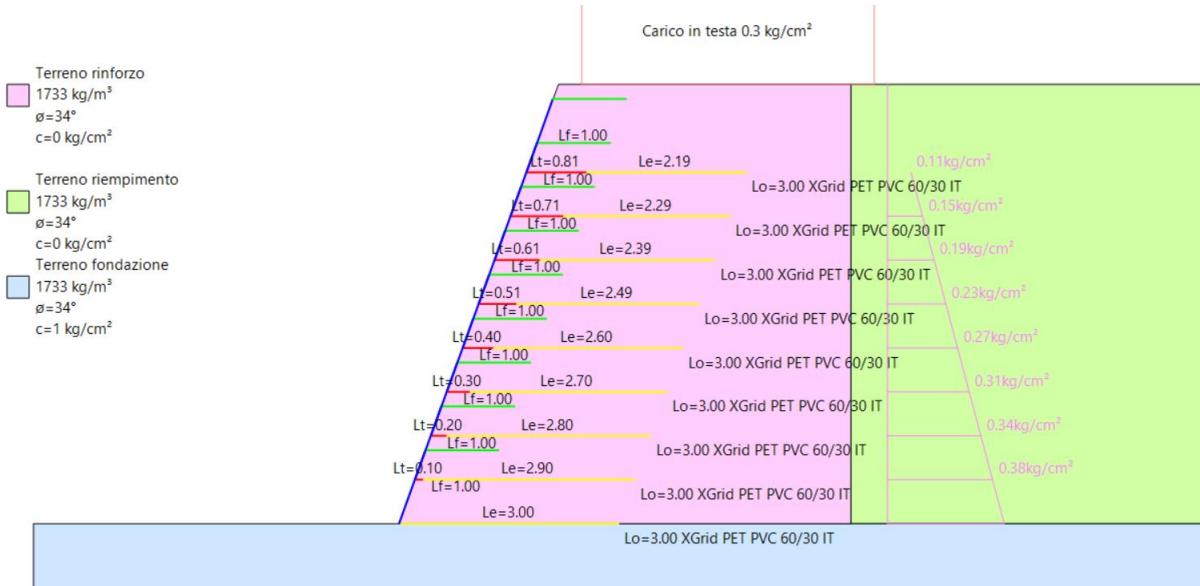


Figura 26 – Modello numerico allestito per le verifiche interne del rilevato paramassi in terra rinforzata

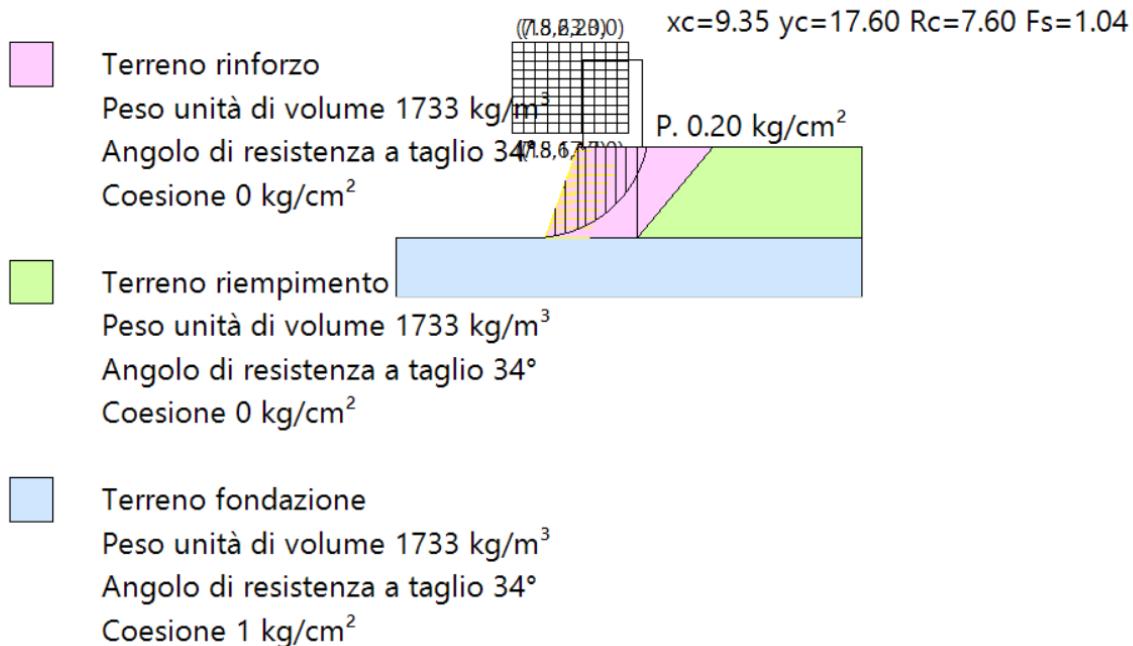


Figura 27 -Verifiche globali del rilevato paramassi ai sensi delle NTC 2018



Le geogriglie di rinforzo indicate sono di tipo mono-orientato (cioè caratterizzate da una resistenza a trazione maggiore in una direzione), prodotte per estrusione in polietilene ad alta densità (HDPE) o rete metallica, e successivamente stirate in direzione longitudinale.

Per il progetto in esame si prevedono le seguenti caratteristiche minime per le geogriglie del rilevato paramassi.

Tabella 3 - Resistenza nominale delle geogriglie previste in progetto

Resistenza di picco [kN/m]
60



10. VERIFICA DELLA BARRIERA PARAMASSI

10.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti indagini sui terreni e sulle rocce, stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e prescrizioni per progettazione, esecuzione e collaudo di opere di sostegno delle terre e opere di fondazione";

D.M. del 14/02/92: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche";

D.M. 16/01/96: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";

Raccomandazioni AICAP "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce";

ETAG 27 "Guida per il benessere tecnico europeo di sistemi di protezione paramassi", EOTA European Organisation for Technical Approvals, gennaio 2008;

D.M. 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";

D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";

10.2 NORMA ETAG 027 – CERTIFICAZIONE DEL MATERIALE

L'ETAG 027: «falling rock protection kits» è la linea guida ETAG elaborata dall'associazione europea degli organismi di BTE (EOTA) e si inquadra nell'ambito dell'attuazione della Direttiva Europea 89/106 (prodotti da costruzione) ora regolamento n. 305/2011 (UE). La norma definisce:

- i componenti di una barriera paramassi
- l'utilizzo previsto di una barriera paramassi
- la classificazione energetica di una barriera
- la categorizzazione secondo l'altezza residua
- l'esatta metodologia di test in scala 1:1

10.2.1 Definizione del prodotto da costruzione

Un "kit" è un particolare tipo di "prodotto da costruzione" nel senso inteso dalla CPD. Consiste di diversi "componenti" che sono - immessi sul mercato con una marcatura CE comune, montati nelle opere, e quindi diventano un "sistema assemblato" una volta installati in opere di costruzione.

Il presente ETAG è applicabile a barriere paramassi, che devono consistere di uno o più moduli funzionali identici in sequenza, che permettano di adeguare la lunghezza di una barriera alla parete inclinata e alla struttura da proteggere. Ogni modulo di funzionamento deve:



- prevedere la agevole sostituzione di ogni componente e permettere la sostituzione di ogni elemento danneggiato;
- prevedere l'agevole montaggio della struttura a terra e una semplice costruzione in loco;
- Il contenuto minimo del kit è di 3 moduli funzionali (3FM). 3FM significa 3 campi di strutture a rete e 4 montanti. L'interesse dei montanti non è prestabilito, e deve essere deciso dal produttore;

Una barriera paramassi è composta da:

- una struttura di intercettazione, che ha la funzione di sostenere l'impatto diretto del blocco, deformandosi in modo elastico e/o plastico, e di trasmettere le tensioni alle strutture di connessione e di supporto e alle fondazioni;
- una struttura di supporto, che ha la funzione di mantenere tesa la struttura di intercettazione, per sua natura non rigida. Può essere collegata alla struttura di intercettazione direttamente o attraverso una struttura di connessione;
- elementi di connessione, che hanno la funzione di trasmettere le tensioni alle fondazioni. Per consentirne la deformazione possono essere installati meccanismi che permettano un allungamento graduale.

Le fondazioni non sono considerate parte del kit.

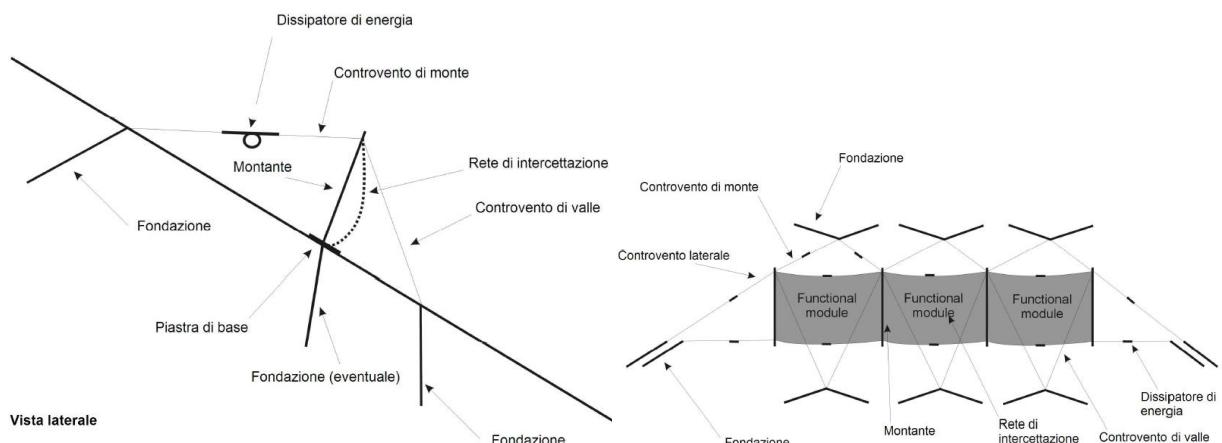


Figura 28 – Vista laterale e posteriore del kit barriera paramassi.

10.2.2 Vita utile prevista del prodotto da costruzione

Le disposizioni e i metodi di verifica e determinazione descritti in questa guida sono stati redatti in base alla vita utile della barriera paramassi per un utilizzo di 25 anni dall'installazione nelle opere, nell'ipotesi in cui l'attrezzatura sia soggetta ad installazione, utilizzo e manutenzione appropriate. La vita utile è intesa nel caso in cui non vi siano impatti di massi e in condizioni ambientali normali.

Dopo ogni impatto, la barriera deve essere controllata e, eventualmente, soggetta a normale manutenzione o sostituita. In condizioni ambientali avverse, la vita utile prevista dovrebbe essere di almeno 10 anni, con



un'adeguata manutenzione. Il concetto di "vita utile prevista" implica che, quando viene eseguita una valutazione secondo le disposizioni di questo ETAG, alla fine della vita utile della barriera, la vita utile reale in condizioni di utilizzo normale possa presumibilmente essere notevolmente più lunga, senza che deterioramenti rilevanti ne compromettano i Requisiti Essenziali.

10.2.3 Terminologia ed elementi costruttivi

Barriera paramassi: Prodotto da costruzione costituito da reti (struttura di intercettazione in conformità al punto 1.1), montanti (struttura di supporto in conformità al punto 1.1), funi (struttura di connessione in conformità al punto 1.1) e freni (struttura di connessione in conformità al punto 1.1).

Reti di intercettazione: Elemento di sostegno che agisce come una superficie.

Montanti: Parte della struttura di sostegno che sostiene funi e reti.

Funi di sostegno: Elementi di sostegno atti a trasferire le sollecitazioni ai montanti, alle piastre di base e ai cavi a monte.

Controventi di monte: Cavi posti a monte della barriera atti a trasferire le sollecitazioni dalla testa del montante all'ancoraggio.

Controventi di valle (eventuali): Cavi posti a valle della barriera atti a mantenere i montanti in posizione eretta.

Controventi laterali: Cavi atti a mantenere i montanti terminali in posizione corretta.

Meccanismi di dissipazione dell'energia: Meccanismi (in fune) atti ad assorbire energia.

Strato aggiuntivo (maglia secondaria): Maglia metallica allacciata alla rete dal lato superiore.

Ancoraggi: Elementi di sostegno atti a trasferire a terra le sollecitazioni delle funi e dei montanti.

Livello di energia: Il Livello di Energia di una barriera paramassi è definito come l'energia cinetica di un blocco omogeneo e regolare che impatta la rete della barriera considerata. E' quantificato in SEL (Service Energy Level – Livello di Energia di Servizio) e MEL (Maximum Energy Level – Massimo Livello di Energia).

Pendio di riferimento: Il pendio di riferimento è il pendio a valle della barriera, che si estende nella stessa direzione della sua massima elongazione in senso monte valle. Questo pendio deve essere parallelo alla traiettoria del blocco almeno negli ultimi metri prima dell'impatto, così come eseguito nel luogo della prova. È ammessa una tolleranza di $\pm 20^\circ$.

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

Allungamento della barriera: è la deformazione verso valle, misurata parallelamente al pendio di riferimento durante l'impatto.

Tempo di frenata: è il tempo che intercorre tra il momento del primo contatto tra il blocco e la rete e il momento del massimo allungamento della rete durante la prova.



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

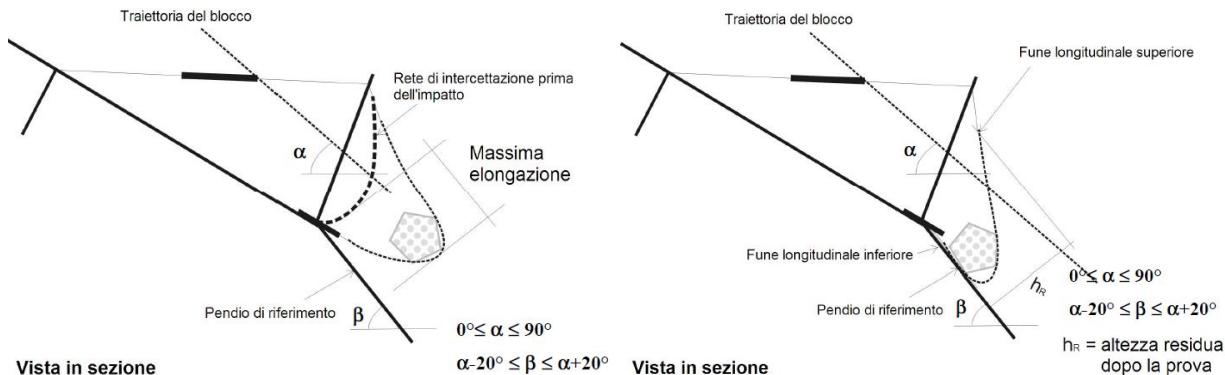


Figura 29 – Allungamento massimo e altezza residua della barriera paramassi

10.2.4 Caratteristiche dei sistemi assemblati rilevanti per la conformità d'uso

Al fine di certificare che la barriera è adatta all'uso (“fitness for use”) cioè che è in grado di soddisfare i requisiti essenziali per l'intera sua vita utile, se regolarmente mantenuta, nella linea guida vengono definiti gli elementi che consentono “l'assessment of fitness for use”.

Nel caso specifico delle barriere paramassi questi sono l'energia che una barriera è in grado di assorbire quando sottoposta ad un impatto normalizzato di un blocco in movimento, arrestandolo e rispettando alcune specifiche geometriche e funzionali dopo e durante l'impatto. Vengono quindi definiti due differenti livelli energetici:

- SEL “Service Energy Level”
- MEL “Maximum Energy Level” che deve essere pari a 3 volte l'energia del SEL.

Perché la barriera possa essere marcata CE, questa deve essere stata provata ad entrambi i livelli energetici secondo le modalità e le procedure descritte in dettaglio nella linea guida. La seguente tabella classifica le barriere sulla base dei livelli energetici.

Assorbimento di energia del sistema assemblato: Livello di Energia di Servizio (SEL): il Livello di Energia di Servizio (SEL) di una barriera paramassi è definito come l'energia cinetica di un blocco omogeneo e regolare che impatta la rete della barriera. La barriera paramassi supera il test per il SEL se rispetta le seguenti condizioni:

Il 1° lancio SEL è valido se:

- Il blocco viene fermato dalla barriera
- Non ci sono rotture nelle componenti di connessione (che restano collegate alle fondazioni) nei montanti e nelle funi. Per rottura della struttura di connessione si intende la completa separazione della struttura in due parti distinte. L'apertura delle maglie della rete non può superare di due volte la dimensione iniziale delle maglie. Sono esclusi dalla valutazione elementi quali fusibili meccanici, progettati per rompersi in



condizioni di impatto. Questi devono essere espressamente elencati nel documento di installazione. L'altezza residua della barriera dopo il test (senza rimuovere il blocco) è maggiore o uguale al 70% dell'altezza nominale. Il valore misurato deve essere dichiarato. Il blocco non tocca terra fino a che la barriera non raggiunge l'allungamento massimo durante la prova.

Il 2° lancio SEL è valido se:

- Il blocco viene fermato dalla barriera.
- Il blocco non tocca terra fino a che la barriera non raggiunge l'allungamento massimo durante la prova.

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

Assorbimento di energia del sistema assemblato: Livello massimo di energia (MEL): Per Livello massimo di energia (MEL) di una barriera paramassi si intende l'energia cinetica di un blocco omogeneo e regolare che impatta la barriera considerata, con MEL = 3SEL.

La barriera paramassi supera il test per il MEL se rispetta le seguenti condizioni:

- Il blocco viene fermato dalla barriera
- Il blocco non tocca terra fino a che la barriera non raggiunge l'allungamento massimo durante il test.

10.2.5 Classificazione del sistema assemblato

I livelli considerati per SEL (in kJ) sono 85, 170, 330, 500, 660, 1000, 1500 e superiore a 1500 (si veda tabella seguente). L'energia non deve essere inferiore rispetto ai valori riportati in tabella. Per l'ultima classificazione, aperta, occorre dichiarare il corrispondente valore SEL. Per la classificazione 0, il test SEL non è necessario.

LIVELLO ENERGETICO	0	1	2	3	4	5	6	7	8
SEL [kJ]	-	85	170	330	500	660	1000	1500	>1500
MEL [kJ] ≥	100	250	500	1000	1500	2000	3000	4500	>4500

È inoltre prevista la seguente classificazione delle altezze residue dell'energia MEL:

- Categoria A : Altezza Residua • 50 % altezza nominale
- Categoria B: 30% Altezza nominale < Altezza Residua < 50 % Altezza nominale
- Categoria C: Altezza Residua • 30 % Altezza nominale

10.2.6 Marcatura CE e informazioni integrative

Secondo la Direttiva del Consiglio 93/68/EEC la marcatura CE è costituita dalle lettere "CE" nella forma stabilita dalla Direttiva, seguite dal numero di identificazione dell'Organismo di certificazione Notificato, ove applicabile. Per prodotti soggetti alla Direttiva del Consiglio 89/106/EEC il numero di identificazione dell'Organismo di



certificazione Notificato deve essere fornito per prodotti ai quali si applicano i sistemi di attestazione di conformità 1+, 1 e/o 2+.

La marcatura CE delle barriere paramassi deve essere accompagnata dalle informazioni seguenti:

- il nome e l'indirizzo del produttore (entità legale responsabile della produzione),
- le ultime due cifre dell'anno di apposizione della marcatura CE,
- il numero del certificato CE di conformità del prodotto,
- il numero del Benestare Tecnico Europeo,

l'indicazione della classificazione del livello di energia e la categoria dell'altezza residua per il Livello Massimo di Energia secondo la Guida ETA.

10.2.7 Barriere paramassi 2000 kJ – classe energetica 5 ETAG 027

La barriera è di classe 5 (cinque) con assorbimento di energia non inferiore a 2.000 kJ e presenta un'altezza minima di 4 m. La barriera è sostanzialmente costituita da (v. Figura 30):

- Montanti in acciaio tubolare, HEA, HEB, IPE, ecc. dotati di cerniera ed elementi passafune, posti ad interasse pari a circa 10 m;
- Controventi di monte, di testa, funi longitudinali superiori e inferiori, funi di collegamento in funi di acciaio ad anima metallica con classe di resistenza non inferiore a 1770 N/mm² muniti di cappio, dispositivi dissipatori, grilli, manicotti di chiusura e relativa morsetteria a cavallotto;
- Ancoraggi di fondazione, muniti di reduncia e sistema di protezione anticorrosiva, dimensionate in base alle risultanze delle prove sperimentali;
- Struttura di contenimento costituita da rete metallica con orditura a maglia quadra, esagonale, romboidale o ad anelli concatenati o altra configurazione, posti in opera tra le campate, uniti con idonei elementi di giunzione al fine di rendere omogenea tutta la struttura in caso di sollecitazione da impatto;
- Dissipatori di energia realizzati con elementi tubolari, asole, freni o altri dispositivi, caratterizzati da modalità di funzionamento basato su sollecitazione o deformazione di materiali comunque idonei a non danneggiare le funi di acciaio.

Nel seguito si riportano le caratteristiche più significative della barriera, rimandando ai particolari grafici di progetto per maggiori dettagli.

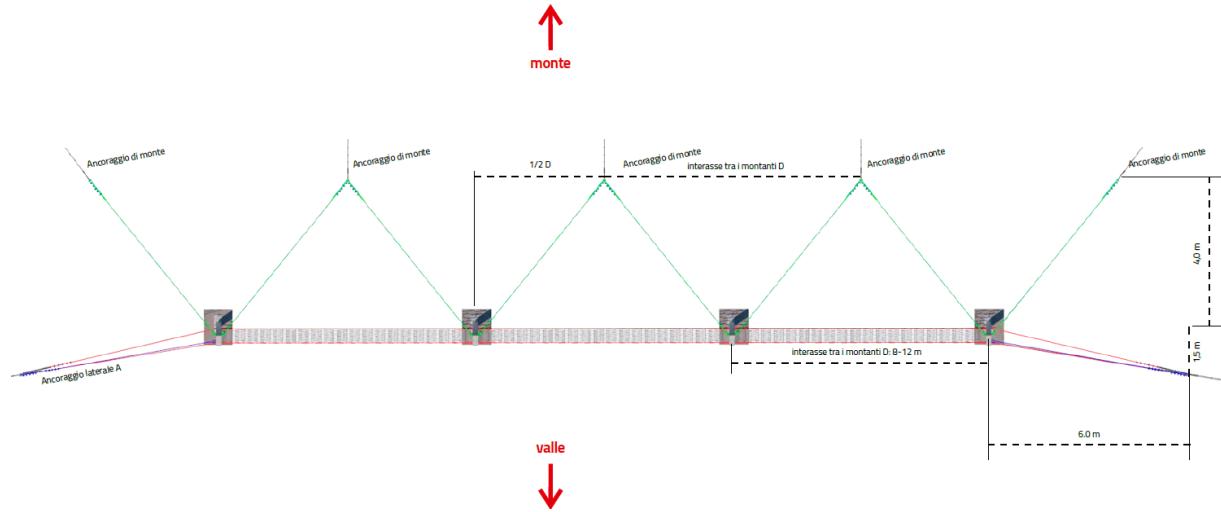


Figura 30 - Sezione e particolari dell'ancoraggio della piastra di base e dell'elemento di dissipazione e vista assonometrica della barriera paramassi 1000 kJ in progetto.

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali che compongono la barriera:



DATI TECNICI

Barriere Paramassi GBE-2000A

Energia di assorbimento minimo: 2000 kJ (classe 5)

Caratteristiche	
Altezza (min. – max)	4.0 – 5.0 m
Altezza residua (dopo lancio MEL)	> 50% (cat. A)

Sovrastruttura: montanti	
Tipologia	HEA 160
Acciaio	S355 (a)

Sovrastruttura: pannelli di intercettazione in rete	
Tipologia di rete	Spider S4-130
Dimensione della maglia	180 x 300 mm
Diametro del cerchio inscritto	130 mm
Diametro filo elementare	4 mm
Zincatura	Zn-Al
Classe di acciaio	$f_t \geq 1770 \text{ N/mm}^2$
Resistenza alla trazione	$\geq 360 \text{ kN/m}$
Peso unitario complessivo	5.0 kg/m ² (b)

Sovrastruttura: funi di supporto	
Longitudinali	
Numero	2 (sup.) + 2 (inf.)
Verticali	
Numero	2 (1 x lato)
Tipologia	6 x 36 (a,c)
Diametro	22 mm

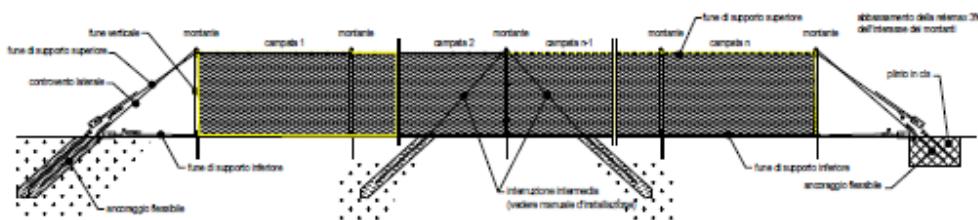
Sovrastruttura: controventi	
Controvento laterale	
Numero	1 x montante esterno
Tipologia	6 x 19 (a,c)
Diametro	16 mm
Controvento di monte	
Numero	2 x montante
Tipologia	6 x 36 (a,c)
Diametro	20 mm

Sovrastruttura: freni dissipatori	
Tipologia	U-300-R16
Acciaio	Inossidabile
Numero	4 (2 x lato)

Sottostruttura: config. standard ancoraggi (d)	
Ancoraggi laterali	
Numero	2 x lato
Tipologia	Ancoraggio flessibile passivo
Ancoraggio di monte	
Numero	Nr. Montanti + 1
Tipologia	Ancoraggio flessibile passivo
Fondazione montante	
Numero	2 x montante
Tipologia	Barra d'ancoraggio

Note:

- a) Verniciatura secondo RAL su richiesta.
- b) Valore indicativo.
- c) Zincatura in accordo a UNI EN 10264:2012.
- d) Le configurazioni possono variare dagli standard a seconda delle condizioni di sito (rif. Scheda tecnica – azioni agenti su ancoraggi). Le lunghezze devono essere calcolate in base alle caratteristiche del substrato su cui si realizzano gli ancoraggi.



