

COMUNE DI CASTIONE DELLA PRESOLANA
Piazza Roma, 3 – 24020 Castione della Presolana (BG)



PROGETTO DEFINITIVO

CUP C57H20001540002

MESSAIN SICUREZZA VERSANTE FRANOSO VIA MONTE PORA – RETI PARAMASSI SU STRADA PER IL MONTE PORA IN COMUNE DI CASTIONE DELLA PRESOLANA

**ALLEGATO 06): RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLA BAR-
RIERA PARAMASSI**

SETTEMBRE 2021

**MARIANTONIA FERRACIN, GEOLOGA, via Bocchetta,14 Gandellino (BG)
EMILIO NICOLI, INGEGNERE, via A. Locatelli,32 Ardesio (BG)
ADRIANO PASINI, FORESTALE, Piazza Madonna delle Grazie 1 ARDESIO (BG)**

INDICE

INDICE	2
MITIGAZIONE A MEZZO DI BARRIERA PARAMASSI	5
2. DIMENSIONAMENTO DELLA BARRIERA PARAMASSI	6
2.1 ANALISI DI CADUTA MASSI.....	6
2.2 METODO DI CALCOLO E SUA TARATURA.....	7
<i>ALGORITMO</i>	7
<i>COEFFICIENTI DI RESTITUZIONE</i>	8
2.3 ANALISI STATISTICA	8
2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE E DIMENSIONAMENTO DELLA BARRIERA PARAMASSI.....	9
<i>PARAMETRI DI PROGETTO</i>	15
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA PARAMASSI 5000KJ.....	18
PREMESSA.....	18
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	21
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	21
CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO*	22
COMBINAZIONI DI CARICO	23
DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO	23
VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE	25
VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE	29
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	29
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	29
VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE	31
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	31
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	32
VERIFICA ANCORAGGIO DI VALLE	33
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	33
VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO	34

CONCLUSIONI.....35



Fotografia 4: Reti già posizionate, necessita un intervento di completamento.



Fotografia 5: Scivolamento di materiale detritico proveniente dall'erosione delle scarpate rocciose.

MITIGAZIONE A MEZZO DI BARRIERA PARAMASSI

Come già scritto in allegato 01 Relazione generale, per avere indicazioni migliori e più pratiche sugli interventi si sono inserite le chilometriche, considerando come punto 0km il punto corrispondente alla fine del muro esistente lungo la strada, posto in località Sola, con coordinate WGS84 Lat 45.907897 e Longitudine 10.035859. Tra il km 1833 ed il km 1863 verrà posizionata una barriera paramassi di lunghezza 30 m.

Per la mitigazione del rischio da caduta massi si prevede la realizzazione di un intervento di difesa passivo attraverso l'installazione di una barriera paramassi, testata su campo prove in accordo alla recente normativa EAD 340059-00-0106 e in possesso di Valutazione Tecnica Europea (ETA) e di Certificato di Costanza delle Prestazioni in conformità alla normativa EAD 340059-00-0106 e al Regolamento Europeo per i prodotti da Costruzione (CPR 305/11).



Fotografia 1: Reti già posizionate, necessita un intervento di completamento con barriera paramassi



Fotografia 2: Scivolamento di materiale detritico proveniente dall'erosione delle scarpate rocciose.

2. Dimensionamento della barriera paramassi

In accordo alle metodologie di calcolo ormai consolidate in tema di dimensionamento delle barriere paramassi, il calcolo è fatto utilizzando coefficienti di sicurezza che tengono conto sia dei risultati di una simulazione statistica di caduta massi, sia della capacità della barriera.

Tutte le analisi sono state effettuate con verifiche al livello energetico massimo (MEL) della barriera, in accordo a quanto prescritto dalla norma UNI 11211-4:2018 "Opere di Difesa Dalla Caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed Esecutivo".

2.1 Analisi di caduta massi

Per esaminare la pericolosità della caduta massi, è stata adottata la seguente procedura:

- È stata individuata la sezione più rappresentativa per caratterizzare il fenomeno, che coincide con la sezione più gravosa da un punto di vista geomorfologico e in termini di energia potenziale dei blocchi che potrebbero distaccarsi dall'ammasso roccioso.
- È stata definita la dimensione dei massi instabili sulla base di quanto rilevato durante i sopralluoghi; si è quindi deciso di considerare un valore prudenziale pari a **2,0 m³**, il peso del blocco è quindi stato stimato in circa **5.200 kg**, prendendo in considerazione un peso specifico della roccia pari a **2,60 t/m³**.
- Si è proceduto con l'esecuzione di analisi numeriche di caduta massi che hanno consentito di determinare il probabile cinematismo degli scosciamenti lungo le direttrici rappresentative del pendio.

Il nuovo intervento prevedrà l'inserimento di barriere paramassi deformabili posizionate in modo tale da permettere la libera deformazione della barriera (se impattata) senza avere interferenze con le infrastrutture.

La progettazione, come precedentemente indicato, è stata eseguita al MEL (*Maximum Energy Level*), ovvero considerando lo stato limite ultimo della barriera.

2.2 Metodo di calcolo e sua taratura

L'analisi di caduta massi è stata eseguita con un programma di calcolo commerciale che consente di analizzare in modo probabilistico le traiettorie e le energie prodotte dai massi (software Rocfall della Rocscience Inc.).

Il programma adotta un metodo di calcolo ibrido dove la massa viene trattata come puntiforme (*lumped mass*) nelle equazioni del moto, e come dotata di dimensione nel calcolo delle energie e dei coefficienti di restituzione lungo il pendio

L'analisi è stata fatta su una sezione rappresentativa tracciata sulla base del disegno fornito. Le simulazioni devono essere opportunamente tarate affinché la dinamica delle traiettorie di caduta sia descritta in modo realistico.

I dati d'ingresso utilizzati nella simulazione di caduta sono riportati di seguito nel testo.

Algoritmo

I parametri di calcolo introdotti nel programma sono trattati in modo probabilistico vero, facendoli oscillare con il metodo di Montecarlo entro l'intervallo. Il programma si basa sulle seguenti equazioni, che stabiliscono la perdita di velocità a seguito degli impatti e rimbalzi sul pendio:

$$V_{NB} = R_N V_{NA}$$

$$V_{TB} = R_T V_{TA}$$

dove:

V_{NB} , V_{TB} , V_{NA} , V_{TA} = componenti della velocità normali (N) e tangenziali (T) prima dell'impatto (A) e dopo l'impatto (B)

R_N = coefficiente di restituzione normale

R_T = coefficiente di restituzione tangenziale

Durante il salto, il masso assume una traiettoria di moto parabolica, determinata dalle velocità iniziali del rimbalzo (corrispondenti a V_{NB} , V_{TB} dell'ultimo impatto) e dall'angolo d'uscita della traiettoria.

Qualora la massa avesse un moto radente alla superficie topografica, il moto sarebbe di rotolamento o scivolamento secondo la seguente relazione:

$$V_{EXIT} = (V_0^2 + 2 s g k)^{0.5}$$

dove

V_{EXIT} = velocità del blocco al termine del segmento di pendio considerato.

V_0 = velocità iniziale del blocco all'inizio del segmento di pendio, tangenziale al segmento stesso

s = distanza dal punto iniziale di impatto a quello finale del pendio

g = accelerazione di gravità (-9.81m/s/s)

$k = \pm \sin(\theta) - \tan(\theta) \cos(\phi)$

θ = pendenza del segmento

ϕ = angolo d'attrito del segmento

\pm = (+) nel caso di moto secondo la pendenza del segmento, (-) in caso contrario.

