

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia

Comune di Cernigoi (UD)

Lavori di messa in sicurezza del versante in località San Giorgio di Cernigoi lungo la SR 355 alla progr. km 13+800

Progetto esecutivo


Relazione di calcolo

Relazione illustrativa sui materiali

Relazione geotecnica e delle fondazioni

Relazione sismica

ZS.01

il progettista	il committente
dott. ing. Dario Fedrigo	Friuli Venezia Giulia Strade S.p.A. 

file: 0207_03_zs_0100000_r00_d00_20231229_rel calcolo.docx

Riproduzione vietata. Tutti i diritti riservati

0	29/12/2023	emissione	EM	DF	DF
revisione	data	motivazioni	redatto	approvato	autorizzato

INDICE

1. GENERALITÀ.....	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI	6
4. RELAZIONE GEOTECNICA.....	8
4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
4.1.1. IDROGEOLOGICA	10
4.1.2. SISMICITÀ.....	10
4.1.3. ANALISI DI CADUTA MASSI.....	10
4.2. PARAMETRI DI PROGETTO	11
5. ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	12

1. GENERALITÀ

Il presente documento definisce l'intervento di messa in sicurezza del versante afferente alla SR 355 in località San Giorgio di Comeglians, alla progressiva km 13+800, in seguito al fenomeno di caduta massi avvenuto nel mese di ottobre 2023.

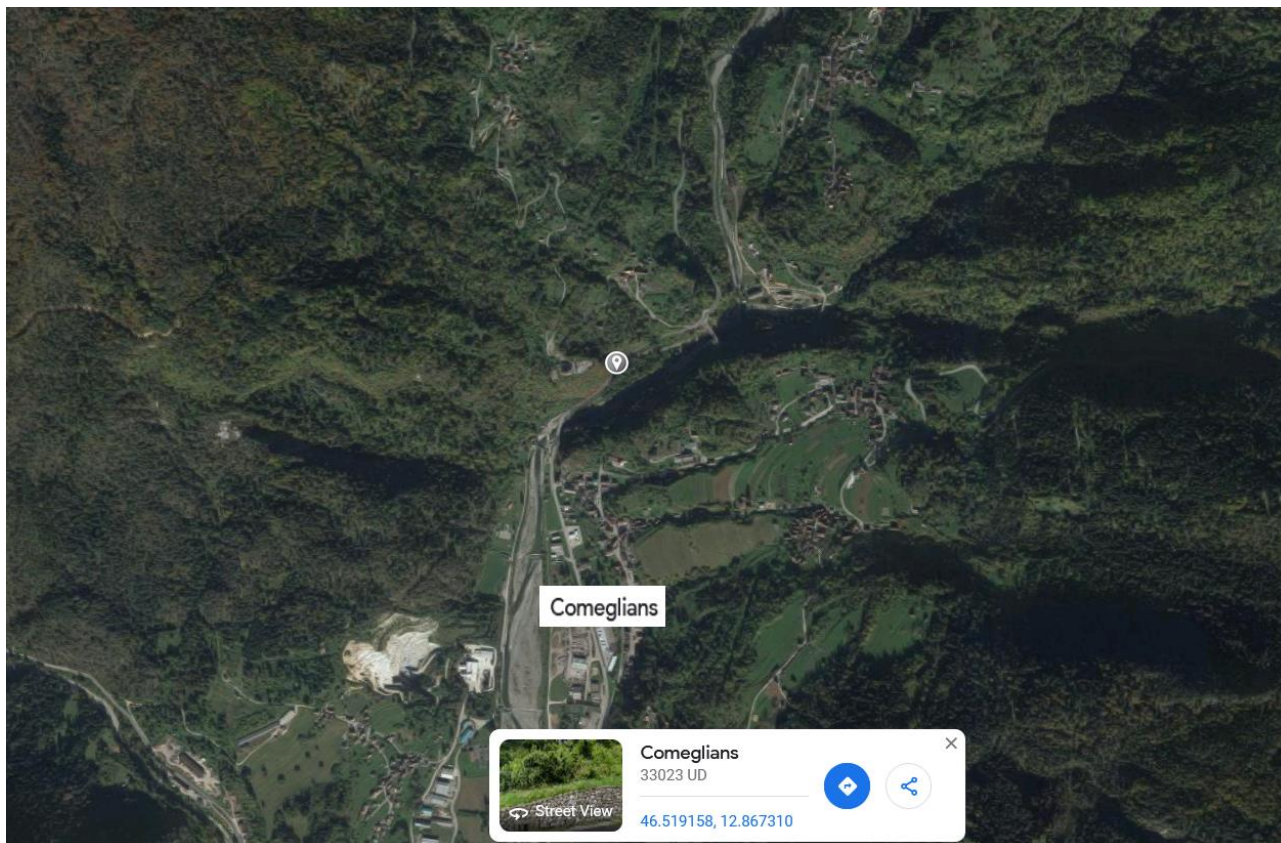


Figura 1: Localizzazione della zona di intervento rispetto all'abitato di Comeglians (fonte: Google Maps).