Le cadute di massi, gli scoscenamenti, le colate di fango o di detriti e le valanghe sono eventi naturali sporadici non prevedibili. La causa scatenante può essere di origine umana (edificazioni,...) o naturale (clima, terremoti,...). L'incolombità delle persone e delle cose, essendo molteplici ed imprevedibili le cause dirompenti, non può essere garantita solo facendo affidamento alle conoscenze scientifiche. Procedimenti di calcolo ingegneristici che fanno riferimento a parametri noti e la messa in sicurezza di zone a rischio, riducono considerevolmente il pericolo. Regolari interventi di controllo e manutenzione delle opere di protezione sono però indispensabili per garantire lo standard di protezione il cui degrado può essere causato da impatti di massi o piante, dalla corrosione degli agenti atmosferici aggressivi o da manomissioni.

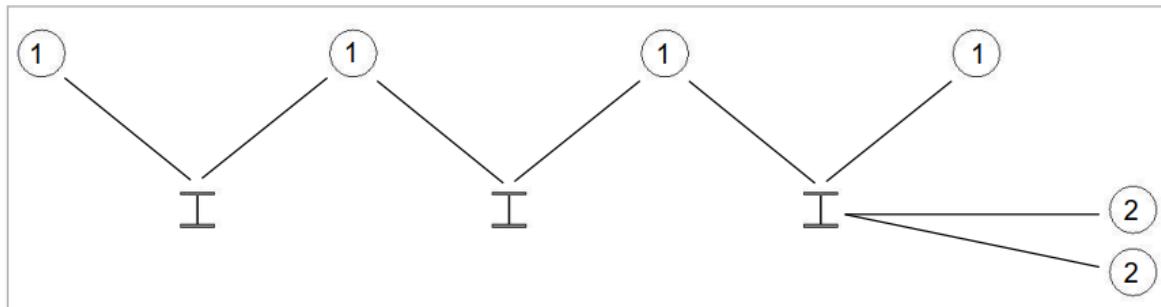
Carichi di progetto delle fondazioni e degli ancoraggi



Si riportano di seguito i carichi di progetto desunti dalle prove in campo (v. Tabella 4).

I carichi dovranno essere aggiornati in funzione del fornitore prescelto in sede di appalto dei lavori, verificando quanto riportato sulle schede tecniche di progetto ed adeguando eventualmente le verifiche sugli ancoraggi, riportate al paragrafo successivo.

Tabella 4 - Carichi di progetto desunti dalle prove in campo.



No.	Anchorage Type	Anchor Type	Characteristic Load
1	Upslope Anchors (Retaining Ropes)	Typ III 18.5 mm	240 kN
2	Lateral Anchors (Support Ropes, Lateral Ropes)	Typ III 18.5 mm	230 kN
A	Max. Vertical Force		70 kN
B	Normal Force in Anchor		80 kN
C	Shear Force, parallel to base plate		130 kN
D	Anchored Head Foundation (>0.1m³)		80 kN

10.2.8 Dimensionamento degli ancoraggi (da verificare in sede di D.L.)

Nel definire il dimensionamento degli ancoraggi e delle fondazioni, è necessario caratterizzare dal punto di visto geomeccanico il versante in esame sul quale si prevede l'ancoraggio delle strutture di ritenuta paramassi.

Nel caso in esame, è stato considerato cautelativamente l'ancoraggio delle strutture in progetto su una copertura costituita esclusivamente da un deposito detritico, trascurando l'ipotesi di ancoraggio nel sottostante strato roccioso.

Per le verifiche sugli ancoraggi sono stati adottati i seguenti valori di resistenza caratterizzanti il terreno:

- τ terreno – malta = 0,3 N/mm² valore di resistenza del terreno detritico all'interfaccia con il bulbo di cemento.
- tacciaio – malta = 2,3 N/mm² parametro di rottura ipotizzabile sulla base della qualità dell'iniezione, funzione delle caratteristiche tecniche della malta di iniezione e dell'addensamento all'interno del bulbo di fondazione.



In fase esecutiva, sulla base dell'esecuzione di un ancoraggio di prova, saranno concordati con la Direzione Lavori le lunghezze corrette di ancoraggio.

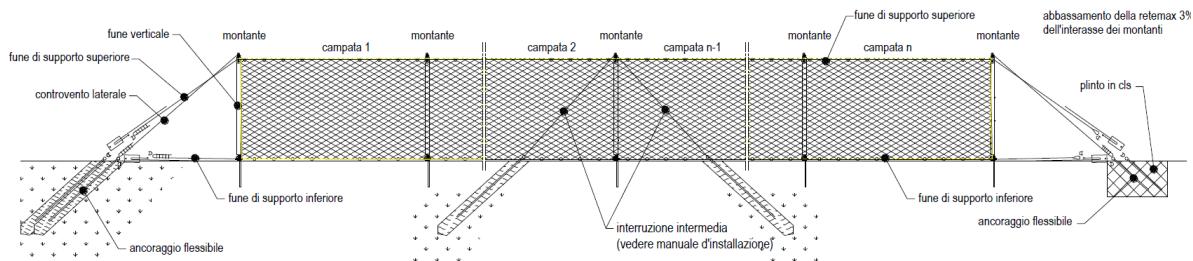


Figura 31 – Schemi di ancoraggio

Vertical Force A	SOIL optional 2x GEWI NG 28 Foundation: 0.6 x 0.5 x 0.2 m	SOIL 2x GEWI NG 28 Foundation: 0.6 x 0.5 x 0.2 m	ROCK 2x GEWI NG 28	CONCRETE 2x GEWI NG 28 Foundation Anchor: 2x GEWI NG 28

Figura 32 – Schemi delle piastre di ancoraggio. Evidenziati quelli previsti per il caso in esame

Carico di progetto

Il carico di progetto delle barriere paramassi deve essere garantito dall'impresa appaltante fornendo alla D. L. la certificazione di prove su in vera grandezza denominate "crash test", per verificarne la capacità di resistenza; il comportamento globale è verificato a seguito dell'urto di un masso di prova "artificiale" che impatta contro la struttura di intercettazione di una barriera paramassi montata su un pendio artificiale, simulando una situazione reale di caduta massi; a seguito di questo tipo di sperimentazione devono essere esplicitate le deformate massime che la struttura subisce durante un impatto e le sollecitazioni che agiscono sulle fondazioni grazie alla



predisposizione di celle di carico poste nei punti a terra. Il crash test deve conseguentemente verificare la capacità di resistenza dell’opera per energie di impatto caratteristiche della rete.

I carichi di progetto così definiti sono riportati in Tabella 4.

Per il dettaglio delle verifiche degli ancoraggi si rimanda all’ALLEGATO 4. Si riportano nel seguito le caratteristiche degli ancoraggi previsti preliminarmente in progetto. In fase di DL, prima dell’installazione della barriera, si dovrà procedere alla verifica degli ancoraggi in funzione delle reazioni previste in fondazione e in corrispondenza dei tiranti fornite dal costruttore e installatore della barriera e in ragione della verifica dei parametri geotecnici assunti.

Tabella 5 – Tabella di sintesi degli ancoraggi della barriera da 2000 kJ – H=4m

Descrizione	Tipologia ancoraggio	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 250	6,00
Ancoraggio monte		7,00
Ancoraggi di fondazione	GEWI 25 mm	4,00



11. VERIFICA DEI SISTEMI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

11.1 INTERVENTI OVE SI PREVEDE L'INSTALLAZIONE DI SISTEMI DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

Come descritto all'interno della relazione illustrativa di Elab. P-1.1 e rappresentato nelle tavole grafiche di progetto, al fine di mitigare ulteriormente il rischio geomorfologico legato al distacco e crollo di blocchi di roccia a monte dell'abitato di Moncenisio, si prevedono interventi di rafforzamento corticale delle porzioni di pendio ritenute maggiormente instabili.

Tali interventi sono distribuiti lungo i 7 settori individuati sui salti di roccia a monte del vallo in progetto e prevedono:

- ✓ Ispezione visiva delle pareti rocciose all'interno dei settori individuati tramite calate in corda al fine di individuare nel dettaglio localmente le situazioni maggiormente critiche;
- ✓ Operazioni di disgaggio controllate dei massi instabili lungo le pareti individuate;
- ✓ Installazione di reti metalliche in aderenza opportunamente ancorate al versante al fine di determinare un rafforzamento corticale delle pareti rocciose;
- ✓ Chiodature in profondità per la stabilizzazione più localizzata di ammassi rocciosi.

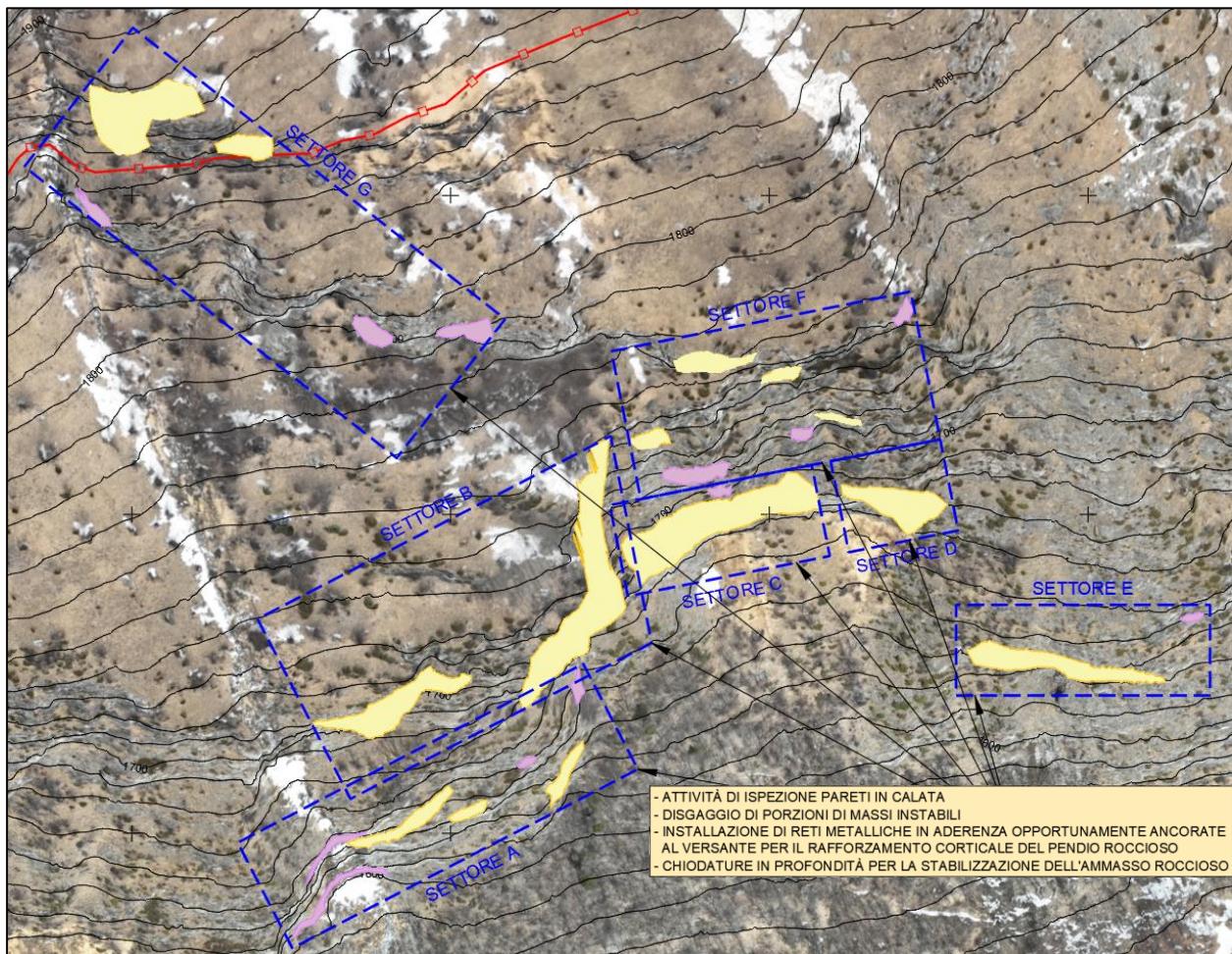


Figura 33 - Planimetria dei settori a rischio crollo individuati e ubicazione delle reti (gialle) e disgaggi (magenta).

Come ampiamente descritto all'interno dell'Elab. E-2.3 – *Relazione geologica* alla quale si rimanda per completezza di trattazione, il versante mostra evidenti segni di fratturazione con persistenza pluridecametrica che lo tagliano obliquamente e che formano speroni strapiombanti e a sbalzo verso Est; si osservano vari distacchi per scivolamento (lungo piani immergenti verso SE), delimitati superiormente da piani di taglio.

In alcuni settori si osservano ampi volumi isolati da fratture pluridecametriche che immergono a franapoggio verso SE; nell'insieme l'ammasso è disarticolato e sussistono condizioni predisponenti per un crollo in massa.

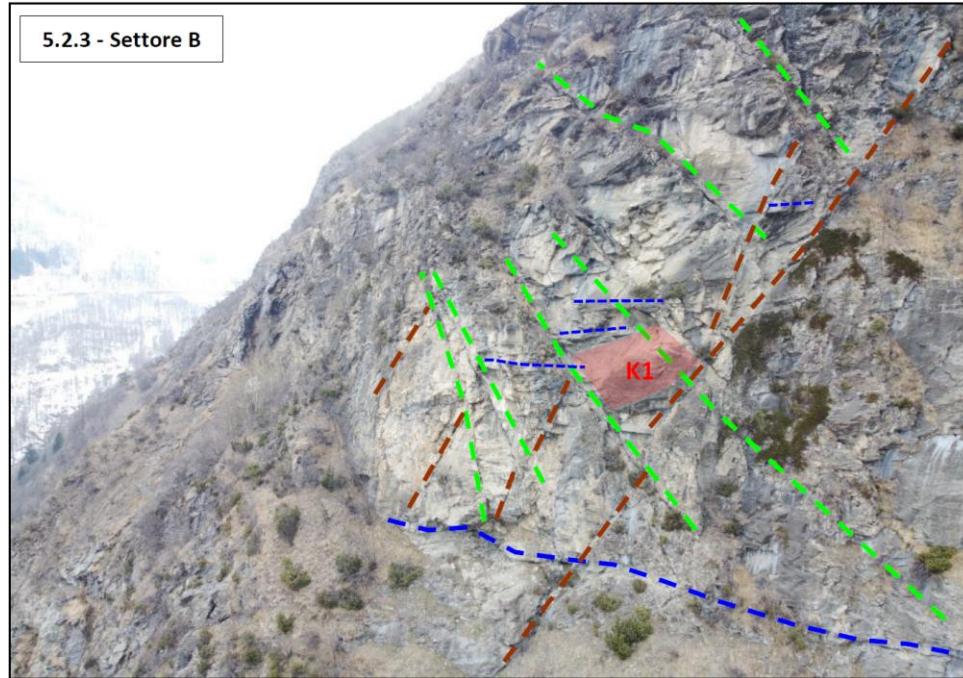


Figura 34 – Particolare del settore B con individuazione preliminare dei principali sistemi di fratturazione dell'ammasso

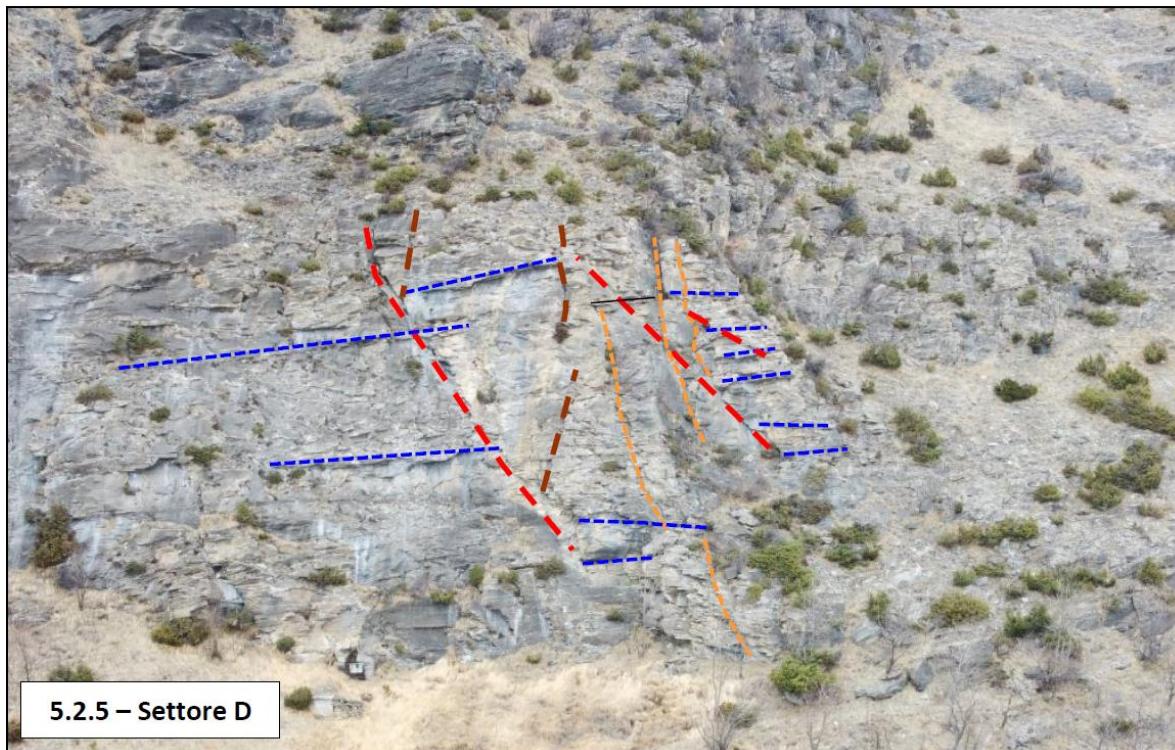


Figura 35 – Particolare del settore D con individuazione preliminare dei principali sistemi di fratturazione dell'ammasso



11.2 CAMPO DI APPLICAZIONE DELLE RETI IN ADERENZA

I teli di rete a maglia romboidale o esagonale sono fissati alla sommità, lungo il pendio e a prefissato interasse sul versante con chiodi ed ancoraggi, che devono essere opportunamente dimensionati anche in relazione al tipo di roccia.

Particolare importanza rivestono gli ancoraggi a monte e laddove previsti in corrispondenza del versante, a spaziatura prefissata, che fissano la rete a maglie romboidali o esagonali: l'ancoraggio trasmette gli sforzi, a cui è sottoposto, alla roccia stabile che fornisce a sua volta la resistenza necessaria per la reazione d'equilibrio. Gli ancoraggi possono essere divisi in puntuali (o ancoraggi meccanici) e ripartiti. Nei primi la trasmissione dello sforzo al supporto avviene mediante un sistema meccanico, nei secondi gli sforzi sono trasmessi su tutta la lunghezza dell'ancoraggio o su parte di essa mediante una miscela di riempimento. Gli ancoraggi meccanici si basano su un principio molto semplice: una testa si espande mediante un sistema meccanico all'interno di un foro, determinando tensioni di compressione nel supporto roccioso.

Lo spostamento dell'ancoraggio sotto carico è impedito dall'attrito di contatto con le pareti del foro. Il più semplice sistema di ancoraggio meccanico, ed anche il più antico, è quello con testa a cuneo; esistono inoltre altri tipi che si differenziano per le modalità di fissaggio: per trazione, in cui l'ancoraggio è caricato mediante spinta del supporto a cuneo presente all'estremità interna della barra; a vite, con barra filettata nella parte terminale cuneiforme; ad attrito, in cui la barra d'acciaio è pressata contro la parete del foro per tutta la sua lunghezza.

I teli di rete possono essere provvisti di elementi di rinforzo e di armatura per aumentare la capacità di trattenuta delle rocce che possono distaccarsi dalla pendice rocciosa. Lo scopo principale di un'opera rinforzata è quello di fornire un aumento della capacità di trattenuta e di permettere un rapido intervento quando necessitano operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria. I rivestimenti paramassì sono costituiti da una serie di pannelli o teli di rete a maglia esagonale adagiati sul pendio, caratterizzati però, in questo caso, dal fatto che si prevedono funi di rinforzo verticali ed eventuali armature ad andamento romboidale o diagonale lungo ogni fune verticale, fra pannello e pannello.

È prevista inoltre una serie di anelli di giunzione ad innesto rapido e con elementi di ancoraggio intermedi comprendenti una barra infissa nella roccia ed uno spezzone di fune collegato alle funi verticali ed eventualmente a quello diagonali.



Figura 36 - Esempi di applicazioni di reti per rafforzamento corticale di versanti

11.3 MODALITÀ ESECUTIVE

La distribuzione degli ancoraggi deve essere calcolata sulla base del carico massimo che può insistere su ciascun ancoraggio, tenendo conto del carico di rottura della rete a doppia torsione. In alto la rete deve essere saldamente ancorata alla roccia e possibilmente ripiegata su se stessa per 0,30-0,50 m.

Particolare importante delle reti adagiate su pendii rocciosi è costituito dalla sistemazione al piede. Una valida soluzione è quella di lasciare libero il telo a pochi decimetri dal suolo, facendolo terminare all'interno di un fossato di raccolta che va adeguatamente dimensionato e periodicamente sottoposto a lavori di ripulitura.

Nel caso di ancoraggi lungo la parete rocciosa i teli di rete (di altezza variabile da 1 m a 4 m) dovranno essere accuratamente uniti tra loro in maniera continua utilizzando filo di legatura di diametro minore o uguale a quello del filo costituente la rete stessa oppure con punti metallici di vario tipo. In corrispondenza dei punti di giunzione tra teli adiacenti è opportuno predisporne la sovrapposizione, senza tagliarli.

11.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Nella progettazione degli ancoraggi di monte dei teli di rete a maglia esagonale adagiati su pendio va tenuta presente una serie di elementi:

- il carico limite della rete, ricavato dai risultati delle prove di trazione e di punzonamento su campioni in laboratorio;
- il carico di snervamento dell'armatura dell'ancoraggio (N_{su});
- la forza di trazione che provoca sfilamento dell'armatura o della fondazione (N_{au})



- i coefficienti di sicurezza da scegliere secondo le norme tecniche vigenti.

Tutti questi elementi devono risultare legati tra loro mediante le seguenti relazioni:

$$\frac{N_{au}}{F_a} \geq F_n \cdot F_f \cdot N_{es} \text{ (fondazione)}$$

dove: N_{es} è il carico di esercizio; F_a, F_n, F_f : coefficienti di sicurezza; e:

$$\frac{N_{su}}{F_s} \geq F_n \cdot F_s \cdot N_{es} \text{ (armatura)}$$

quindi:

$$\frac{(F_{yk} \cdot A_s)}{F_s} \geq F_n \cdot F_s \cdot N_{es}$$

con F_{yk} la tensione di snervamento dell'acciaio; A_s l'area della sezione dell'armatura; F_s il fattore di sicurezza relativo alla resistenza dell'acciaio.

Il dimensionamento di un ancoraggio consiste nello stabilire la lunghezza e la sezione trasversale della zona attiva. I più utilizzati sia in roccia che terreno sono gli ancoraggi fissati con malta di cemento. In questo tipo di ancoraggi la zona attiva può variare da un minimo di 1,00 m ad oltre 10,0 m, con carichi specifici sul terreno estremamente limitati che li rendono utilizzabili anche su terreni sciolti.

Stabilito un carico di progetto P per il dimensionamento degli ancoraggi, è sufficiente determinare la lunghezza L e la sezione trasversale della zona attiva, mediante le relazioni d'equilibrio:

$$F_1 \cdot P = \pi \cdot d_f \cdot L \cdot \tau_b$$

dove: F_1 è un coefficiente di sicurezza; d_f il diametro del foro; L la lunghezza della zona attiva; τ_b la resistenza al taglio cemento/roccia; e:

$$F_2 \cdot P = \pi \cdot d_b \cdot L \cdot \tau_a$$

dove: F_2 un coefficiente di sicurezza; d_b il diametro della barra di acciaio; τ_a la resistenza al taglio cemento/acciaio.

11.5 CARATTERISTICHE E VERIFICHE DEL SISTEMA DI PROTEZIONE IN RETE METALLICA

L'intervento prevede la fornitura e posa in opera di sistema di rivestimento flessibile monocomponente per la stabilizzazione di versante costituito da rete in acciaio armonico con classe di resistenza del filo elementare non



inferiore a 1770 N/mm² con protezione contro la corrosione in lega di Zinco – Alluminio (95:5) in classe A (B), conformato in maglie romboidali.