L'assunzione dell'angolo d'attrito comporta l'ipotesi che il movimento del blocco in caduta sia di scivolamento; viceversa, assumere nullo l'angolo comporta un moto di puro rotolamento.

Poiché la sezione topografica utilizzata è piuttosto approssimativa e il pendio non è "liscio", nel calcolo è stata introdotta una "rugosità" imponendo delle variazioni con legge di distribuzione normale alle coordinate topografiche.

L'energia cinetica totale acquisita a seguito della caduta, viene calcolata con la nota relazione generale:

$$E_k = \frac{1}{2} M V^2 + \frac{1}{2} I \omega^2$$

dove

M = massa in caduta

V = velocità di caduta in traslazione

I = momento d'inerzia del masso

ω = velocità angolare del masso

Per riferimenti dettagliati sugli algoritmi di calcolo del moto si rinvia a quanto riportato nel manuale di verifica del software utilizzato, mentre per gli algoritmi semi empirici relativi ai coefficienti di restituzione si rinvia al manuale del software CRSP (rel. 3.0 e 4.0) realizzato da Pfeiffer e Bowen.

Coefficienti di restituzione

I coefficienti di restituzione normale e tangenziale derivano da dati di bibliografia e dall'interazione dei seguenti fattori:

- Natura e spessore dei terreni di superficie
- copertura vegetale
- velocità di caduta
- dimensioni dei massi

2.3 Analisi statistica

Per effettuare delle simulazioni significative dal punto di vista statistico, nei profili di caduta sono stati effettuati 1500 lanci. La zona di distacco è stata ubicata nelle zone critiche del versante al fine di comprendere una buona casistica. Sul profilo di caduta è stata inoltre posta un punto di analisi ("data collector") dove potrebbe essere collocata una barriera paramassi. Il data collector fa la "fotografia" di ciò che statisticamente avviene in corrispondenza della barriera, consentendo di analizzare la frequenza delle velocità e delle altezze di caduta. Le simulazioni hanno consentito di ricavare i grafici con:

- Distribuzione della velocità dei blocchi al passaggio sul data collector
- Distribuzione dell'altezza delle traiettorie al passaggio sul data collector

Per poter essere utilizzati in modo sensato, i risultati del data collector sono stati epurati della dispersione del tratto asintotico. A questo scopo è stato utilizzato il 95° percentile della distribuzione.

2.4 Criteri di progettazione e dimensionamento della barriera paramassi

La procedura di calcolo utilizza i coefficienti di sicurezza parziali incrementando le forze agenti (massa, velocità e quindi energia) e riducendo le forze resistenti (le prestazioni della barriera), in accordo con i suggerimenti della letteratura tecnica, Eurocodici e le linee guida di progettazione. I coefficienti dipendono dalla qualità della simulazione della caduta massi e delle informazioni geomeccaniche. In particolare, la progettazione delle barriere è stata effettuata secondo la nuova Norma Italiana UNI 11211-4:2018 "Opere di Difesa Dalla Caduta massi - Parte 4: Progetto definitivo ed Esecutivo".

L'energia sollecitante di progetto è definita come:

$$E_{sd} = 1/2 M_d V_d^2$$

dove:

$V_d = V_t \gamma_{Dp} \gamma_{tr}$ = velocità del blocco di progetto

$M_d = Vol_b \gamma \gamma_{VolF1} \gamma_{\psi}$ = massa del blocco di progetto

dove:

V_t = velocità in corrispondenza del punto di impatto con l'opera corrispondente al frattile del 95% delle velocità calcolate nelle analisi delle traiettorie (m/s)

Vol_b = volume del blocco di progetto (m³)

γ = massa per unità di volume della roccia in posto (kg/m³)

γ_{Dp} = coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio; il suo valore è compreso tra 1,01 (pendii discretizzati con rilievo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito) e 1,1 (per pendii discretizzati con precisione medio-bassa);

γ_{tr} = coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie; il suo valore è compreso tra 1,02 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione ottenuti da analisi a ritroso) e 1,1 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione derivate da sole informazioni bibliografiche);

γ_{VolF1} = coefficiente legato alla precisione del rilievo del volume del blocco; il suo valore è compreso tra 1,02 (per rilievi accurati della parete) e 1,1 (in assenza di rilievi finalizzati al progetto);

γ_{ψ} = coefficiente legato alla valutazione della massa per unità di volume della roccia, che può essere generalmente assunto pari a 1,0.

Nel caso di elevato rischio per la vita umana (per esempio nel caso di scuole, strade e ferrovie ad alta percorrenza, ospedali, ecc.) all'energia sollecitante di progetto E_{sd} può essere applicato un ulteriore coefficiente amplificativo di protezione variabile da 1,0 a 1,2 in funzione del grado di rischio valutato; per la valutazione del grado di rischio si fa riferimento al punto 2.4.2 Classi d'uso delle NTC D.M. 17/01/2018.

L'altezza di impatto di progetto (H_d) è definita come:

$$H_d = H_t \gamma_{tr} \gamma_{Dp}$$

dove

H_t = altezza del punto di impatto del baricentro del blocco con l'opera (sul piano della barriera), corrispondente al frattile del 95% delle altezze calcolate nelle analisi delle traiettorie;

γ_{Dp} = coefficiente che tiene conto della qualità della discretizzazione topografica del pendio; il suo valore è compreso tra 1,01 (pendii discretizzati con rilievo topografico di buona precisione in rapporto alle caratteristiche del sito) e 1,1 (per pendii discretizzati con precisione medio-bassa);

γ_{tr} = coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie; il suo valore è compreso tra 1,02 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione ottenuti da analisi a ritroso) e 1,1 (per simulazioni di caduta basate su coefficienti di restituzione derivate da sole informazioni bibliografiche).

Le caratteristiche prestazionali di una barriera paramassi a rete sono:

- E_{Rdu} : resistenza della barriera allo stato limite ultimo, definito come il valore di energia MEL (Livello Energetico Massimo) e parametro preso in considerazione per le verifiche allo stato limite ultimo;
- E_{Rds} : resistenza della barriera allo stato limite di servizio, definito come il valore di energia SEL (Livello Energetico di Servizio) e parametro preso in considerazione per le verifiche allo stato limite di esercizio (in presenza di impatti multipli o ripetuti).

La verifica della capacità della barriera è soddisfatta se

$$E_{barriera} / \gamma_E - E_{Sd} > 0$$

dove:

$E_{barriera}$ = il valore energetico MEL o SEL (se viene eseguito ripetitivamente un progetto allo stato limite ultimo o allo stato limite di esercizio);

γ_E = fattore di sicurezza parziale da applicare ai valori energetici MEL o SEL, pari a 1,20 nel caso di approccio al livello energetico MEL e pari a 1,0 nel caso di approccio al livello energetico SEL.

Per casi specifici di progetti al MEL, in cui per motivi morfologici sia necessario installare barriere paramassi di sole 1 o 2 campate:

- qualora la barriera sia testata e certificata da un ente terzo, si rimanda all'applicazione dei coefficienti di sicurezza γ_E di cui sopra;
- qualora la barriera non sia testata e certificata da un ente terzo anche nella predetta configurazione di installazione, è necessario adottare una delle soluzioni seguenti:
 - applicare comunque un fattore di sicurezza parziale $\gamma_E = 1,2$ e ricorrere a due stendimenti paralleli;
 - applicare il fattore di sicurezza parziale $\gamma_E = 2,0$.

La verifica dell'altezza della barriera (H_{tot}) è soddisfatta se

$$H_{tot} - (H_d + f_{min}) > 0$$

dove:

H_{tot} = altezza di intercettazione della barriera nel punto di installazione;

H_d = l'altezza di impatto di progetto (sopra descritta);

f_{min} = franco libero minimo, pari al raggio del blocco di progetto e comunque non inferiore a 0,5 m.