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di una barriera paramassi ad elevato assorbimento di energia posizionata lungo la strada regionale al km 13+800 e avente lunghezza di 38 m.

Nello specifico delle analisi di caduta massi, è prevista una barriera paramassi di altezza non inferiore a 6 m e con energia di assorbimento caratteristica non inferiore a 3000 kJ, che è prevista posizionata opportunamente distante dalla strada al fine di evitare l'invasione della sede stradale della rete deformata a seguito dell'impatto con il masso in caduta. La rete ha lunghezza complessiva di 44 m definiti in n.4 campate da 8, 12, 12 e 12 m. La rete di progetto è la RMC 300/A di RISP S.r.l..

Per le fondazioni del montante è previsto un sistema a cavalletto composto da un micropalo di valle (in compressione) e da due micropali di monte (in trazione). Quello di valle è un tubolare Ø88.9 mm e spessore 10 mm in acciaio S355 JOH+N in foro da 152 mm con lunghezza minima in roccia di 6m e con lunghezza minima complessiva del palo di 10 m. I due pali di monte sono formati da una barra tipo Dywidag palo GEWI B500B Ø28 mm in foro da 114 mm con lunghezza in roccia minima di 4 m e con lunghezza minima complessiva di 7 m.

Per gli ancoraggi, sia per quelli di monte che per quelli laterali, sono previsti ancoraggi flessibili in doppia fune spiroidale Ø18 mm in fune da 37 fili da 1770 MPa di resistenza a rottura in foro Ø114 mm con lunghezza minima di 5 m in roccia e con lunghezza minima complessiva di 9 m.

L'intervento si colloca nel comune di Comeglians, appartenente alla zona 2 ai sensi della vigente classificazione sismica.

Il progetto delle strutture è condotto ai sensi delle nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" introdotte dal D.M. 17/01/2018.

La vita nominale dell'opera è di 50 anni, con classe d'uso IV.

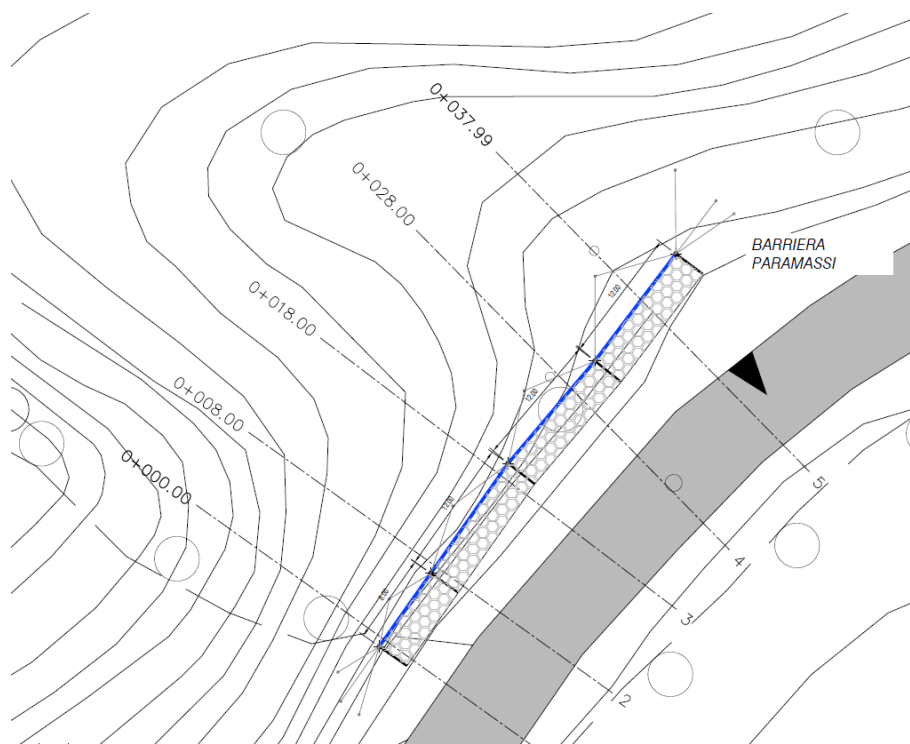


Figura 2: Planimetria con il posizionamento della barriera paramassi indicata in blu (in grigio la S.R.355).

FONDAZIONE BARRIERA PARAMASSI
tipo RMC 300_A - 3000 kJ di RISP s.r.l.