Gli incroci delle maglie sono mobili per favorire l’adattabilità alle irregolarità delle superfici di posa e per lo stesso fine non sono ammessi sistemi bicomponente (reti con funi di qualsiasi tipo e disposizione).

I teli di rete, una volta stesi lungo il versante, dovranno essere collegati tra loro in ogni maglia con apposite clip di giunzione prodotte con elementi filo avente le stesse caratteristiche di quello della rete (classe di resistenza pari a 1770 mm²) e diametro pari a 4,0 mm o con altri dispositivi, in numero e tipologia atti a garantire le stesse caratteristiche di resistenza a trazione della rete e comunque accettati dalla D.L. Non sono ammessi elementi aventi protezione contro la corrosione differente da quella del filo della rete.

Costituisce inoltre requisito fondamentale e imprescindibile la conformità del sistema a EAD 230025-00-0106 per le specifiche combinazioni di gruppo e classe derivanti dal calcolo suddetto, che identificano le performances del sistema oggetto della progettazione.

Gli ancoraggi, compensati a parte, sono completati con speciali piastre di ripartizione, specificamente sviluppate e testate per il sistema, in acciaio S355J, zincata a caldo in ragione di 55 µm, a forma di rombo, dotata alle estremità di due zanche di fissaggio, di un foro centrale per il posizionamento della barra rigida e di apposite nervature atte ad un suo opportuno irrigidimento.

Tutte le prestazioni elencate devono essere riscontrabili su report di test di laboratorio condotti da Istituti di ricerca indipendenti, riconosciuti a livello internazionale.

Tutti i materiali impiegati dovranno provenire da fornitori che operano con un sistema qualità certificato in conformità alle norma UNI EN ISO 9001 in vigore; il sistema deve inoltre, in recepimento del DM 17.1.2018, essere in possesso di marcatura CE: non sono ammessi materiali che, disgiuntamente dal resto dei componenti del sistema, posseggono singolarmente la marcatura CE.

Si riporta nel seguito la scheda tecnica della rete prevista in progetto.



Rete in filo d'acciaio ad alte prestazioni TECCO®		Filo d'acciaio TECCO®	
Forma della maglia:	romboidale	Diametro del filo:	d = 4.0 mm
Diagonale:	x · y = 83 · 138 mm (+/- 3%)	Classe di resistenza:	f _t ≥ 1'770 N/mm ²
Apertura maglia:	D _i = 63 mm (+/- 3%)	Materiale:	filo d'acciaio ad alta resistenza
Angolatura della maglia:	ε = 49°	Resist. alla trazione di un filo:	Z _w = 22 kN
Spessore totale della rete:	h _{tot} = 15 mm (+/- 1 mm)	Protezione contro la corrosione TECCO®	
Luce nello spessore della rete:	h _i = 7 mm (+/- 1 mm)	Protezione contro la corrosione:	GEOBRUGG SUPERCOATING
Numero di maglie longitudinale:	n _l = 7.2 pcs/m	Lega:	95% Zn / 5% Al
Numero di maglie trasversale:	n _q = 12.0 pcs/m	Rivestimento:	min. 150 g/m ²
Parametri di resistenza			
Resistenza alla trazione longitudinale:	Z _k ≥ 250 kN/m *)	≤ 5% di ruggine marrone scuro nella prova in nebbia salina secondo EN ISO 9227:	Ore 2'500 (ETA-17/0117)
Resistenza alla trazione trasversale:	Z _q ≥ 100 kN/m *)	Rotolo standard rete TECCO®	
Resistenza al punzonamento:	D _R ≥ 280 kN/ 370 kN*) 428kN**))	Aampiezza del rotolo:	b _{Roll} = 3.5 m
Resistenza al taglio superiore alla piastra:	P _R ≥ 140 kN / 185 kN *)	Lunghezza del rotolo:	l _{Roll} = 20 m
Resistenza alla trazione lungo pendio parallelamente alla superficie:	Z _R ≥ 50 kN / 75 kN *)	Superficie totale per rotolo:	A _{Roll} = 70 m ²
Allungamento nel test a trazione longitudinale:	δ < 6.0 % *)	Peso unitario al m ² :	g = 3.3 kg/m ²
Classificazione secondo la EAD 230025-00-0106	gruppo 1, classe A (P33 e P66)	Peso per rotolo:	G _{Roll} = 231 kg
*) Conforme con EAD 230025-00-0106 e in riferimento al test report 01/2014 dello TÜV Rheinland LGA con piastre di ripartizione P33 / P66		Bordature:	Anelli ritorti e chiusi
**) Conforme a UNI 11437			

Tabella 6 – Scheda tecnica della rete metallica prevista in progetto (o analoga)

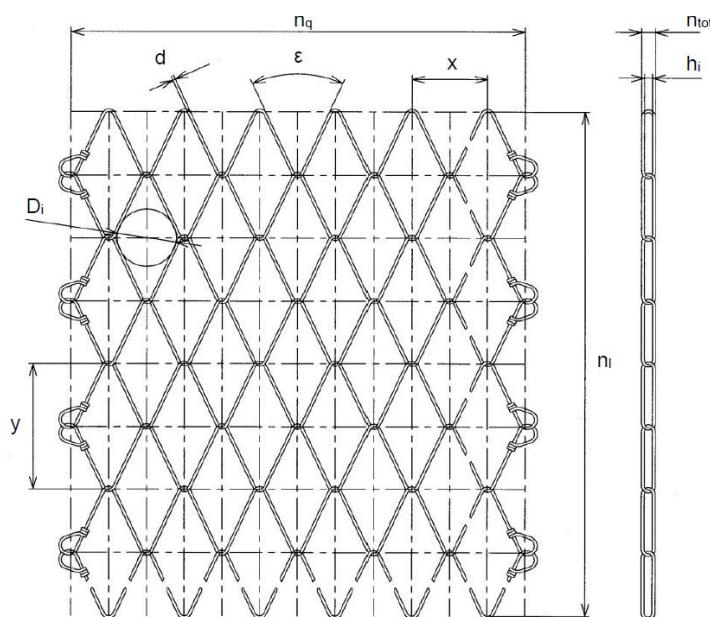


Figura 37 – Schema della rete metallica prevista a rafforzamento corticale dei versanti maggiormente instabili

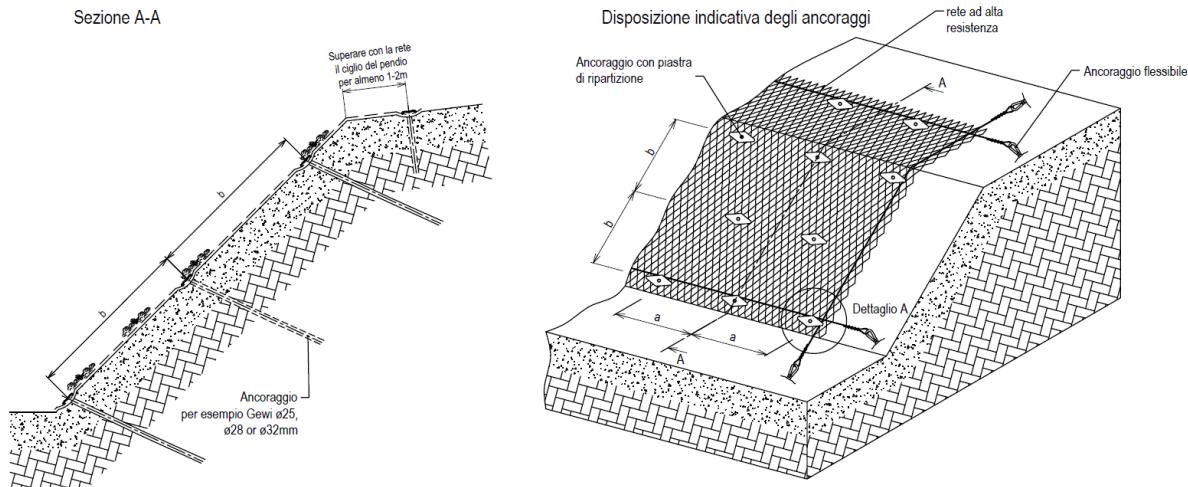


Tabella 7 – Schema di installazione della rete in aderenza prevista in progetto

L'ancoraggio delle reti in aderenza sarà realizzato con barre di acciaio di ancoraggio tipo Gewi diametro 32 mm disposte a interasse non inferiore a 2.5 x 2.5 m, della lunghezza di 3 m.

Tipologia ancoraggi	Lunghezza [m]	Interasse [m]
Gewi 32 mm	3.0	2.5

Per i risultati delle verifiche della rete si rimanda all'ALLEGATO 5.

Come descritto nelle tavole di progetto degli interventi attivi a protezione della caduta massi sul versante a nord dell'abitato di Moncenisio, gli interventi indicati e i predimensionamenti illustrati nel presente documento dovranno essere ulteriormente dettagliati ed eventualmente adeguati a seguito di maggiori approfondimenti, quali:

- analisi di dettaglio delle pareti mediante modelli 3d da rilievo fotogrammetrico e/o lidar;
- ispezione delle pareti da parte di personale specializzato per l'individuazione sul posto delle singole criticità e la valutazione delle possibili modalità d'intervento;
- maggior grado di approfondimento della progettualità degli interventi di rafforzamento corticale.



12. VERIFICA DEGLI ELEMENTI FERMANEVE

Per il dimensionamento degli elementi fermaneve si rimanda a quanto riportato all'interno della razione di Elab. P-1.2 _Calcoli preliminari delle strutture, da considerarsi come documento complementare e a integrazione al presente elaborato.

Occorre evidenziare, tuttavia, che l'affinamento del dimensionamento degli elementi fermaneve dovrà essere condotto a seguito di necessari approfondimenti che esulano dal presente incarico e che dovranno essere svolti nell'ambito di successive attività di indagine e progettazione.



REGIONE PIEMONTE – Città Metropolitana di Torino
Comune di Moncenisio
*SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO CENISCHIA IN PROSSIMITÀ
DELL'ABITATO DI MONCENISIO*
Progetto di fattibilità tecnico - economica

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATI



ALLEGATO 1

– Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifica della deformazione del
rilevato

**Rilevato paramassi
presso il Comune di Moncenisio (TO)**

PREMESSA

La presente relazione analizza e dimensiona, sulla base dei dati pervenuti gli interventi di protezione per la mitigazione del rischio di caduta massi interessante il versante a nord dell'abitato di Moncenisio (TO).

La presente relazione si pone come obiettivo l'analisi geometrica del rilevato, al fine di definire, una volta noti i parametri del blocco di progetto (energia e altezza di impatto, nonché forma e dimensione), la dimensione minima che il rilevato deve avere. Tale dimensione verrà valutata, attraverso un foglio di calcolo allo Stato Limite Ultimo (collasso della struttura).

Una volta determinata la geometria del rilevato tale da garantire l'arresto del blocco di progetto e da assicurare la stabilità dello stesso in seguito all'impatto, si tratterà il dimensionamento della struttura in terra rinforzata che costituirà il rilevato paramassi.

Nel campo della geotecnica è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terreno strutturale, che avviene per strati successivi.

Così facendo, il regime di sollecitazioni che s'instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi, è tale da mobilitare la resistenza a trazione dei rinforzi in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno.

Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali.

Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario individuare i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi.

Il dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto la scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessarie a garantire la stabilità, noti che siano i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso specifico) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno).

I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

DATI DI INPUT E CONDIZIONI DI CALCOLO VERIFICATE

Al fine di definire la dimensione minima che il rilevato deve avere, sono stati presi in considerazione i dati di output delle simulazioni numeriche di caduta massi.

In particolare, nella definizione dei parametri di progetto, è stato preso in considerazione il seguente evento:

- un blocco con un diametro equivalente pari a 3.3 m (dunque un volume pari a circa 18.8 m³), che impatta sprigionano un'energia di progetto pari a circa 13540 kJ ad una quota di 4.00 m rispetto al p.c.;

Al fine di dimensionare il rilevato dal punto di vista dinamico, ovvero individuare la dimensione minima del rilevato che consenta a seguito dell'impatto di progetto di non essere soggetto ad un collasso strutturale, è stato condotto un calcolo attraverso un foglio di calcolo sviluppato in collaborazione con il Politecnico di Torino (di cui si riporta in seguito alcuni cenni teorici), è stato ipotizzato che il blocco di progetto abbia forma sferica, condizione più gravosa per quello che riguarda l'entità della penetrazione del blocco all'interno del corpo del rilevato.

Una volta determinata la geometria del rilevato tale da garantire l'arresto del blocco di progetto e da assicurare la stabilità dello stesso in seguito all'impatto, si è proceduto al dimensionamento della struttura in terra rinforzata che costituirà il rilevato paramassi.

Le verifiche di stabilità dell'opera sono state eseguite in accordo alle NTC 2018, considerando le seguenti proprietà geotecniche dei terreni:

TERRENO IN SITU: Detrito di Falda e Frana

- Peso specifico = 19 kN/m³
- Angolo di attrito interno del terreno = 35°
- Coesione = 0 kPa

TERRENO STRUTTURALE

- Peso specifico = 19 kN/m³
- Angolo di attrito interno del terreno = 35°
- Coesione = 0 kPa

Così come nel dimensionamento geometrico del rilevato, anche nelle verifiche di stabilità del medesimo sono stati considerati rinforzi in rete metallica a doppia torsione maglia tipo 8x10 filo 2.7/3.7 mm (elementi bifacciali) protetti adeguatamente dalla corrosione mediante rivestimento in lega eutettica di Zn/Al 5% e ulteriore rivestimento polimerico in PVC e caratterizzati da una resistenza a trazione di 50 kN/m.

Il dimensionamento della struttura è stato condotto sulla base dei dati forniti dal cliente secondo gli Stati limite Ultimi (SLU - SLV) sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: A2+M2+R2 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: A1+M1+R3 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: A1+M1+R3 (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 - capitolo 7.11 – sono state condotte anche le verifiche in condizioni sismiche applicando i coefficienti parziali dei parametri geotecnici ed alle resistenze (come definiti nel capitolo successivo), mentre i coefficienti parziali dei carichi sono stati posti pari ad 1.

Per quanto riguarda la stabilità globale si è utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2: M2+R2+kh±kv (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda le verifiche agli SLU di tipo geotecnico (GEO) cioè per le Verifiche Esterne a Scorrimento della Fondazione, verifica di Capacità Portante della Fondazione e verifica a Ribaltamento della Struttura si è utilizzato l'Approccio 2: M1+R3+kh±kv (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno).

Per quanto riguarda invece le verifiche agli SLU di tipo strutturale (STR) (NTC2018 par. 6.5.3.1.1 Muri di sostegno), per le Verifiche di resistenza degli elementi strutturali si è utilizzato l'Approccio 2: M1+R3+kh±kv.

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati viene condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite. La valutazione dei fattori di sicurezza alla stabilità viene condotta mediante un programma di calcolo denominato MacStar W cui la ricerca delle superfici critiche viene svolta attraverso la generazione automatica di un elevato numero di superfici di potenziale scivolamento. In particolare, in questa sede si fa riferimento al metodo di BISHOP modificato che prevede l'utilizzo di superfici di scorrimento circolari.

Per tutti i dettagli teorici si rimanda al manuale di calcolo allegato.

Il contributo dei teli di rinforzo viene introdotto nel calcolo solo se essi intersecano la superficie di scivolamento. La resistenza a trazione nei rinforzi può mobilizzarsi per l'aderenza tra il rinforzo stesso ed i materiali (terreno o altri rinforzi) che si trovano sopra e/o sotto.

Tale contributo viene simulato con una forza stabilizzante diretta verso l'interno del rilevato applicata nel punto di contatto tra superficie di scorrimento e rinforzo stesso. Il modulo di tale forza è determinato scegliendo il minore tra il valore della resistenza a rottura del rinforzo ed il valore della resistenza allo sfilamento del rinforzo nel tratto di ancoraggio o nel tratto interno alla porzione di terreno instabile.

Per tenere conto dell'effetto dei rinforzi è stato implementato un modello di comportamento rigido. Nel modello rigido si ipotizza che un qualsiasi rinforzo, che attraversi la superficie di potenziale scorrimento analizzata, fornisca la forza di rottura del rinforzo penalizzata del relativo coefficiente di sicurezza, indipendentemente dai valori di rigidezza dei rinforzi stessi. Per ciascun rinforzo vengono verificate le seguenti condizioni:

deve essere garantito un ancoraggio minimo;

deve essere garantito lo sfilamento nella zona di ancoraggio;

deve essere garantito lo sfilamento all'interno della porzione di terreno instabile.

Nel primo caso una lunghezza di ancoraggio inferiore al minimo stabilito comporta l'annullamento completo della trazione nel rinforzo. Nel secondo e terzo caso la trazione nel rinforzo viene limitata al minore dei due valori di sfilamento.

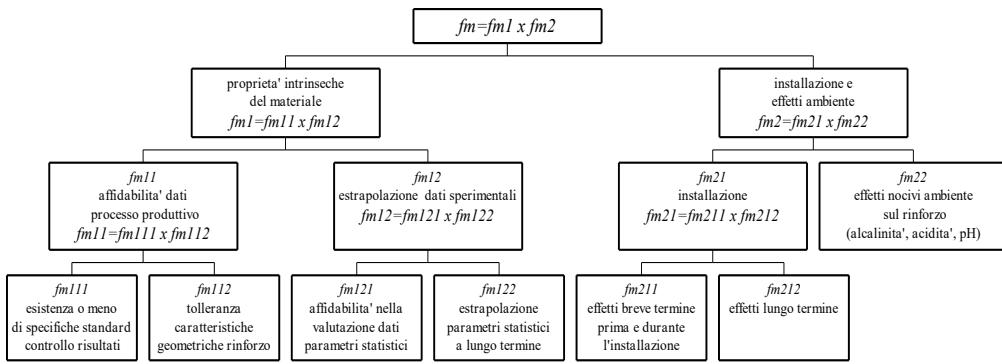
Ai fini del calcolo strutturale si è tenuto conto che si tratta di un'opera permanente per cui si è fatto riferimento alle prestazioni a lungo termine dei materiali metallici.

A tale proposito viene valutato il parametro di resistenza di lavoro T_d . Mancando in Italia uno specifico riferimento normativo, la stima della resistenza di lavoro degli elementi di rinforzo è stata determinata facendo riferimento allo schema illustrato di seguito che la normativa inglese BS8006 prescrive per i rinforzi in genere.

La resistenza di lavoro T_d è valutata secondo la formula:

$$T_d = T_b / f_m$$

Dove f_m è il fattore di sicurezza complessivo che consente di passare dalla resistenza a trazione nominale T_b e si compone secondo lo schema indicato sotto.



VERIFICA DI STABILITÀ' DEL RILEVATO A SEGUITO DELL'IMPATTO

Le sperimentazioni in vera grandezza e i reali casi di impatto sviluppati su terre rinforzate evidenziano come i fenomeni dell'impatto siano di difficile schematizzazione teorica e richiedano, per essere analizzati in modo completo, modellazioni numeriche in campo dinamico.

Lo sviluppo di un gran numero di analisi numeriche ha consentito in collaborazione con il Politecnico di Torino di mettere a punto una procedura analitica semplificata, affidabile e realistica, documentata in dettaglio nelle pubblicazioni scientifiche indicate in bibliografia.

Le simulazioni sono state condotte mediante un modello FEM (ABACUS/Explicit) tenendo conto di un rinforzo in rete a doppia torsione tipo 8x10, tipica del Terramesh Verde.

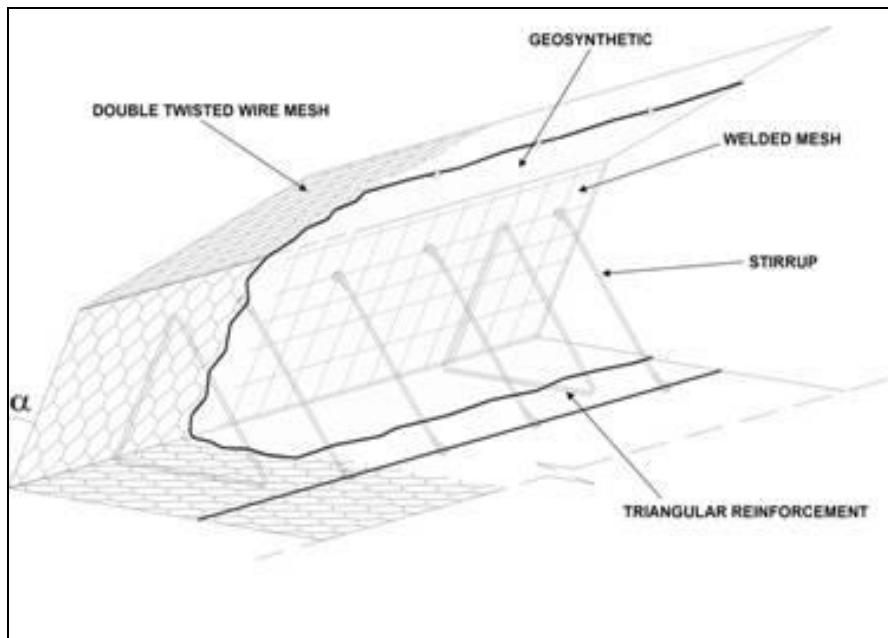


Fig. 1 – Schema costruttivo del rinforzo con reti metalliche tipo Terramesh

Basandosi sulle osservazioni sperimentali e su modelli numerici specificamente sviluppati nei quali

si è simulata l'azione stabilizzante di reti metalliche, è assodato che i principali meccanismi di dissipazione dell'energia posseduta dal blocco al momento dell'impatto sono i seguenti:

- scorrimento dei corsi di terreno rinforzato impattati;
- plasticizzazione del terreno sul paramento di monte con la creazione dell'impronta;
- energia accumulata in deformazioni elastiche del rilevato, restituita al blocco ad impatto terminato.

Percentualmente, l'energia cinetica posseduta dal blocco al momento dell'impatto viene dissipata secondo le seguenti percentuali:

- per attrito per scorrimento dei corsi impattati dal blocco pari a 10-15%;
- per creazione dell'impronta sul paramento di monte pari a 80-85%;
- per deformazioni elastiche del rilevato, restituita al blocco ad impatto terminato, pari a 3-5%.

Sulla base di questi dati, ipotizzando uno scorrimento rigido dei corsi sottoposti all'impatto del blocco, si deve verificare che l'energia di impatto non induca il collasso geometrico della struttura (verifica SLU), cioè il rilevato nella condizione deformata dopo l'urto, schematizzato nella figura seguente, sia ancora staticamente stabile e non sia collassato lasciando passare il blocco. La verifica richiede che:

- si determini il valore ξ (Figura 9) eguagliando il 10-15% dell'energia di impatto al lavoro plastico compiuto dalle forze di attrito sulle due interfacce terreno-rinforzo (superiore ed inferiore) che scorrono. Il calcolo deve essere sviluppato conoscendo l'angolo di attrito tra il terreno e tipologia di rinforzi (ϕ_{tg}) e può essere sviluppata applicando la formula seguente:

$$(0.10-0.15)*E_{imp} = Na_{sup} * \tan(\phi_{tg}) * \xi + Na_{inf} * \tan(\phi_{tg}) * \xi$$

da cui

$$\xi = [(0.10-0.15)*E_{imp}] / [Na_{sup} * \tan(\phi_{tg}) * Na_{inf} * \tan(\phi_{tg})]$$

dove N è il valore della forza di normale al contatto terreno-rinforzo sulle superfici di scorrimento.

- si determini il valore dell'approfondimento massimo dell'orma sul paramento di monte (δ_p) considerando la quota parte pari all' 80-85% dell'energia cinetica impattante ed applicando le formulazioni analitiche proposte in letteratura per lo studio dello strato di sabbia al di sopra delle gallerie paramassi (metodo di prima approssimazione) o mediante l'interpretazione di modellazioni numeriche specificamente realizzate. Nel seguito sarà adottato questo secondo metodo. Grazie a queste modellazioni è pertanto possibile determinare il valore di δ_p in modo preciso e tenendo conto delle specifiche proprietà

meccaniche (tensio-deformative) dei rinforzi, e delle caratteristiche geomeccaniche del terreno, seguendo la seguente formulazione:

$$\delta_p = K_{terr-rinf} * (0.8-0.85) * E_{imp}$$

dove $K_{terr-rinf}$ è un coefficiente di proporzionalità che dipende dal tipo di rinforzo (che dipende dalla forma del blocco, dalla resistenza a trazione, dalla deformabilità a trazione del rinforzo e dall'attrito rinforzo-terreno e che è stato determinato, nel caso di geogriglie metalliche in rete a doppia torsione, mediante una serie di modellazioni numeriche ad elementi finiti in campo dinamico). E' importante sottolineare che blocchi sferici hanno una capacità penetrante maggiore di blocchi di forma prismatica o cubica.