Infine, la distanza di arresto (D_A) ovvero la distanza minima tra la barriera e l'opera da proteggere è definita dalla seguente relazione:

$$D_A = D_{\text{barriera}} \cdot \gamma_D$$

dove:

D_{barriera} = massima deformazione della barriera durante la prova MEL (nel caso di approccio al livello energetico MEL) o durante la prova SEL (nel caso di approccio al livello energetico SEL)

γ_D = coefficiente di sicurezza pari a 1,30

Inoltre, la differenza tra la distanza di arresto (D_A) e la deformazione massima della barriera (D_{barriera}) deve essere sempre maggiore o uguale a 1,0 m.

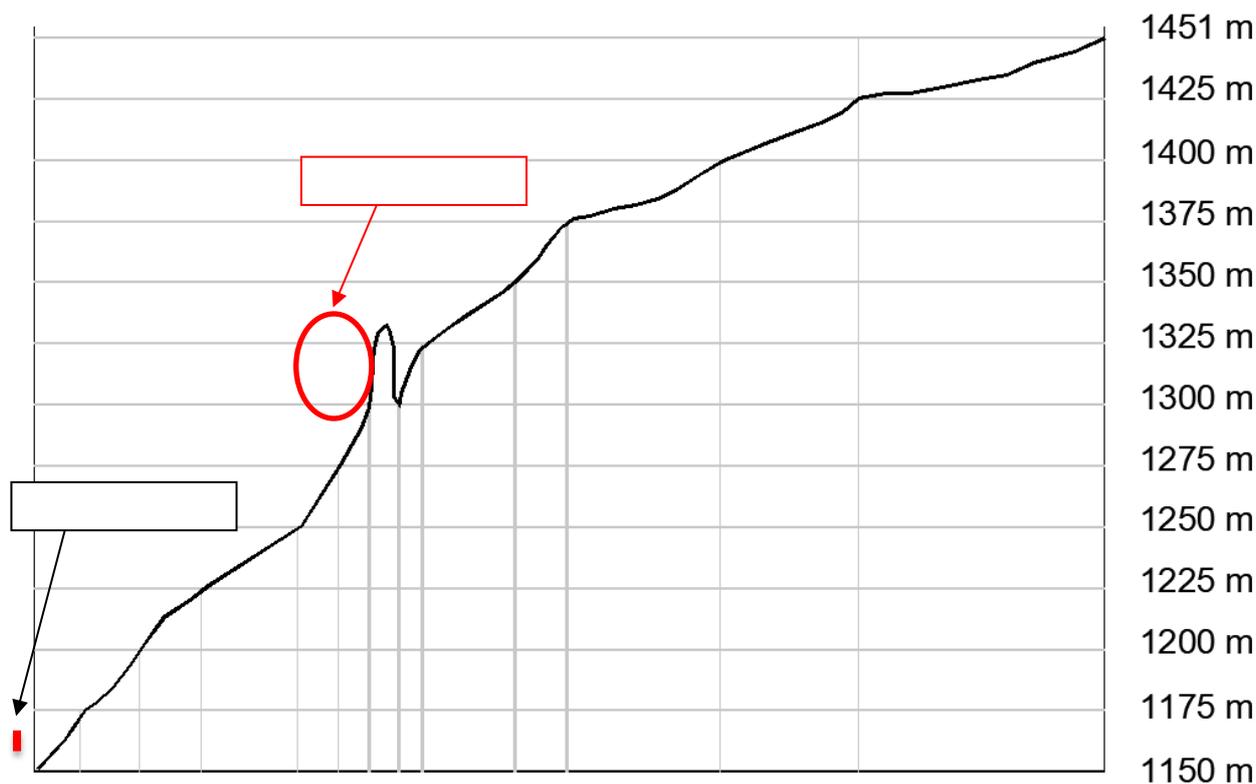
2.5. Dati di input

Di seguito vengono illustrati i risultati delle simulazioni numeriche effettuate con il software Rocfall (RocScience).

2.5.1 – Sezione analizzata

Da un punto di vista geometrico, l'area di progetto presenta dei versanti irregolari che potrebbero accentuare un moto di caduta massi, con salti e rimbalzi incontrollati; è presente un substrato costituito da detrito superficiale e roccia fratturata.

Nella figura seguente è riportata la sezione tipo presa in considerazione per l'analisi di rotolamento: la retta verticale marrone indica la posizione della barriera paramassi (ubicata alla quota di 1162 m s.l.m.) e in corrispondenza della quale si estrapoleranno dal software i dati relativi ai blocchi in caduta (Data Collector).



Sezione indagata

2.5.2 – Parametri di restituzione

Si ipotizzerà che la scarpata su cui il masso andrà a rotolare sia costituita completamente da materiale roccioso in superficie.

Si è quindi scelto di caratterizzare la scarpata su cui il masso rotolerà da un punto di vista di quella che è l'analisi di rotolamento coi seguenti parametri:

Name	Color
Clean hard bedrock [default]	
Coefficient of normal restitution (Rn)	
Mean 0.53	Standard Deviation 0.04
Coefficient of tangential restitution (Rt)	
Mean 0.99	Standard Deviation 0.04
Friction Angle (Phi) [degrees]	
Mean 30	Standard Deviation 2
Slope Roughness [degrees]	
Mean = angle of segment	Standard Deviation 0

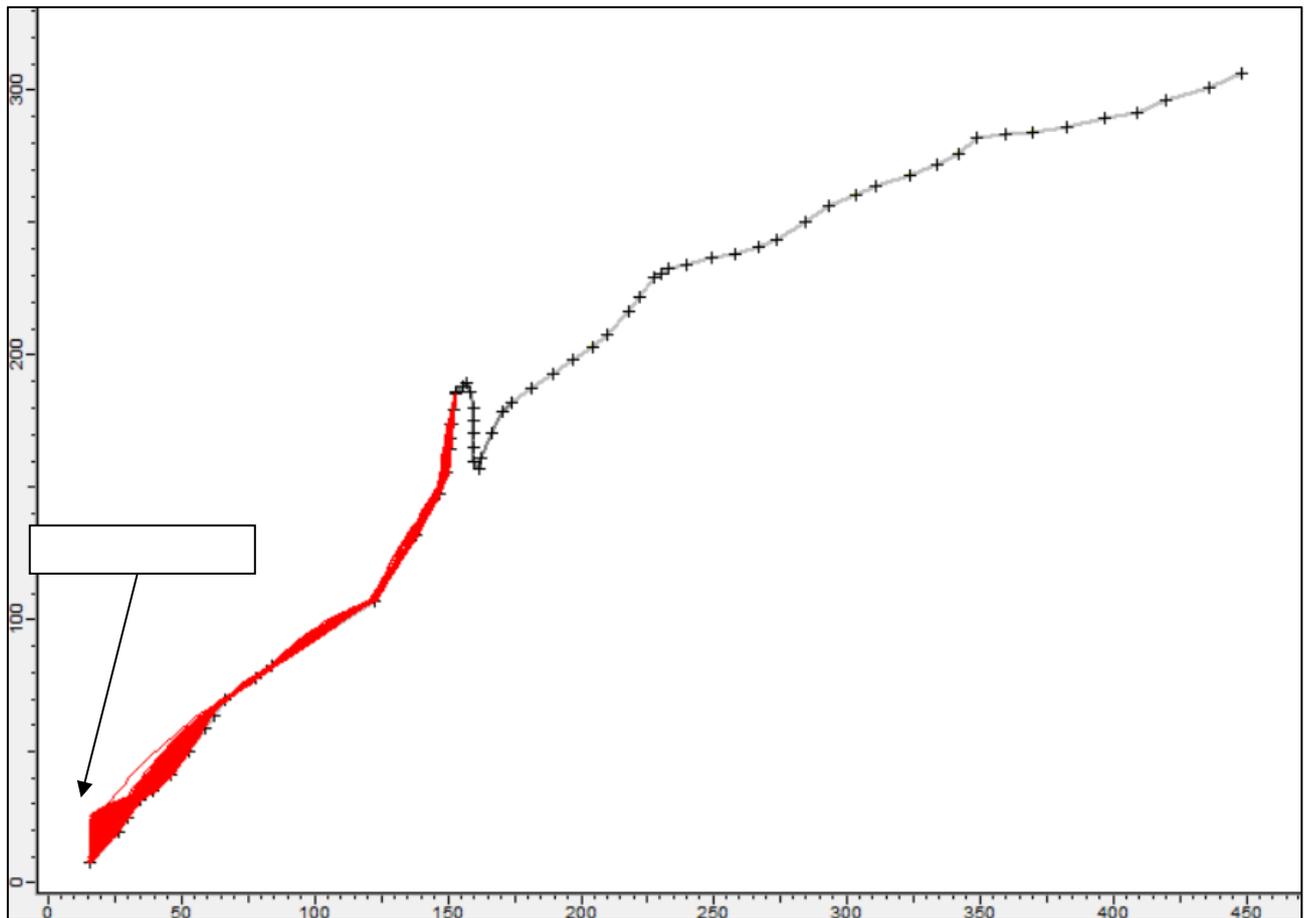
Name	Color
Bedrock outcrops [default]	
Coefficient of normal restitution (Rn)	
Mean 0.35	Standard Deviation 0.04
Coefficient of tangential restitution (Rt)	
Mean 0.85	Standard Deviation 0.04
Friction Angle (Phi) [degrees]	
Mean 30	Standard Deviation 2
Slope Roughness [degrees]	
Mean = angle of segment	Standard Deviation 0