Sezione tipologica su versante detritico
 1:100

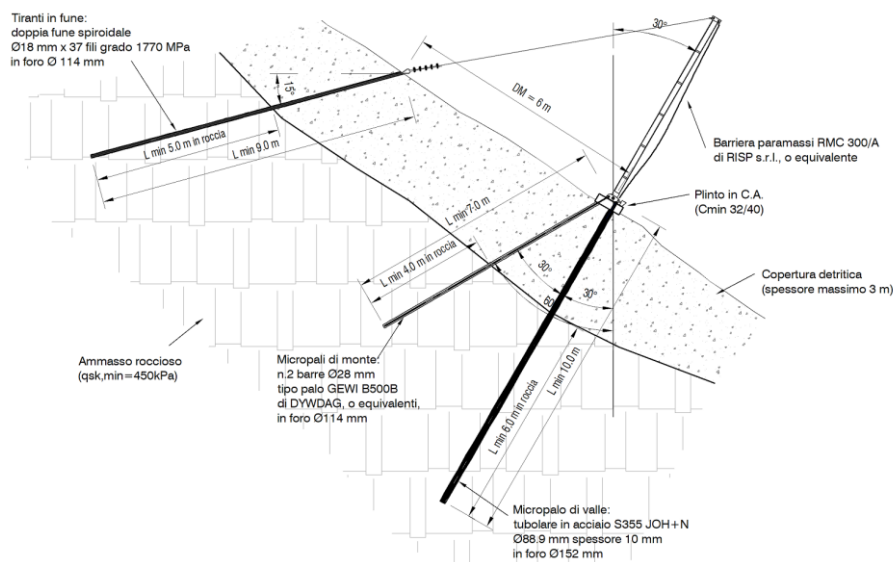


Figura 3: Sezione tipologica delle strutture di fondazione della barriera paramassi.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è svolto nell'ambito della normativa tecnica vigente:

- D.M. 17.01.2018 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n.7 del 21.01.2019 “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni»” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Altre normative di riferimento, comunque adottate e a cui si è fatto riferimento, sono le seguenti:

- UNI EN 1992-1-1:2005 - “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- Legge 05/11/1971 n°1086: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- UNI EN 206-1:2006: “Resistenza e durabilità del calcestruzzo strutturale”.
- D.G.R. n. 845 del 06.05.2010 – “Classificazione sismica del territorio del Friuli Venezia-Giulia”.
- UNI EN 1537:2013 – “Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio”.
- UNI EN 11211-4:2018 – “Opere di difesa dalla caduta massi – Parte 4: Progetto definitivo e esecutivo”

3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SUI MATERIALI

Boiaccia cementizia per iniezioni di micropali e di tiranti:

Si impiega una boiaccia cementizia avente classe equivalente minima di resistenza (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa} \quad (\text{C32/40})$$

La miscela sarà confezionata secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XC2-XA4**, così come definita dalla Norma UNI EN 206/14 e UNI 11104/16, e sarà additivata con antiritiro accelerante tipo "Flowcable" o similare.

Calcestruzzo per strutture gettate in sito:

Si impiega un calcestruzzo di classe minima (resistenza cubica caratteristica a 28 gg.):

$$R_{ck} \geq 40 \text{ MPa} \quad (\text{C32/40})$$

con le seguenti caratteristiche meccaniche e di resistenza:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3.02 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 2.12 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$$

- tensioni allo stato limite ultimo

$$f_{cd} = 18.13 \text{ N/mm}^2 \quad (\alpha_{cc} = 0.85; \gamma_c = 1.5)$$

$$f_{ctd} = 1.41 \text{ N/mm}^2 \quad (\gamma_c = 1.5)$$

- tensioni allo stato limite esercizio

$$\sigma_c = 0.6 f_{ck} = 19.2 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

$$\sigma_c = 0.45 f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. quasi permanente})$$

confezionato secondo le caratteristiche della **classe di esposizione XF1-XC4-XA2** come definita dalla Norma UNI EN 206/14 e UNI 11104/16. Per il calcestruzzo gettato in opera si prescrive una **classe di consistenza S4**. Copriferro minimo 40 mm.

Acciaio da c.a.:

Per le armature in barra si impiega un acciaio ad aderenza migliorata del tipo:

B450C

controllato in stabilimento, con le seguenti caratteristiche di resistenza:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

che soddisfi i seguenti rapporti minimi:

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

$$1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$$

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) \leq 1.25$$

$$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$$

- tensioni di progetto allo stato limite ultimo

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 \quad (\gamma_s = 1.15)$$

- tensioni di progetto allo stato limite di esercizio

$$\sigma_s = 0.8 f_{ck} = 360 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{nella c.c. rara})$$

Acciaio per pali di fondazione dei montanti:

Tubolari da micropali (palo di valle a compressione)

Si impiega un acciaio tipo:

S355 J0H+N (o equivalente)

conforme a quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 al p.to 4.2.1.1, avente le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Barre a sezione piena (pali di monte a trazione)

Si impiegano barre in acciaio tipo Dywidag palo GEWI B500B Ø28 mm, o equivalenti, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$F_{yk} \geq 308 \text{ kN}$$

$$F_{tk} \geq 339 \text{ kN}$$

Acciaio per tiranti di fondazione (rete e montati):

Si impiegano funi spirroidali in acciaio Ø18 mm a 37 fili, o equivalenti, aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$F_{tk} \geq 294 \text{ kN } (f_{tk} \geq 1770 \text{ MPa})$$

4. RELAZIONE GEOTECNICA

L'intervento in esame è localizzato in località San Giorgio di Comeglians, lungo la SR 355 alla progressiva km 13+800.

Il sito in esame è stato oggetto di studio e di specifici sopralluoghi ed indagini in sito ad opera del dott. geologo Massimo Valent, che, nello specifico, hanno riguardato:

- Reperimento di informazioni di natura geologica da fonti bibliografiche, da colloqui con gli abitanti e con i tecnici dei Pubblici Uffici.
- Esecuzione di un dettagliato rilievo geologico-tecnico in sito.
- Prove sismiche in sito.
- Rilievo di back analysis di un masso caduto nell'ottobre 2023.
- Esecuzione di una perforazione a distruzione di nucleo.
- Modellazione e analisi 2D della caduta massi lungo le sezioni di progetto con il software Rockfall.

Le analisi e le elaborazioni di interesse sono riportate nella relazione geologica redatta dal dott. geol. Massimo Valent alla quale si rimanda per un maggiore approfondimento circa le considerazioni riassuntive nel seguito descritte.

4.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Per la zona in esame si registra la presenza di un versante caratterizzato da pericolosità geologica per fenomeni di crollo diffusi e direttamente afferente alla Strada Regionale, in corrispondenza della Rupe di San Giorgio.

A causa dell'evidenza di fenomeni di crollo, sono già presenti una serie di opere di difesa passiva di vecchia concezione, quali una rete paramassi e delle reti in aderenza.

L'intervento in progetto prevede la riduzione della pericolosità riconosciuta ufficialmente come "elevata P4 – 0300290300" (Autorità di Bacino, Distretto Alpi Orientali) per fenomeni di crollo diffusi; il versante in esame risulta essere stato recentemente oggetto di pulizia verde, con il taglio delle piante ad alto fusto.

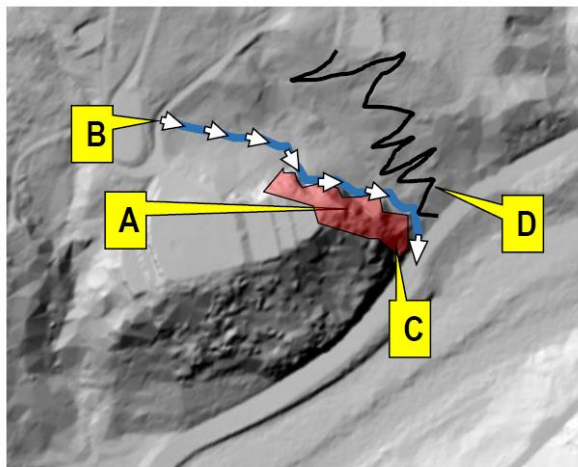
La falesia in esame possiede un andamento assai irregolare, risultando caratterizzata da rotture di pendenza fino alle quote più elevate. Il dislivello fra il piano stradale e la sommità della rupe risulta piuttosto pronunciato e pari a oltre 70m. Si tratta di una parete rocciosa soggetta ad elevata pericolosità da crollo (PAI P4) per la presenza di affioramenti lapidei detensionati, talora parzialmente disarticolati, con blocchi di crollo in equilibrio precario o bloccati dalla vegetazione.

Le analisi in sito, eseguite anche mediante l'utilizzo di funi e imbrago, hanno messo in luce alcuni settori particolarmente critici con volumi rocciosi potenzialmente instabili che possono superare il metro cubo. L'elevato grado di fratturazione ed i gradi di libertà che caratterizzano tali affioramenti rendono particolarmente difficoltosa la messa in sicurezza con presidi attivi (reti in aderenza armata e/o pannelli fune) senza consistente riprofilatura. Si ritiene a tal proposito che le azioni di perforazione per la messa in opera di eventuali protezioni attive possano in questo momento risultare particolarmente invasive e quindi pericolose anche per gli operatori;

Si riportano in figura seguente le aree di interesse caratterizzate da blocchi instabili. Nello specifico si individuano:

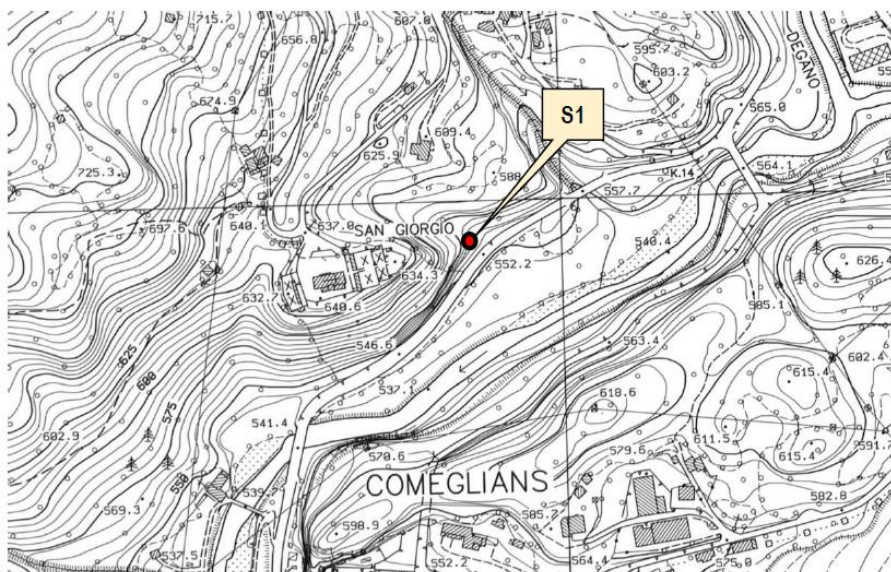
- Falesia nord-est del Colle S. Giusto (A). La massa rocciosa che costituisce il costone instabile appartiene alla Formazione del Bellerophon e risulta costituita da bancate pluridecimetriche di dolomie e calcari dolomitici nocciola e grigi, sovrastati da gessi e da marne gessose.
- Incisione (B) aderente al costone lapideo A, alimentata saltuariamente e solo in occasione di forti piogge; essa risulta priva di recapito e regimazione all'intersezione con la viabilità regionale; è presente anche una cavità (C).
- Sentiero con muri in pietrame a secco (D), spesso disarticolate e parzialmente crollate.

NOTA: la presenza di gessi nella zona a monte dell'intervento di progetto determina la necessità di utilizzare miscele cementizie opportunamente additivate per resistere all'attacco dei solfati, presenti nelle acque di ruscellamento superficiale e profondo, al fine di evitare l'esfogliazione del manufatto cementizio (perdita di aderenza con il substrato roccioso e/o deterioramento del plinto di fondazione del montante e/o perdita di protezione dall'ossidazione dell'acciaio).



Si riporta in immagine seguente la posizione della perforazione S1 dalla quale si sono individuati i seguenti materiali:

- Da 0.0 a -3.9 m: ghiaietto limo argilloso con ciottoli (trovante: blocco lapideo)
 - Da -3.9 a -5.0 m: massa rocciosa carbonatica alterata e fratturata
 - Da -5.0 a -8.5 m: massa rocciosa carbonatica fratturata.
- (nel corso della perforazione non è stata intercettata falda o venute d'acqua).



In relazione geologica si osserva che la posizione maggiormente sfavorevole dal punto di vista stratigrafico è quella individuata dalla perforazione S1; spostandosi verso Sud Ovest, il substrato lapideo si approssima gradualmente alla superficie, fino a diventare affiorante sub-affiorante in corrispondenza del primo montante della barriera (lato Comeglians).

Inoltre, ed in corrispondenza dell'allineamento che accoglierà la nuova barriera paramassi, saranno eseguite una serie di riprofilature meccaniche necessarie e regolarizzare il piano di posa, con l'asporto dell'orizzonte superficiale per uno spessore medio pari a 1m circa.

Pertanto si può considerare una stratigrafia media come di seguito schematizzato:

- Da 0.0 a -3.0m → Detrito di falda – Orizzonte D1
- Da -3.0m → Massa rocciosa carbonatica – Orizzonte M1

Per le stesse si identificano i seguenti parametri meccanici:

Litologia D1 – Detrito di falda

Peso di volume naturale:

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$$

Peso di volume saturo:

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.0 \text{ t/m}^3$$

Angolo di attrito di picco:	$\phi' = 33^\circ$
Coesione efficace:	$c' = 5 \text{ kPa}$
Densità relativa:	$D_r = 50\%$

Litologia M1 – Massa rocciosa per lo più Dolomitica fratturata appartenente alla F.ne Bellerophon

Peso di volume naturale:	$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$
Peso di volume saturo:	$\gamma_{\text{sat}} = 2.6 \text{ t/m}^3$
Angolo di attrito di picco:	$\phi' = 30^\circ$
Coesione efficace:	$c' = 180 \text{ kPa}$
Volume roccioso unitario:	$\text{VRU} = \text{dm}^3/\text{m}^3$

Inoltre, in relazione si indicano i seguenti range di tensione di aderenza unitaria:

- Detrito di falda $\rightarrow 2.0 \text{ kg/cm}^2$
- Massa rocciosa alterata $\rightarrow 3.0\div 4.0 \text{ kg/cm}^2$
- Massa rocciosa non alterata $\rightarrow 5.0\div 7.0 \text{ kg/cm}^2$

4.1.1. Idrogeologica

Al tetto e all'interno dell'orizzonte litoide possono manifestarsi venute d'acqua a regime occasionale.

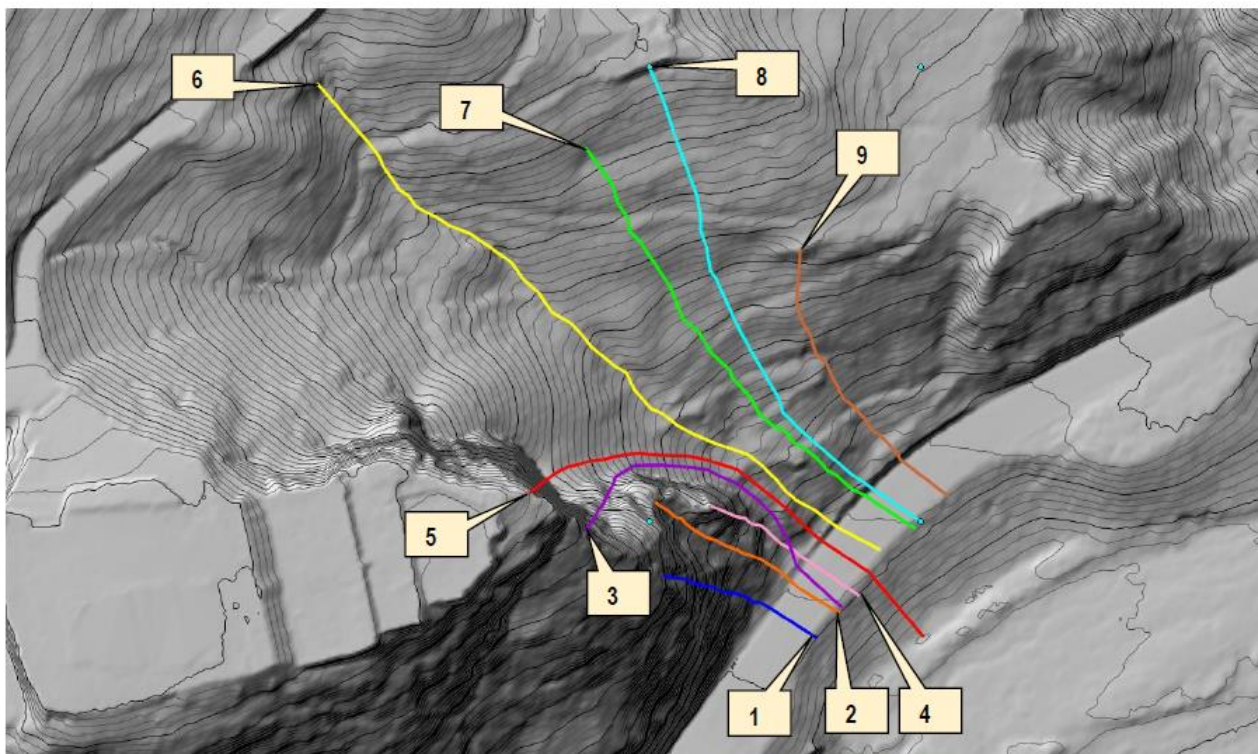
4.1.2. Sismicità

Il sito in esame è situato nel comune di Coglians, appartenente alla Zona 2 ai sensi della vigente classificazione sismica. Il periodo di riferimento dell'azione sismica è di 100 anni. La Categoria di Sottosuolo è B e la Categoria Topografica è T2.

4.1.3. Analisi di caduta massi

L'analisi di caduta massi è di tipo 2D e svolta con il software Rockfall. Si riporta nell'immagine seguente le sezioni di verifica di caduta massi e in tabella i risultati dell'analisi.

Dalle analisi si osserva che la massima energia d'impatto è di 2080 kJ e che la massima altezza di impatto è di 4.92 m.



				5	1.87m	756 Kj	Massi fermati dalla barriera 100%
				6	0.00m	0.00 Kj	I blocchi si arrestano naturalmente a monte della barriera
				7	0.00m	0.00 Kj	I blocchi si arrestano naturalmente a monte della barriera
				8	0.00m	0.00 Kj	I blocchi si arrestano naturalmente a monte della barriera
				9	0.00m	0.00 Kj	I blocchi si arrestano naturalmente a monte della barriera
Sezione ID	Salto max (m)	Energia cinetica (Kj)	Note				
1	2.27m	2.080 Kj	Massi fermati dalla barriera 100%				
2	4.92m	1.603 Kj	Massi fermati dalla barriera 100%				
3	0.20m	295 Kj	Massi fermati dalla barriera 100%				
4	3.24m	1.370 Kj	Massi fermati dalla barriera 100%				

4.2. PARAMETRI DI PROGETTO

Si riportano nel seguito i parametri utilizzati per la verifica e il dimensionamento della barriera paramassi.

Per quanto riguarda la tensione di aderenza bulbo-terreno si fa riferimento alla sola resistenza offerta dalla porzione di fondazione in roccia carbonatica per la quale si considera una tensione di aderenza caratteristica:

- $q_{sk} = 0.450 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda le caratteristiche sismiche dell'area, la struttura risulta relativamente leggera e gli effetti sismici sono trascurati e considerati automaticamente soddisfatti.

Per quanto riguarda la capacità di progetto della rete, la Norma UNI 11211-4:2018 definisce un coefficiente amplificativo scelto dal Progettista variabile tra 1.0 e 1.2 da applicare all'energia sollecitante, oltre ad un coefficiente di sicurezza di 1.2 da applicare ai valori energetici MEL e SEL. Si ottiene dunque:

- $E_{Ed} = 2080 \text{ kJ} \leq E_{Rd} = 3000 \text{ kJ} / (1.2 \cdot 1.2) = 2083 \text{ kJ}$

5. ANALISI E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

La barriera paramassi di progetto è la RMC 300/A di RISP s.r.l. con capacità MEL di 3136 kJ. Si riportano in figura seguente i carichi di progetto caratteristici per il test MEL.

FONDAZIONI RMC 300/A	
CARICHI DI PROGETTO (RISULTANTI DALLE FORZE REGISTRATE DALLE CELLE DI CARICO DURANTE IL TEST MEL)	
Carico di trazione sugli ancoraggi laterali (valore max)	300.00 kN
Carico di trazione sugli ancoraggi di monte (valore max)	243.40 kN
Carico di compressione alla base dei montanti (valore max)	275.55 kN
Carico di taglio alla base dei montanti (valore max)	207.63 kN

Gli ancoraggi laterali e quelli di monte sono di tipo flessibile e realizzati mediante una doppia fune spiroidale Ø18 mm a 37 fili con resistenza caratteristica di 297 kN/fune (resistenza specifica 1770 MPa), in accordo con UNI EN 12385-10. In fase progettuale, il dimensionamento dell'ancoraggio è definito in funzione della massima azione agente di 300 kN relativa agli ancoraggi laterali.

Si riportano nel format seguente l'azione e le resistenze di progetto lato armatura (resistenza acciaio e aderenza acciaio-miscela cementizia) e lato geotecnica di resistenza all'estrazione dell'ancoraggio.

In merito alla verifica geotecnica, si considerano il coefficiente parziale di 1.2 per i tiranti d'ancoraggio permanenti e il fattore di correlazione della resistenza caratteristica relativa ad una verticale d'indagine di 1.80, come previsto da NTC2018.

La resistenza di progetto della doppia fune in acciaio è di 356 kN (C.S.=1.19).

La lunghezza d'ancoraggio di progetto del tirante è di 5.0 m (C.S.=1.24).

ANCORAGGI FLESSIBILI (approccio A1+M1+R3 con coeff. per tiranti)		
<u>Azione di progetto</u>		
Fk trazione [kN] =	300	
Coefficiente parz. azione =	1,0	
Fd trazione [kN] =	300	
<u>Resistenza di progetto dell'acciaio (NB:FUNE)</u>		
Rk [kN] =	588	DOPPIA FUNE spiroidale Ø18 mm con resistenza minima a rottura di 1770 MPa N.fili 37 come da norma UNI EN 12385-10
Coefficiente parz. acciaio =	1,65	
Rd [kN] =	356	
C.S.=	1,19	
<u>Resistenza adesione acciaio-bulbo</u>		
fck [MPa] =	20	
fctm [MPa] =	2,2	
fctk [MPa] =	1,5	
Ø fune singola [mm] =	18	
sez. fune singola [mm²] =	189	
Øequivalente fune doppia [mm] =	21,9	
η1 =	0,7	
η2 =	1	
Coefficiente parz. calcestruzzo =	1,5	
fbf [MPa] =	1,62	
L [m] =	2,68	
Lunghezza assunta [m] =	3,00	
Resistenza in trazione [kN] =	336	OK
C.S.=	1,12	
<u>Resistenza fondazione trazione/compressione</u>		
Øperforazione [mm] =	114	
coeff perforazione =	1,0	
ξa =	1,8	
γR permanenti =	1,2	
qs [MPa] =	0,45	
L trazione [m] =	4,02	
Lunghezza assunta [m] =	5,00	
Resistenza in trazione [kN] =	373	OK
C.S.=	1,24	

Per quanto riguarda la fondazione del montante, si osserva che è prevista la seguente configurazione:

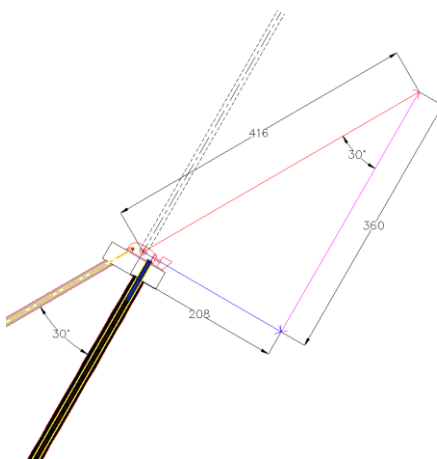
- N.1 palo di valle (compressione) → micropalo Ø88.9 mm e spessore 10 mm in S355
- N.2 barre di monte (trazione) → palo GEWI B500B Ø28 mm

Il sistema a cavalletto è caratterizzato dal palo di valle in asse al montante e dalle barre di monte ruotate verso monte di 30° rispetto allo stesso palo di valle.

Tenuto conto della configurazione geometrica delle fondazioni si ottiene che lo stato di sollecitazione in fondazione, dovuto all'azione di compressione C e a quella di taglio V, risulta:

- Elemento in compressione = $C + V/\tan 30^\circ = 276 + 208/\tan 30^\circ = 636 \text{ kN}$
- Elementi in trazione = $V/\sin 30^\circ = 416 \text{ kN}$

Si riporta in immagine seguente la scomposizione delle forze relativa al taglio V (freccia blu) per la configurazione geometrica adottata dove si osserva l'azione di trazione sulle barre di monte (freccia rossa) e l'incremento dell'azione di compressione sul palo di valle (freccia magenta).



Si riportano nel format seguente l'azione e le resistenze di progetto lato armatura (resistenza acciaio e aderenza acciaio-miscela cementizia) e lato geotecnica di resistenza laterale della fondazione.

In merito alla verifica geotecnica, si considerano il coefficiente parziale di 1.25 per la resistenza laterale dei pali in trazione, il coefficiente parziale di 1.15 per il palo in compressione e il fattore di correlazione della resistenza caratteristica relativa ad una verticale d'indagine di 1.70, come previsto da NTC2018.

La resistenza di progetto della doppia barra GEWI è di 536 kN (C.S.=1.29).

La lunghezza d'ancoraggio di progetto delle barre in trazione è di 4.0 m (C.S.=1.46).

La resistenza di progetto del micropalo è di 765 kN (C.S.=1.20).

Il coefficiente moltiplicativo all'instabilità è di circa 12 per un modulo del terreno assunto relativamente basso di 40'000 kN/mc (>10.0 valore minimo accettabile per aste a coefficiente euleriano).

La lunghezza d'ammorsamento di progetto del palo in compressione è di 6.0 m (C.S.=1.04 + contributo di punta non quantificato).

Inoltre, la verifica a schiacciamento della miscela cementizia definisce una pressione di compressione di 19.3 MPa < $f_{cd} = 1.0 \cdot 32 / 1.5 = 21.3 \text{ MPa}$ (per carichi di breve durata), come riportato nel format seguente.

Verifica stato di compressione cls	
Area cls [mmq] =	15659
Area acciaio [mmq] =	2477
Area ideale [mmq] =	33001
sigma compressione [MPa] =	19,28
fcd 32/40 [MPa] =	21,33

FONDAZIONI ALLA BASE DEI MONTANTI (approccio A1+M1+R3 con coeff. per pali trivellati)		
Azione di progetto		
Fk trazione [kN] =	0	
Fk compressione [kN] =	276	
Fk taglio [kN] =	208	
Coefficiente parz. azione =	1,0	
Angolo inclinazione barre di monte [°] =	30	
Angolo inclinazione barre di monte [rad] =	0,5236	
Fd trazione [kN] =	416	636
Fd compressione [kN] =	636	655
Resistenza di progetto della barra STR		
Barra in trazione		
Barra Ø [mm] =	28,0	N.2 Pali GEWI B500B Ø28 mm
Barra sezione [mm ²] =	616,0	
Barra acciaio fyk [MPa] =	500	
n. barre =	2	
Ryk [kN] =	616,0	
Coefficiente parz. acciaio =	1,15	
Ryd [kN] =	536	OK
C.S.=	1,29	
Micropalo in compressione		
Micropalo Øesterno [mm] =	88,9	Micropalo Ø88,9 mm - sp.10 mm
Micropalo spessore [mm] =	10,0	
Micropalo Øinterno [mm] =	68,9	
Micropalo sezione [mm ²] =	2477,5	
Micropalo acciaio fyk [MPa] =	355	
Ryk [kN] =	879,5	
Coefficiente parz. acciaio =	1,15	
Ryd [kN] =	765	OK
C.S.=	1,20	
Verifica instabilità elemento compresso		
J [mm ⁴] =	10871613	
coeff omogeneizzazione cls-acc, n =	15	
coeff partecipazione cls-acc, K _i =	1,0	Coefficiente compreso tra 0 e 1,0
Modulo elastico acciaio, E [MPa] =	210000	
Modulo Winkler terreno, W [daN/cm ³] =	4	
Modulo Winkler terreno, W [kN/m ³] =	40000	
Modulo Winkler terreno, W [N/mm ³] =	0,04	
β [N/mm ²] =	6,08	
Carico critico, Pk [kN] =	7451	
Coeff. moltiplicativo, η =	11,7	

Resistenza adesione acciaio-bulbo STR		
Barra in trazione		
fck [MPa] =	32	
fctm [MPa] =	3,0	
fctk [MPa] =	2,1	
Øbarra [mm] =	28,0	
η1 =	0,7	
η2 =	1	
Coefficiente parz. calcestruzzo =	1,5	
fbd [MPa] =	2,22	
L [m] =	2,13	
Lunghezza assunta [m] =	3,00	
Resistenza di aderenza [kN] =	586	OK
Micropalo in compressione		
fck [MPa] =	32	
fctm [MPa] =	3,0	
fctk [MPa] =	2,1	
Ømicropalo [mm] =	88,9	
η1 =	0,7	
η2 =	0,431	
Coefficiente parz. calcestruzzo =	1,5	
fbd [MPa] =	0,96	
L [m] =	2,38	
Lunghezza assunta [m] =	3,00	
Resistenza di aderenza [kN] =	802	OK
Resistenza fondazione trazione/compressione GEO		
Barra in trazione		
Øperforazione [mm] =	114	
coeff perforazione trazione =	1,00	
ξa =	1,7	
γR later trazione =	1,25	
qs [MPa] =	0,45	
n. barre =	2	
L trazione minima [m] =	2,7	
Lunghezza assunta [m] =	4,00	
Resistenza in trazione [kN] =	606	OK
C.S.=	1,46	
Micropalo in compressione		
Øperforazione [mm] =	152	
coeff perforazione compressione =	1,00	
ξa =	1,7	
γR later compressione =	1,15	
qs [MPa] =	0,45	
L compressione minima [m] =	5,8	
Lunghezza assunta [m] =	6,00	
Resistenza in compressione [kN] =	659	OK
C.S.=	1,04	