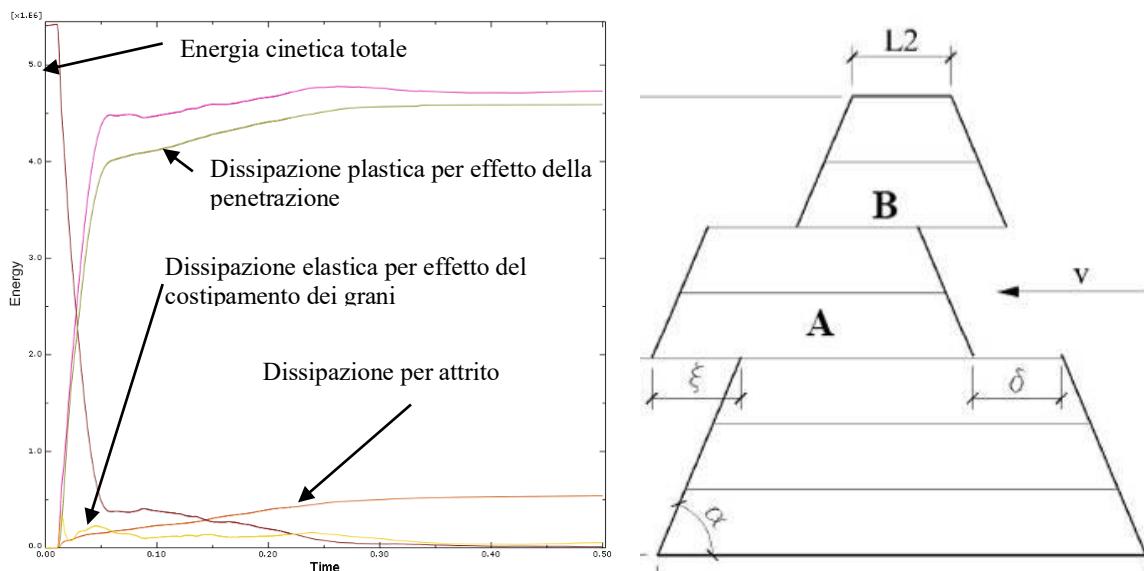


Fig. 2 - Geometria deformata del rilevato a seguito dell'impatto

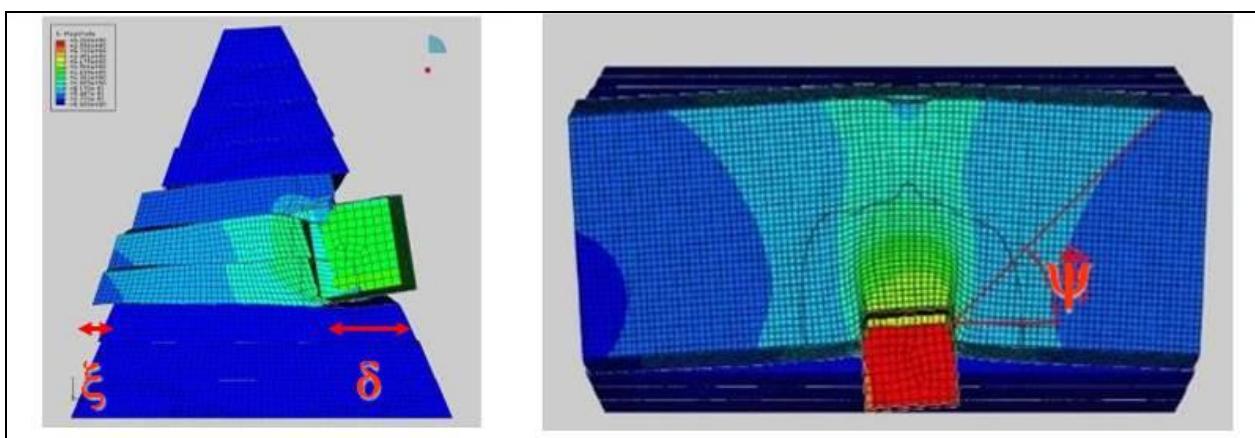


Fig. 3 - Evidenze sperimentali e di modelli numerici usati per la taratura del modello analitico di calcolo

Per quel che riguarda la ripartizione dell'energia impattante tra la componente di scorrimento, di plasticizzazione ed elastica, è ragionevole assumere i seguenti valori percentuali:

- percentuale di energia di plasticizzazione: 85%
- percentuale di energia di scorrimento: 12%
- percentuale di energia elastica: 3%.

Questi valori sono stati adottati nei calcoli di stabilità del rilevato oggetto di analisi.

Conoscendo gli spostamenti dei corsi dopo l'urto, sulla base della ripartizione energetica presentata, è possibile definire in modo completo la geometria del rilevato e, conseguentemente, verificare la stabilità dei due macro-elementi (A, B) che costituiscono la struttura deformata del rilevato.

In questo modo si può definire se il rilevato ha raggiunto condizioni di SLU.

La risposta del rilevato all'impatto del blocco di progetto è stata analizzata attraverso un software (CoREAR) sviluppato dal Politecnico di Torino in collaborazione con Officine Maccaferri.



Fig. 4 - Vallo paramassi in Terramesh Verde realizzato a protezione della strada SR 47 in Comune di Cogne (AO), interessato da impatti multipli, sui quali è stata eseguita una back analysis con modelli numerici ad elementi finiti

L'analisi del rilevato in questione è stata condotta allo STATO LIMITE ULTIMO.

Partendo dai dati di progetto sono stati individuati 2 parametri fondamentali al fine di poter validare la stabilità del rilevato all'impatto di progetto:

1. massimo spostamento verso valle (ξ)
2. massima penetrazione accettabile sul paramento di monte (δ)

Una volta noti tali parametri limite si è proceduto con l'analisi geometrica del rilevato, che viene di seguito riepilogata:

Una volta definiti i parametri di input relativi all'impatto (energia e altezza di impatto), al blocco (dimensione e forma) e alla geometria del rilevato (altezza, larghezza del coronamento, interasse dei rinforzi e inclinazione del paramento), è possibile determinare:

- lo scorrimento massimo verso valle della porzione del rilevato interessata dall'impatto
- la massima penetrazione del blocco sul paramento di monte del rilevato

ANALISI GEOMETRICA DEL RILEVATO

(impatto con un'energia di 13540 kJ)

Sulla base dei valori di energia sollecitante di progetto pari a 13540 kJ e di altezza di impatto di progetto pari a 4,00 m è stata condotta la verifica del rilevato allo STATO LIMITE ULTIMO.

1. DATI DI INPUT

Input data			
Trajectory parameters	Height of trajectory (hi)	4	[m]
	Block size (av.) (d)	3.3	[m]
	type of block	s	[-]
	Impact energy (Ei)	13540	[kJ]
Embankment data	upper width (Lu)	4	[m]
	embankment height (H)	6	[m]
	angle of the valley side (α_1)	34	[°]
	angle of the mountain side (α_2)	70	[°]
	thickness of the layer (t)	0.76	[m]
	ground density (γ)	19	[kN/m³]
Energy parameters	friction soil-reinforcement (ϕ)	35	[°]
	sliding coefficient (Sc)	0.12	[-]
	elastic coefficient (Ec)	0.03	[-]
	penetration coefficient (P _c)	0.85	[-]

2. SCORRIMENTO MASSIMO VERSO VALLE

Computation of sliding		
H	6	[m]
hi	4	[m]
Lu	4	[m]
α_1	0.59	[rad]
α_2	1.22	[rad]
upper thickness (sp ₁)	4.65	[m]
lower thickness (sp ₂)	10.75	[m]
upper area (A ₁)	41.47	[m²]
lower area (A ₂)	128.66	[m²]
ϕ	0.61	[rad]
upper friction force	-16.54	[kN]
lower friction force	2221.73	[kN]
E sliding (E _s)	1624.8	[kJ]
valley side sliding (ξ)	0.74	[m]

Dall'analisi si evince che il massimo scorrimento verso valle è quantificabile in 74 cm.

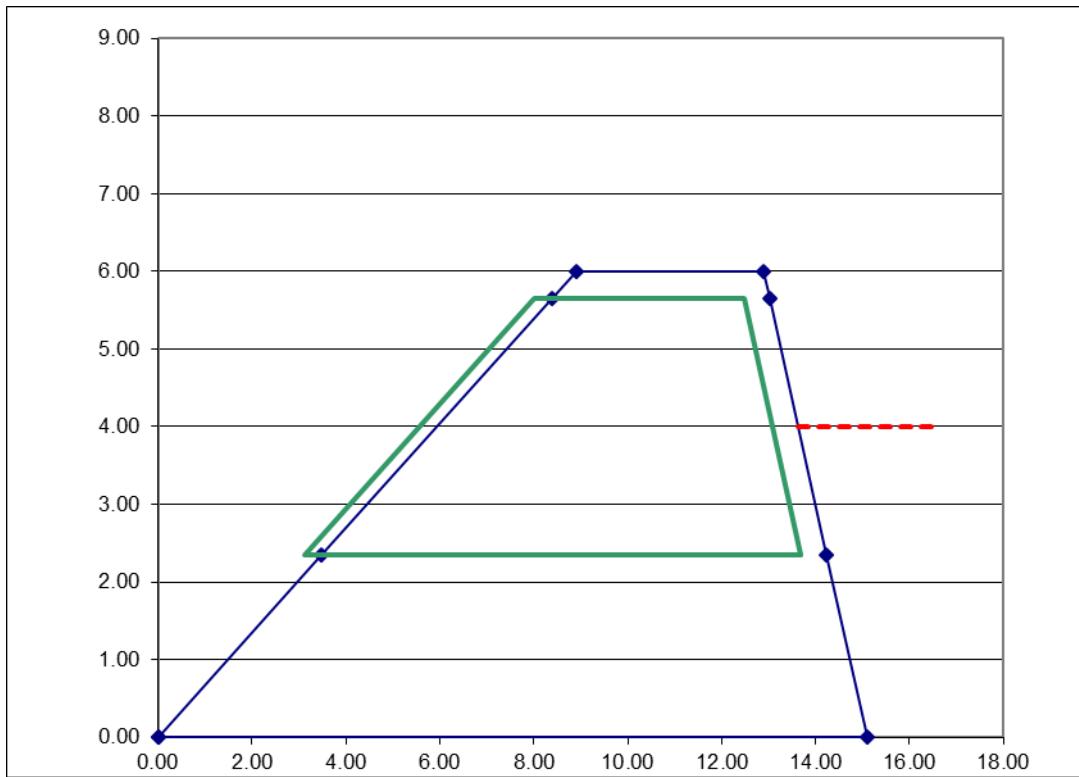
3. MASSIMA PENETRAZIONE DEL BLOCCO SUL PARAMENTO DI MONTE

Computation of penetration		
E penetration (Ep)	11509	[kJ]
volume of mountain side penetration (δv)	3.45	[m ³]
plastic penetration (δ)	0.32	[m]
corrected plastic penetration (cube-sfere)	0.38	
total mountain side displacement ($\delta + \xi$)	1.12	[m]

Anche questa condizione risulta essere verificata, in quanto la massima penetrazione plastica calcolata è pari a 38 cm, mentre la massima deformazione sul lato di monte del rilevato risulta pari a 112 cm.

Le verifiche allo STATO LIMITE ULTIMO (cioè di collasso) risultano quindi positive:

SLU verifications	
Lower check	OK
Upper check	OK



RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

Riferimenti normativi

- Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 17/01/2018
- Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni Approvate con D.Min. 14/01/2008
- Circolare al D.M. del 14/01/2008
- Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”, aprile 1997.
- Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”, ottobre 1997.
- Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”, febbraio 1998.
- UNI EN 14475 - Esecuzione di lavori geotecnici speciali - Terra rinforzata
- UNI 10006 - Costruzione e manutenzione delle strade - Tecniche di impiego delle terre
- ASTM D 3282 - Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes
- UNI EN 13242 - Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade
- UNI EN 13285 - Miscele non legate - Specifiche
- UNI EN ISO 14688-1 - Indagini e prove geotecniche - Identificazione e classificazione dei terreni - Identificazione e descrizione

Riferimenti bibliografici e scientifici

Peila D. (2011), Ground Reinforced Embankments for Rockfall Protection. From Real Scale Tests to Numerical Modelling. In: Rockfall Engineering / Lambert S., Nicot F. John Wiley & Sons, New York, pp. 252-284. ISBN 9781848212565

Peila D., Mignelli C. (2011), Progettazione di rilevati paramassi. In: Opere di prevenzione e di difesa dal rischio frane, Bologna (ITA), 27 ottobre 2010. pp. 79-89

C. Ronco; Oggeri C.; D. Peila; P. Bertolo; F. Ferraiolo; G. Giachetti (2010) Numerical modelling of ground reinforced embankments used for rockfall protection. In: AGS'10, 3rd EuroMediterranean Symp. on Advances in Geomaterials and structures, Djerba, 10-12 May 2010. pp. 269-276

Ronco C; Oggeri C.; Peila D (2009) Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. In: NATURAL HAZARDS AND EARTH SYSTEM SCIENCES, vol. 9 n. 4, pp. 1189-1199. - ISSN 1561-8633

Peila D; Oggeri C.; Castiglia C (2007) Ground reinforced embankments for rockfall protection: design and evaluation of full scale tests. In: LANDSLIDES, vol. 4 n. 3, pp. 255-265. - ISSN 1612-510X



REGIONE AUTONOMA SARDEGNA
Provincia di Nuoro – Comune di Arzana

Interventi di consolidamento a protezione dell'abitato

Progetto Definitivo - Esecutivo

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 2

– Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifiche di stabilità all'impatto

VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO PARAMASSI ALL'IMPATTO DI UN BLOCCO

Dai risultati dalla simulazione numerica di impatto di un masso su un rilevato paramassi si ricavano:

E_k (energia d'impatto)

V_k (velocità cinetica d'impatto)

h_k (altezza caratteristica d'impatto)

Noto il volume del masso che si stacca, si determinano:

1. il lato dell'impronta sul rilevato paramassi (si ipotizza che il masso sia contenuto in un cubo di lato "l"): $l=(\text{volume del masso})^{0.3333}$
2. raggio sferico equivalente: $r=[3*\text{volume del masso}/(4*\pi*\text{greco}())]^{0.3333}$

Altri dati del masso:

P.u.v. [kN/m^3]

massa=[(P.u.v.)*volume masso]/accelerazione di gravità

A differenza delle barriere paramassi elastiche, un terrapieno dissipa l'energia cinetica d'impatto del masso attraverso il lavoro che il masso stesso deve compiere per penetrare nella struttura in terra. Va quindi calcolata la profondità di penetrazione del blocco roccioso e verificata che sia inferiore allo spessore dell'opera. In caso contrario il manufatto va considerato sottodimensionato.

La profondità di penetrazione può essere valutata con la relazione di **Kar** (1978), nel caso d'impatto diretto con il materiale terroso:

$$Z = \frac{27183}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{E_s} \right)^{1.25} \cdot \left(\frac{P}{d^{2.31}} \right) \cdot \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.25}$$

E =modulo elasticità della roccia [kJ]

E_s =modulo elastico dell'acciaio [kJ]

Y =resistenza alla compressione semplice del terreno [kPa]

N =Fattore di forma del masso (1 per corpi appuntiti, 0.72 per corpi piatti)

V = velocità d'impatto del masso [m/s]

d = raggio sferico equivalente [cm]

P = peso del masso [kg]

La profondità di penetrazione è dunque:

$$z = \sqrt{Z} \cdot 2 \cdot d \quad \text{se } z/d \leq 2$$

$$z = (Z + 1) \cdot d \quad \text{se } z/d > 2$$

Nella pratica, vista la doppia soluzione possibile, andrà preso in considerazione il valore maggiore, e si dovrà verificare che la rispettiva condizione z/d sia rispettata. In caso contrario si assumerà come risultato valido l'altro valore calcolato. Nel caso il terrapieno sia sostenuto a monte da un muro o da una gabbionata l'espressione di Z va riscritta nel seguente modo:

$$Z = \frac{120328}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{E_s} \right)^{1.25} \cdot \left(\frac{m}{d^{2.8}} \right) \cdot \left(\frac{V}{1000} \right)^{1.8}$$

Se dal calcolo di Z risultasse che il masso penetra per una profondità superiore allo spessore del muro o della gabbionata, occorrerà valutare la velocità residua del blocco come segue

$$V_r = (V^{1.25} - V_m^{1.25})$$

con

V = velocità d'impatto del masso;

V_m = velocità minima necessaria per attraversare il muro o la gabbionata, valutabile ponendo il valore dello spessore del muro al posto del parametro z (a seconda del rapporto z/d risultante), determinando quindi Z e risolvendo l'espressione rispetto a V .

Solo a questo punto si può ottenere Z dalla seguente espressione (sostituendo V con V_r).

$$Z = \frac{27183}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{E_s} \right)^{1.25} \cdot \left(\frac{P}{d^{2.31}} \right) \cdot \left(\frac{V_r}{1000} \right)^{1.25}$$

Calcolo della forza impulsiva generata dall'impatto

Ipotesi:

Comportamento elasto-plastico del terreno costituente il terrapieno e di un carico dinamico variabile nel tempo.

La forza impulsiva massima generata dal masso può essere calcolata con la relazione di McCarty e Carden (1962)

$$F_{max} = K \cdot m \cdot \frac{V}{T}$$

F_{max} = forza impulsiva in [kgf]

K = costante posta generalmente pari a 2.022

m = massa del blocco [kg]

V = velocità d'impatto del masso [m/s]

T = durata dell'impatto [s]

Per determinare T si può utilizzare l'espressione :

$$T = 3.335 \cdot \frac{z}{V}$$

con

z = profondità di penetrazione del masso [m]

V = velocità d'impatto del masso [m/s]

Verifica a scivolamento

Nell'ipotesi che il masso incida pressoché ortogonalmente alla facciata, la forza d'impatto può scomporsi nelle due direzioni ortogonali definiti dal sistema di riferimento fissato a priori.

L'angolo di incidenza che la direzione della forza d'impatto forma con l'asse delle x si ricava dalla regola:

$$\alpha = [180 - (90 + \beta_2)]$$

dove :

β_2 rappresenta l'angolo di inclinazione del paramento di monte del terrapieno.

$$F_x = F \cdot \cos \alpha$$

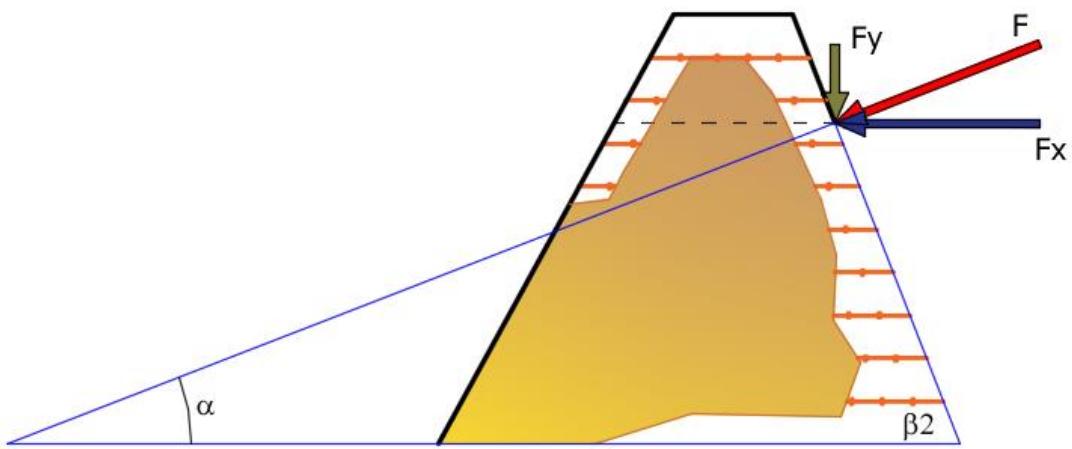
$$F_y = F \cdot \sin \alpha$$

Nota la geometria dell'opera occorre valutare il peso della porzione di rilevato che si oppone allo scorrimento:

La lunghezza del piano di scivolamento si determina dalla relazione:

$$L_s = 3 \cdot 1$$

Con il lato dell'impronta sul rilevato paramassi;



La larghezza del piano di scivolamento si determina da :

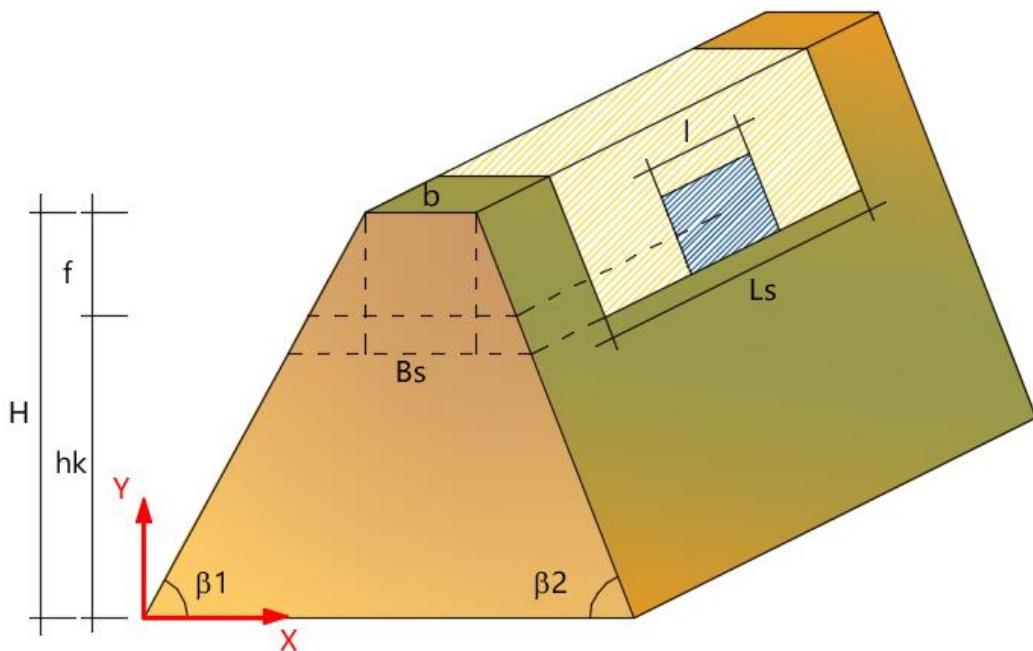
$$B_s = b + (H - hk) \cdot \left(\frac{1}{\tan \beta_1} + \frac{1}{\tan \beta_2} \right) + \frac{1}{2} (\cos \beta_1 + \cos \beta_2)$$

Il peso della porzione di rilevato che si oppone allo scorrimento sarà:

$$W_s = 0.5 \cdot (b + B_s) \cdot ((H - hk) + 0.5 \cdot 1 \cdot \sin \beta_2) \cdot L_s \cdot PUV_{manufatto}$$

Occorre verificare che la forza orizzontale dovuta all'impatto del masso sia contrastata, con un adeguato fattore di sicurezza dalla forza di attrito.

Per valutare la componente coesiva ed attrittiva che agisce sulla superficie di scorrimento si applica la seguente relazione:



$$\tau = c + \frac{P_r}{A} (\sin \theta \cdot \tan \varphi + \cos \theta) + (1 + \beta) \cdot \sigma \cdot \tan \varphi$$

C=coesione del terreno di riempimento [kN/mq]

Pr=Resistenza a trazione del rinforzo [kN]

A= Area dell'elemento di rinforzo [mq]

ϕ = angolo attrito interno del terreno di riempimento

θ = si può assumere $45 + \phi/2$

β = coefficiente che consente di tenere conto della dilatazione [0.2-0.4]

Si sostituisce alla Pr la Tallow e ad A la spaziatura dei rinforzi

Sostituendo tutti i valori si ottiene:

$$c_{\text{equiv}} = c + \frac{T_{\text{allow}}}{\text{spaziatura}} (\sin \theta \cdot \tan \phi + \cos \theta)$$

$$\phi_{\text{equiv}} = \arctan[(1 + \beta) \cdot \tan \phi]$$

Le componenti resistenti saranno

$T = W_s \cdot f_{ds} \cdot \tan \phi_{\text{equiv}}$ componente attrittiva

$C = c_{\text{equiv}} \cdot B_s \cdot L_s$ componente coesiva

La resistenza totale è la somma delle due componenti resistenti

$$R = T + C$$

La verifica viene eseguita dopo aver determinato il fattore di sicurezza

$$FS = \frac{R}{\gamma \cdot F_h}$$

Tipologia vallo paramassi
Tipo di paramento RINFORZATO

DATI SEZIONE

Larghezza sommità	4 m
Larghezza base	15 m
Inclinazione lato valle	35 °
Inclinazione lato monte	70 °
Altezza	6 m

DATI TERRENO RIEMPIMENTO

Peso unità di volume	19.8 KN/mc
Angolo di attrito	35 °
Coesione	0 kPa
Fattore di dilatanza	0.3 --
Coefficiente di attrito	0.95 --
Resistenza a compressione terreno	200 kPa

DATI ELEMENTI DI RINFORZO

Tallow	35.3 kN/m
Spaziatura	0.6 m

DATI MASSO

Volume	20 mc
Peso unità di volume	25 kN/mc
Velocità cinetica di impatto	24 m/s
Altezza impatto	4 m
Fattore di forma	1 --
Modulo elastico masso	5E+07 kPa
Modulo elastico acciaio	2.1E+08 kPa

METODO DI CALCOLO FORZA IMPULSIVA

Mc Carty e Carden (1962)

NORMATIVA

NTC 2008

Coefficiente parziale di resistenza 1.3 --

RISULTATI ANALISI

Forza impulsiva	
Profondità di penetrazione	3.55 m
Tempo d'impulso	0.49 s
Forza d'impatto	5013.76 kN
Verifica a scorrimento	

Resistenza	8263.04 m
Forza di scorrimento	4711.39 kN
Fattore di sicurezza	1.35 --



REGIONE AUTONOMA SARDEGNA
Provincia di Nuoro – *Comune di Arzana*

Interventi di consolidamento a protezione dell'abitato
Progetto Definitivo - Esecutivo

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 3

– Verifiche di stabilità del rilevato paramassi in terra rinforzata – verifiche interne e globali ai sensi delle NTC 2018

RILEVATO PARAMASSI IN TERRA RINFORZATA – VERIFICA INTERNA DEL RILEVATO

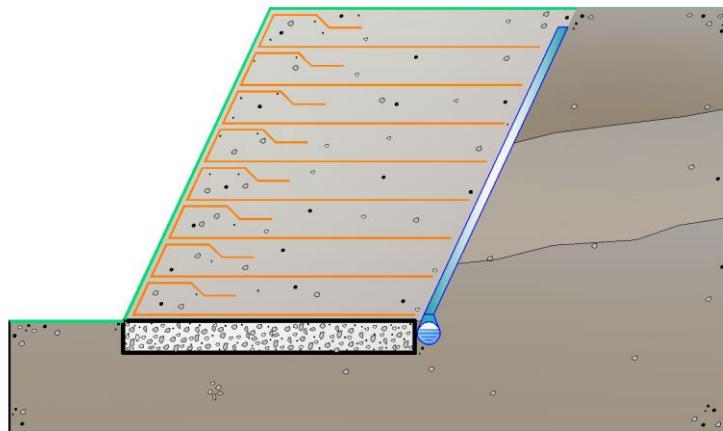
Verifiche Interne

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell’ammasso rinforzato, a fronte dell’introduzione di possibili cinematicismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).