Parametri roccia o spuntoni di roccia affiorante sul costone

Si è considerata roccia affiorante ("clean hard bedrock") laddove sono state modellate le zone di distacco dei massi e il tratto di versante immediatamente a valle di queste. Il resto del versante è stato modellato come "bedrock outcrops".

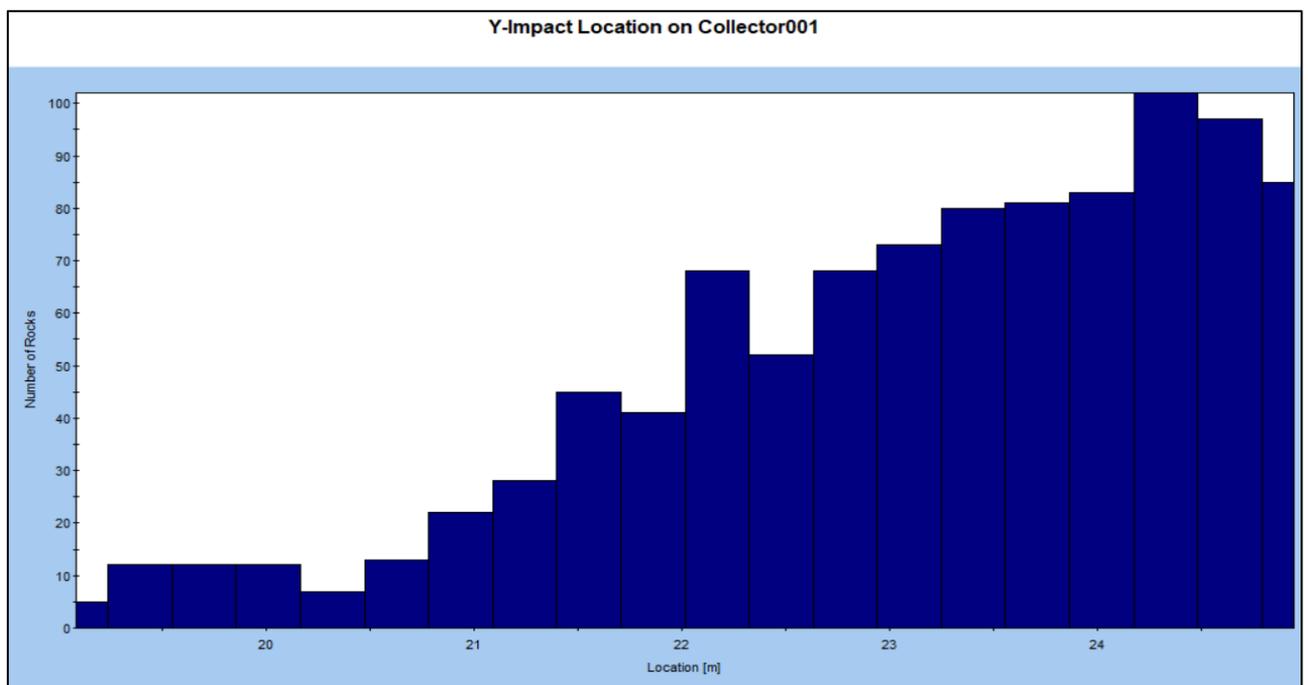
2.6. Simulazioni numeriche

Di seguito vengono illustrati i risultati delle simulazioni numeriche effettuate con il software Rocfall (RocScience).

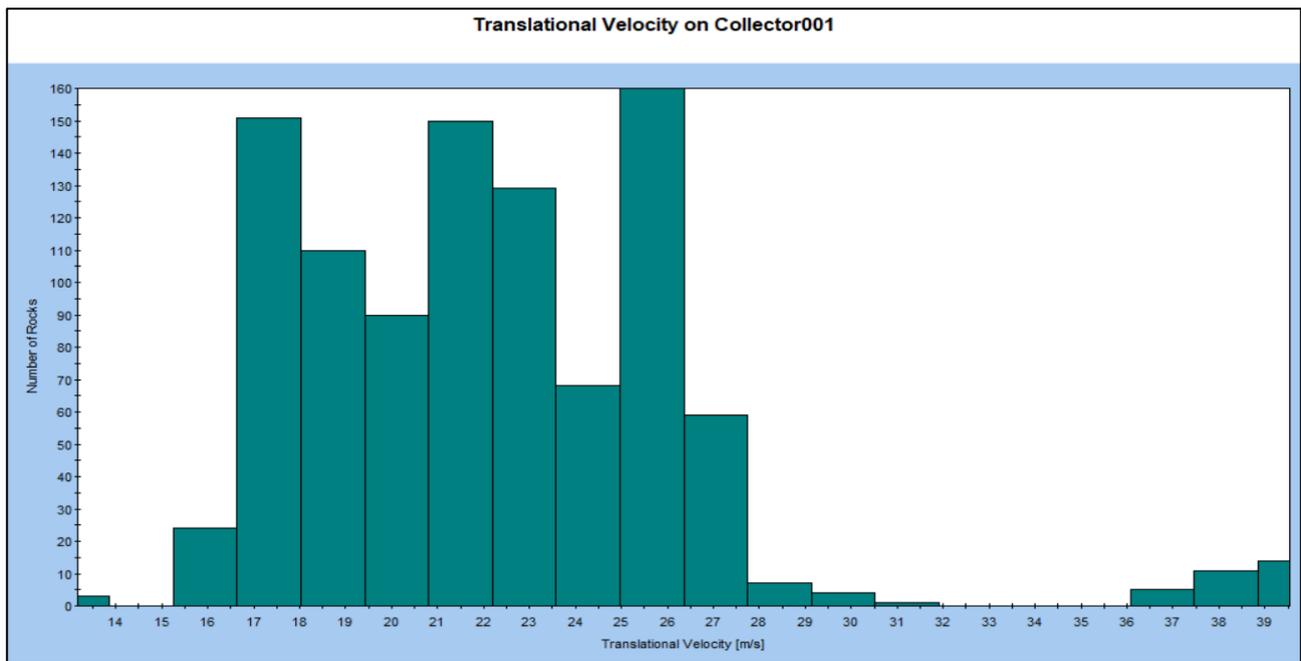


Traiettorie di caduta massi lungo la sezione indagata. La retta verticale marrone indica la posizione della barriera paramassi (ubicata alla quota di circa 1162 m s.l.m.) e in corrispondenza della quale si estrapoleranno dal software i dati relativi ai blocchi in caduta (Data Collector)

L'altezza e la velocità di impatto sul data collector sono state esaminate nella sezione, come riportato di seguito.



Distribuzione delle altezze di impatto lungo la sezione indagata in corrispondenza del data collector



Distribuzione delle velocità di impatto lungo la sezione indagata in corrispondenza del data collector

Dai dati ottenuti al Data Collector si ottengono i seguenti valori relativi al 95% della popolazione campionaria in corrispondenza della barriera.

Concludendo al 95% (percentile) si ha per la Barriera:

- altezza di impatto sul piano della barriera: 3,42 m
- velocità di impatto: 28,0 m/s

2.7. Dimensionamento delle barriere paramassi

La barriera paramassi è stata dimensionata utilizzando dei coefficienti parziali di sicurezza per tenere conto nel modo più opportuno delle reali incertezze del problema e della natura del rischio.

Per quanto attiene alle prestazioni delle barriere, si è fatto perciò riferimento ai crash test previsti dalla norma EAD 340059-00-0106 e alle normative vigenti:

- **Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.**, Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- **UNI 11211-4:2018** Opere di difesa della caduta massi Parte 4: progetto definitivo ed esecutivo;
- European Assessment Document - **EAD 340059-00-0106** – Falling rock protection kits.

Parametri di progetto

Le simulazioni di caduta massi hanno consentito di determinare in modo statistico i parametri dinamici fondamentali delle traiettorie di caduta. Le simulazioni sono state collocate secondo le direttrici di massima pendenza dei settori rappresentativi della zona di omogeneità geomeccanica. I dati delle simulazioni sono stati campionati in un punto di analisi ("data collector") collocato in aree morfologicamente idonee ad accogliere una barriera paramassi.

I risultati delle analisi statistiche sono stati epurati al percentile 95%, in modo da escludere i valori dispersi nel tratto asintotico della distribuzione gaussiana e quindi scarsamente rappresentativi.

Di seguito si riporta il calcolo per il dimensionamento delle barriere paramassi in oggetto.

Sezione di caduta massi No.		1	
Barriera paramassi No.		1	
Modello Barriera		EPFM 5000	
Massima energia nominale della barriera	MEL	5000	[kJ]
Massimo livello di energia effettivo della barriera		5000	[kJ]
Dati			
Simulazione sviluppata con		1500	traiettorie
Limite di confidenza dell'approccio statistico		95%	della popolazione
Inclinazione del data collector durante la simulazione di caduta massi	[e_datac]	data collector verticale	
Inclinazione media del pendio in corrispondenza della barriera	[α_1]	55,00	[°]
Inclinazione delle traiettorie	[α_2]	55,00	[°]
Inclinazione della barriera rispetto al piano ortogonale al pendio (in direzione valle)	[β]	0,00	[°]
Altezza delle traiettorie sulla verticale per 95% dei casi	[H _v]	5,97	[m]
Altezza delle traiettorie sul piano della barriera (Ipotesi: l'impatto avviene perpendicolare al piano della barriera)	[H _i]	3,42	[m]
Distanza minima tra la barriera e l'infrastruttura	[D _i]	15,00	[m]
Velocità (traslazione) - limite di confidenza 95%	[V _t]	28,00	[m/s]
Volume del blocco	[Vol _b]	2,00	[m ³]
Forma del blocco	[shape]	sfera	
Diametro medio del blocco	[DN]	1,56	
Peso per unità di volume della roccia	[γ]	2600	[kg/m ³]

Coefficienti di sicurezza parziale			
Coefficiente di qualità della discretizzazione topografica del pendio	[γ_{Dp}]	1,10	
Coefficiente di precisione del rilievo del volume del blocco di progetto	[γ_{VolF1}]	1,10	
Coefficiente di valutazione della massa per unità di area della roccia	[γ_y]	1,00	
Coefficiente di affidabilità di calcolo delle traiettorie	[γ_{Tr}]	1,10	

Traiettoria di progetto			
Velocità di progetto (V _t γ_{Tr} γ_{Dp})	[V _d]	33,88	[m/s]
Massa di progetto (Vol _b γ γ_{VolF1} γ_y)	[M _d]	5720,0	[kg]
Altezza di impatto di progetto (H _t γ_{Tr} γ_{Dp})	[H _d]	4,14	[m]
Energia di progetto (1/2 M _d V _d ²)	[E _d]	3282,9	[kJ]

Caratteristiche della barriera			
Energia massima in accordo con ETAG 27	[MEL]	5000,0	[kJ]
Livello energetico di servizio in accordo con ETAG 27	[SEL]	1660,0	[kJ]
Deformazione dinamica massima MEL	[D _{barriera}]	8,25	[m]
Altezza standard della barriera tra 6 m and 7 m			
Altezza di intercettazione della barriera (certificata)	[H _{tot}]	6,00	[m]

Metodo di progettazione			
Progettazione finalizzata a livello energetico (MEL or SEL)	MEL		
Maximum Energy Level - livello energetico	[E _{barriera}]	5000,0	[kJ]
Coefficiente di amplificazione dell'energia in funzione del grado di rischio valutato e in correlazione alla classe d'uso			
Classe III: Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza	[i]	1,15	
Numero di campate costituenti la barriera:	più di 3		
Fattore di riduzione per la capacità della barriera	[γ _E]	1,2	
Coefficiente di sicurezza per la deformazione della barriera	[γ _D]	1,3	
Franco libero superiore della barriera (pari a DN/2; min. 0.5 m)	[f _{min}]	0,78	[m]
Parametri di progetto			
Energia di progetto [E _d i]	[E _{sd}]	3775,3	[kJ]
Distanza di arresto (D _{barriera} γ _D) se (D _A - D _{barriera} ≥ 1); (D _{barriera} +1) se (D _A - D _{barriera} < 1)	[D _A]	10,73	[m]
Altezza di impatto di progetto (H _t γ _{Tr} γ _{Dp})	[H _d]	4,14	[m]
Verifiche di progetto della barriera			
Verifica dell'energia (E _{barriera} / γ _E - E _{sd} > 0)		391,4	Soddisfatta
Verifica dell'altezza [H _{tot} - (H _d + f _{min}) > 0]		1,08	Soddisfatta
Verifica della deformazione (D _i - D _A > 0)		4,28	Soddisfatta

La barriera paramassi sopra dimensionata tipo EPFM 5000 (MEL 5000 kJ) avrà un'altezza non inferiore a 6,0 m e sarà installata ad una distanza non inferiore a 12 m dall'infrastruttura da proteggere, al fine di permettere la libera deformazione della barriera (se impattata) senza avere interferenze con la struttura da proteggere.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE DELLE FONDAZIONI DELLA BARRIERA PARAMASSI 5000KJ

PREMESSA

Si provvederà, in questa sede, alla verifica del sistema di fondazione e di ancoraggio di una barriera paramassi a geometria variabile ad elevato assorbimento di energia con capacità dissipativa di $E_p = 5500$ kJ denominata EPFM 5000.

La barriera EPFM 5000 è dotata di opportuna certificazione, rilasciata dal TSUS – Building Testing and Research Institute che attesta il superamento positivo di prove di impatto in scala reale, per un valore di energia massima (MEL) di impatto pari a $E_p = 5500$ kJ (Categoria 8, in accordo a EAD 340059-00-010).

Per quanto riguarda la determinazione delle tensioni di connessione dei terreni interessati (indicate di seguito con il simbolo τ_d) e per i valori utilizzati nel procedimento di calcolo degli elementi di fondazione profonda, non avendo in questa sede elementi più precisi, si fa riferimento a quanto desumibile dalle analisi e dai dati derivanti dalla letteratura tecnica attualmente disponibile. È stato ipotizzato, in questa fase, che il terreno, per quanto concerne le sue caratteristiche geotecniche, fisiche e meccaniche sia formato da uno strato omogeneo per l'intera profondità d'infissione degli ancoraggi. Occorrerà, tuttavia, verificare con precisione, in sede esecutiva, la corrispondenza tra queste ipotesi progettuali e le caratteristiche effettivamente rinvenute in sito preventivamente all'accettazione dei risultati contenuti nella presente relazione.

Si prevede, inoltre, che la miscela di iniezione per la realizzazione di elementi di trasmissione al terreno degli sforzi indotti nella struttura in elevazione, sia di tipo cementizio e sia posta in opera secondo il processo di iniezione di tipo globale e messa in pressione unica (metodo IGU) ed abbia $R_{ck} > 300$ daN/cm².

Si evidenzia che le tutte le parti metalliche saranno opportunamente zincate secondo le normative vigenti e gli ancoraggi potranno essere convenientemente protetti contro la potenzialità corrosiva dell'ambiente esterno dovute, ad esempio, alle reazioni chimiche che si possono instaurare e che sono legate alla presenza di acqua ed eventuali componenti chimici aggressivi.

Particolare attenzione dovrà essere usata, in fase esecutiva, affinché possano venire eventualmente presi in considerazione gli opportuni accorgimenti per proteggere la superficie di contatto nucleo iniettato - terreno in quanto tale superficie può diventare via di

scorrimento di acqua meteorica che potrebbe determinare danno alla struttura degli ancoraggi con conseguenti ripercussioni per l'efficienza delle opere di fondazione.

Le opere di fondazione previste in questa relazione sono indicate schematicamente nelle seguenti tabelle rimandandone ai paragrafi che seguiranno la verifica accurata.

Terreno sciolto

ELEMENTO	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazione montante	n. 1 micropalo in acciaio S275	Diametro est. = 76,1 mm Spessore = 6,30 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in doppia fune spirale tipo RRA	Diametro = 16 mm Lunghezza = 6,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in doppia fune spirale tipo RRA	Diametro = 18 mm Lunghezza = 8,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi di valle	Ancoraggi in doppia fune spirale tipo RRA	Diametro = 14 mm Lunghezza = 3,0 m	Diametro minimo di perforazione = 64 mm

Terreno roccioso

ELEMENTO	TIPO DI ANCORAGGI	DIMENSIONI	DIAMETRO DI PERFORAZIONE
Fondazione montante	n. 1 micropalo in acciaio S275	Diametro est. = 76,1 mm Spessore = 6,30 mm Lunghezza = 2,0 m	Diametro minimo di perforazione = 114 mm
Ancoraggi laterali	Ancoraggi in doppia fune spirale tipo RRA	Diametro = 16 mm Lunghezza = 4,0 m	Diametro minimo di perforazione = 102 mm
Ancoraggi di monte	Ancoraggi in doppia fune spirale tipo RRA	Diametro = 18 mm Lunghezza = 5,0 m	Diametro minimo di perforazione = 102 mm

Ancoraggi di valle	Ancoraggi in doppia fune spiroidale tipo RRA	Diametro = 14 mm Lunghezza = 2,0 m	Diametro minimo di perforazione = 64 mm
--------------------	--	---------------------------------------	---

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento degli elementi resistenti si fa riferimento alla seguente normativa:

- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7** – “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018”

Si sono inoltre seguite le indicazioni fornite da testi specializzati quali:

- **A.I.C.A.P. - Ancoraggi nei terreni e nelle rocce: raccomandazioni**

Il calcolo e la verifica degli elementi costruttivi sono stati condotti secondo gli usuali metodi della Scienza delle Costruzioni. Tenuto conto delle caratteristiche prestazionali delle strutture delle barriere paramassi, le verifiche sono eseguite allo stato limite ultimo.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati devono soddisfare alle caratteristiche fisico-meccaniche impartite dalle normative vigenti ed indicate nei riferimenti del paragrafo precedente.

Si riportano in questa sede, per semplicità, le sole caratteristiche di resistenza dei materiali:

Acciaio per profilati, piastre del tipo S275 EN 10025 e tubi del tipo S275 EN 10219

Tensione caratteristica a rottura dell'acciaio $f_{tka} = 4300 \text{ daN/cm}^2$

Tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio $f_{yka} = 2750 \text{ daN/cm}^2$

Coefficiente di sicurezza $\gamma_M = 1,05$

Resistenza di calcolo dell'acciaio $= f_{yka}/\gamma_M = f_{yda} = 2619 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di calcolo di taglio acciaio $= f_{yka}/\sqrt{3} \gamma_M = f_{vda} = 1512 \text{ daN/cm}^2$

Modulo elastico dell'acciaio $E = 2,06 \text{ E}^{+06} \text{ daN/cm}^2$

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo RRA con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 14 A_{\Phi 14} = 308,0 \text{ kN}$

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo RRA con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 16 A_{\Phi 16} = 426,0 \text{ kN}$

Ancoraggio in doppia fune spiroidale (EN 12385-10) tipo RRA con elemento di rinforzo circolare di testa

Carico rottura minimo per diametro nominale $\Phi 18 A_{\Phi 18} = 516,0 \text{ kN}$

Miscela cementizia per iniezioni Rck 30 MPa (Classe C25/30)

confezionata con cemento tipo 325 o sup, utilizzo di additivo antiritiro, metodo iniezione IGU

Resistenza cubica a compressione caratteristica $R_{ck} = 300,0 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza monoassiale per carichi di breve durata $f_{ck} = 249,0 \text{ daN/cm}^2 = 0,83 \times R_{ck}$

Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1,50$

Coefficiente di sicurezza per carico per lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica di aderenza $f_{bk} = 40,3 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di calcolo di aderenza

per sezioni con acciaio nervato $f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di calcolo di aderenza

per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo $f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2$

CARATTERISTICHE DI PROGETTO DEL TERRENO*

Resistenza di calcolo aderenza malta – terreno sciolto $\tau_{ds} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza di calcolo aderenza malta – roccia $\tau_{ds} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$

Secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.6 e seguenti) la verifica di sicurezza agli stati limite ultimi degli ancoraggi sono stati condotti utilizzando nei calcolo l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi di tipo permanente vale $\gamma_R = 1,20$ e si assume, a favore di sicurezza, il fattore di correlazione con il suo valore massimo $\xi_a = 1,80$.

Per quanto riguarda invece la verifica di sicurezza dei pali, secondo le Norme Tecniche D.M. 17/01/2018 (art. 6.4.3 e seguenti), si utilizzerà l'Approccio 2, con il set di coefficienti parziali (A1+M1+R3), tenuto conto che, in tale combinazione, il coefficiente parziale per la resistenza dei pali viene assunto pari a $\gamma_R = 1,15$ (pali trivellati) e si assume, a favore di

sicurezza, il fattore di correlazione massimo $\xi_b = 1,70$.

Nel corso del calcolo, pertanto, saranno determinati dei coefficienti di sicurezza che andranno confrontati con quelli previsti dai suddetti approcci.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni agenti su una barriera paramassi possono essere classificate, secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

- a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo (peso proprio di tutti gli elementi strutturali e carico permanente)
- b) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (urti ed impatti);

Dal momento che il carico eccezionale, derivante dall'impatto di un masso in movimento, è molto superiore a tutte le altre azioni nelle varie condizioni di carico si utilizza convenientemente la sola seguente combinazione (art. 2.5.3. NTC 2018), impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Poiché infine, come detto, i valori di G e Q_{ki} sono molto inferiori alle sollecitazioni derivanti dall'urto, gli stessi possono essere convenientemente trascurati.

DETERMINAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO

Durante l'esecuzione delle prove di impatto in scala reale, sono stati registrati con idonee celle di carico, gli sforzi massimi agenti sulle funi principali e/o direttamente sugli ancoraggi, in accordo a EAD 340059-00-0106.

Tenuto conto della geometria della barriera e dei valori di picco registrati dalle celle di carico durante la prova MEL (Maximum Energy Level), vengono qui di seguito riportati i carichi massimi agenti sugli ancoraggi:

$$T_L = \mathbf{286,80} \text{ kN} = \text{massimo carico su ancoraggi laterali}$$

$T_M = 348,60$ kN = massimo carico su ancoraggi di monte

$T_v = 37,00$ kN = massimo carico su ancoraggi di valle

$N = 192,06$ kN = massimo carico di compressione alla base del montante

VERIFICA FONDAZIONI DEL MONTANTE

A favore di sicurezza si considera che tutte le fondazioni dei montanti siano sollecitate con il massimo carico $N = 192,06 \text{ kN}$.

Terreno sciolto

La fondazione del montante verrà realizzata con n. 1 micropalo in acciaio S275 (UNI EN 10219) con un diametro esterno $\Phi_e = 76,10 \text{ mm}$, uno spessore pari $6,30 \text{ mm}$ e una lunghezza pari a $4,0 \text{ m}$ inserito in perforazioni del diametro $D_{\text{perf}} = 114 \text{ mm}$.

Si determina la portata limite di ciascuna barra mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

$$P_L = k \pi \alpha D \sum (L_i q_{si}) \quad \text{dove}$$

k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,25

α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,20

i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad 1 (un solo strato)

D diametro di perforazione pari a 11,4 cm

L_1 lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 400 cm per lo strato omogeneo

q_{s1} tensione limite di aderenza che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a $2,5 \text{ daN/cm}^2$ per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s sono ricavati da BUSTAMANTE-DOIX, considerando che la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il terreno e la miscela dell'iniezione

Strato	L_i [cm]	q_{si} [daN/cm ²]	$q_{si} L_{si}$ [daN/cm]
I	400,00	2,50	1000,00
	$L_{\text{tot}} =$ 400,00	$\Sigma (L_{si} \times q_{si})$	1000,00

Dalla Tabella e dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_L = 52721,2 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N = 52721,2 / 19206 = 2,80 \geq 1,96$ (pari a

$\gamma_R \xi_b$).

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N / A = 19206 / 13,81 = 1390,2 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 2619 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 1,88)$$

Si calcola successivamente il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo.

La resistenza plastica della sezione composta acciaio calcestruzzo a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

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

dove $A_a = 13,81 \text{ cm}^2$, $A_c = 88,26 \text{ cm}^2$, $A_s = 0,0 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 48634,6 \text{ daN} > 19206 \text{ daN} \text{ con coeff. sic. } \theta = 2,53$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2$, per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo

$$\tau_{aderenza} = N / A_{aderenza} = 19206 / (7,61 \times \pi \times L) = 2,01 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2$$

Si effettua infine la verifica di stabilità dell'elemento compresso. Il momento d'inerzia risulta:

$$J_i = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + d_i^4/n] = 90,14 \text{ cm}^4$$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$$\beta = W \times D \quad \text{con } W \text{ modulo di Winkler (pari a } 15,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])},$$

$$D = \text{diametro di perforazione} = 11,4 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 356384,3 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N) = 18,56 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

Roccia

La fondazione del montante verrà realizzata con n. 1 micropalo in acciaio S275 (UNI EN 10219) con un diametro esterno $\Phi_e = 76,10$ mm, uno spessore pari 6,30 mm e una lunghezza pari a 2,0 m inserito in perforazioni del diametro $D_{\text{perf}} = 114$ mm.

Si determina la portata limite di ciascuna barra mediante la formula (BUSTAMANTE-DOIX, 1985)

$$P_L = k \pi \alpha D \sum (L_i q_{si}) \quad \text{dove}$$

k coefficiente di maggiorazione che tiene conto nel calcolo della resistenza a compressione del contributo della resistenza di punta pari a 1,25

α coefficiente di maggiorazione funzione della qualità del terreno e che tiene conto del grado di penetrazione dell'iniezione nel terreno circostante alla perforazione e che vale, per il caso in esame, 1,10

i indice che identifica la stratigrafia e assunto nel caso in esame pari ad I (un solo strato)

D diametro di perforazione pari a 11,4 cm

L_i lunghezza utile di aderenza del micropalo pari a 4200 cm per lo strato omogeneo

q_{si} tensione limite di aderenza che dipende oltre che dalla natura del suolo, dalla sua consistenza e dalla metodologia di lavoro utilizzata per realizzare l'ancoraggio e fissato nel caso in esame pari a 5,0 daN/cm² per lo strato oggetto di studio.

I valori di α e q_s sono ricavati da BUSTAMANTE-DOIX, considerando che la resistenza d'attrito all'estrazione esistente tra il terreno e la miscela dell'iniezione

Strato	L_i [cm]	q_{si} [daN/cm ²]	$q_{si} L_{si}$ [daN/cm]
I	200,00	5,00	1000,00
	$L_{\text{tot}} =$ 200,00	$\sum (L_{si} \times q_{si})$	1000,00

Dalla Tabella e dai coefficienti indicati si ottiene:

$$P_L = 49244,5 \text{ daN}$$

Per cui si ha un fattore di sicurezza pari a $P_L / N = 49244,5 / 19206 = 2,56 \geq 1,96$ (pari a $\gamma_R \xi_b$).

Nell'ipotesi di affidare la resistenza a compressione alla sola armatura in acciaio si ha

$$\sigma_f = N / A = 19206 / 13,81 = 1390,2 \text{ daN/cm}^2 < f_{yds} = 2619 \text{ daN/cm}^2 \text{ (coeff. sic. } \theta = 1,88)$$

Si calcola successivamente il valore di tensione nel palo, nell'ipotesi che contribuisca al trasferimento del carico negli strati profondi anche la sezione in calcestruzzo.

La resistenza plastica della sezione composta acciaio calcestruzzo a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

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

dove $A_a = 13,81 \text{ cm}^2$, $A_c = 88,26 \text{ cm}^2$, $A_s = 0,0 \text{ cm}^2$ sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura, mentre $\gamma_a = 1,05$, $\gamma_c = 1,50$, $\gamma_s = 1,15$ sono i coefficienti di sicurezza.

$$N_{pl,Rd} = 48634,6 \text{ daN} > 19206 \text{ daN} \quad \text{con coeff. sic. } \theta = 2,53$$

La resistenza allo scorrimento fra acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo. Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito:

$$f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2, \text{ per sezioni circolari in acciaio riempite di calcestruzzo}$$

$$\tau_{aderenza} = N / A_{aderenza} = 19206 / (7,61 \times \pi \times L) = 2,01 \text{ daN/cm}^2 < f_{bdc} = 5,5 \text{ daN/cm}^2$$

Si effettua infine la verifica di stabilità dell'elemento compresso. Il momento d'inerzia risulta:

$$J_i = \pi/64 [(d_e^4 - d_i^4) + d_i^4/n] = 90,14 \text{ cm}^4$$

Essendo il modulo di reazione β per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza pari a:

$$\beta = W \times D \quad \text{con } W \text{ modulo di Winkler (pari a } 30,00 \text{ daN/cm}^3 \text{ [Pozzati])},$$

$$D = \text{diametro di perforazione} = 11,4 \text{ cm}$$

Il valore di carico critico per l'instabilità risulta

$$P_K = 2 \times \sqrt{(\beta \times E \times J)} = 504003,5 \text{ daN}$$

Il coefficiente per instabilità risulta

$$\eta = P_K / (N) = 26,24 > 10 = \text{valore min. accettabile del coeff. per aste a coefficiente euleriano.}$$

VERIFICA ANCORAGGIO LATERALE

Noto il carico $T = T_L = 286,8$ kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno sciolto

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale Φ 16 tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 114$ mm e lunghezza $L = 6,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 28680 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 600) = 6,58 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\alpha = 4,09$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 28680 / (\pi \times 1,2 \times 11,4 \times 600) = 1,11 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,25 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Roccia

Gli ancoraggi laterali verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale Φ 16 tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 102$ mm e lunghezza $L = 4,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 28680 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,60 \times 400) = 9,87 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui il coefficiente di sicurezza $\alpha = 2,73$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 28680 / (\pi \times 1,2 \times 10,2 \times 400) = 2,03 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,46 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 426,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 370,4 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 286,80 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,29$ = fattore di sicurezza residuo

VERIFICA ANCORAGGIO DI MONTE

Noto il carico $T = T_M = 348,60$ kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno sciolto

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 18$ tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 114$ mm e lunghezza $L = 8,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 34860 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,80 \times 800) = 5,33 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 5,04$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 34860 / (\pi \times 1,2 \times 11,4 \times 800) = 1,01 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,47 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Roccia

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 18$ tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 89$ mm e lunghezza $L = 5,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 34860 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,80 \times 500) = 8,53 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 3,15$ avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 34860 / (\pi \times 1,2 \times 8,9 \times 500) = 1,98 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 2,53 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 516,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 18$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 448,7 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 348,60 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 1,29$ = fattore di sicurezza residuo

VERIFICA ANCORAGGIO DI VALLE

Noto il carico $T = T_v = 37,00$ kN, la disposizione delle funi, definita la stratigrafia del terreno, si determinano rispettivamente le tensioni tangenziali tra armatura e nucleo di iniezione e tra il nucleo di iniezione e terreno.

Terreno sciolto

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 14$ tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 64$ mm e lunghezza $L = 3,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 3700 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,40 \times 300) = 1,94 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 13,86$, avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 3700 / (\pi \times 1,2 \times 6,4 \times 300) = 0,51 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 2,50 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 4,89 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Roccia

Gli ancoraggi di monte verranno realizzati con degli ancoraggi in doppia fune spiroidale $\Phi 14$ tipo RRA inseriti in perforazioni del diametro trasversale minimo pari a $D = 64$ mm e lunghezza $L = 2,0$ m.

Verifica aderenza cavallotto fune – nucleo iniettato

$$\tau = T / (\mu \delta A_{lat}) = 3700 / (0,85 \times 0,85 \times 2 \times \pi \times 1,40 \times 200) = 2,91 \text{ daN/cm}^2 < f_{bd} = 26,9 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ha un coefficiente di sicurezza $\alpha = 9,24$ avendo indicato con

μ = coefficiente di riduzione, funzione dello stato delle superfici posto nel presente caso = 0,85

δ = coefficiente di riduzione che dipende dal numero di trefoli inseriti in un foro posto nel caso in esame pari a 0,85 (caso di due trefoli)

A_{lat} = area laterale dei due trefoli pari a $2 \pi \Phi L$

VERIFICA ADERENZA NUCLEO INIETTATO - TERRENO

I valori di aderenza tra il nucleo iniettato e il terreno considerandone la stratigrafia ipotizzata vale:

$$\tau = T / (\pi \alpha D L) = 3700 / (\pi \times 1,2 \times 6,4 \times 200) = 0,84 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{dR} = 5,00 \text{ daN/cm}^2$$

Per cui si ottiene un coefficiente di sicurezza $\theta = \tau_{dR} / \tau = 5,98 \geq 2,16$ (pari a $\gamma_R \xi_a$).

Verifica resistenza ancoraggio in doppia fune

$Q_c = 308,0 \text{ kN}$ = Carico minimo di rottura ancoraggio in doppia fune spiroidale $\Phi 16$

$Q_d = Q_c / 1,15 = 267,8 \text{ kN}$ = carico di rottura di progetto ancoraggio in doppia fune spiroidale

$T = 37,00 \text{ kN}$ = Carico massimo applicato all'ancoraggio

$\eta = Q_d / T = 7,24$ = fattore di sicurezza residuo

CONCLUSIONI

Nel dimensionamento e verifica oggetto della presente relazione sono state definite alcune ipotesi progettuali, prima tra tutte l'assunzione di ben specifici carichi di progetto e tipologie di terreni. Si fa presente che comunque, nell'eventualità di ricoprimenti di terreno avente caratteristiche diverse da quelle di progetto la lunghezza di infissione dovrà essere convenientemente aumentata in modo da mantenere la stessa superficie laterale di ancoraggio immersa nello strato di terreno aventi le caratteristiche ipotizzate. Dovrà comunque essere in ogni caso verificata l'aderenza delle presenti ipotesi progettuali alle effettive caratteristiche del terreno rinvenuto in sito.

Tutte le eventuali variazioni delle ipotesi al contorno che non rispettassero quanto qui previsto nonché tutte le eventuali variazioni non presunte, comporteranno evidentemente la necessità di procedere alla verifica della validità dei risultati ottenuti nella presente relazione. Dovrà essere pertanto cura della Direzione dei Lavori nonché dell'impresa esecutrice, verificare la corrispondenza delle ipotesi assunte a base dei calcoli alle reali condizioni d'impiego degli elementi preventivamente all'effettivo utilizzo degli stessi.

Si dovranno verificare in particolare:

- le specifiche condizioni locali del terreno al fine di valutarne la corrispondenza con le ipotesi progettuali, verificando particolarmente la coerenza tra previsioni stratigrafiche indicate nella presente relazione ed andamento della perforazione. Particolare cura dovrà essere posta in dette osservazioni soprattutto per quanto riguarda l'infissione degli ancoraggi nel caso di ricoprimenti in materiale avente caratteristiche inferiori a quelle del presente progetto, nel qual caso si renderà necessario aumentare convenientemente le lunghezze degli ancoraggi.

Se necessario dovrà essere valutata da parte della D.L. l'utilità di eseguire prove di carico;

- verificare in sede esecutiva la coerenza dei coefficienti di aderenza terreno-materiale iniettato e armatura - materiale iniettato affinché non si verifichi, per gli elementi tesi, lo sfilamento del complesso metallico - nucleo - terreno iniettato dalla perforazione;
- verificare la compatibilità di materiali e modalità esecutive con le specifiche esigenze di ogni singolo intervento.