Verifica a rottura

Si valuta l’entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell’opera. La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).

La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E’ necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto alla sommità dell’opera, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

Avendo indicato con T_{zi} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l’entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilizzare per stabilizzare l’opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.

Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico, se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

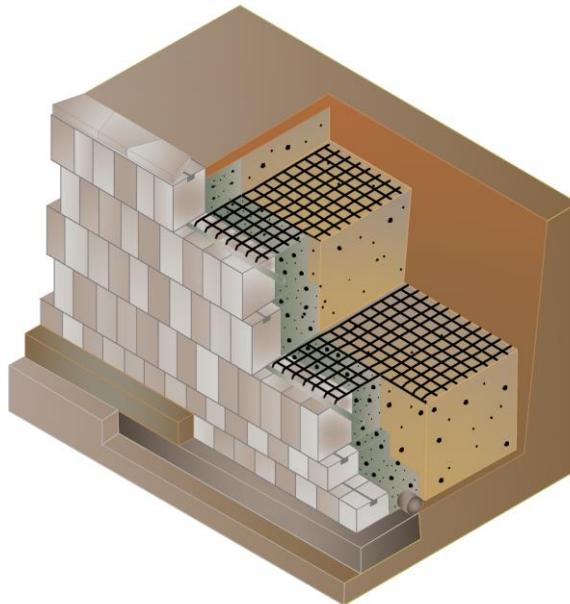
$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Muri a Blocchi

I muri a blocchi sono delle opere di contenimento del terreno che si compongono delle seguenti parti:

- Paramento murario esterno;
- Terreno di tamponamento;
- Rinforzi nel terreno.



Ai fini della stabilità del sistema le verifiche da effettuare sono:

- Verifica di resistenza interna dei rinforzi;
- Scorrimento e ribaltamento localizzato del paramento a blocchi;
- Stabilità globale del sistema (scorrimento, ribaltamento, carico limite).

Verifiche Interne sui rinforzi

Sono finalizzate ad analizzare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato.

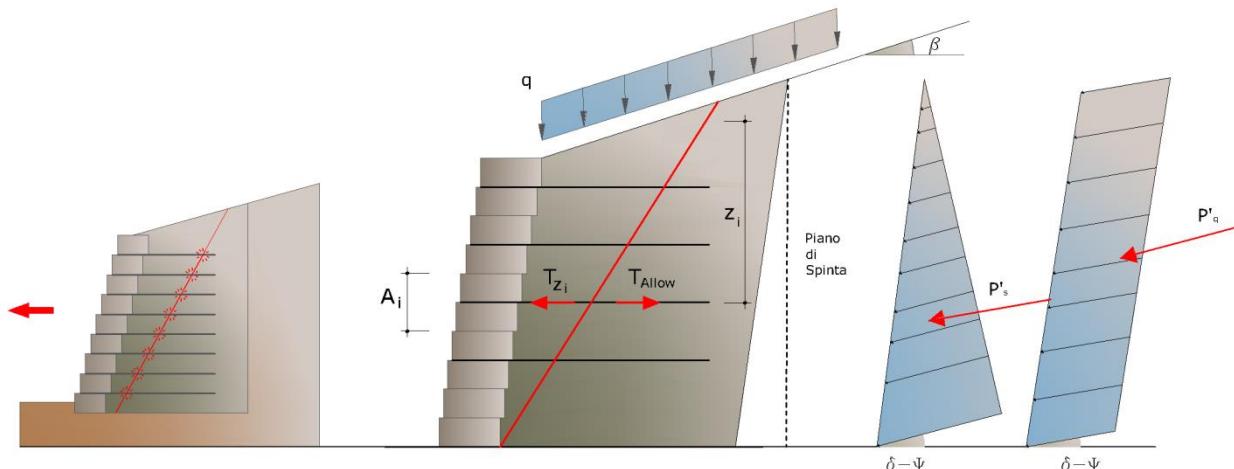
Hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, a fronte dell'introduzione di possibili cinematicismi di rottura che tendono a pregiudicare la funzionalità e la sicurezza del manufatto.

Le verifiche effettuate comprendono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi (Rottura);
- Verifica allo sfilamento (Pullout).

Verifica a rottura

Si valuta l'entità della resistenza mobilitata dal rinforzo per garantire il raggiungimento di una condizione stabile dell'opera. La sollecitazione instabilizzante è rappresentata dalla spinta a cui è sottoposto il manufatto da parte dei sistemi di carichi applicati (terreno a tergo, eventuale sovraccarico esterno ed azione del sisma).



La resistenza disponibile nel rinforzo si calcola a partire dalla sua resistenza nominale, applicando opportuni fattori di sicurezza:

$$T_{allow} = \frac{T_{nom}}{\prod_{i=1}^n FS_i}$$

E' necessario che per ogni livello z_i , profondità a cui è collocato il rinforzo rispetto al piano campagna, venga soddisfatta la relazione:

$$\frac{T_{allow}}{T_{zi}} \geq FS_{rottura}$$

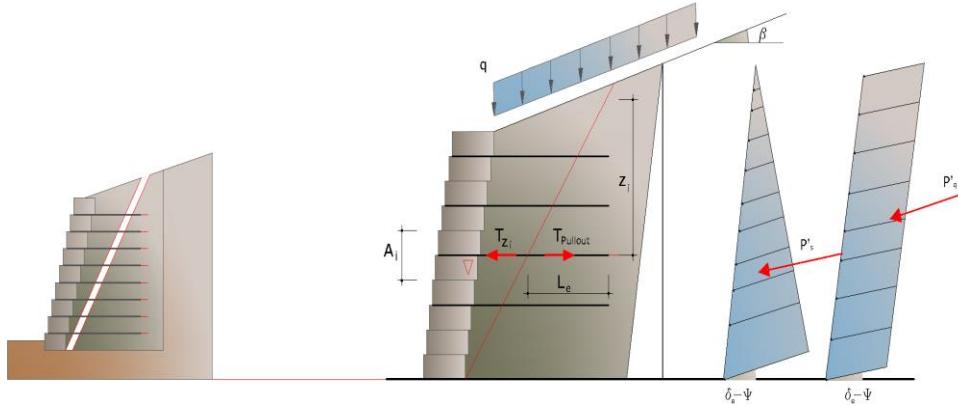
Avendo indicato con T_{zi} la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.

Verifica a sfilamento

La verifica a rottura, definisce l'entità della resistenza a trazione che il rinforzo deve essere in grado di mobilizzare per stabilizzare l'opera.

Il trasferimento della resistenza a trazione dal rinforzo al terreno può avvenire grazie all'interazione che si sviluppa all'interno del rinforzo in corrispondenza del tratto ancorato nella parte stabile del pendio.

In funzione della lunghezza di ancoraggio del telo, infatti, per effetto della spinta generata dalle sollecitazioni a tergo del tratto di terreno rinforzato, si sviluppa internamente al rinforzo, una resistenza che tende, per reazione, ad opporsi al movimento verso l'esterno del sistema composito.



Tale resistenza viene chiamata resistenza allo sfilamento (Pullout).

La resistenza allo sfilamento può essere determinata dalla seguente relazione:

$$T_{\text{pullout}} = 2 \cdot (L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi) \cdot \sigma'_v$$

dove:

T_{pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

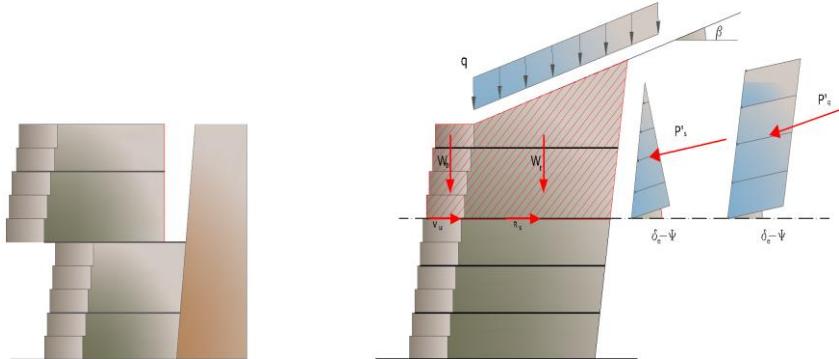
f_b Coefficiente di Pullout;

σ'_v Tensioni normali applicate sulla parte del rinforzo ancorato nella zona resistente, alla quota z_i ; in tale valore è incluso il contributo del sovraccarico se presente.

La verifica a sfilamento risulta soddisfatta se:

$$\frac{T_{\text{pullout}}}{T_{z_i}} \geq FS_{\text{rottura}}$$

Dove T_{z_i} è la resistenza richiesta, alla quota z_i , per garantire la stabilità del manufatto.



Verifica localizzata: scorrimento

$$F_s = \frac{R_s(n) + V_u(n)}{P_a(n)}$$

dove

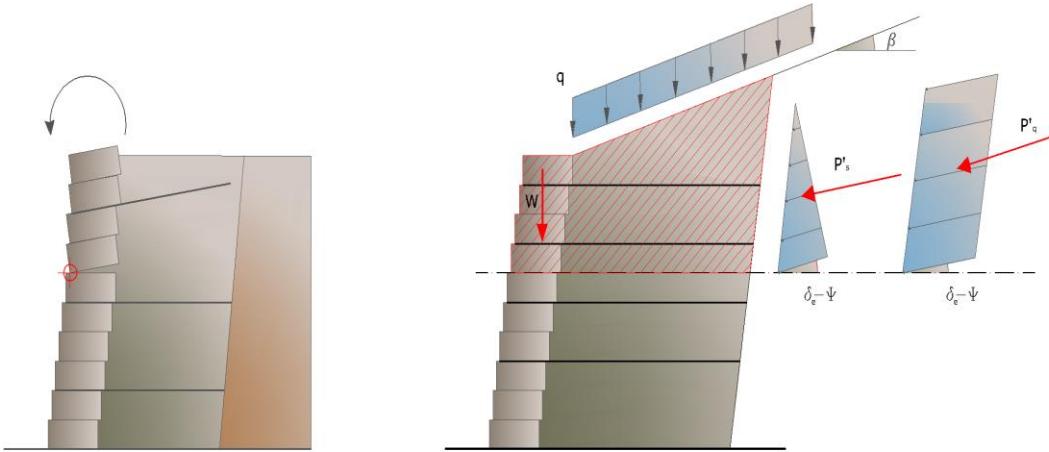
$R_s(n)$ Resistenza a taglio disponibile sulla superficie del rinforzo;

$V_u(n)$ Forza di taglio generata al contatto blocco-blocco;

$P_a(n)$ Forza instabilizzante.

Ribaltamento localizzato del muro

Si verifica che esiste un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rotazione rigida del sistema, delimitato inferiormente dal piano di contatto blocco-blocco. Il coefficiente di sicurezza verrà calcolato dall'equilibrio dei momenti delle forze agenti rispetto al punto di valle più esterno.



Verifica localizzata: ribaltamento

$$F_s = \frac{W_{wall}(n) \cdot b_w + W_{soil}(n) \cdot b_h + P_{a(vert.)}(n) \cdot b_{Pa(vert.)} + \sum_{i=1}^{n-1} R_{si} \cdot b_{si}}{P_{a(orizz.)}(n) \cdot b_{Pa(orizz.)}}$$

dove:

W_{wall} (n)	Peso del muro rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
b_w	Braccio della forza peso del blocco;
W_{soil} (n)	Peso del terreno e del sovraccarico rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
b_h	Braccio della forza peso del terreno;
$P_{a(orizz.)}$ (n)	Componente orizzontale della spinta sui blocchi;
$b_{Pa(orizz.)}$ (n)	Braccio della componente orizzontale di spinta;
$P_{a(vert.)}$ (n)	Componente verticale della spinta sui blocchi;
$b_{Pa(vert.)}$ (n)	Braccio della componente verticale di spinta;
R_{si} (n)	Resistenza a taglio disponibile sulla superficie dell' i-esimo rinforzo;
b_{si}	Braccio dell'azione tagliante dell'i-esimo rinforzo.

Stabilità Globale

La stabilità dell'opera viene verificata nel suo insieme considerandola come un corpo rigido; essa risulta assicurata, quando è verificata la sicurezza nei confronti del:

Ribaltamento

Scorrimento

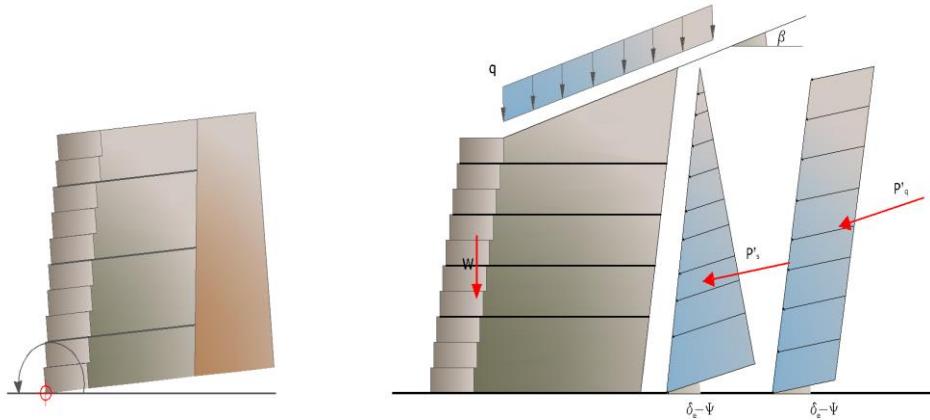
Carico limite

Verifica a ribaltamento

Il ribaltamento è rappresentato dalla possibile rotazione dell'opera rispetto al punto di valle.

L'azione che determina il ribaltamento è data dalla componente orizzontale delle spinte del terreno più eventuali azioni esterne; l'azione stabilizzante è data dalla componente verticale della spinta del terreno e dal peso proprio dell'opera. Si trascura la spinta passiva del terreno a valle del sistema a vantaggio di sicurezza. In termini analitici la verifica a ribaltamento

si esprime con la condizione che il momento stabilizzante M_s , rispetto al centro di rotazione, non sia inferiore al momento indotto dalle forze ribaltanti M_r .



Verifica globale: ribaltamento

$$F_s = \frac{M_{stab}}{M_{instab}} \geq \frac{W_{wall}(n) \cdot b_w + W_{soil}(n) \cdot b_h}{P_{a(orizz.)(n)} \cdot b_{Pa(orizz.)} - P_{a(vert.)} \cdot b_{pa(vert.)}}$$

dove:

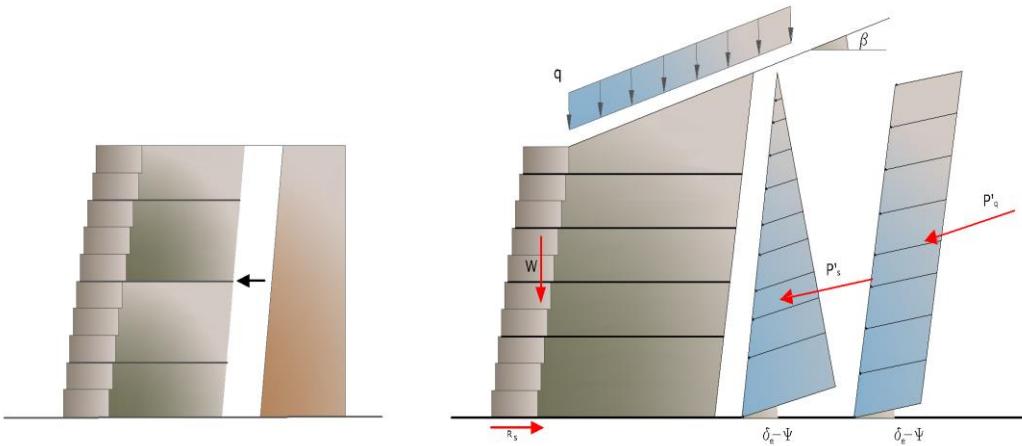
- W_{wall} (n) Peso del muro rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
- b_w Braccio della forza peso del muro;
- W_{soil} (n) Peso del terreno e del sovraccarico rispetto al piano di contatto blocco-blocco;
- b_h Braccio della forza peso del terreno;
- $P_{a(orizz.)}$ (n) Componente orizzontale della spinta sui blocchi;
- $b_{Pa(orizz.)}$ (n) Braccio della componente orizzontale di spinta;
- $P_{a(vert.)}$ (n) Componente verticale della spinta sui blocchi;
- $b_{pa(vert.)}$ (n) Braccio della componente verticale di spinta;

Verifica a scorrimento

Lo scorrimento dipende dalla possibilità che le forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno siano superiori alle forze di attrito terreno-fondazione.

La forza che determina lo scorrimento T è la componente orizzontale della spinta più eventuali sovraccarichi, mentre la forza che si oppone allo scorrimento è data dalla risultante delle forze normali N al piano di contatto moltiplicate per il coefficiente di attrito. Il coefficiente di attrito f è la tangente dell'angolo di attrito fondazione-terreno.

In termini analitici, la verifica, si esprime come:



Verifica globale: scorrimento

$$N \cdot f > FS \cdot T$$

$$F_s \geq \frac{W_{soil}(n) \cdot \tan \delta + C_a \cdot B_{soil}}{P_a(n)}$$

dove:

$W_{wall}(n)$ Peso del muro più eventuale sovraccarico rispetto al piano di contatto terreno-fondazione;

$P_a(n)$ Forza instabilizzante;

$\tan \delta$ Coefficiente d'attrito terreno fondazione;

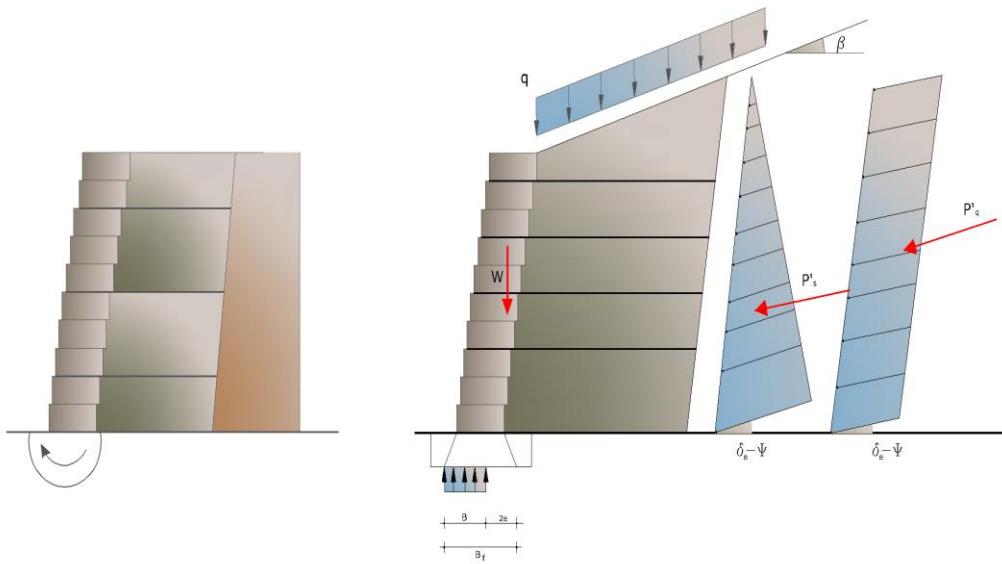
C_a Adesione del terreno;

B_{soil} Superficie di contatto terreno fondazione;

Verifica a carico limite

Si effettua confrontando la tensione normale massima sul piano di posa della fondazione con la tensione limite di rottura del terreno. Si ritiene verificata questa condizione se il rapporto tra la tensione limite e la tensione massima è superiore ad un prefissato fattore di sicurezza.

Si assume che il terreno abbia un comportamento di tipo rigido-plastico con rottura di tipo generale.



Verifica globale: carico limite

Il carico limite viene calcolato sfruttando i fattori correttivi proposti da Vesic (1975), ai fini del calcolo della tensione sollecitante la sezione di contatto terreno-fondazione si considera parzialmente reagente.

Sisma

In tutte le verifiche, sia locali che globali, in presenza di sisma se ne terrà conto introducendo le forze d'inerzia e l'incremento di spinta per effetto del sisma.

Nel calcolo del carico limite, l'effetto sisma, verrà valutato introducendo i fattori correttivi di inclinazione della risultante agente sul piano di posa della fondazione.

Struttura di sostegno armata

Il progetto di una terra rinforzata si articola secondo le seguenti fasi

Spaziatura delle strisce

Si valuta la spaziatura delle strisce di rinforzo in verticale e in orizzontale, come in Figura 1. Ciò non vale se il rinforzo è realizzato con reti metalliche o con fogli di geotessile, la cui spaziatura orizzontale è fissa. La spaziatura verticale può variare orientativamente da 0.2 a 1 m e quella orizzontale è compresa approssimativamente tra 0.8 e 1 m. Nell'analisi si fa riferimento a un tratto di larghezza unitaria, a cui si associa il diagramma delle pressioni orizzontali.

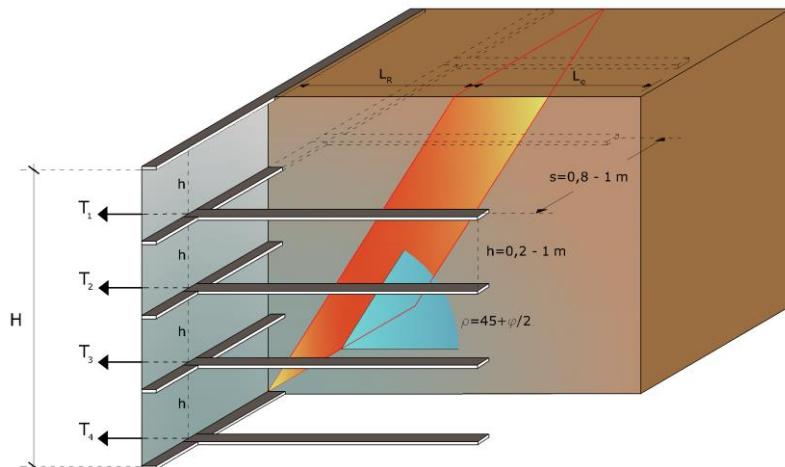


Fig. 1

Forze di trazione nei rinforzi

Si determinano le forze di trazione nei vari rinforzi, date dall'area del diagramma delle pressioni relative a ogni striscia. Per il diagramma triangolare relativo al terrapieno, la forza nella striscia è data dall'area dell'elemento trapezio ab'd'e viene trasformata nella pressione media q_i alla profondità della striscia Z_i mediante la relazione:

$$q_i = \gamma \cdot z_i \cdot K_a$$

La pressione q_i agisce su una area definita dalla spaziatura delle armature $h \times s$ e corrisponde a una forza di trazione nel rinforzo pari a:

$$T_i = q_i \cdot A = \gamma \cdot z_i \cdot K_a \cdot (h \cdot s)$$

Per l'equilibrio la somma delle forze di trazione deve essere pari alla componente orizzontale delle forze agenti.

$$\sum T_i = P_{ah}$$

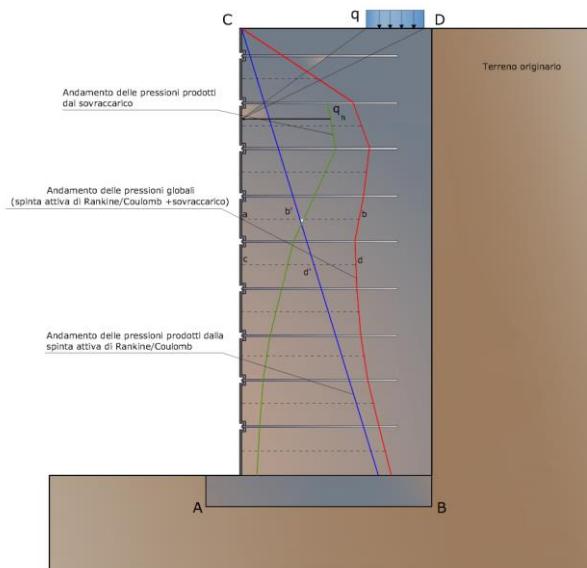


Fig. 2

Calcolo delle lunghezze efficaci L_e

Si calcolano le lunghezze delle strisce L_e che compaiono in Figura 3, necessarie affinché si sviluppi una forza d'attrito $F_r = T_i$. Sulla base di tali lunghezze e delle dimensioni del cuneo di Rankine, si può determinare la lunghezza globale L_o delle strisce da utilizzare. In generale, per tutta l'altezza del muro si usano strisce della stessa lunghezza. La lunghezza di ancoraggio dipende dal coefficiente d'attrito $f = \tan \delta$ tra suolo e rinforzo, essendo δ un'opportuna frazione dell'angolo d'attrito interno del terreno ϕ . Se la striscia è sufficientemente scabra $\delta = \phi$, mentre per metalli lisci δ è compreso orientativamente tra 20° e 25° .

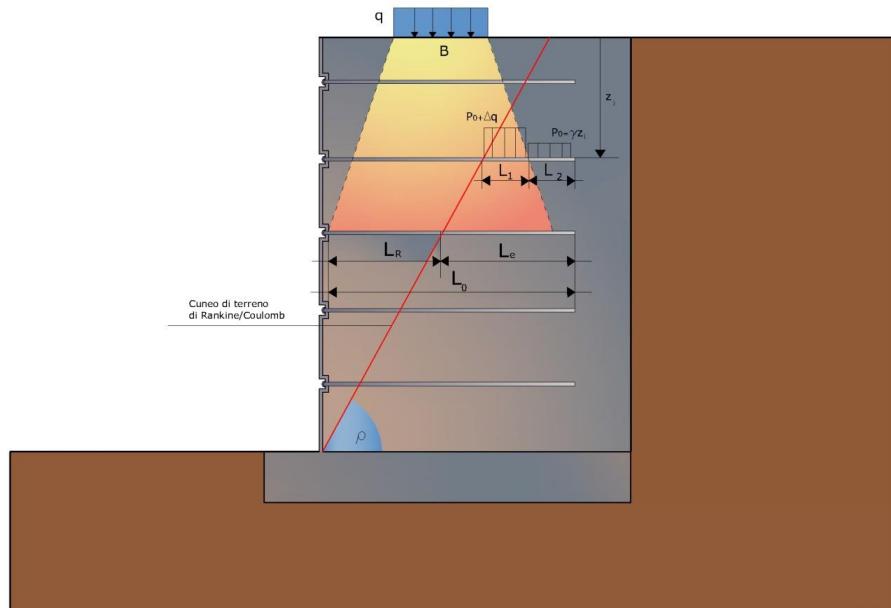


Fig. 3

Per strisce di dimensioni $b \times L_e$ o per fogli di geotessile di larghezza unitaria e lunghezza L_e , entrambe le facce sviluppano attrito; per barre circolari, l'attrito resistente è sviluppato lungo il perimetro. In ogni caso, l'attrito è dato dal prodotto di f per la pressione normale al rinforzo calcolata come $p_o = \gamma z_i$ dove z_i è la distanza media dalla superficie del terreno al rinforzo. Si ha quindi:

Per strisce:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (b \cdot L_e) \geq T_i$$

Per barre:

$$F_i = \pi \cdot D \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (L_e) \geq T_i$$

Per fogli:

$$F_i = 2 \cdot (\gamma \cdot z_i) \cdot \tan \delta \cdot (1 \cdot L_e) \geq T_i$$

Se nelle precedenti formule il segno \geq è sostituito col segno di uguale, il coefficiente di sicurezza FS è pari a 1. Se si assume $FS > 1$, il valore di L_e risulta necessariamente maggiore di quello dato da queste formule.

Si determina quindi la sezione delle armature $b \times t$. Per barre o strisce in metallo avente sforzo ammissibile pari a $f_a = f_y/FS$ si ha:

$$b \cdot t \cdot f_a > T_i \quad \text{oppure} \quad \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot f_a > T_i$$

Nel caso di geotessili si ha il problema che la resistenza del tessuto varia a seconda del produttore; tra quelli possibili si sceglie un tessuto che:

Larghezza striscia $b \times$ resistenza per unità di larghezza $\geq T_i$

Descrizione

Geometria

Nr.	X (m)	Y (m)
1	0.0	0.0
2	2.18	6.0
3	6.18	6.0
4	6.18	0.0

Terreno rinforzo

Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0 kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	34 °
Coesione	0 kg/cm ²
Angolo attrito terreno rinforzo	24 °

Terreno riempimento

Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0 kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	34 °
Coesione	0 kg/cm ²
Angolo di attrito terra muro	0 °

Terreno fondazione

Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Peso unità di volume saturo	0 kg/m ³
Angolo di resistenza a taglio	34 °
Coesione	1 kg/cm ²

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0	4	4	--	24.47	1.57
2	0.22	0.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.1	3.9	4	--	23.85	1.75
3	0.44	1.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.2	3.8	4	--	23.23	1.96
4	0.65	1.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.3	3.7	4	--	22.62	2.24
5	0.87	2.4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.4	2.6	3	--	15.88	2.62
6	1.09	3.0	(6) XGrid	1	1	0.51	2.49	3	--	15.26	3.14

			PET PVC 60/30 IT								
7	1.31	3.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.61	2.39	3	--	14.64	3.93
8	1.53	4.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.71	2.29	3	--	14.03	5.24
9	1.74	4.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.81	2.19	3	--	13.41	7.86

Elenco rinforzi

Tipo	Descrizione	Struttura (mm)	Resistenza
1	STRIP 15x5	Strisce Larghezza, Spessore=15/5	370 N/mm ²
2	BAR □20	Barre Diametro=20	370 N/mm ²
3	SHEET 330	Geosintetici	330 kN/m
4	SHEET 401	Geosintetici	401 kN/m
5	Xgrid PET PVC 40/30 IT	Geosintetici	23.55 kN/m
6	XGrid PET PVC 60/30 IT	Geosintetici	35.33 kN/m
7	XGrid PET PVC 80/30 IT	Geosintetici	47.11 kN/m
8	XGrid PET PVC 110/30 IT	Geosintetici	64.77 kN/m
9	XGrid PET PVC 150/30 IT	Geosintetici	88.32 kN/m
10	Xgrid PET PVC 500/30 IT	Geosintetici	294.41 kN/m
11	Xgrid PET PVC 600/30 IT	Geosintetici	353.29 kN/m
12	Xgrid PET PVC 700/30 IT	Geosintetici	412.17 kN/m
13	Xgrid PET PVC 900/30 IT	Geosintetici	529.94 kN/m
14	Xgrid PET PVC 900/30 IT	Geosintetici	529.94 kN/m
15	Xgrid PET PVC 1000/30 IT	Geosintetici	588.82 kN/m
16	Xgrid PET PVC 1100/30 IT	Geosintetici	588.82 kN/m
17	Xgrid PET PVC 1200/30 IT	Geosintetici	706.58 kN/m
18	Xgrid PET PVC 1300/30 IT	Geosintetici	765.46 kN/m

Descrizione

Nr.	Confermare con il pulsante destro del mouse	X (m)	Y (m)	Lx (m)	Ly (m)	Q (kg/cm ²)
1	####0.0#	2.5	6	4	10	0.3

Combinazione 1 (A1+M1+R3)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.30
3	Spinta falda	1.30

4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Carico in testa	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.4
3	Scorrimento	1.1
4	Resistenza terreno	1.4
5	Ribaltamento	1.15

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+R)

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	0.00
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Carico in testa	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1.2
5	Ribaltamento	1

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+Beta(50%))

Nr.	Azioni	Fattore combinazione
1	Peso muro	1.00
2	Spinta terreno	1.00
3	Spinta falda	1.00
4	Spinta sismica in x	1.50
5	Spinta sismica in y	0.00
6	Carico in testa	0.00

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali SLU
1	Tangente angolo res. taglio	1
2	Coesione	1
3	Coesione non drenata	1
4	Peso unità volume	1
	Angolo attrito terreno rinforzo	

Nr.	Parametro	Coefficiente parziale resistenza [R]
2	Carico limite	1.2
3	Scorrimento	1
4	Resistenza terreno	1.2
5	Ribaltamento	1

Combinazione 1 (A1+M1+R3)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0	4	4	--	24.47	1.57
2	0.22	0.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.1	3.9	4	--	23.85	1.75
3	0.44	1.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.2	3.8	4	--	23.23	1.96
4	0.65	1.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.3	3.7	4	--	22.62	2.24
5	0.87	2.4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.4	2.6	3	--	15.88	2.62
6	1.09	3.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.51	2.49	3	--	15.26	3.14
7	1.31	3.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.61	2.39	3	--	14.64	3.93
8	1.53	4.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.71	2.29	3	--	14.03	5.24
9	1.74	4.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.81	2.19	3	--	13.41	7.86

VERIFICHE LOCALI

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6.2/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6.2/6.0) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.0	0.0	1733.0	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.28	0.28	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	11464.71	0.0	6.18	2.0
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	6.18	3.0

Spinta incremento sismico	0.0	0.0	6.18	2.0
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Peso muro	0.0	52925.81	3.6	2.79

Momento stabilizzante	190326.4 kgm
Momento ribaltante	22929.42 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	11464.71 kg
Sommatoria forze verticali	52925.81 kg
Coefficiente di attrito	0.67
Adesione	1 kg/cm ²
Forze normali al piano di scorrimento	52925.81 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	11464.71 kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	7.73

Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	190326.36 kgm
Momento ribaltante	22929.42 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	9.55

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	11464.71 kg
Somma forze in direzione y (Fy)	52925.81 kg
Somma momenti	-167396.94 kgm
Larghezza fondazione	6.18 m
Eccentricità su B	0.07 m
Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	34 °
Coesione	1 kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1733 kg/m ³
Nq	36.5
Nc	52.64
Ng	36.96
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	1
ic	1

ig

1

Carico limite verticale (Qlim) 3197131 kg

Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) **60.41****Carico limite verificato Csq>1****Tensioni sul terreno**

Ascissa centro sollecitazione 3.16 m

Larghezza della fondazione 6.18 m

x = 0.0 Tensione... 0.8 kg/cm²x = 6.18 Tensione... 0.92 kg/cm²

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+R)

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0	4	4	--	31.81	2.04
2	0.22	0.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.1	3.9	4	--	31.01	2.27
3	0.44	1.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.2	3.8	4	--	30.2	2.55
4	0.65	1.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.3	3.7	4	--	29.4	2.92
5	0.87	2.4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.4	2.6	3	--	20.64	3.4
6	1.09	3.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.51	2.49	3	--	19.84	4.09
7	1.31	3.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.61	2.39	3	--	19.04	5.11
8	1.53	4.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.71	2.29	3	--	18.23	6.81
9	1.74	4.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.81	2.19	3	--	17.43	10.21

VERIFICHE LOCALI

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6.2/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6.2/6.0) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.0	0.0	1733.0	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.28	0.28	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	8819.01	0.0	6.18	2.0
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	6.18	3.0

Spinta incremento sismico	0.0	0.0	6.18	2.0
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Peso muro	0.0	52925.81	3.6	2.79

Momento stabilizzante	190326.4 kgm
Momento ribaltante	17638.02 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	8819.01 kg
Sommatoria forze verticali	52925.81 kg
Coefficiente di attrito	0.67
Adesione	1 kg/cm ²
Forze normali al piano di scorrimento	52925.81 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	8819.01 kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	11.06

Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	190326.36 kgm
Momento ribaltante	17638.02 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	10.79

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	8819.01 kg
Somma forze in direzione y (Fy)	52925.81 kg
Somma momenti	-172688.34 kgm
Larghezza fondazione	6.18 m
Eccentricità su B	0.17 m
Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	34 °
Coesione	1 kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1733 kg/m ³
Nq	36.5
Nc	52.64
Ng	36.96
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	1
ic	1

ig 1
 Carico limite verticale (Qlim) 3729986 kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) **70.48**
Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3.26 m
 Larghezza della fondazione 6.18 m

x = 0.0 Tensione... 0.71 kg/cm²
 x = 6.18 Tensione... 1 kg/cm²

Combinazione 2 (A_Unitari+M1+Beta(50%))

Nr.	X (m)	y (m)	Tipo	Lunghezza ripiegatura (Lrip) (m)	Lunghezza facciata (Lf) (m)	Lunghezza non efficace (Lr) (m)	Lunghezza efficace (Le) (m)	Lunghezza totale (Lt) (m)	Interasse (m)	Fattore sicurezza sfilamento	Fattore sicurezza rottura
1	0.0	0.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0	4	4	--	31.81	2.04
2	0.22	0.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.1	3.9	4	--	31.01	2.27
3	0.44	1.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.2	3.8	4	--	30.2	2.55
4	0.65	1.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.3	3.7	4	--	29.4	2.92
5	0.87	2.4	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.4	2.6	3	--	20.64	3.4
6	1.09	3.0	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.51	2.49	3	--	19.84	4.09
7	1.31	3.6	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.61	2.39	3	--	19.04	5.11
8	1.53	4.2	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.71	2.29	3	--	18.23	6.81
9	1.74	4.8	(6) XGrid PET PVC 60/30 IT	1	1	0.81	2.19	3	--	17.43	10.21

VERIFICHE LOCALI

VERIFICHE GLOBALI [Condizione drenata]

Piano di rottura passante per (xr1,yr1) = (6.2/0.0) m

Piano di rottura passante per (xr2,yr2) = (6.2/6.0) m

Centro di rotazione (xro,yro) = (0.0/0.0) m

Discretizzazione terreno

Qi	Quota iniziale strato;
Qf	Quota finale strato
P.U.V.	Peso unità di volume (kg/m ³);
Eps	Inclinazione dello strato (°);
Fi	Angolo di resistenza a taglio;
Delta	Angolo di attrito terra muro (°);
c	Coesione (kg/cm ²);
β	Angolo perpendicolare al paramento lato monte (°);

Qi	Qf	P.U.V.	Eps	Fi	Delta	c	β
6.0	0.0	1733.0	0.0	34.0	0.0	0.0	0.0

Coefficienti di spinta ed inclinazioni

μ	Angolo di direzione della spinta
Ka	Coefficiente di spinta attiva,
Kd	Coefficiente di spinta dinamica,
Dk	Coefficiente di incremento dinamico,

μ	Ka	Kd	Dk
90.0	0.28	0.28	0.0

Spinte risultanti e punto di applicazione

Fx	Forza in direzione x (kg);
Fy	Forza in direzione y (kg);
Z(Rpy)	Ordinata punto di applicazione risultante spinta (m);

	Fx	Fy	Z(Rpx)	Z(Rpy)
Spinta attiva	8819.01	0.0	6.18	2.0
Spinta attiva Coesione	0.0	0.0	6.18	3.0

Spinta incremento sismico	0.0	0.0	6.18	2.0
Spinta statica sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Spinta incr. sismico sovraccarico	0.0	0.0	6.18	3.0
Peso muro	0.0	52925.81	3.6	2.79

Momento stabilizzante	190326.4 kgm
Momento ribaltante	17638.02 kgm

Verifica alla traslazione

Sommatoria forze orizzontali	8819.01 kg
Sommatoria forze verticali	52925.81 kg
Coefficiente di attrito	0.67
Adesione	1 kg/cm ²
Forze normali al piano di scorrimento	52925.81 kg
Forze parall. al piano di scorrimento	8819.01 kg
Coeff. sicurezza traslazione Csd	11.06

Traslazione verificata Csd > 1

Verifica al ribaltamento

Momento stabilizzante	190326.36 kgm
Momento ribaltante	17638.02 kgm
Coeff. sicurezza ribaltamento Csv	10.79

Muro verificato a ribaltamento Csv>1

Carico limite: TERZAGHI

Somma forze in direzione x	8819.01 kg
Somma forze in direzione y (Fy)	52925.81 kg
Somma momenti	-172688.34 kgm
Larghezza fondazione	6.18 m
Eccentricità su B	0.17 m
Peso unità di volume	1733 kg/m ³
Angolo di resistenza al taglio	34 °
Coesione	1 kg/cm ²
Terreno sulla fondazione	0 m
Peso terreno sul piano di posa	1733 kg/m ³
Nq	36.5
Nc	52.64
Ng	36.96
sq	1
sc	1
sg	1
Zg (Effetto inerziale in fondazione)	1
iq	1
ic	1

ig 1
Carico limite verticale (Qlim) 3729986 kg
Fattore sicurezza (Csq=Qlim/Fy) **70.48**
Carico limite verificato Csq>1

Tensioni sul terreno

Ascissa centro sollecitazione 3.26 m
Larghezza della fondazione 6.18 m

x = 0.0 Tensione... 0.71 kg/cm²
x = 6.18 Tensione... 1 kg/cm.24

RILEVATO PARAMASSI IN TERRA RINFORZATA – VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

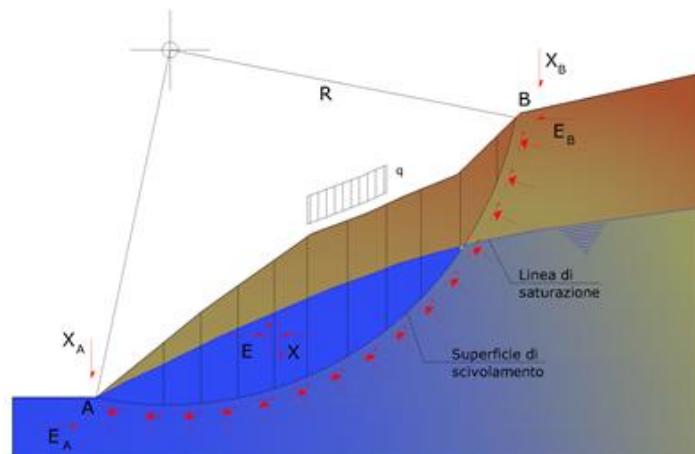
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a_i che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \phi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

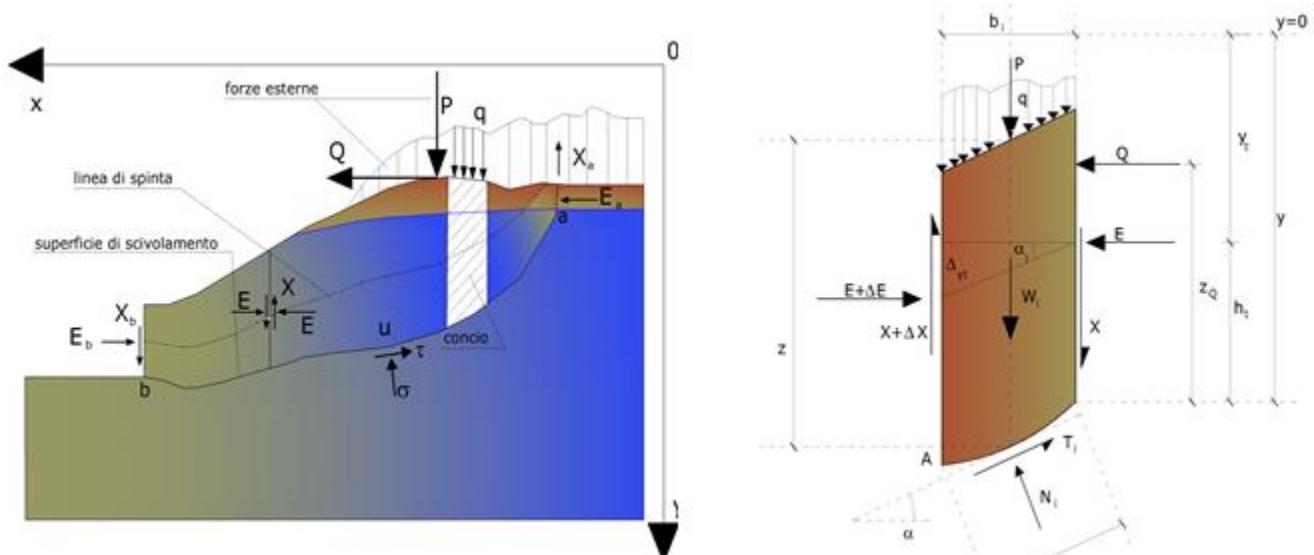
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

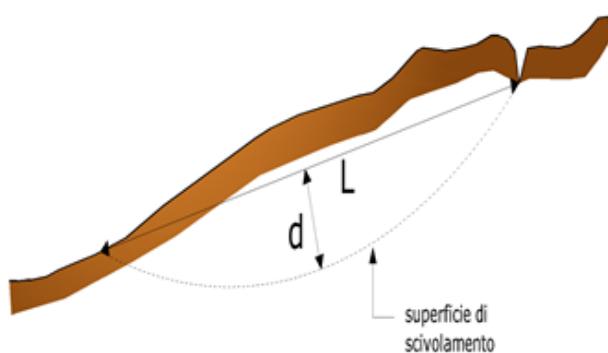
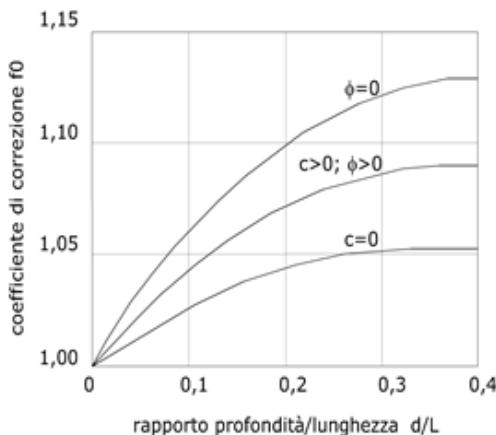


Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisca nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

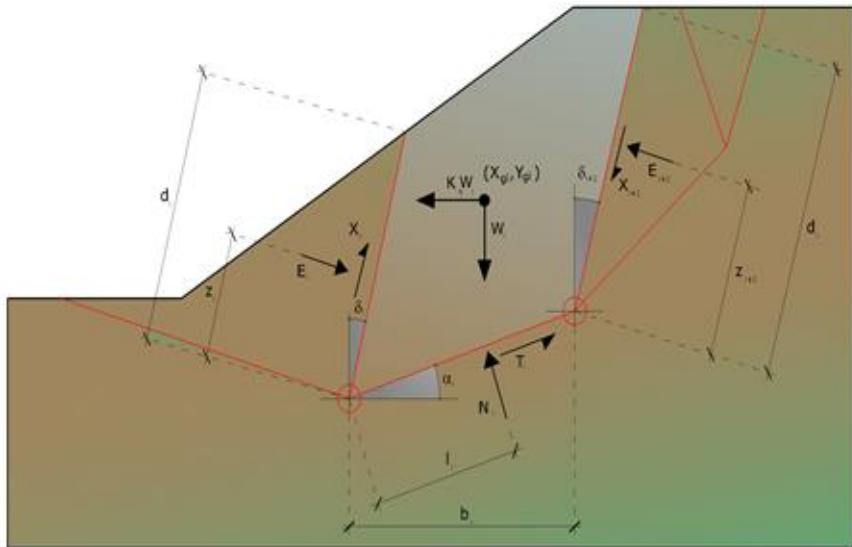
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta E_i &= 0 \\ \Sigma \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \tan(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \tan(\psi'_i - \alpha') + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

$$\begin{aligned} K &= K_c && \text{Accelerazione critica se } F=1 \\ F &= F_s && \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K=0 \end{aligned}$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i=0$ con $i=1,\dots,n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \phi \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

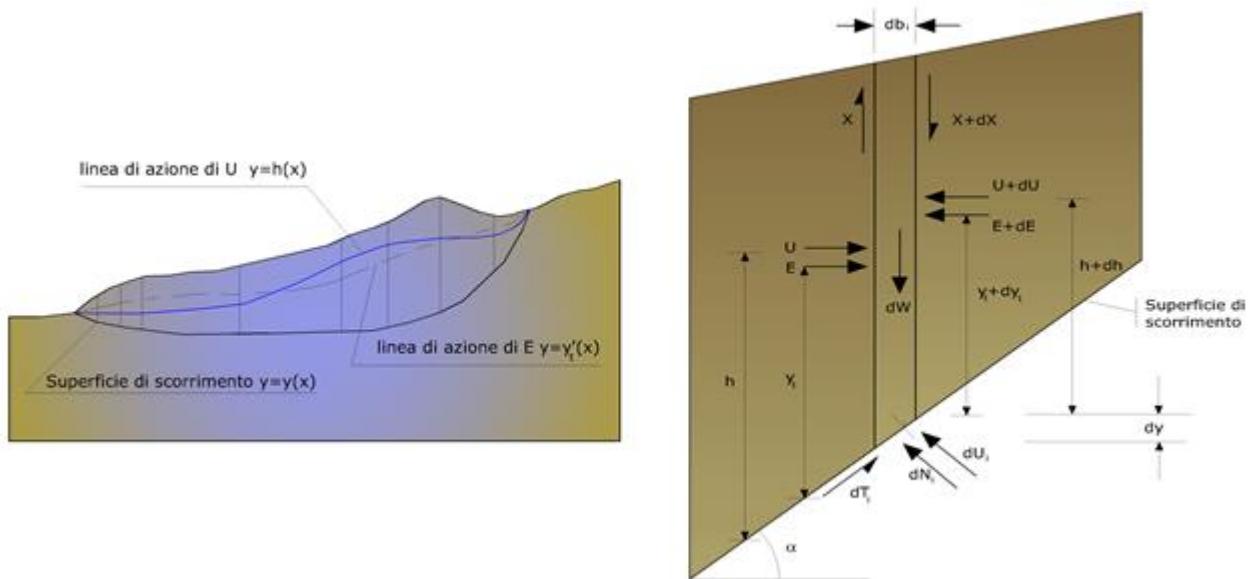
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoida, semisinusoide, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutre alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) &= \\ &= \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$



Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Morgenstern e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta “**equazione dei momenti**”, viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l’uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all’asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l’influenza sulla formazione dell’effetto arco di alcuni parametri come l’interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l’interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell’effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell’altezza media dell’inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all’inclinazione della base della striscia (α), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un’unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

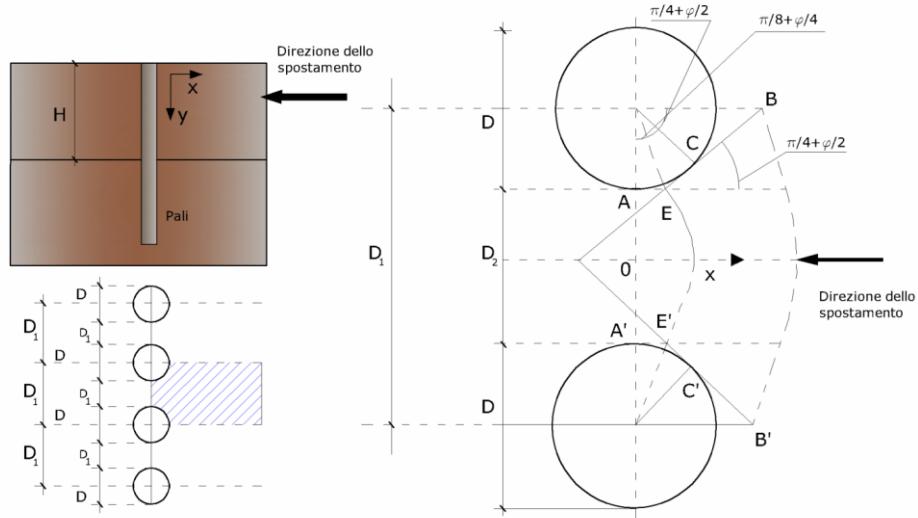
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B;
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plasticò, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-Coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A' ;
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[1/\left(N_\varphi \tan \varphi\right) e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right] + K_3 - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D₁ = interasse tra i pali;

D₂ = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere c = 0, l'espressione diventa:

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C [D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2)] + \gamma \cdot Z (D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(z) dz$$

$$P = C \cdot H [D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2)] + \frac{1}{2} \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P , influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

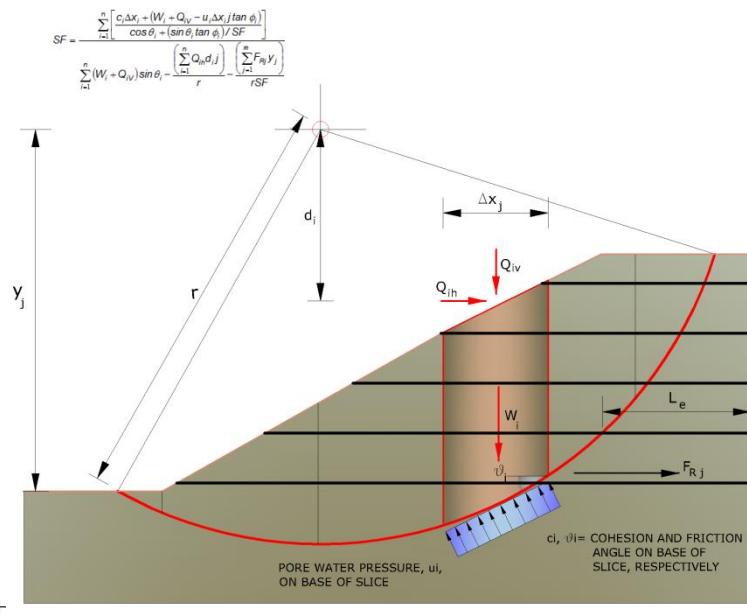
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento .

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{\text{Pullout}} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

- δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- T_{Pullout} Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e T_{Pullout} , la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

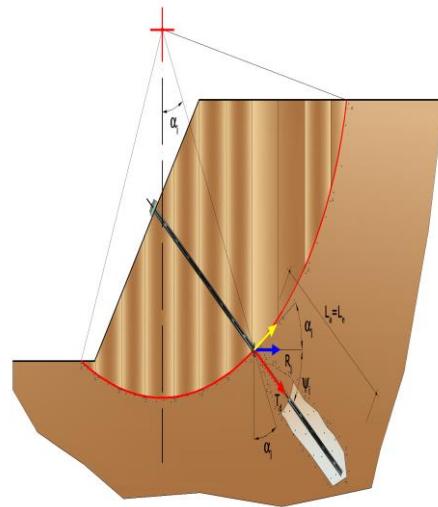
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

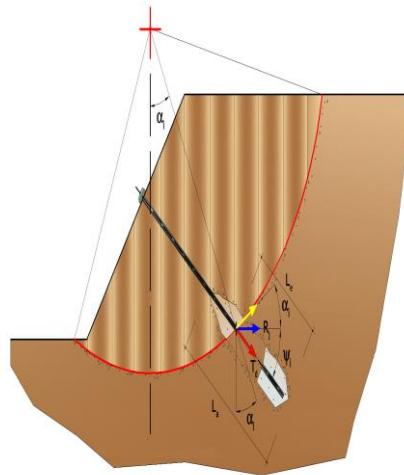
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i chiodi, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

- T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i , j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con : BISHOP (1955)

Zona	moncenisio
Lat./Long.	45.203249/6.984254 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.0
Coefficiente parziale resistenza	1.1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	7.8 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	17.0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	15.59 m
Ordinata vertice destro superiore ys	23.0 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	50.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
-----------------------	---

Categoria topografica:

T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.382	2.43	0.206
S.L.D.	50.0	0.51	2.406	0.228
S.L.V.	475.0	1.304	2.457	0.264
S.L.C.	975.0	1.648	2.489	0.273

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Operere di sostegno

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.573	0.18	0.0105	0.0053
S.L.D.	0.765	0.18	0.014	0.007
S.L.V.	1.956	0.24	0.0479	0.0239
S.L.C.	2.388	0.24	0.0584	0.0292

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0479

Coefficiente azione sismica verticale 0.0239

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	10.0	10.0
3	12.18	16.0
4	16.18	16.0
5	21.18	16.0
6	31.18	16.0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	16.18	10.0
3	21.18	16.0
4	31.18	16.0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	10.0
2	16.18	10.0
3	21.18	10.0
4	31.18	10.0

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m ³)	Peso unità di volume saturo (kg/m ³)	Litologia	
1	0		34	1733	1733	Terreno rinforzo	
2	0		34	1733	1733	Terreno riempimento	
3	1		34	1733	1733	Terreno fondazione	

Terra rinforzata

No	Tipologia	Tallow (kg)	Resistenza sfilamento (kg)				
1	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	14027.079				
2	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	12624.37				
3	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	11221.663				
4	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	9818.954				
5	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	8416.247				
6	XGrid PET	3602.6	7013.5396				

	PVC 60/30 IT						
7	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	5610.8315				
8	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	4208.124				
9	XGrid PET PVC 60/30 IT	3602.6	2805.415				

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	12.5	16	16.5	16	0.2

Risultati analisi pendio [NTC 2018 & Circ. 2019]

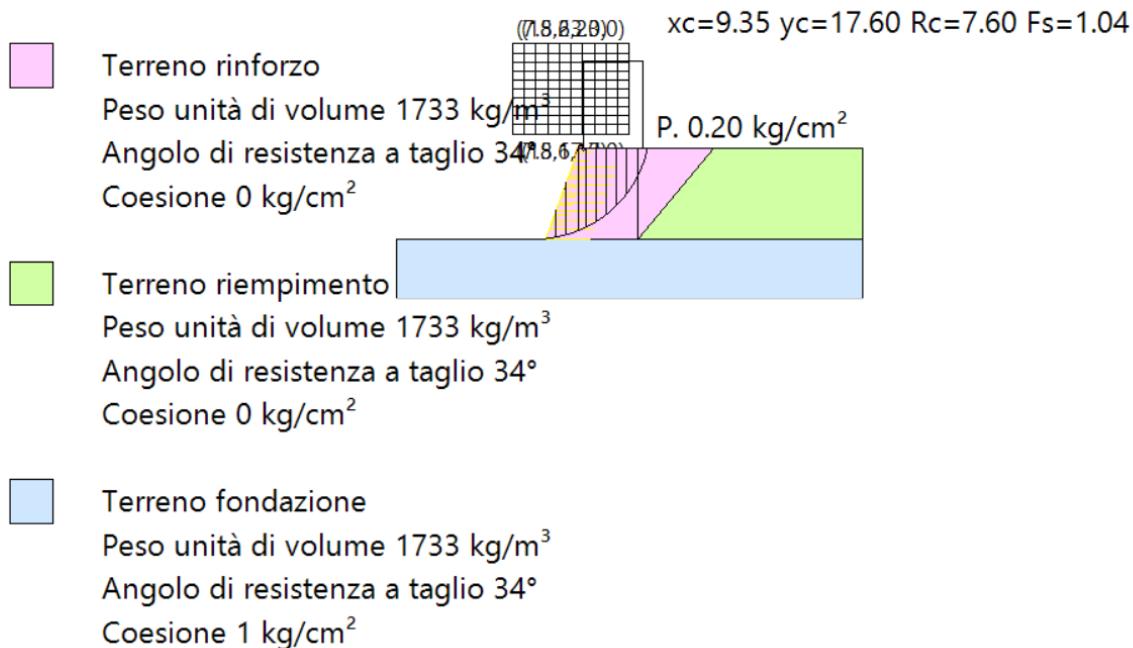
Fs minimo individuato	1.04
Ascissa centro superficie	9.35 m
Ordinata centro superficie	17.6 m
Raggio superficie	7.6 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

$$xc = 9.354 \quad yc = 17.60 \quad Rc = 7.60 \quad Fs=1.036$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (kg)	Kh•Wi (kg)	Kv•Wi (kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (kg)	N'i (kg)	Ti (kg)
1	0.68	7.5	0.71050.68	50.33	25.11	0.0	34.0	0.0	982.9	581.7	
2	0.68	12.7	0.73097.08	148.35	74.02	0.0	34.0	0.02800.8	1657.5		
3	0.82	18.6	0.96332.37	303.32	151.34	0.0	34.0	0.05572.0	3297.5		
4	0.54	24.1	0.65434.23	260.3	129.88	0.0	34.0	0.04707.5	2785.9		
5	0.68	29.2	0.87266.17	348.05	173.66	0.0	34.0	0.06255.1	3701.8		
6	0.68	35.3	0.86765.71	324.08	161.7	0.0	34.0	0.05841.7	3457.1		
7	0.68	41.8	0.96133.96	293.82	146.6	0.0	34.0	0.05381.5	3184.7		
8	0.68	49.2	1.05328.56	255.24	127.35	0.0	34.0	0.04836.8	2862.4		
9	0.68	57.9	1.34262.65	204.18	101.88	0.0	34.0	0.04126.6	2442.1		

10 0.68 70.3 2.02119.08 101.5 50.65 0.0 34.0 0.02368.4 1401.6





REGIONE AUTONOMA SARDEGNA
Provincia di Nuoro – *Comune di Arzana*

Interventi di consolidamento a protezione dell'abitato

Progetto Definitivo - Esecutivo

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 4

– Verifica degli ancoraggi delle barriere paramassi da 2000 kJ – H=4 m

COMUNE DI MONCENISIO
CITTÀ METROPOLITANA DI TORINO

**Dimensionamento delle opere di
fondazione per le barriere paramassi
2000 kJ – h=4m**



INDICE

1	Premessa	3
2	Quadro normativo	3
3	Nota sugli Eurocodici	3
4	Modello di riferimento	4
4.1	Azioni	4
4.2	Resistenze	5
5	Modello di calcolo	6
5.1	Verifica sezione acciaio	6
5.2	Verifica dell'interfaccia acciaio – malta	7
5.3	Verifica dell'interfaccia malta – substrato	8
6	Carichi agenti sugli ancoraggi	9
6.1	Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte	9
6.2	Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti	10
7	Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione	11
7.1	Ancoraggi flessibili	13
7.1.1	Ancoraggi laterali	13
7.1.2	Ancoraggi di monte	14
7.2	Barre di fondazione dei montanti	14
8	Influenza delle azioni sismiche	15
9	Conclusioni	15

1 Premessa

La presente relazione affronta il calcolo delle lunghezze delle fondazioni della barriera paramassi da 2000 kJ – H=4m omologata per una energia di assorbimento fino a 2000 kJ, in possesso di marcatura CE e relativo ETA.

Il calcolo delle fondazioni delle barriere paramassi è stato sviluppato in accordo con le Norme Tecniche delle Costruzioni (NTC, DM 17.01.2018), utilizzate in parallelo agli Eurocodici (EC).

2 Quadro normativo

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

Le norme cui si fa riferimento sono le seguenti:

- D.M 17.01.2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- EN1997-1 Progettazione Geotecnica
- ETAG 027 – Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits
da metà 2018 sostituito con il Documento europeo di valutazione
EAD DP 340059-00-0106
- Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” giugno 2012

3 Nota sugli Eurocodici

Gli Eurocodici sono stati sviluppati in ambito europeo, per armonizzare gli aspetti progettuali dei paesi membri, utilizzando come approccio la progettazione agli stati limite.

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

Gli Eurocodici sono stati la base per la redazione delle Norme Tecniche, che ne recepiscono non solo lo spirito ma anche l’impostazione. L’applicazione degli Eurocodici deve essere fatta con conoscenza del fenomeno e con cognizione di causa, in quanto la scelta dell’approccio progettuale e dei coefficienti di sicurezza può influire molto sul risultato finale.

4 Modello di riferimento

Per la realizzazione degli elementi di connessione tra terreno e struttura nella messa in opera delle barriere paramassi si opera nel seguente modo:

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

Per il corretto dimensionamento bisogna quindi considerare i seguenti elementi:

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

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

$$a) \quad F_D \leq R_D$$

dove:

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

4.1 Azioni

Le azioni che sollecitano l'ancoraggio sono azioni che non derivano dallo stato di esercizio della struttura metallica quanto piuttosto da un evento eccezionale (in termini di probabilità di accadimento), ovvero l'urto del “masso di progetto”.

Ci si riferisce quindi alla combinazione eccezionale 2.5.6 delle Norme Tecniche, ovvero:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{jk} \Psi_{jk} Q_{jk}$$

Si deve inoltre notare che i valori delle azioni agenti sugli ancoraggi sono misurati durante i test in vera grandezza, come prescritto dalle norme di riferimento EAD DP 340059-00-0106. I carichi massimi agenti sulle fondazioni durante la prova in vera grandezza secondo EAD DP 340059-00-0106 corrispondono al MEL (“maximum energy level”) e sono queste le azioni che si prendono in considerazione per la determinazione del tipo e lunghezza degli ancoraggi, con approccio a SLU.

4.2 Resistenze

Le resistenze considerate nella a) hanno significati diversi in funzione della verifica che si sta analizzando.

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

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

In generale si ha:

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

oppure

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

oppure

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

dove:

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

La resistenza di progetto degli ancoraggi R_d , è determinata in questo caso con metodi di calcolo, basati sui risultati di prove in situ e di laboratorio.

Si differenziano gli approcci utilizzati per gli ancoraggi flessibili (di monte e laterali) e per le fondazioni dei montanti; i primi sono assimilati a tiranti passivi mentre i secondi a pali di fondazione. Le verifiche vengono eseguite per entrambe le tipologie considerando l'approccio A1+M1+R3.

Per gli ancoraggi flessibili, assimilati a tiranti di ancoraggio (cap. 6.6 delle NTC) si utilizza il coefficiente γ_R relativo all'approccio A1+M1+R3, nel caso di tiranti permanenti e che risulta pari a 1,2.

	SIMBOLO γ_R	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Tabella 1. Coefficiente parziale γ_R da applicare alla resistenza per gli ancoraggi flessibili.

Per le fondazioni alla base dei montanti si utilizza l'approccio indicato per i pali trivellati, sempre considerando approccio A1+M1+R3 (Tabella 6.4.II – Cap. 6 – Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018); per cui γ_R vale 1,25 a trazione e 1,15 a compressione.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R			
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

Tabella 2. Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Inoltre deve essere valutata la resistenza a sfilamento e ridurre il valore caratteristico di un fattore di correlazione (ξ_a) che dipende sia della modalità con cui è stata definita la resistenza allo sfilamento (a. dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova; b. con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio) sia della tipologia di ancoraggi considerati.

5 Modello di calcolo

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

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

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

5.1 Verifica sezione acciaio

Per questa verifica, essendo la tipologia di ancoraggio definita dal costruttore ed essendo le azioni agenti altrettanto fornite dal costruttore, ci si preoccupa semplicemente di verificare che la formula a) sia soddisfatta come disequazione, che nel caso specifico si esplicita nel seguente modo:

$$\text{b)} \quad F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = R_d \quad \text{per la verifica a trazione e compressione}$$

$$c) \quad F_d \leq \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = R_d \quad \text{per la verifica a taglio}$$

dove:

- F_d è il valore di progetto dell'azione sollecitante
- f_{yc} è il valore rappresentativo della resistenza a snervamento dell'ancoraggio
- A rappresenta la sezione dell'acciaio
- γ_s è il valore del fattore parziale dell'acciaio, pari a 1,15
- R_d la resistenza di progetto dell'ancoraggio

5.2 Verifica dell'interfaccia acciaio – malta

In questo caso la formula a) si esplicita nel seguente modo:

$$d) \quad F_d \leq \frac{\tau_{a-m}}{\gamma_M} \cdot S_{Lat} \cdot L$$

dove:

- F_d è l'azione di progetto
- γ_M è il fattore parziale per l'adesione acciaio - malta, pari a 1,5
- τ_{a-m} è l'adesione acciaio-malta
- S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio
- L è la lunghezza dell'ancoraggio

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

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

Da cui sostituendo le equazioni sotto riportate diventa:

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

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

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

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

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

Dove f_{ck} è la resistenza caratteristica della malta di iniezione.

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

$$S_{Lat} = \pi \cdot d$$

dove d è il diametro della barra.

In caso di ancoraggio flessibili si ha la seguente equazione:

$$S_{Lat} = \pi \cdot d_{ancoraggio}$$

Dove $d_{ancoraggio}$ è il diametro utile dell'ancoraggio flessibile considerato.

Dalla d), inserendo la formula e), in funzione del caso analizzato, si ricava la lunghezza dell'ancoraggio.

$$f) \quad L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{a-m}}$$

5.3 Verifica dell'interfaccia malta – substrato

In questo caso la formulazione a) assume la seguente forma:

$$g) \quad F_D \leq \frac{R_{ac}}{\gamma_R}$$

dove:

- R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento
- γ_R è il fattore di sicurezza parziale
- F_D è l'azione di progetto sull'ancoraggio

Mentre R_{ac} è pari a:

$$h) \quad R_{ac} = \pi \cdot D_s \cdot L \cdot \frac{q_s}{\xi_a}$$

Dove:

- D_s è il diametro reale del bulbo, considerando un coefficiente maggiorativo a seconda del substrato presente e il tipo di iniezione utilizzato;
- L è la lunghezza dell'ancoraggio
- q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento;
- ξ_a è il fattore parziale sulla determinazione di q_s .

Il diametro reale del bulbo viene calcolato con la seguente formula, inserendo il coefficiente maggiorativo α_d (a seconda della tecnica di iniezione utilizzata) e il diametro di perforazione D_d .

$$D_s = \alpha_d \cdot D_d$$

Sostituendo la formula h) nella g) e risolvendola per la lunghezza di ancoraggio, si ottiene:

$$\text{i)} \quad L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \zeta_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot q_s}$$

6 Carichi agenti sugli ancoraggi

Per il dimensionamento degli ancoraggi delle barriere si fa riferimento ai valori misurati nel corso della prova in vera grandezza MEL (Maximum Energy Level) eseguita al campo prove di Walenstadt, in accordo alle procedure normate nelle EAD DP 340059-00-0106.

6.1 Carichi agenti sugli ancoraggi laterali e di monte

Gli ancoraggi di monte e laterali sono distribuiti come rappresentato nello schema sotto indicato in Figura 1.

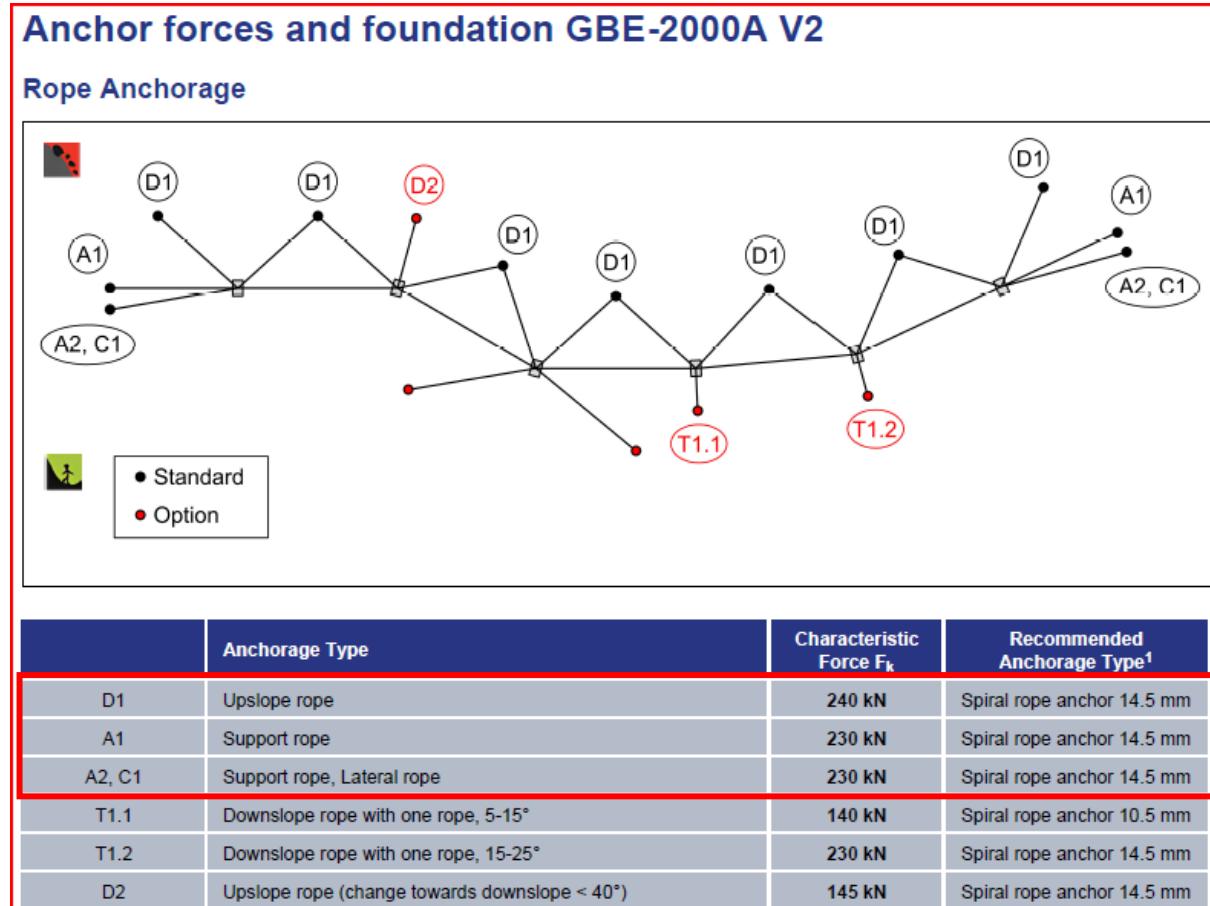


Figura 1. Schema di distribuzione degli ancoraggi con i relativi carichi.

Questi sono i carichi definiti durante le prove e corrispondono ai carichi massimi misurati in campo prove, durante il test al MEL (Maximum Energy Level), amplificati di un coefficiente correttivo per tener conto della variabilità delle condizioni di sito. Secondo l'approccio utilizzato (carico eccezionale, par. 2.5.6 NTC), questi sono i valori da utilizzare per il calcolo e la verifica.

6.2 Carichi agenti sulle barre di fondazione dei montanti

A seconda del tipo di substrato su cui si installano le fondazioni, le azioni agenti variano come illustrato nella figura sottostante. Per il sito in esame si è scelta la configurazione 1, con la presenza di una barra verticale e una obliqua indicata in Figura 2..

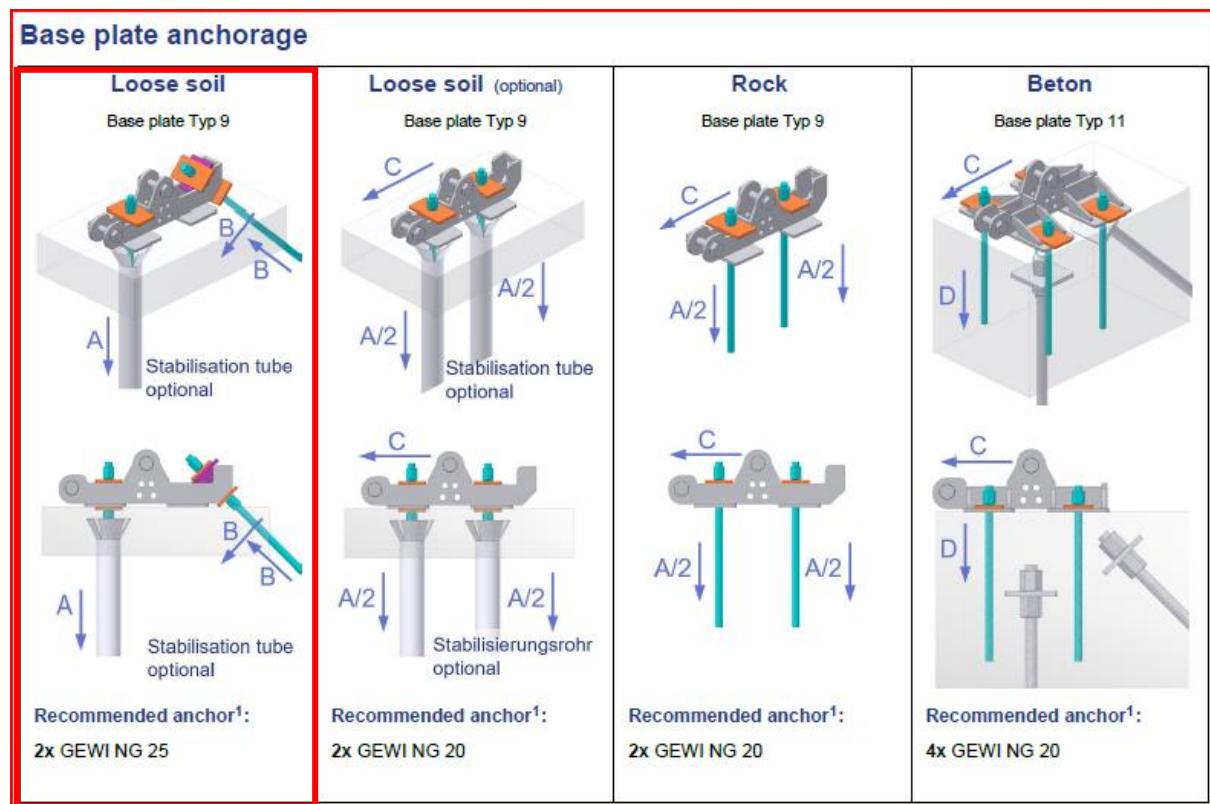


Figura 2. Configurazione delle barre in funzione della tipologia di terreno.

Secondo quanto riportato nell'allegato con i carichi sugli ancoraggi, le azioni agenti sulle barre di fondazione assumono i valori riportati in funzione del terreno di fondazione e del tipo di fondazione realizzata (interazione terreno-struttura); le lettere A, B, C e D identificano le azioni e i rispettivi valori in Figura 3:

	Characteristic Force F_k		Characteristic Force F_k
A	70 kN	C	130 kN
B	78 kN	D	18 kN

Figura 3. Valori delle azioni agenti sulle barre di fondazione.

Tali azioni sono ricavate in backanalysis dai risultati delle prove in vera grandezza, durante le quali le celle di carico registrano le azioni scaricate sulla piastra di base. A partire da queste evidenze vengono definite le azioni sopra indicate, tramite modelli numerici agli elementi finiti tarati sulle evidenze del campo prove. Come già esposto, considerando i carichi come azioni eccezionali, i valori riportati sono valori di progetto da utilizzare nei calcoli.

7 Dimensionamento degli ancoraggi flessibili e delle barre di fondazione

Il presente capitolo si propone di stabilire e definire le caratteristiche delle fondazioni e degli ancoraggi. Di seguito vengono ripresi nuovamente i parametri necessari per il dimensionamento, riassumendo i valori utilizzati nei calcoli.

- 1) F_d azione di progetto;

Ancoraggi flessibili laterali:

Azione a trazione = 230 kN;

Ancoraggi flessibili di monte:

Azione a trazione = 240 kN;

Ancoraggi in barra:

Azione di taglio [C] = 130 kN

Azione a compressione sulla singola barra verticale [A] = 70 kN

Azione a trazione sulla barra obliqua (ipotetica) [B] = 78 kN

- 2) R_d resistenza di progetto ancoraggi (già ridotta di un fattore pari a 1.15);

Ancoraggi flessibili laterali e di monte:

GA-7016 / 250 = 250 kN

Ancoraggi in barra GEWI 25 mm ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$):

$$\text{Resistenza a trazione} = 213 \text{ kN} \quad R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s} = \frac{500 \cdot 491}{1.15}$$

$$\text{Resistenza a taglio} = 123 \text{ kN} \quad R_d = \frac{f_{yc} \cdot A}{\gamma_s \cdot \sqrt{3}} = \frac{500 \cdot 491}{1.15 \cdot \sqrt{3}}$$

3) τ_{a-m} adesione acciaio-malta;

Dalla formulazione e), considerando un valore di f_{ck} pari a 20 N/mm², si ottiene $\tau_{a-m} = 2.32$ N/mm² e barre con diametro ≤ 32 mm.

4) γ_M fattore parziale per l'adesione malta – acciaio

Pari a 1,5.

5) S_{Lat} è la superficie effettiva di contatto malta – acciaio

S_{Lat} barre GEWI 25 mm = 79 mm²/mm (πd)

S_{Lat} ancoraggi flessibili GA-7016 / 250 = (πd) = $\pi \cdot 38,1 = 119$ mm²/mm

6) R_{ac} valore massimo di resistenza a sfilamento calcolato con la formula h) e dipendente dai seguenti parametri 7), 8), 9), 10):

7) D_s è il diametro reale del bulbo considerando un coefficiente maggiorativo (α_s)

Ancoraggi flessibili:

D_d [diametro di perforazione] = 90 mm

Ancoraggi in barra:

D_d [diametro di perforazione] = 50 mm

α_s a favore di sicurezza si ipotizza pari a 1,0; qualora si abbiano indicazioni specifiche si può valutare la tabella delle Raccomandazioni AICAP (Tabella 3), nel caso di iniezione globale con processo di messa in pressione unico (IGU), per terreno di natura sabbiosa.

TERRENO	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Ghiaia	1.8	1.3 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
Ghiaia sabbiosa	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4	1.5 Vs	1.5 Vs
sabbia ghiacciosa	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia fine	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	1.5 Vs	1.5 Vs
Sabbia limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs	1.5 Vs
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2	2 Vs	1.5 Vs
Argilla	1.8 - 2.0	1.2	(2.5 - 3) Vs	(1.5 - 2) Vs
Marne	1.8	1.1 - 1.2	(1.5 - 2) Vs per strati compatti	
Calcare mamosi	1.8	1.1 - 1.2	(2 - 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcare alterati o fratturati	1.8	1.1 - 1.2		
Roccia alterata e/o fratturata	1.2	1.1	(1.1 - 1.5) Vs per strati poco fratturati; 2 Vs o più per strati fratturati	

Tabella 3. Tabella delle Raccomandazioni AICAP.

8) L, lunghezza degli ancoraggi

9) ξ_a fattore parziale sulla determinazione di qs

ξ_a pari a 1,7 per i pali.

ξ_a pari a 1,8 per i tiranti.

Tali valori sono i valori massimi possibili in quanto non presenti, per nostra conoscenza, prove di estrazione da cui ricavare un parametro di adesione malta-substrato.

10) q_s è la resistenza unitaria limite allo scorrimento

La resistenza unitaria viene ricavata valutando le caratteristiche litologiche del substrato e da queste tramite riferimenti bibliografici (Es. AICAP 2012, tabelle comparative tipo di suolo-aderenza, etc) si è ricavato il valore di resistenza unitaria che risulta essere pari a $0,3 \text{ N/mm}^2$. Tale valore è valido per un substrato detritico o con roccia fratturata.

11) γ_R fattore di sicurezza parziale sulla resistenza caratteristica

Pari a 1,2 per gli ancoraggi flessibili

Pari a 1,25 per gli ancoraggi in barra in trazione

Pari a 1,15 per gli ancoraggi in barra in compressione.

7.1 Ancoraggi flessibili

7.1.1 Ancoraggi laterali

Verifica della sezione di acciaio:

$$F_d \leq R_a \quad 230 \text{ kN} \leq 250 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 230000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1242 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione – substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 230000}{\pi \cdot 90 \cdot 0} = 5859 \text{ mm}$$

Considerando il valore massimo tra L_1 e L_2 ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 6,0 m.

7.1.2 Ancoraggi di monte

$$F_d \leq R_d \quad 240 \text{ kN} \leq 250 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio – malta

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 240000}{\pi \cdot 38.1 \cdot 2.32} = 1296 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione – substrato

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.2 \cdot 1.8 \cdot 240000}{\pi \cdot 90 \cdot 0.3} = 6114 \text{ mm}$$

Considerando il valore massimo tra L₁ e L₂, ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 7 m.

7.2 Barre di fondazione dei montanti

Verifica a trazione e compressione della sezione di acciaio

Valida rispettivamente per la barra verticale e per la barra obliqua

$$F_d \leq R_d \quad 70 \text{ kN} \leq 213 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a compressione}]$$

$$F_d \leq R_d \quad 78 \text{ kN} \leq 213 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatta la verifica a trazione}]$$

Verifica a taglio della sezione di acciaio

Valida per la barra verticale e obliqua:

$$F_d \leq R_d \quad 78 \text{ kN} \leq 155 \text{ kN} \quad [\text{soddisfatto}]$$

Verifica sfilamento acciaio-malta

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_1 \geq \frac{\gamma_M \cdot F_D}{S_{lat} \cdot \tau_{acciaio-malta}} = \frac{1.5 \cdot 78000}{\pi \cdot 25 \cdot 2.32} = 642 \text{ mm}$$

Verifica sfilamento malta di iniezione-substrato

La verifica viene fatta per la barra soggetta al carico maggiore (barra obliqua) il valore determinato si considera, a favore di sicurezza, valido anche per la barra verticale.

$$L_2 \geq \frac{\gamma_R \cdot \xi_a \cdot F_D}{\pi \cdot D_s \cdot \tau_{substrato-malta}} = \frac{1.25 \cdot 1.7 \cdot 78000}{\pi \cdot 50 \cdot 0.3} = 3519 \text{ mm}$$

Considerando il valore massimo tra L₁ e L₂, ed approssimando all'unità superiore, la lunghezza di ancoraggio risulta pari a 4.0 m.

8 Influenza delle azioni sismiche

Per quanto riguarda l'influenza delle azioni sismiche sulle fondazioni si valuta quanto e se queste debbano essere considerate nel dimensionamento. In pratica per il calcolo delle azioni sulle fondazioni in caso di sisma si ricade nella situazione delle combinazioni rare di forze, quindi si considerano solo la forza peso e le azioni indotte dal sisma, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa in vigore. Tale azione, che dipende principalmente dal peso stesso della barriera e dai coefficienti sismici del luogo, risulta significativamente inferiore rispetto alle azioni sollecitanti nel caso di impatto di un masso. Si parla di rapporto tra le azioni di circa 1 a 20; per tale ragione le azioni sismiche possono essere trascurate nel calcolo delle fondazioni. Si può quindi concludere che se le fondazioni sono calcolate tenendo conto della natura dei terreni e delle azioni di progetto fornite dai risultati dei test in vera grandezza, non sussiste alcun pericolo per la struttura indotto dalla sollecitazione sismica definita per la zona in esame.

9 Conclusioni

Alla luce dalle nuove Norme Tecniche, sono state verificate le sezioni di acciaio e le lunghezze di ancoraggio del sistema di fondazioni della barriera paramassi per la trattenuta di energie fino a 2000 kJ e con una altezza utile pari a 4,0 m, certificate secondo le norme di prodotto vigenti a livello europeo (intra CEE) e italiano.

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

Il calcolo è stato svolto avendo come dati i valori delle azioni scaricate dalla struttura alle fondazioni per la prova al "MEL" secondo le EOTA ETAG 027, (EAD 340059-00-0106 sostituisce ETAG 027 "Kit di

protezione caduta massi", edizione aprile 2013), nonché le caratteristiche dei terreni presenti in sito. Di seguito si illustra il riassunto dei risultati:

Descrizione	Tipologia ancoraggio	Lunghezza [m]
Ancoraggio laterale	GA – 7016 / 250	6,00
Ancoraggio monte		7,00
Ancoraggi di fondazione	GEWI 25 mm	4,00

Tabella 4. Riepilogo della lunghezza degli ancoraggi.

Nella figura seguente il riepilogo grafico di tipologia e dimensioni delle fondazioni della barriera certificata da 2000 kJ di progetto.

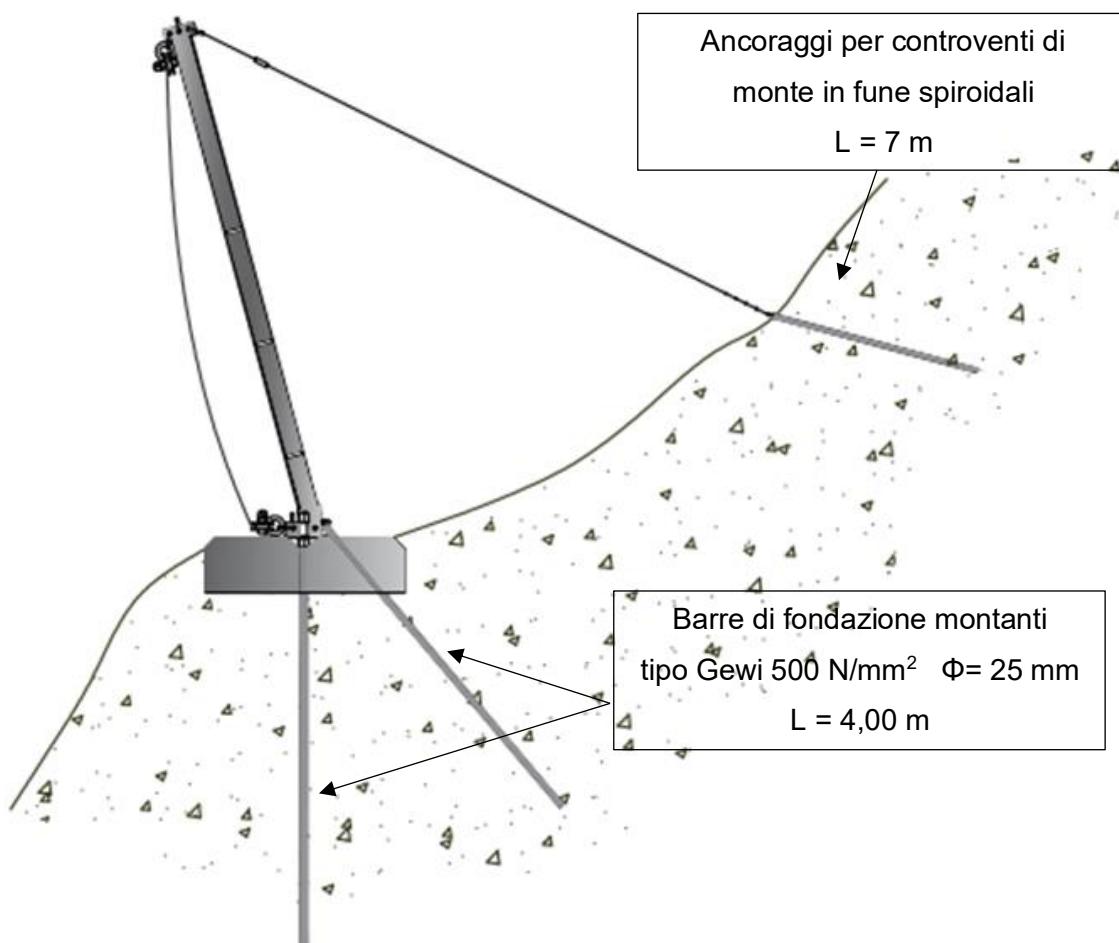


Figura 4. Riepilogo grafico della tipologia e delle dimensioni delle fondazioni della barriera certificata da 2000 kJ.



REGIONE AUTONOMA SARDEGNA
Provincia di Nuoro – *Comune di Arzana*

Interventi di consolidamento a protezione dell'abitato
Progetto Definitivo - Esecutivo

SRIA
s.r.l.
STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI

ALLEGATO 5

– Verifiche degli interventi di rafforzamento corticale.

STRUMENTO ONLINE RUVOLOM®

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

Progetto No. 01

Progetto Nome Moncenisio

Data, Autore

Valori di ingresso	
Inclinazione del versante	a= 80.0 gradi
Spessore strato	t= 1.00 m
Angolo di attrito del suolo (valore caratteristico)	Φ_k = 45.0 gradi
Peso specifico (valore caratteristico)	γ_k = 25.0 kN/m³
Inclinazione della barra	ψ = 5.0 gradi
Distanza orizzontale barre	a= 2.50 m
Distanza barre nella direzione del versante	b= 2.50 m

Carichi	
Pressione delle acque sotterranee	No
Rischio sismico	No
Coefficiente di accelerazione orizzontale sismico	ϵ_h = 0.000 [-]
Coefficiente di accelerazione verticale sismico	ϵ_v = 0.000 [-]

Valori di default e Fattori di Sicurezza	
Coesione del suolo (valore caratteristico)	c _k = 0.0 kN/m²
Raggio del cono di pressione, alto	ζ = 0.15 m
Inclinazione del cono di pressione rispetto all'orizzontale	δ = 45.0 gradi
Forza parallela al versante	Z_d = 30.0 kN
Forza di pretensionamento del sistema	V= 30.0 kN
Coefficienti parziali di sicurezza per angolo di attrito	γ_{ϕ} = 1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per coesione	γ_c = 1.25 [-]
Coefficienti parziali di sicurezza per peso specifico	γ_y = 1.00 [-]
Fattore d'incertezza sul modello	γ_{mod} = 1.10 [-]

Valori di dimensionamento	
	Φ_d = 38.7 gradi
	c _d = 0.0 kN/m²
	γ_d = 25.0 kN/m³

Elementi del sistema	
Tipo di rete applicata	TECCO G65/4
Piastra di ripartizione applicata	Piastra di ripartizione P33
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_R = 50.0 \text{ kN}$
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra di ancoraggio	$D_R = 280.0 \text{ kN}$
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione della barra di ancoraggio	$P_R = 140.0 \text{ kN}$
Allungamento nel test a trazione longitudinale	$\delta < 6 \%$
Tipo di barra applicato	GEWI D = 32 mm
Considerando la corrosione	Si
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_{Red} = 308.0 \text{ kN}$
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_{Red} = 178.0 \text{ kN}$
Sezione della barra utilizzata tenendo conto / non tenendo conto della corrosione	$A_{red} = 616.0 \text{ mm}^2$
Controlli	
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione	Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio	Soddisfatto
Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante	Soddisfatto
Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura	Soddisfatto
Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate	Soddisfatto
I controlli forniti riguardano lo studio delle instabilità superficiali. Si rendono necessarie altre verifiche per controllare la stabilità globale del versante. Se necessario, si dovranno modificare a seconda della necessità, il tipo o la dimensione della maglia di ancoraggio.	
Studio delle instabilità locali tra i singoli ancoraggi	
Controllo della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio a monte della piastra di ripartizione	
Forza massima di resistenza della rete alla rottura in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (livello di dimensionamento).	$P_d = 39.5 \text{ kN}$
Spessore dello strato critico di scivolamento	$t_{rel} = 0.80 \text{ m}$
Resistenza a rottura della rete rispetto al taglio in direzione delle barre sul bordo a monte della piastra di ripartizione (valore caratteristico).	$P_R = 140.0 \text{ kN}$
Valore di correzione della resistenza al taglio della rete	$\gamma_{PR} = 1.5 \text{ [-]}$
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto al taglio	$P_R/\gamma_{PR} = 93.3 \text{ kN}$
Controllo sicurezza di carico	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$ Soddisfatto
Controllo della rete rispetto alla trasmissione selettiva della forza Z sulle barre di ancoraggio	
Forze parallele al versante tenute in conto nella valutazione di equilibrio	$Z_d = 30.0 \text{ kN}$
Resistenza a rottura della rete rispetto alla trasmissione di carichi, parallelamente al versante di trazione	$Z_R = 50.0 \text{ kN}$
Valore di correzione della resistenza della rete rispetto alla trasmissione della forza Z, parallelamente al versante	$\gamma_{ZR} = 1.5 \text{ [-]}$
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla trazione	$Z_R/\gamma_{ZR} = 33.3 \text{ kN}$
Controllo sicurezza di carico	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$ Soddisfatto

Studio delle instabilità parallele al versante

Controllo dei chiodi rispetto allo scivolamento di uno strato superficiale parallelo al versante

Forza di pretensionamento applicata effettivamente al chiodo	V=	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$\gamma_{Vi}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	24.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di V_{di}	$S_d=$	114.7 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_{Red}=$	178.0 kN
Valore di correzione della resistenza a taglio della barra	$\gamma_{SR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della barra rispetto alla forza di taglio	$S_{Red}/\gamma_{SR}=$	118.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$S_d \leq S_{Red}/\gamma_{SR}$	Soddisfatto

Controllo di resistenza della rete rispetto alla punzonatura

Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	V=	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$\gamma_{Vi}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicate effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	45.0 kN
Resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione in direzione della barra	$D_R=$	280.0 kN
Valore di correzione della resistenza al punzonamento	$\gamma_{DR}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della resistenza a rottura della rete rispetto alla pressione	$D_R/\gamma_{DR}=$	186.7 kN
Controllo sicurezza di carico	$V_{di} \leq D_R/\gamma_{DR}$	Soddisfatto

Controllo di resistenza delle barre di ancoraggio a forze combinate

Forza di pretensionamento applicata effettivamente alla barra	V=	30.0 kN
Fattore di carico stabilizzante del pretensionamento V	$\gamma_{Vi}=$	0.8 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata effettivamente alla forza stabilizzante di V	$V_{di}=$	24.0 kN
Fattore di carico instabilizzante del pretensionamento V	$\gamma_{Vi}=$	1.5 [-]
Valore di dimensionamento della forza di pretensionamento applicata alla forza instabilizzante di V	$V_{di}=$	45.0 kN
Forza di taglio necessaria analiticamente a livello di dimensionamento in funzione di V_{di}	$S_d=$	114.7 kN
Sforzo massimo sulla rete per la rottura a taglio	$P_d=$	39.5 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto alla trazione	$T_{Red}=$	308.0 kN
Resistenza a rottura della barra rispetto allo sforzo di taglio	$S_{Red}=$	178.0 kN
Valore di correzione alla resistenza rispetto alla trazione	$\gamma_{Tr}=$	1.5 [-]
Valore di correzione resistenza rispetto allo sforzo di taglio	$\gamma_{SR}=$	1.5 [-]
Controllo sicurezza di carico $\{(V_{di}/(T_{Red}/\gamma_{Tr}))^2 + (S_d/(S_{Red}/\gamma_{SR}))^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.99	Soddisfatto
Controllo sicurezza di carico $\{(P_d/(T_{Red}/\gamma_{Tr}))^2 + (S_d/(S_{Red}/\gamma_{SR}))^2\}^{0.5} \leq 1.0$	0.99	Soddisfatto
Valore di dimensionamento della forza a trazione statica equivalente nell'ancoraggio	$T_d=$	143.3 kN

Sezione:

Spessore strato

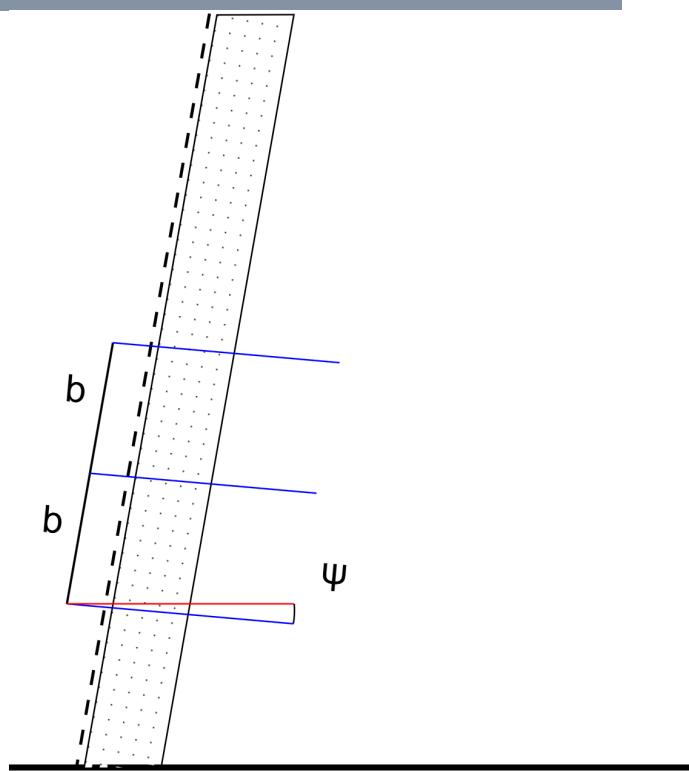
$t =$ 1.00 m

Inclinazione della barra

$\psi =$ 5.0 gradi

Inclinazione del versante

$\alpha =$ 80.0 gradi



Vista disposizione ancoraggi:

