



COMUNE DI CALOLZIOCORTE (LC)

P.za Vittorio Veneto, 13 – 23081 Calolziocorte (LC)

PROGETTO OPERE PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO DA CADUTA MASSI IN VIA FAVIRANO

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO 2 – RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

LECCO – AGOSTO 2023



Dott. Massimo Riva Geologo - c.f. RVI MSM 61H17 E507N - Part. Iva 01776580134
Via Previati 16, 23900 LECCO - Tel (0341) 286095 - Fax (0341) 361843
E-Mail ufficiotecnico@sgtl.it - Sito www.sgtl.it – Posta certificata sgtl@epap.sicurezzapostale.it

| Redatto | Verificato | Approvato |
|---------|------------|-----------|
| LC | MR | MR |

INDICE

| | |
|---|----|
| 1. PREMESSA..... | 2 |
| 2. RELAZIONE GEOLOGICA | 4 |
| 2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO..... | 4 |
| 2.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO..... | 5 |
| 2.3 ANALISI CARTOGRAFIA UFFICIALE | 5 |
| 2.4 INQUADRAMENTO SISMICO | 9 |
| 2.4.1 Valutazione della categoria di suolo sismico ai sensi delle NTC2018 | 9 |
| 2.4.2 Valutazione della categoria topografica ai sensi delle NTC2018..... | 10 |
| 2.4.3 Cenni sulle azioni sismiche e stati limite | 10 |
| 2.4.4 Determinazione dei parametri e dei coefficienti sismici..... | 11 |
| 2.4.5 Verifica alla liquefazione..... | 13 |
| 2.5 INDAGINI GEOGNOSTICHE | 14 |
| 2.5.1 Modello stratigrafico | 17 |
| 2.5.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni e dell'ammasso roccioso..... | 18 |
| 3. RELAZIONE GEOTECNICA | 19 |
| 3.1 INDICAZIONI PROGETTUALI | 19 |
| 3.2 VERIFICA FONDAZIONI BARRIERA PARAMASSI | 20 |
| 3.3 VERIFICA DI SCOSCENDIMENTO MASSI | 28 |
| 3.3.1 Verifiche caduta massi – STATO DI FATTO..... | 30 |
| 3.3.2 Verifiche caduta massi – STATO DI PROGETTO..... | 32 |
| 4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE | 34 |

1. PREMESSA

Su incarico di Comune di Calolziocorte (LC), si redige la presente relazione a supporto dell'intervento di messa in sicurezza di un'area soggetta a fenomeni di caduta massi provenienti dalle pareti rocciose presenti a monte di Via Favirano, in Comune di Calolziocorte (LC).

In precedenza, su segnalazione dello stesso Comune, il sottoscritto ha eseguito diversi sopralluoghi in sito, con lo scopo di valutare il grado di pericolo e rischio caduta massi lungo il versante alla base delle pareti rocciose, oltre che il pericolo e rischio dovuto ai massi caduti e arrestati a ridosso di elementi arborei ma in condizioni di potenziale ri-mobilizzazione.

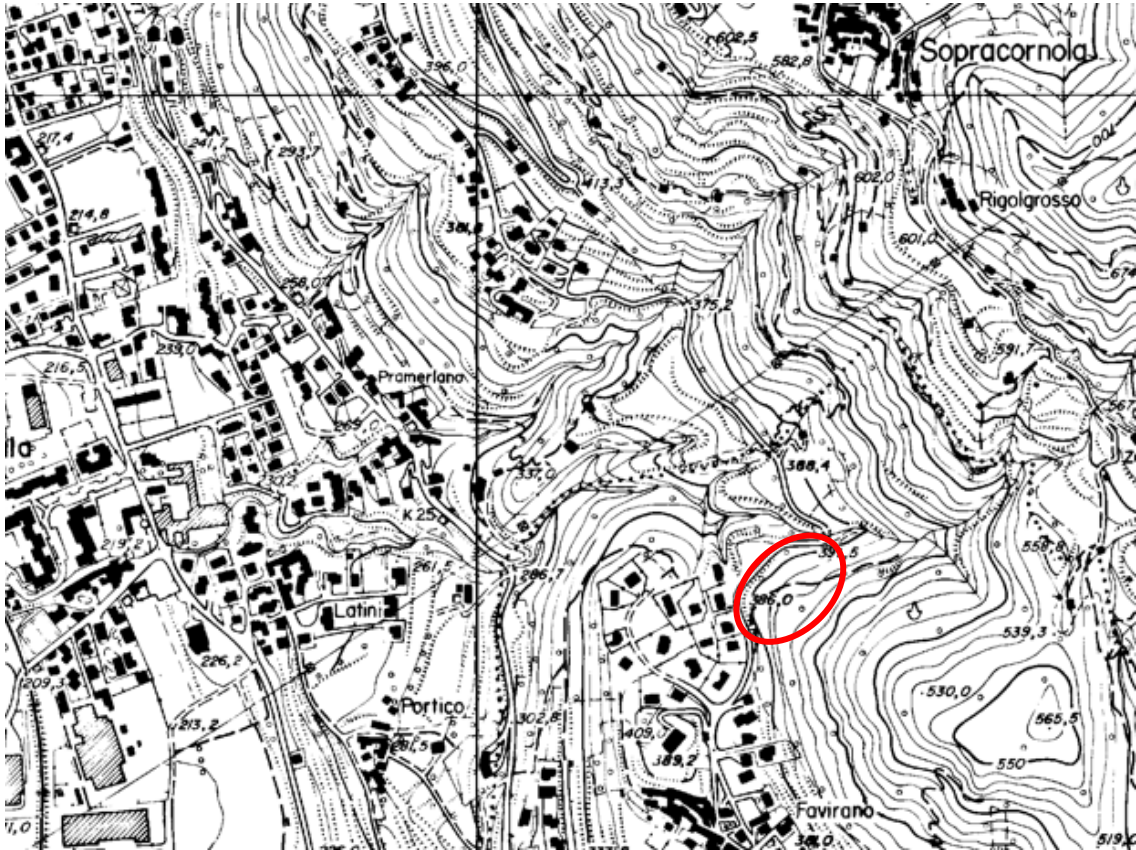
La zona in esame si ubica nell'estremo SE del territorio comunale di Calolziocorte, ad una quota compresa tra 375 e 475 m s.l.m, sulla strada che porta alla frazione di Favirano. Il tratto di versante risulta caratterizzato da inclinazioni variabili tra 15 e 30° e da una fitta copertura boschiva.

Di seguito vengono presentati i riferimenti catastali dell'area in oggetto tratti dal Geoportale della Lombardia:

- Codice Belfiore B423
- Foglio Censuario 9
- Foglio Cartografico 904
- Mappali (interessati dall'intervento in progetto) 661, 1088, 1474, 1475



Immagine satellitare tratta da Google Earth con ubicazione del terreno in oggetto.



Foglio B4E5 della CTR con ubicazione del terreno in oggetto.

In assenza di specifiche prescrizioni, e di dati sulla tipologia di opere ed interventi alle strutture esistenti da mantenere/salvaguardare, si procederà di seguito considerando i seguenti parametri di progetto (eventualmente da modificare/rivedere ad opera dei progettisti degli interventi edilizi:

- Le opere in progetto si possono assimilare a **Costruzioni di tipo 2** con **vita nominale $V_n=50$ anni** (N.T.C. 2018)
- Le opere in progetto rientrano in **classe d'uso II** (N.T.C. 2018).
- consegua un Periodo di Riferimento (V_r) per i calcoli di 50 anni.

Lo studio si è articolato nelle seguenti fasi:

- Reperimento delle informazioni e delle indagini limitrofe realizzate a contorno dell'area d'intervento in esame e rivalutazione delle stesse ai fini della presente relazione.
- Esecuzione di rilievi dello stato di fatto e valutazione della pericolosità e rischio caduta massi.
- Rilievo geologico-morfologico dell'area d'edificazione e circostanti.
- Elaborazione e restituzione dei dati ai sensi delle N.T.C. 2018 e della vigente normativa sismica.

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area si ubica su un versante con immersione verso SW, e inclinazione media di circa 25°-35°, con diffusa copertura a bosco e con aree tenute a prato in parte terrazzate a scopo agricolo. L'area in oggetto si sviluppa a monte della strada via Favirano che raggiunge la frazione di Favirano.

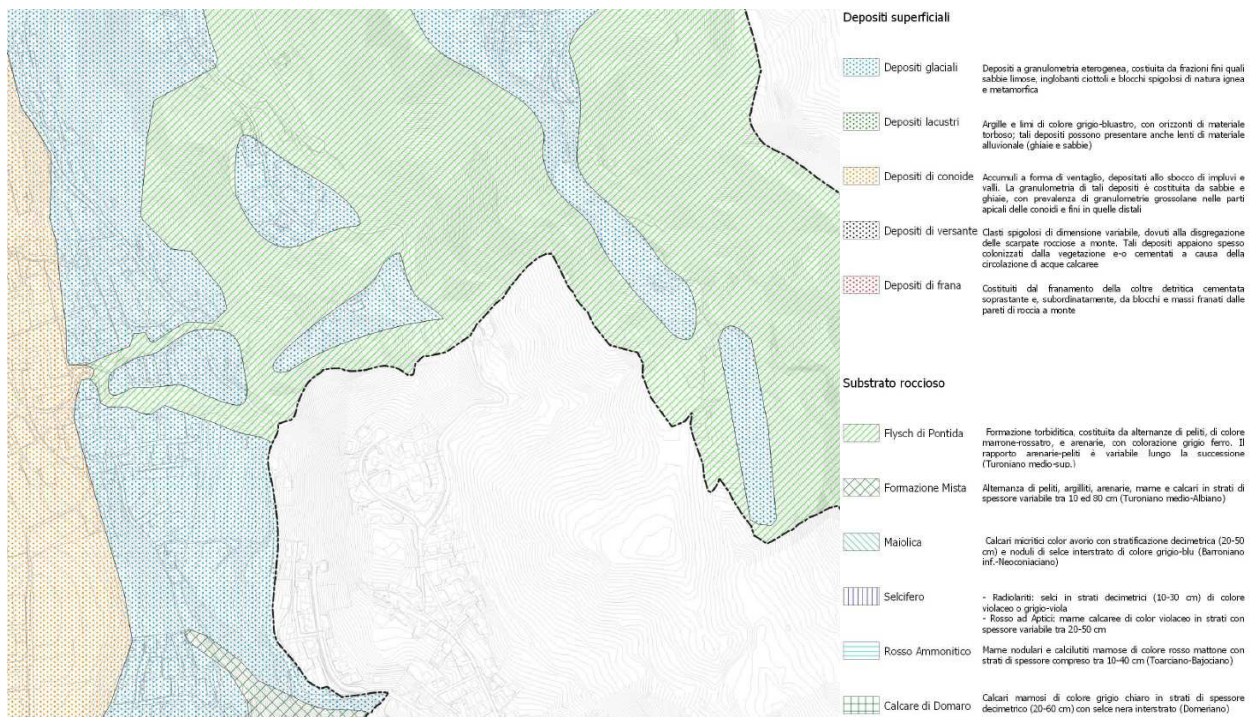
Dal punto di vista geologico l'area è caratterizzata dalla presenza del substrato roccioso, di natura flyschoidale (Flysch di Pontida) costituite da arenarie, marne e conglomerati d'età Turoniano medio – superiore, che è localizzato in piccoli affioramenti sparsi lungo il versante e lungo la strada, sul ciglio di monte a NW, e lungo il sentiero posto a monte a NE.

Tipica formazione di origine torbiditica, costituita da alternanze di arenarie (o calcareniti) e peliti, il cui rapporto è variabile lungo la successione considerata. Le arenarie di colore grigio ferro, assumono per alterazione una colorazione marrone; le peliti interstrato sono di colore marroncino rossastro subordinatamente grigio.

Tale formazione è arealmente la più diffusa nel comune di Calolziocorte, affiorando nella porzione sommitale del territorio comunale. Spaccati molto significativi si hanno all'interno della forra del torrente Seta e sulla strada che sale da Lorentino a Sopracornola.

In particolar modo affiora a monte dell'area in oggetto, dove è presente una scarpata, abbastanza liscia e molto acclive, avente ampiezza di circa 20-30 m ed altezza di circa 10-14 m dalla quale sono crollati i blocchi segnalateci.

Il substrato roccioso è ricoperto da una coltre di depositi eluvio colluviali di natura sabbioso limosa con frammenti di roccia arenaceo marnosa.

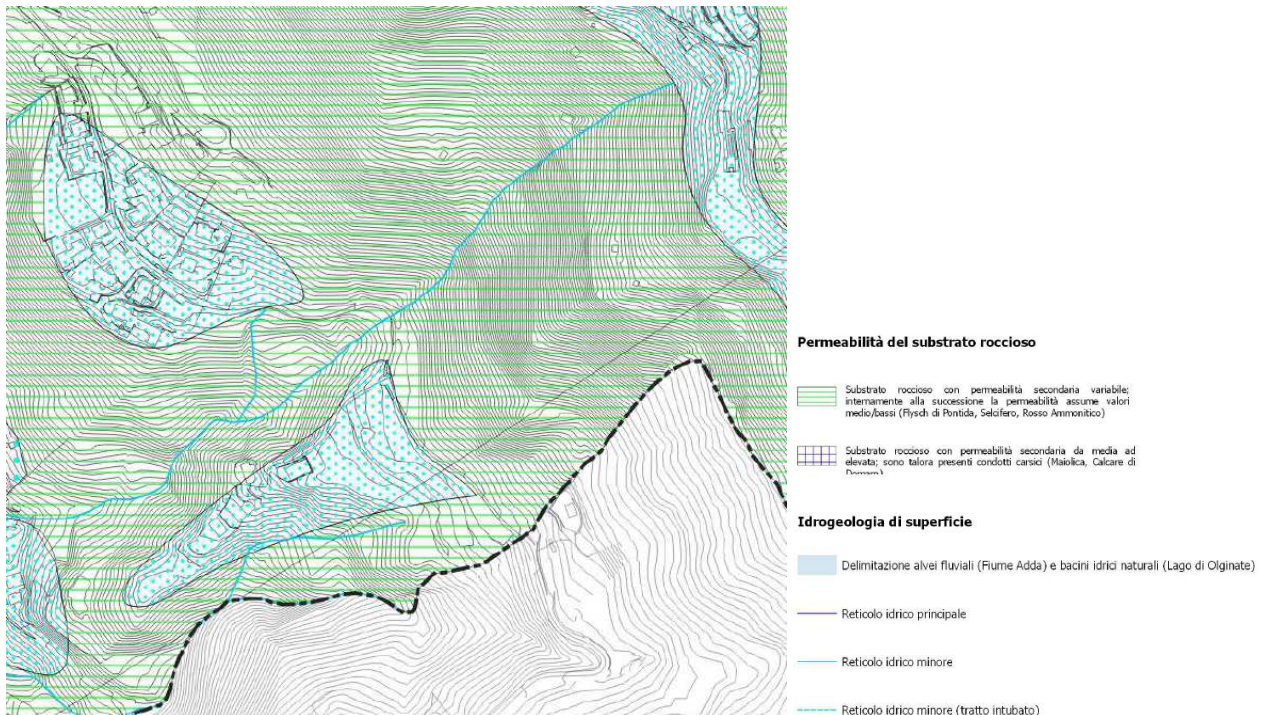


Carta geologica del PGT comunale di Calolziocorte con ubicazione dell'area di studio

2.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFICO

Dal punto di vista dell'idrografia superficiale non si segnalano incisioni torrentizie o rogge nelle immediate vicinanze; l'impluvio più vicino si trova circa 50-60 m a NW; per quanto riguarda la circolazione idrica profonda non si hanno evidenze, anche se è probabile la circolazione al contatto tra copertura superficiale e substrato roccioso.

Il rilievo effettuato e scavi eseguiti nella vicinanza non hanno mostrato la presenza di acqua o filtrazioni idriche, particolari, in funzione della limitata profondità del substrato roccioso non vi è presenza di falda acquifera, si può ipotizzare una modesta e limitata circolazione idrica al contatto tra copertura superficiale e substrato roccioso, che si potrebbe istaurare solo in seguito a fenomeni piovosi intensi e prolungati.



Carta idrogeologica del PGT comunale di Calolziocorte con ubicazione dell'area di studio

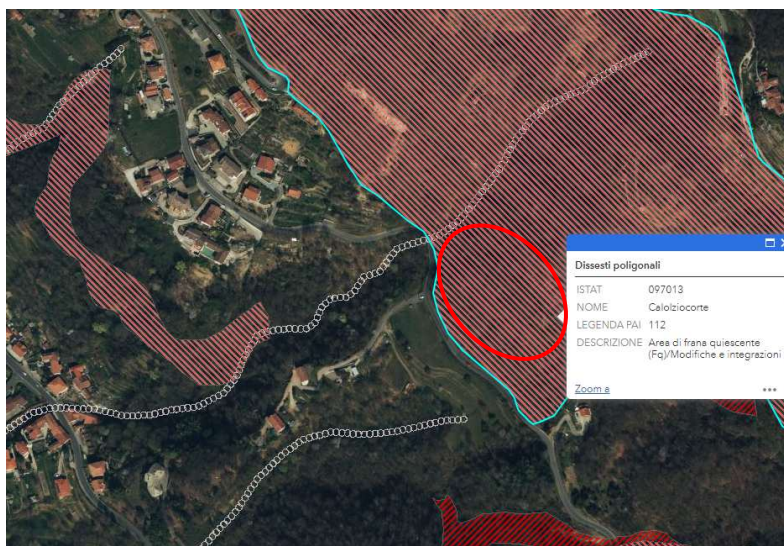
2.3 ANALISI CARTOGRAFIA UFFICIALE

Sono state consultate e analizzate alcune delle cartografie ufficiali di riferimento significative dal punto di vista delle condizioni geologiche locali. Si riassume di seguito quanto indicato:

- Studio geologico dal Geoportale della Lombardia

Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico del Bacino del Po (P.A.I.) nella versione vigente

L'area d'intervento in oggetto rientra in un'area di frana quiescente e in un'area a pericolosità media o moderata non perimetrata.



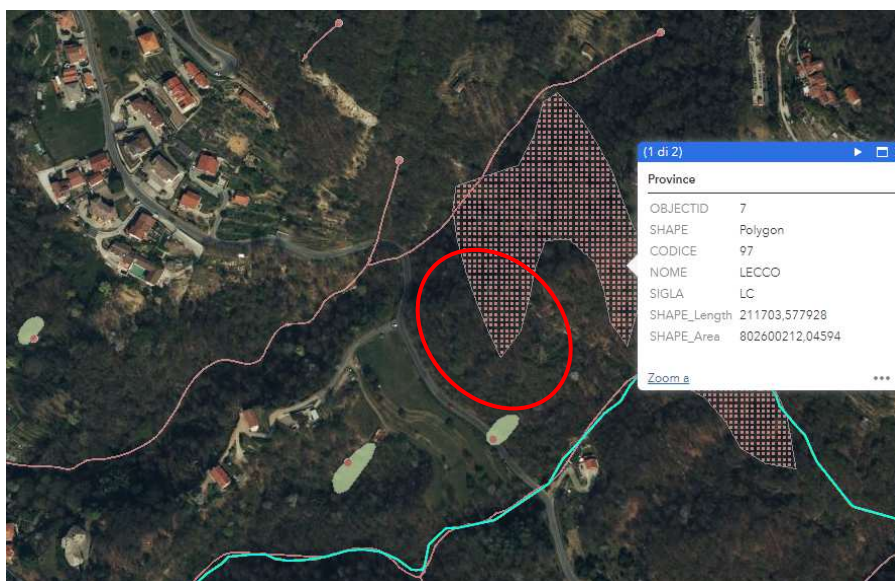
Estratto della carta PAI tratta dal Geoportale della Lombardia con ubicazione del terreno in oggetto

Piano di Gestione del Rischio di Alluvione (PGRA), revisione 2022

L'area d'intervento in oggetto **risulta esclusa** da aree soggette a vincolo in relazione al vigente vincolo di cui al Piano Gestione Rischio Alluvioni, e regolamentato a livello regionale con la Deliberazione della Giunta Regionale n°X/6738 del 19/06/2017.

Inventario fenomeni franosi (IFFI) – Lombardia

Il terreno in oggetto risulta incluso in aree soggette a crolli e ribaltamenti diffusi attivi, riattivati e sospesi. All'interno dell'area sono presenti anche aree di colamento rapido localizzate nei pressi dell'impluvio rilevato. L'inventario dei Fenomeni Franosi in Italia, realizzato da ISPRA e dalle Regioni e Province Autonome, fornisce un quadro dettagliato sulla distribuzione dei fenomeni franosi sul territorio italiano. Per la Lombardia i dati sono aggiornati al 2014.

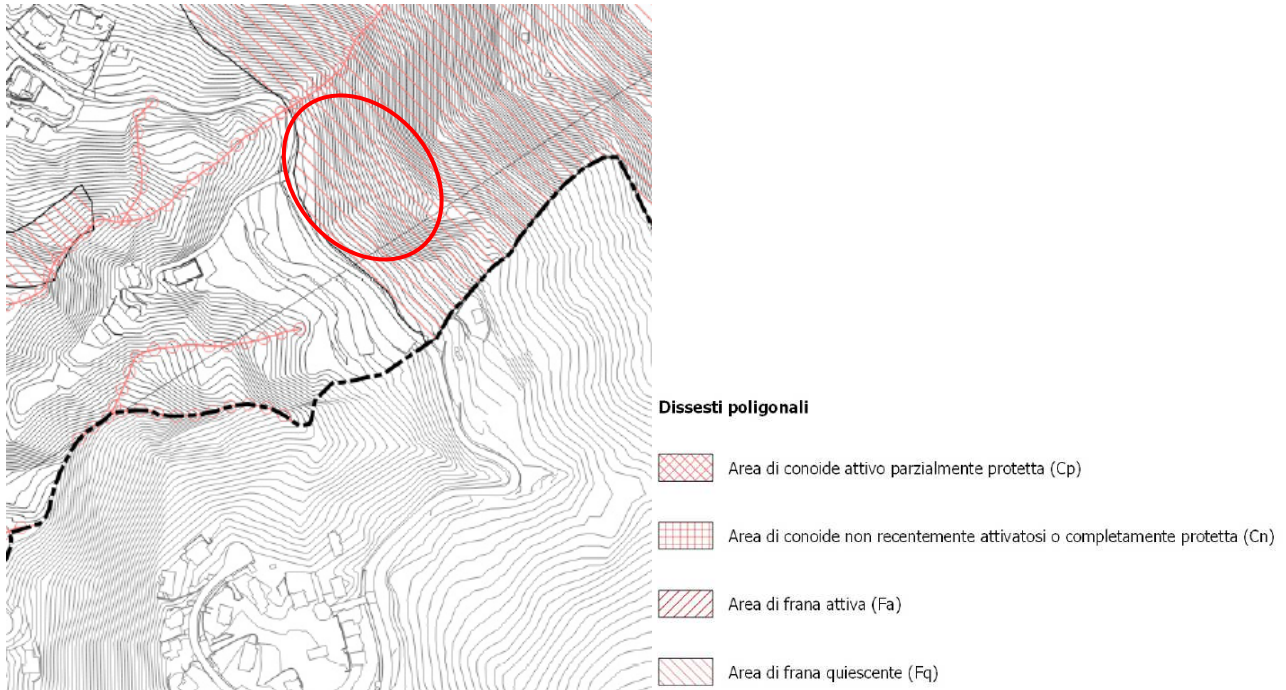


Estratto della carta IFFI tratta dal Geoportale della Lombardia con ubicazione del terreno in oggetto

- Studio geologico a supporto del PGT comunale

Carta dei dissesti con Legenda uniformata PAI

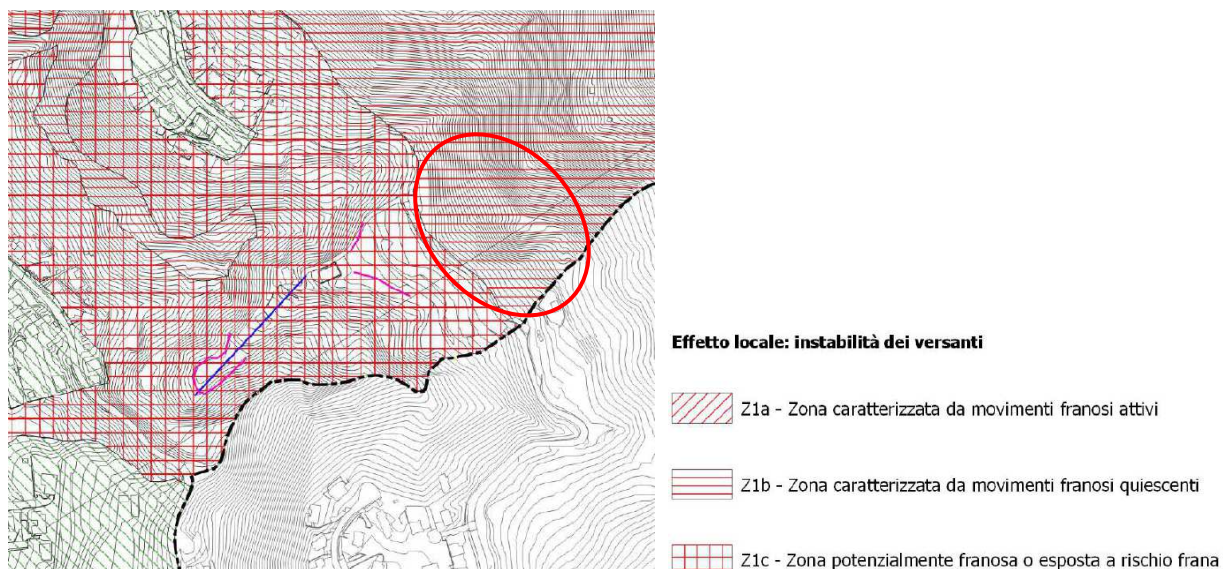
L'area in oggetto risulta inclusa in Aree perimetrate come **aree di frana quiescente** secondo la vigente cartografia PAI.



Estratto della carta uniformata PAI tratta dal PGT con ubicazione del terreno in oggetto

Carta della Pericolosità Sismica Locale PSL

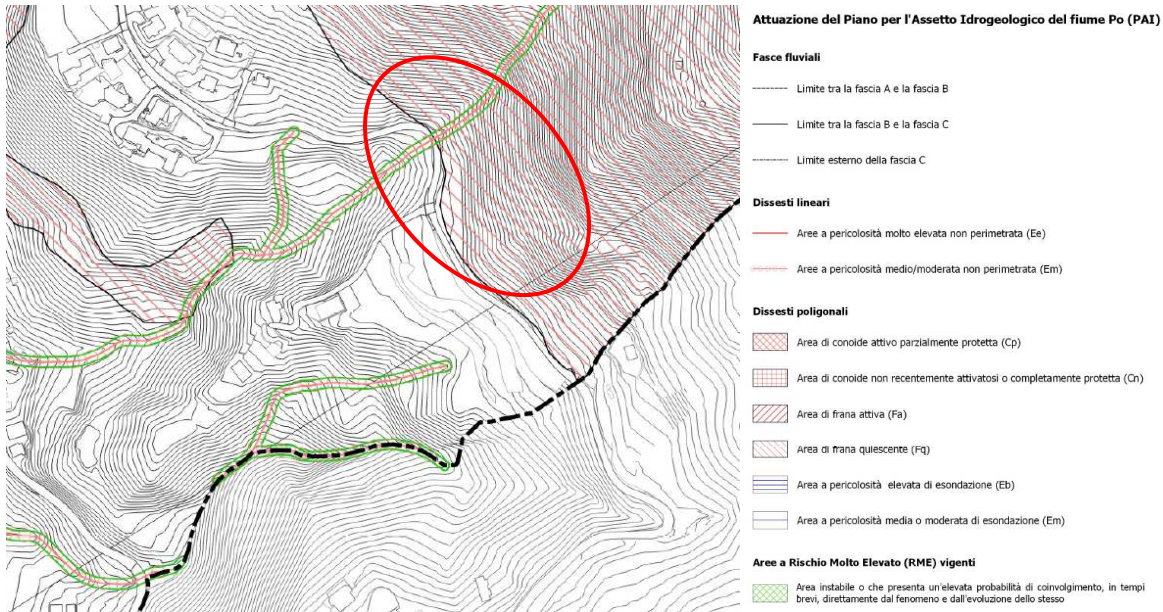
L'area in oggetto ricade in **area Z1**, più precisamente sia in area Z1b caratterizzata da movimenti di frana quiescenti e in Z1c, zona potenzialmente franosa o esposta a pericolo frana.



Estratto della carta della pericolosità di sismica locale PSL tratta dal PGT con ubicazione del terreno in oggetto

Carta dei Vincoli di carattere geologico

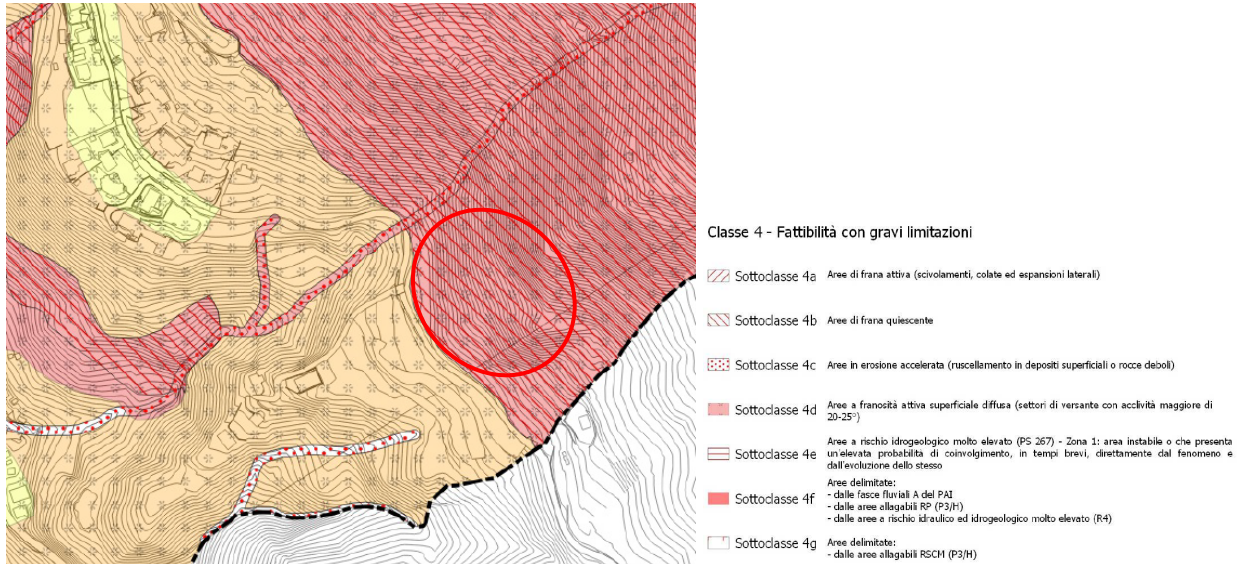
L'area in oggetto rientra in aree di frana quiescente secondo quanto riportato nella vigente cartografia dei vincoli allegata al PGT Comunale.



Estratto della Carta dei vincoli allegata al PGT comunale con ubicazione del terreno in oggetto

Carta di Fattibilità Geologica

Il terreno in esame ricade in **classe 4**, ossia fattibilità con gravi limitazioni.



Estratto della Carta della fattibilità geologica allegata al PGT comunale con ubicazione del terreno in oggetto

Carta di Sintesi

Nella carta di sintesi l'area d'intervento in oggetto risulta inclusa in aree con frane quiescenti.

2.4 INQUADRAMENTO SISMICO

La normativa di riferimento è la seguente:

- L.R. 11 marzo 2005 n.12 e s.m.i. (in particolare DGR 30 novembre 2011 – n. IX/2616)
- D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 (aggiornamento delle zone sismiche in Lombardia)
- D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

Per l'applicazione della normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003), l'intero territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche con grado di pericolosità crescente da 4 a 1 (vedi classificazione sismica dei comuni italiani, aggiornata con D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129). Ciascuna zona è contrassegnata da un valore del parametro di accelerazione di picco orizzontale al suolo (A_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale.

Come già definito al paragrafo 1, ai sensi della zonazione sismica del 2014, Il Comune di Calolziocorte di Brianza (LC) per quanto riguarda il rischio sismico si colloca in in **Zona Sismica 3** (bassa), con valore di **Accelerazione Massima (A_{gMax}) pari a 0,06733 g** (D.G.R. 11 luglio 2014 – n. X/2129).

2.4.1 Valutazione della categoria di suolo sismico ai sensi delle NTC2018

La classificazione sismica dei terreni può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , in base alla quale s'identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione (tab. 3.2. II N.T.C. 2018):

- A. Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800,0 m/s, eventualmente comprendenti uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3,0 m;
- B. Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360,0 m/s e 800,0 m/s;
- C. Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30,0 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180,0 m/s e 360,0 m/s;
- D. Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30,0 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100,0 m/s e 180,0 m/s;
- E. Terreni dei sottosuoli di tipo C o D, con profondità del substrato non superiore a 30,0 m.

In assenza di indagini dirette del profilo delle V_s , basandoci solo sulle evidenze stratigrafiche emerse dai rilievi e dalla presenza di substrato roccioso in parte affiorante e stimabile a profondità ridotte per la porzione di pendio vegetato, si ritiene che il suolo possa rientrare nella **Categoria A**, con un certo margine di incertezza risolvibile eventualmente con la registrazione in sito delle velocità sismiche (es. con registrazione di una linea Masw).

2.4.2 Valutazione della categoria topografica ai sensi delle NTC2018

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione basata sulle caratteristiche della superficie topografica (tab. 3.2.III N.T.C. 2018):

- T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- T2 - Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
- T3 - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
- T4 - Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Se consideriamo come riferimento l'area in oggetto e le immediate vicinanze, possiamo applicare una geometria semplificata al caso in esame, attribuendo al sito una **categoria topografica T2**.

La topografia è stata verificata a scala locale (1:1000).

2.4.3 Cenni sulle azioni sismiche e stati limite

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base del sito” di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento V.R.”), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità pari ad almeno un valore prefissato; la probabilità è denominata “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (P.V.R.)”.

Ai fini delle N.T.C. 2018, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P.V.R.), a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g - accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 - valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi dinamici (S.L.U.) sono:

- Stato limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la struttura conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Gli stati limite di esercizio (S.L.E.) da considerare sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi.
- Stato Limite di Danno (S.L.D.): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P.V.R., cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I N.T.C2018.

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

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P.V.R. forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

2.4.4 Determinazione dei parametri e dei coefficienti sismici

Al fine di valutare i parametri sismici caratteristici è stato utilizzato un software d'elaborazione ("PS" della Geostru), secondo i dati di input riportati di seguito.

Tipo di elaborazione:

Stabilità dei pendii e fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 45,789191

longitudine: 9,455236

Classe: 2

Vita nominale: 50

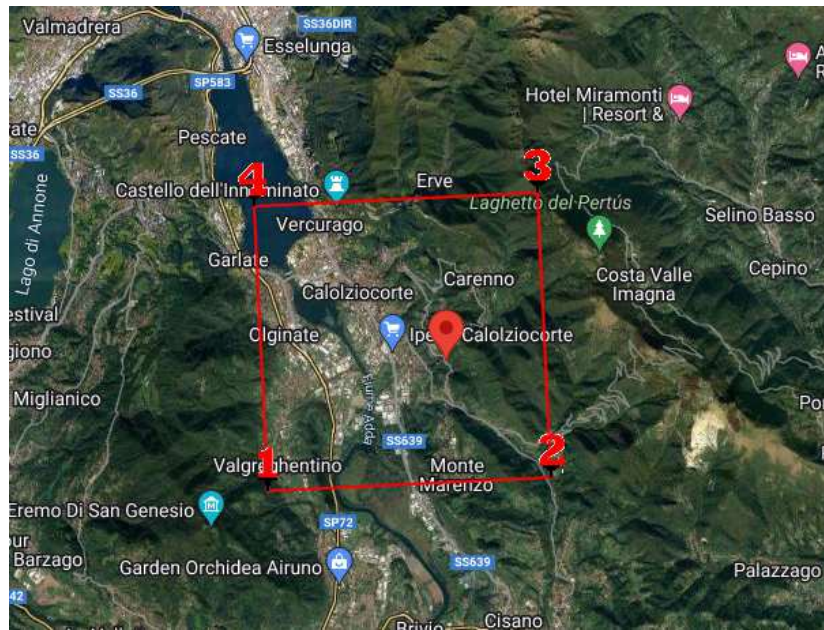
Siti di riferimento

Sito 1 ID: 10932 Lat: 45,7663 Lon: 9,4100 Distanza: 4333,591

Sito 2 ID: 10933 Lat: 45,7687 Lon: 9,4815 Distanza: 3057,393

Sito 3 ID: 10711 Lat: 45,8186 Lon: 9,4781 Distanza: 3721,354

Sito 4 ID: 10710 Lat: 45,8163 Lon: 9,4066 Distanza: 4823,159



Vertici della maglia di appartenenza

Parametri sismici:

- Categoria sottosuolo: A
- Categoria topografica: T2
- Periodo di riferimento: 50anni
- Coefficiente c_u : 1

Una volta identificate le coordinate geografiche, si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia, moltiplicati per le distanze del punto.

Dall'elaborazione successiva si ottengono i tre valori caratteristici (a_g , F_0 , T_c^*) che definiscono le forme spettrali e che sono di seguito tabulati.

| STATO LIMITE | Probabilità di superamento (%) | Tr (anni) | a_g (g) | F_0 | T_c^* (s) |
|-------------------------------|--------------------------------|-----------|-----------|-------|-------------|
| S.L.O. (Operatività) | 81 | 30 | 0,022 | 2,554 | 0,176 |
| S.L.D. (Danno) | 63 | 50 | 0,028 | 2,530 | 0,195 |
| S.L.V. (Salvaguardia Vita) | 10 | 475 | 0,064 | 2,593 | 0,281 |
| S.L.C. (Prevenzione Collasso) | 5 | 975 | 0,081 | 2,601 | 0,293 |

Il passo successivo consiste nella valutazione di A_{max} (accelerazione massima attesa al sito), in pratica si tratta di “modificare” la forma spettrale del sottosuolo di categoria A, attraverso un coefficiente stratigrafico (S_s), un coefficiente topografico (S_t) e un coefficiente in funzione della categoria (C_c) che modifica il valore del periodo T_c . Nel caso in esame, inserendo i dati di input si ottengono i seguenti coefficienti correttivi.

| STATO LIMITE | Ss | Cc | St |
|-------------------------------|------|------|-------|
| S.L.O. (Operatività) | 1,00 | 1,00 | 1,200 |
| S.L.D. (Danno) | 1,00 | 1,00 | 1,200 |
| S.L.V. (Salvaguardia Vita) | 1,00 | 1,00 | 1,200 |
| S.L.C. (Prevenzione Collasso) | 1,00 | 1,00 | 1,200 |

I coefficienti ottenuti sono i seguenti.

| STATO LIMITE | Kh | Kv | Amax (m/s ²) | Amax (g) | βs |
|-------------------------------|-------|-------|-----------------------------|--------------|-------|
| S.L.O. (Operatività) | 0,005 | 0,003 | 0,253 | 0,025 | 0,200 |
| S.L.D. (Danno) | 0,007 | 0,003 | 0,329 | 0,032 | 0,200 |
| S.L.V. (Salvaguardia Vita) | 0,015 | 0,008 | 0,749 | 0,079 | 0,200 |
| S.L.C. (Prevenzione Collasso) | 0,019 | 0,010 | 0,951 | 0,095 | 0,200 |

Il valore di accelerazioni massime attese al piano campagna allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.) per il terreno in esame risulta pari a 0,079 g.

Si ricorda che il rispetto dei vari Stati Limite viene considerato conseguito dalle N.T.C.:

- Nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (S.L.U.), quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.).
- Nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), quando siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (S.L.D.).

2.4.5 Verifica alla liquefazione

Si definisce liquefazione la riduzione di resistenza e/o rigidità causata durante il sisma dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulli.

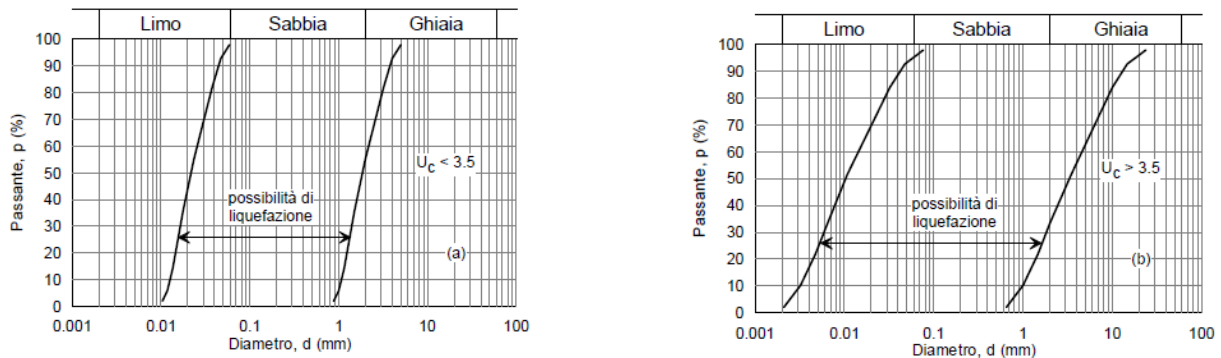
Ciò può avvenire nei depositi di sabbie fini sciolte quando, sotto l'azione dei carichi applicati o di forze idrodinamiche, la pressione dell'acqua dei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè fino a quando gli sforzi efficaci si riducono a zero. La liquefazione di un deposito può avvenire sia in condizioni statiche sia sotto sollecitazioni dinamiche.

La normativa vigente (D.M. 17/01/2018) prevede che la verifica a liquefazione possa essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (7.11.3.4.2):

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,10 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,0 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30,0$ oppure $qc_{1N} > 180,0$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche

(Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100,0 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100,0 kPa;

4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura a sinistra nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,50$ e nella figura a destra nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,50$.



Curve di distribuzione granulometrica per terreni a diverso coefficiente di uniformità (U_c)

Per il terreno in oggetto risulta verificato il punto 2, in quanto non è stata rilevata acqua fino alla massima profondità indagata mediante l'installazione del micropiezometro all'interno delle prove penetrometriche e la carta idrogeologica allegata al PGT comunale assegna un valore di soggiacenza della falda di circa 60 m. Pertanto, per il caso in esame, **la verifica alla liquefazione dei terreni può essere omessa.**

2.5 INDAGINI GEOGNOSTICHE

A supporto del progetto di messa in sicurezza in oggetto sono stati predisposti ed effettuati rilievi geologici ed idrogeologici dell'area in oggetto eseguiti in data 11/01/2023.

Rilievo geologico di dettaglio eseguito in data 11/01/2023

Nella zona interessata dalla segnalazione e dal rilievo sono presenti 3 massi di dimensioni comprese tra i 30 e gli 80 cm di diametro al centro e bordo strada. Sia sul manto stradale che tra la folta vegetazione presente a monte della strada sono presenti le evidenze del rotolamento dei blocchi dall'area di distacco fino alla sede stradale.

Anche sul pendio sono presenti una decina di blocchi, all'apparenza stabili, sempre di dimensioni da decimetri che a metriche.



Blocchi rinvenuti su strada e sul pendio

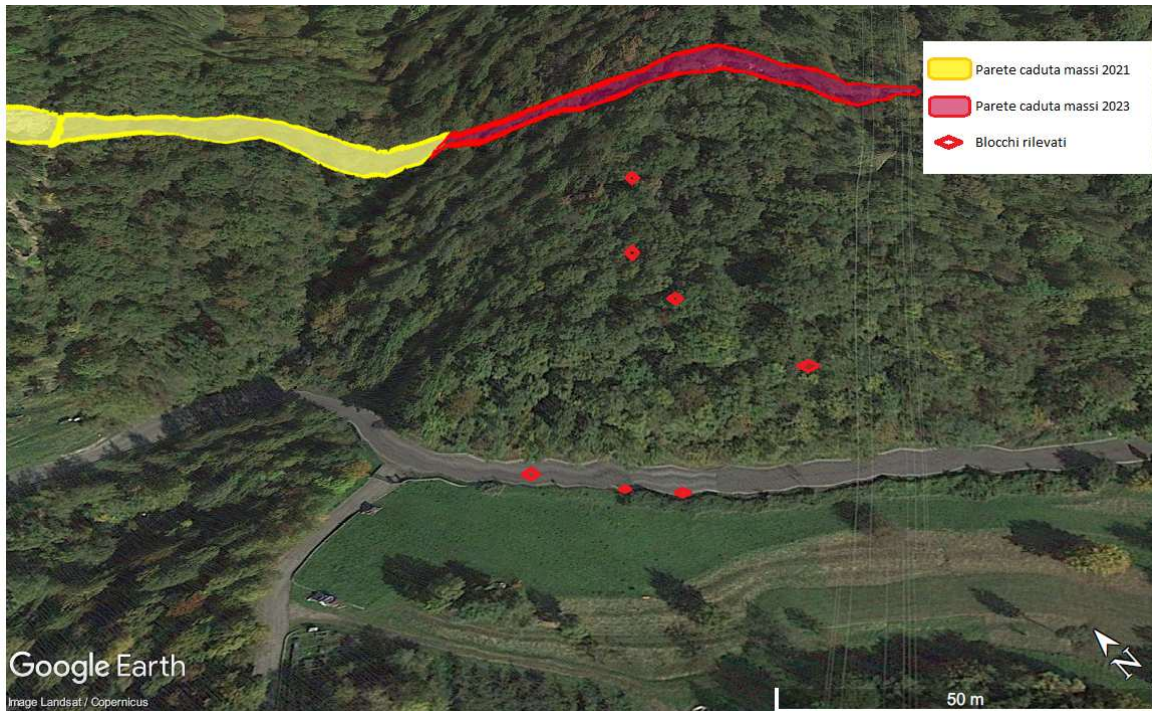
La parete sorgente si trova sul versante sopra la suddetta strada a circa 80 m di distanza ad una quota di 450 m s.l.m. in destra idrografica del locale impluvio.

La dinamica dell'evento registrato risulta essere quello di un crollo di un cuneo di roccia stratificata di dimensione 4 x 1,5 x 1 m che si è staccato dalla parete posta a quota 450 m s.l.m.. Il cuneo, subito fratturato, è rotolato in blocchi di dimensioni da decimetrici a metrici sul versante fino al raggiungimento della strada ad una quota di 380 m s.l.m.



Parete sorgente a quota 450 m s.l.m.

Sul punto di distacco sono state individuate altre condizioni di pericolo, la cui stabilità è evidentemente precaria e il tempo di caduta difficilmente valutabile.



Ubicazione evidenze segnalate e rilevate in data 11/01/2023

Le caratteristiche della parete sorgente sono le seguenti:

- Coordinate UTM (WGS84): N 535354,820 E 5070674,418
- Ubicazione altimetrica tra 445 e 460 m slm;
- Orientazione NW-SE;
- Lunghezza compresa tra 40 e 50 m (tratto sopra il masso segnalato).

Nella tabella seguente è presente l'ubicazione e dimensione dei massi segnalati e individuati sulla strada e sul pendio.

| | Dim 1 (cm) | Dim 2 (cm) | Dim 3 (cm) | Volume (m ³) | Quota (m s.l.m.) | Dist. Strada (m) | Note |
|----------|---------------|---------------|---------------|-----------------------------|---------------------|---------------------|---------------------------------|
| Blocco 1 | 60 | 80 | 80 | 0,38 | 379 | 0 | Su strada, impatto a 8 m |
| Blocco 2 | 30 | 30 | 10 | 0,009 | 380 | 0 | Su strada |
| Blocco 3 | 60 | 50 | 30 | 0,09 | 380 | 0 | Su strada impatto a 4,5 m |
| Blocco 4 | 60 | 60 | 20 | 0,072 | 400 | 30 | Sul pendio |
| Blocco 5 | 60 | 60 | 15 | 0,054 | 410 | 40 | Sul pendio |
| Blocco 6 | 60 | 60 | 15 | 0,054 | 425 | 60 | Sul pendio contro albero |
| Blocco 7 | 100 | 80 | 50 | 0,4 | 395 | 15 | Sul pendio, sotto alta tensione |

Descrizione stato di fatto con messa in sicurezza temporanea

Allo stato attuale la fase di messa in sicurezza è provvisoria con limitazione del traffico a senso unico alternato sulla carreggiata di valle e con la presenza di due ordini di difesa provvisorie costituite da new jersey in calcestruzzo prefabbricato ancorati con barre metalliche alla pavimentazione stradale lungo la mezzzeria della stessa e posa di doppia rete metallica, alta 3 m con 3 ordini di funi correnti e posa ancorata

agli alberi in prossimità del ciglio del piede del versante boscato e del ciglio superiore della scarpata stradale, per il tutto di una lunghezza totale di 50 m.

Si mette tuttavia in evidenza che quanto ad oggi rilevato non comporta una sostanziale assenza di rischio caduta massi, sia per potenziale distacco dei blocchi di piccole dimensioni individuati nelle aree di rilievo, sia per potenziale movimentazione degli altri blocchi rocciosi individuati nei tratti di versante a monte della strada di via Favirano.



Primo ordine di difesa provvisoria con new jersey in cls ancorati alla pavimentazione stradale

2.5.1 Modello stratigrafico

La natura dei terreni è stata dedotta da un rilievo geologico di dettaglio eseguito nell'area e durante lo svolgimento delle prove penetrometriche DPL nelle vicinanze, dal numero di colpi necessari per l'avanzamento della punta conica e dall'osservazione durante la fase di recupero dei residui litologici sulle aste. Lo stato di addensamento è stato misurato direttamente, rilevando la resistenza all'avanzamento della punta nel terreno.

Nella tabella seguenti vengono rappresentati gli orizzonti individuati e le caratteristiche ad essi associati.

| Orizzonte | Nspt | Profondità tetto (m da p.c. attuale) | Profondità letto (m da p.c. attuale) | Spessore (m) | Classificazione A.G.I. |
|-----------|------|---|---|-----------------|---------------------------|
| A | 9 | 0 | 1,00 | 1,00 | Sciolto |
| B | 22 | 1,00 | 2,20 | 2,20 | Mediamente denso |
| C | > 50 | 2,20 | - | - | Molto addensato |

I terreni di indagine sono caratterizzati dalla presenza di depositi eluvio colluviali di natura sabbioso limosa con frammenti di roccia arenaceo marnosa molto sciolti per uno spessore di circa 1 m, successivamente sono seguiti da uno strato mediamente denso fino a circa 2 – 2,5 m dove è presente il substrato roccioso di natura flyschoidale.

2.5.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni e dell'ammasso roccioso

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono state determinate dai valori di resistenza alla punta delle singole prove, attraverso le correlazioni formulate dai diversi Autori (Terzaghi, Meyerhof e altri).

Nella tabella seguente si riassumono le principali caratteristiche geotecniche medie, con riferimento agli orizzonti stratigrafici descritti nel paragrafo precedente.

| Orizzonte | Nspt | Spessore (m) | ϕ (°) | E (kg/cm ²) | Ed (kg/cm ²) | Yt (t/m ³) | Ysat (t/m ³) | v |
|-----------|------|--------------|------------|-------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|------|
| A | 9 | 1,00 | 28 | 100 | 50 | 1,70 | 1,90 | 0,31 |
| B | 22 | 2,20 | 31 | 220 | 110 | 1,80 | 2,00 | 0,28 |

Dove:

- Nspt = numero colpi prova penetrometriche superpesante
- Φ = angolo di attrito efficace
- E = modulo elastico
- Ed = modulo edometrico
- Yt = peso di volume naturale del terreno
- Ysat = peso di volume del terreno saturo
- V = coefficiente di Poisson

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'ammasso roccioso, in mancanza di determinazioni dirette, sono stati assunti i seguenti valori dei parametri geomeccanici:

- Peso dell'unità di volume: $Y = 25 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ t/m}^3$
- Resistenza a compressione: $\sigma = 10 \text{ Mpa} = 100 \text{ kg/cm}^2$

Al valore della resistenza a compressione assunto corrisponde, secondo l'approccio di *Littlejohn & Bruce (1977)*, un valore della tensione di aderenza bulbo/roccia t_{bulb_rock} pari a:

$$t_{bulb_rock} = \sigma / 30 = 0,33 \text{ Mpa} = 3,3 \text{ kg/cm}^2$$

Tale valore è in linea con le indicazioni di letteratura per rocce il cui comportamento meccanico può essere assimilato a quello delle rocce flyschiodi, come riportato nella tabella seguente:

| Tensione di aderenza unitaria [Mpa] | | | |
|-------------------------------------|------|------|------|
| | min | med | max |
| ✓ Basalto compatto | | 5.73 | |
| ✓ Granito alterato | 1.5 | | 2.5 |
| ✓ Basalto | | 3.86 | |
| ✓ Granito | | 4.83 | |
| ✓ Serpentino | | 1.55 | |
| ✓ Granito e basalto | 1.72 | | 3.10 |
| ✓ Scisto | | 2.80 | |
| ✓ Ardesia e argilla scistosa | 0.83 | | 1.38 |
| ✓ Calcare | | 2.83 | |
| ✓ Creta (Chalk) | 0.22 | | 1.07 |
| ✓ Calcare argilloso | | 2.75 | |
| ✓ Calcare tenero | 1.03 | | 1.52 |
| ✓ Calcare dolomitico | 1.38 | | 2.07 |
| ✓ Arenaria alterata | 0.69 | | 0.85 |
| ✓ Limo ben cementato | | 0.69 | |
| ✓ Arenaria compatta | | 2.24 | |
| ✓ Arenaria | 0.83 | | 1.73 |
| ✓ Marna del Keuper | 0.17 | | 0.25 |
| ✓ Argilla scistosa tenera | | 0.35 | |
| ✓ Argilla tenera e scistosa | 0.21 | | 0.83 |

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce: *Rock anchors – Design and quality control* (1975)

3. RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDICAZIONI PROGETTUALI

Nella presente relazione geotecnica vengono sintetizzate le procedure e i risultati dei calcoli geotecnici allo stato di progetto, riguardo alle portate e cedimenti delle fondazioni. Il modello stratigrafico – geotecnico di riferimento per i calcoli è basato su quanto riportato al paragrafo 2.5.5., considerando a livello cautelativo i valori minimi e solamente i livelli stratigrafici continui.

L'intervento in progetto, prevede la posa in opera di una barriera paramassi certificata 1000 kJ a monte della strada comunale di via Favirano a seguito di un evento di caduta massi avvenuto in data 10/01/23 che ha interessato il versante compreso tra le pareti superiori, dalle quali è avvenuto il distacco e la porzione di strada prima descritta.

Il materiale distaccatosi dalla parete è un blocco roccioso stratificato di forma discoidale con volume unitario di circa 6 m³ che si è subito fratturato al primo impatto al suolo e ha continuato la discesa con rotolamento di più blocchi di massimo 0,5 m³.

I blocchi sono stati rinvenuti sia al centro che a bordo della strada di via Favirano ad una quota di 380 m s.l.m. sia sul pendio in cui sono presenti una decina di blocchi, all'apparenza stabili, sempre di dimensioni da decimetriche a metriche.

La barriera paramassi in progetto è una rete passiva con assorbimento > 1000 KJ con le seguenti geometrie e carichi:

| | |
|--|-------|
| • Lunghezza | 80 m |
| • Altezza | 4 m |
| • Max carico Verticale (A) | 50 kN |
| • Carico in direzione normale all'ancoraggio (B) | 90 kN |
| • Sforzo di taglio, direzione parallela alla piastra (C) | 70 kN |

La tipologia di fondazione considerata è un plinto di dimensione 0,60 x 0,40 x 0,15 m con un ancoraggio verticale e uno inclinato di 45° ubicato a monte del plinto stesso.



3.2 VERIFICA FONDAZIONI BARRIERA PARAMASSI

La verifica di dimensionamento dell'intervento si concentra sulla verifica degli ancoraggi a trefolo della barriera paramassi in progetto, per i quali vengono indicati i seguenti valori indicativi (valori medi tra quelli considerati dai vari fornitori dei materiali). Nel caso di barriere paramassi con caratteristiche morfologiche differenti da quelle di progetto, sarà a cura dell'Appaltatore la relativa verifica di conformità.

Per una barriera paramassi omologata per impatti M.E.L. massimi di 1000 kJ, sono stati considerati i seguenti valori di carico sugli ancoraggi dei montanti:

| | Ancoraggio monte (kN) | Ancoraggio laterale (kN) | Barra di fondazione (kN) |
|---------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Carico di Progetto | 100 | 150 | 50 |

Il carico all'ancoraggio laterale è riferito all'ipotesi di utilizzare un doppio ancoraggio laterale, uno per la fune longitudinale superiore e uno per la fune longitudinale inferiore rispettivamente.

A favore di sicurezza, il calcolo degli ancoraggi verrà effettuato considerando la presenza del terreno di fondazione fino alla massima profondità dell'ancoraggio (lunghezza 3 m di calcolo), sebbene la profondità stimata del substrato roccioso locale sia oltre i 2,2 m da p.c.. Tale assunzione è dettata anche dalla locale necessità di effettuare ancoraggi inclinati per mantenere gli stessi allineati con le funi dei montanti.

Verifiche previste

- Resistenza allo sfilamento

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni:

1. *Schneebeli* - Per terreni granulari ($\varphi > 0$) la formula è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sin \varphi \cdot \frac{1 + e^{2 \cdot \pi \cdot \tan \varphi}}{2} \cdot \gamma \cdot z$$

dove:

- D_p = diametro di perforazione;
- L = lunghezza della zona ancorata;
- z = profondità del punto medio del tratto ancorato;
- γ = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreni coesivi ($\varphi=0$) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$R_a = \pi \cdot D_p \cdot L \cdot c_u$$

c_u = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

2. *Bustamante Doix* - La relazione è la seguente:

$$R_a = \pi \cdot \alpha \cdot D_p \cdot L \cdot q_s$$

dove:

- D_p = diametro di perforazione;
- L = lunghezza della zona ancorata;

α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;
 q_s = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

Il coefficiente α è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere ricavato dalla seguente tabella:

| LITOLOGIA | COEFFICIENTE α | | | |
|--|-----------------------|-----|--------------------|-----|
| | Iniezione ripetuta | | Iniezione semplice | |
| | min | max | min | max |
| ✓ Ghiaia | 1.8 | 1.8 | 1.3 | 1.4 |
| ✓ Ghiaia sabbiosa | 1.6 | 1.8 | 1.2 | 1.4 |
| ✓ Sabbia ghiaiosa | 1.5 | 1.6 | 1.2 | 1.3 |
| ✓ Sabbia pulita | 1.4 | 1.5 | 1.1 | 1.2 |
| ✓ Sabbia limosa | 1.4 | 1.5 | 1.1 | 1.2 |
| ✓ Limo | 1.4 | 1.6 | 1.1 | 1.2 |
| ✓ Argilla | 1.8 | 2.0 | 1.2 | 1.2 |
| ✓ Marne e arenarie alterate e/o fratturate | 1.8 | 1.8 | 1.1 | 1.2 |

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (Dr-50) + 0,05$ per terreni granulari (Dr = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,006 \cdot (c-10) + 0,1$ per terreni coesivi (c = coesione t/m2)

iniezione ripetuta:

q_s [MPa] = $0,01 \cdot (Dr-50) + 0,05$ per terreni granulari (Dr = densità relativa)

q_s [MPa] = $0,008 \cdot (c-10) + 0,18$ per terreni coesivi (c = coesione t/m2)

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo R_a (resistenza di calcolo a sfilamento) per un coefficiente di sicurezza F_s , che assume diversi valori a seconda della normativa scelta.

$$T_d = \frac{R_a}{F_s}$$

- Verifiche dell'aderenza del tirante (progetto di massima del bulbo di ancoraggio)

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0,01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau \cdot \gamma \cdot s}$$

dove:

$L(cm)$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(N)$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(cm)$ = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

τ (Mpa) = $0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

γ = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

| TIPOLOGIA ARMATURA TIRANTE | | COEFFICIENTE γ | |
|----------------------------|---|-----------------------|------|
| | | min | max |
| ✓ | Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale | 1.3 | 1.3 |
| ✓ | Trefolo normale o barre corrugate puliti allo stato naturale | 2.0 | 2.0 |
| ✓ | Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o untati | 0.75 | 0.85 |
| ✓ | Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda | 1.7 | 1.7 |
| ✓ | Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda | 2.5 | 2.5 |

s = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

- per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio (n = numero di barre, trefoli, fili contenuti nella stessa guaina o perforazione):

| n | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|---|---|---|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| s | ✓ | 1 | 0.89 | 0.81 | 0.72 | 0.63 | 0.55 | 0.48 | 0.42 | 0.36 | 0.32 | 0.28 | 0.24 |

- per elementi di tensione paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione (nel caso di più di 4 elementi introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi invece della somma dei singoli diametri):

| n | | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|-----|-----|-----|
| s | ✓ | 1 | 0.8 | 0.6 | 0.5 |

ADERENZA MALTA – GUAINA CORRUGATA

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

$L(cm)$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(N)$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(cm)$ = diametro interno della guaina corrugata;

$\tau(MPa)$ = $0,4 + (R_{bk} - 15)/75$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa).

ADERENZA DELLA MALTA AL FORO

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \cdot \frac{3.5 \cdot T}{\pi \cdot d \cdot \tau}$$

dove:

$L(cm)$ = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(N)$ = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(cm)$ = diametro della perforazione;

τ (Mpa) = tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di $\tau_{max} = 0,8 + (R_{bk}-10)/25$, con R_{bk} = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa); τ può, in prima approssimazione, essere ricavata dalle seguenti tabelle:

| TERRENO | | Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa] | |
|---------|---------------------------------|---|------|
| | | min | max |
| ROCCIA | | | |
| ✓ | Basalto | 5.50 | 6.00 |
| ✓ | Calcare | 2.80 | 4.80 |
| ✓ | Arenaria | 1.50 | 1.70 |
| ✓ | Dolomite | 1.70 | 1.90 |
| ✓ | Scisti | 0.50 | 0.70 |
| ✓ | Scisti alterati | 0.30 | 0.50 |
| ✓ | Gesso | 0.60 | 0.80 |
| ✓ | Ardesia | 1.60 | 1.80 |
| SCIOLTO | | | |
| ✓ | Limi argillosi | 0.06 | 0.09 |
| ✓ | Argilla satura | 0.05 | 0.08 |
| ✓ | Argilla sabbiosa compatta | 0.20 | 0.40 |
| ✓ | Sabbia medio fine compatta | 0.20 | 0.60 |
| ✓ | Argilla medio plastica dura | 0.20 | 0.50 |
| ✓ | Argilla medio plastica media | 0.16 | 0.29 |
| ✓ | Sabbia grossa e ghiaia compatta | 0.29 | 0.60 |

E. Segre, "Proposta di metodo di prove semplici per tiranti di ancoraggio" (Industria Italiana del Cemento 6/88)

| TERRENO | | Tensione di aderenza unitaria malta-terreno [Mpa] | | |
|---------|-------------------|---|------|------|
| | | min | med | max |
| ✓ | Basalto compatto | | 5.73 | |
| ✓ | Granito alterato | 1.5 | | 2.5 |
| ✓ | Basalto | | 3.86 | |
| ✓ | Granito | | 4.83 | |
| ✓ | Serpentino | | 1.55 | |
| ✓ | Granito e basalto | 1.72 | | 3.10 |

| | | | |
|---|----------------------------|------|------|
| ✓ | Scisto | 2.80 | |
| ✓ | Ardesia e argilla scistosa | 0.83 | 1.38 |
| ✓ | Cacare | 2.83 | |
| ✓ | Creta (Chalk) | 0.22 | 1.07 |
| ✓ | Calcare argilloso | 2.75 | |
| ✓ | Calcare tenero | 1.03 | 1.52 |
| ✓ | Calcare dolomitico | 1.38 | 2.07 |
| ✓ | Arenaria alterata | 0.69 | 0.85 |
| ✓ | Limo ben cementato | 0.69 | |
| ✓ | Arenaria compatta | 2.24 | |
| ✓ | Arenaria | 0.83 | 1.73 |
| ✓ | Marna del Keuper | 0.17 | 0.25 |
| ✓ | Argilla scistosa tenera | 0.35 | |
| ✓ | Argilla tenera e scistosa | 0.21 | 0.83 |

G. S. Littlejohn, D.A. Bruce, "Rock anchors – Design and quality control"

Nelle verifiche di sicurezza vanno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Per il dimensionamento geotecnico (**stato limite di sfilamento della fondazione dall'ancoraggio**) deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove :

Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

Rd rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di tale condizione va effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

FLUSSO DI VERIFICA:

- Step 1 - Si calcola l'azione di progetto Ed considerando tutti i possibili stati limiti ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6.2.I (nel software online l'azione, dato di input, deve essere già amplificata).
- Step 2 - Si determina con uno dei metodi analitici proposti (Schneebeli e Bustamante Doix) il valore medio e minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo (resistenza di calcolo a sfilamento utilizzando i parametri geotecnici caratteristici del terreno dedotti dai risultati di prove in situ e/o di laboratorio), il valore della resistenza caratteristica $R_{a,k}$ si ottiene dalla seguente condizione, tenendo conto dei profili d'indagine:

$$R_{a,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a,3}}; \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a,4}} \right\}$$

| | | | | | |
|-----------------------------|------|------|------|------|------|
| ✓ Numero profili d'indagine | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
| ✓ $\xi_{a,3}$ | 1.80 | 1.75 | 1.70 | 1.65 | 1.60 |
| ✓ $\xi_{a,4}$ | 1.80 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 |

Nella valutazione della analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

- Step 3 - Si calcola la resistenza di progetto:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

dove :

$R_{a,k}$ è il valore della resistenza caratteristica;

γ_R rappresenta il coefficiente parziale della resistenza dell'ancoraggio.

| | TIPOLOGIA DEGLI ANCORAGGI | Simbolo | Coeff. Parziale |
|---|---------------------------|-----------------|-----------------|
| ✓ | Temporanei | $\gamma_{Ra,t}$ | 1.10 |
| ✓ | Permanenti | $\gamma_{Ra,p}$ | 1.20 |

- Step 4 – Verifica:

$$Ed \leq R_{a,d}$$

D.M.11.03.1988

“Per il progetto e l'esecuzione degli ancoraggi si potrà fare riferimento a: AICAP (1983). Ancoraggi nei terreni e nelle rocce - Raccomandazioni - Edizione provvisoria”.

Il dimensionamento della fondazione dei tiranti viene effettuato imponendo che l'azione sollecitante di progetto non sia superiore all'azione resistente per lo stato limite ultimo di progetto:

$$N_Q \leq \frac{N_{fu}}{\gamma_f}$$

In cui il coefficiente di sicurezza:

γ_f = 2.0 per tiranti temporanei

γ_f = 2.5 per tiranti permanenti

In ogni caso la lunghezza della fondazione non può essere inferiore a 3 m (2 m per i tiranti in roccia).

La forza limite ultima della fondazione N_{fu} è la forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura della fondazione, oppure lo sfilamento della fondazione stessa dal terreno. Con N_Q si indica la forza teorica di utilizzazione. Nell'applicazione online se tutte le verifiche di aderenza sono soddisfatte con $\gamma_f \cdot N_Q = T$, il tirante risulta verificato.

Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio.

Il lato o il diametro di una piastra di ancoraggio può essere ricavato in prima approssimazione con la seguente relazione empirica:

$$L = \sqrt{\frac{T}{\sigma_c}} + 0.78 \cdot d^2$$

L(mm) = lato o diametro della piastra;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

σ_c (MPa) = resistenza alla compressione ammissibile del materiale su cui poggia la piastra;

d(mm) = diametro del foro retrostante la piastra.

Determinato il lato o il diametro della piastra, è possibile stimarne lo spessore con la relazione empirica:

dove:

$$s = 0.06 \cdot \sqrt{T \cdot (L + d)}$$

s(mm) = spessore della piastra;

T(kN) = sforzo massimo di trazione del tirante;

L(mm) = lato o diametro della piastra;

d(mm) = diametro del foro retrostante la piastra.

Dati generali**Metodo di calcolo Schneebeli**

Descrizione Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

Normativa NTC (A1+M1+R3)

Fattori di sicurezza

Ancoraggi temporanei 1.10

Ancoraggi permanenti 1.20

Dati calcolo resistenza a sfilamento

| | | |
|---|------------------|-------------------|
| Tipo di terreno: | Granulare | |
| Accelerazione sismica di progetto (a_{max}/g) | 0,749 | g |
| P. U. V. del terreno soprastante il tratto ancorato | 17 | kN/m ³ |
| Angolo di attrito interno del terreno | φ 31 | ° |
| Coesione non drenata del terreno | c_u 0 | kPa |
| Densità relativa del terreno | Dr 70 | % |
| Diametro di perforazione | 0.1 | m |
| Lunghezza della zona ancorata | La 3 | m |
| Profondità del punto medio del tratto ancorato | 4 | m |
| Fattori correttivi sulle verticali indagate (n. 1) | $\xi_{a,3}$ 1.80 | |

Dati verifiche di aderenza e dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio

| | |
|---|----------|
| Sforzo di progetto controvento di monte | 150000 N |
| Sforzo di progetto tirante supporto laterale | 100000 N |
| Sforzo di progetto barra di fondazione | 50000 N |
| Somma dei diametri dei trefoli o delle barre | 2.8 cm |
| Resistenza di calcolo acciaio (F_{yd}) | 300 MPa |
| Diametro interno della guaina grecata | 3 cm |
| Diametro del foro retrostante la piastra | 10 cm |
| Tensione di aderenza acciaio malta | 3 MPa |
| Resistenza a compressione amm.le del materiale su cui poggia la piastra | 20 MPa |

Resistenza di aderenza acciaio-malta

| | | |
|---|---|------|
| Coefficiente correttivo | Y | 2 |
| Numero di elementi (barre trefoli, fili) paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione | | 2 |
| Coefficiente correttivo | s | 0.80 |

Resistenza di aderenza della malta al foro

| | | | |
|----------------------|---|-----|-----|
| Tensione di aderenza | T | 0.6 | Mpa |
|----------------------|---|-----|-----|

RisultatiControvento di monte – Carico di progetto 100 kN

| | |
|--|-------------------------------------|
| Resistenza allo sfilamento - temporanei | 118.34 kN |
| Resistenza allo sfilamento - permanenti | 108.48 kN |
| Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione | La = 3.00 >= 1.39 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza malta-guaina corrugata | La = 3.00 >= 1.99 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza della malta al foro | La = 3.00 >= 2.48 (m) - Soddisfatta |

Tirante di supporto laterale – Carico di progetto 150 kN

| | |
|--|-------------------------------------|
| Resistenza allo sfilamento - temporanei | 177.51 kN |
| Resistenza allo sfilamento - permanenti | 162.72 kN |
| Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione | La = 4.50 >= 2.09 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza malta-guaina corrugata | La = 4.50 >= 2.98 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza della malta al foro | La = 4.50 >= 3.71 (m) - Soddisfatta |

Barra di fondazione – Carico di progetto 50 kN

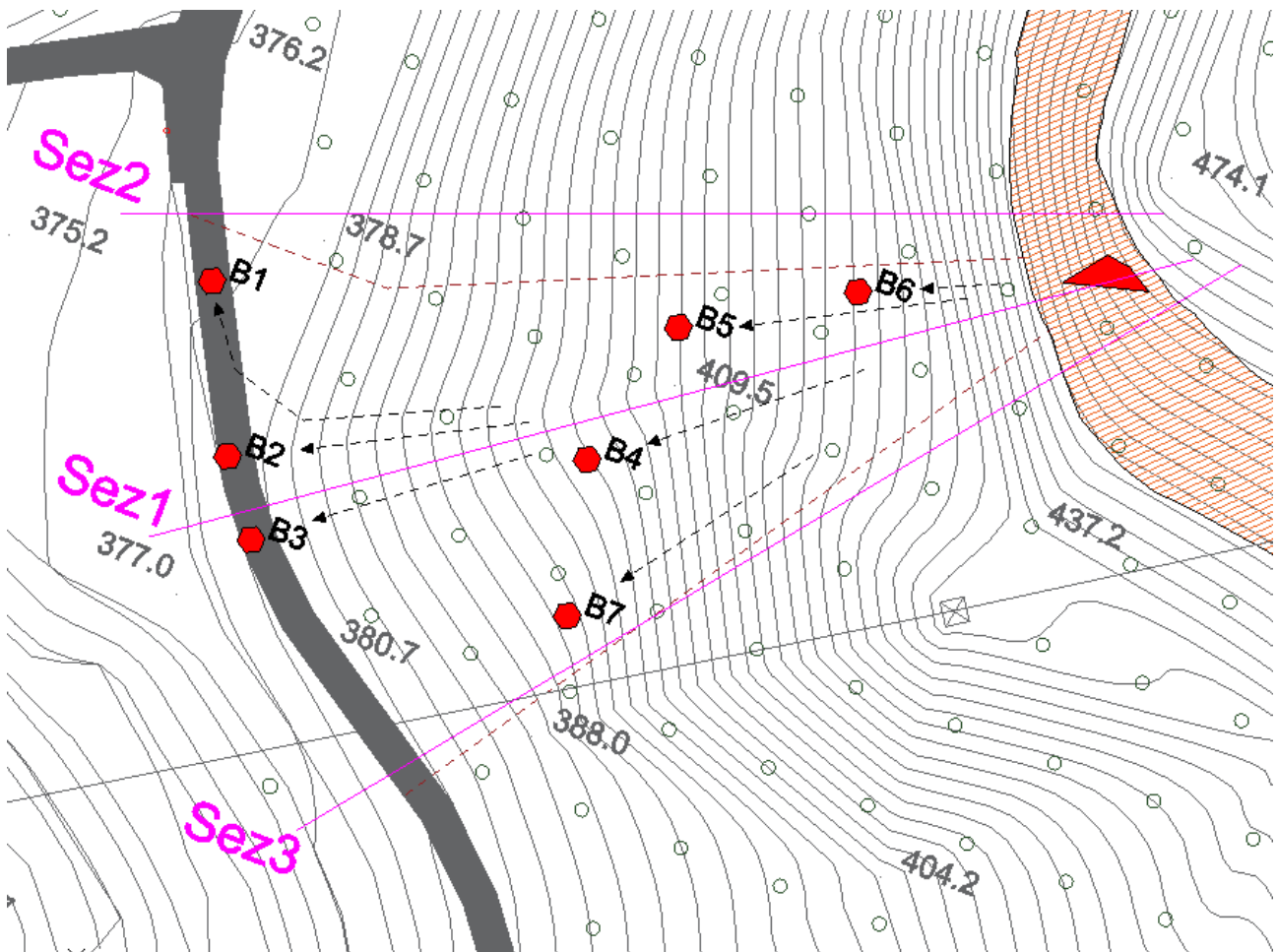
| | |
|--|-------------------------------------|
| Resistenza allo sfilamento - temporanei | 78.89 kN |
| Resistenza allo sfilamento - permanenti | 72.32 kN |
| Verifica dell'aderenza acciaio-malta d'iniezione | La = 2.00 >= 0.70 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza malta-guaina corrugata | La = 2.00 >= 0.99 (m) - Soddisfatta |
| Verifica dell'aderenza della malta al foro | La = 2.00 >= 1.24 (m) - Soddisfatta |

Si deve quindi considerare una lunghezza minima dell'ancoraggio di almeno 3 m per i controventi di monte, 4,5 per i tiranti di supporto laterale e 2 m per le barre di fondazione. Si ricorda che si dovranno prevedere prove di collaudo a installazione completata.

3.3 VERIFICA DI SCOSCENDIMENTO MASSI

Nelle aree di rilievo, come precedentemente definito, sono stati individuati volumi rocciosi unitari con dimensioni comprese tra 3 e i 6 m³ che si presentano con caratteristiche molto differenti a monte dell'area in esame.

La cinematica di caduta si riassume in un iniziale scivolamento a cuneo del volume totale di 6 m³ con istantanea fratturazione al primo impatto e successivo rotolamento di più blocchi di max 1 m³ lungo il pendio. In ragione di quanto rilevato, sono state effettuate delle valutazioni sul potenziale fenomeno di caduta massi con coinvolgimento dell'area in esame in considerazione di n° 3 sezioni topografiche del versante a monte dell'area in esame, posizionate come visibile nel seguente stralcio di planimetria, in considerazione della presenza dei punti di potenziale distacco dei blocchi rocciosi individuati nella porzione superiore.



Le verifiche di scoscendimento massi sono state effettuate con il codice di calcolo GEOROCK 2d di Geostru, con il metodo Lumped Mass.

I risultati delle verifiche sono stati utilizzati al fine di definire i criteri di progettazione delle opere di messa in sicurezza proposte nel seguente paragrafo alla presente perizia di progetto.

Traiettorie di blocchi in caduta lungo una scarpata

Il moto di caduta di un blocco lungo una scarpata rocciosa dipende da numerosi fattori che non è facile esprimere numericamente.

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.

I blocchi in caduta possono, infatti, scivolare, rotolare o rimbalzare a valle a seconda della loro forma, appiattita o arrotondata, e della inclinazione del pendio.

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.

Nella realtà, tuttavia, è praticamente impossibile determinare puntualmente il profilo di un pendio ed individuare la forma dei diversi blocchi che potrebbero distaccarsi.

Inoltre la geometria del pendio e la natura dei materiali affioranti subiscono nel tempo modifiche, anche sensibili, per effetto, dell'alterazione della roccia, per l'accumulo di detriti nelle zone meno acclivi e per lo sviluppo della vegetazione.

Infine, diviene praticamente impossibile modellare il moto di caduta dei blocchi nei casi in cui questi si frantumano per effetto degli urti, né è possibile individuare le zone dei pendii in cui si verifica la frantumazione.

Per l'analisi delle traiettorie di caduta è necessario fare riferimento a modelli molto semplificati: la progettazione geotecnica degli interventi di protezione deve essere, perciò, sviluppata sulla base di un'ampia sperimentazione numerica, che consenta di indagare sui diversi aspetti del fenomeno e riconoscere i fattori principali che influenzano il moto di caduta nella particolare situazione in esame.

Nei casi più complessi potrà essere opportuno tarare il modello sulla base di un'analisi di traiettorie rilevate con cinematografia in sito in seguito, al crollo dei blocchi.

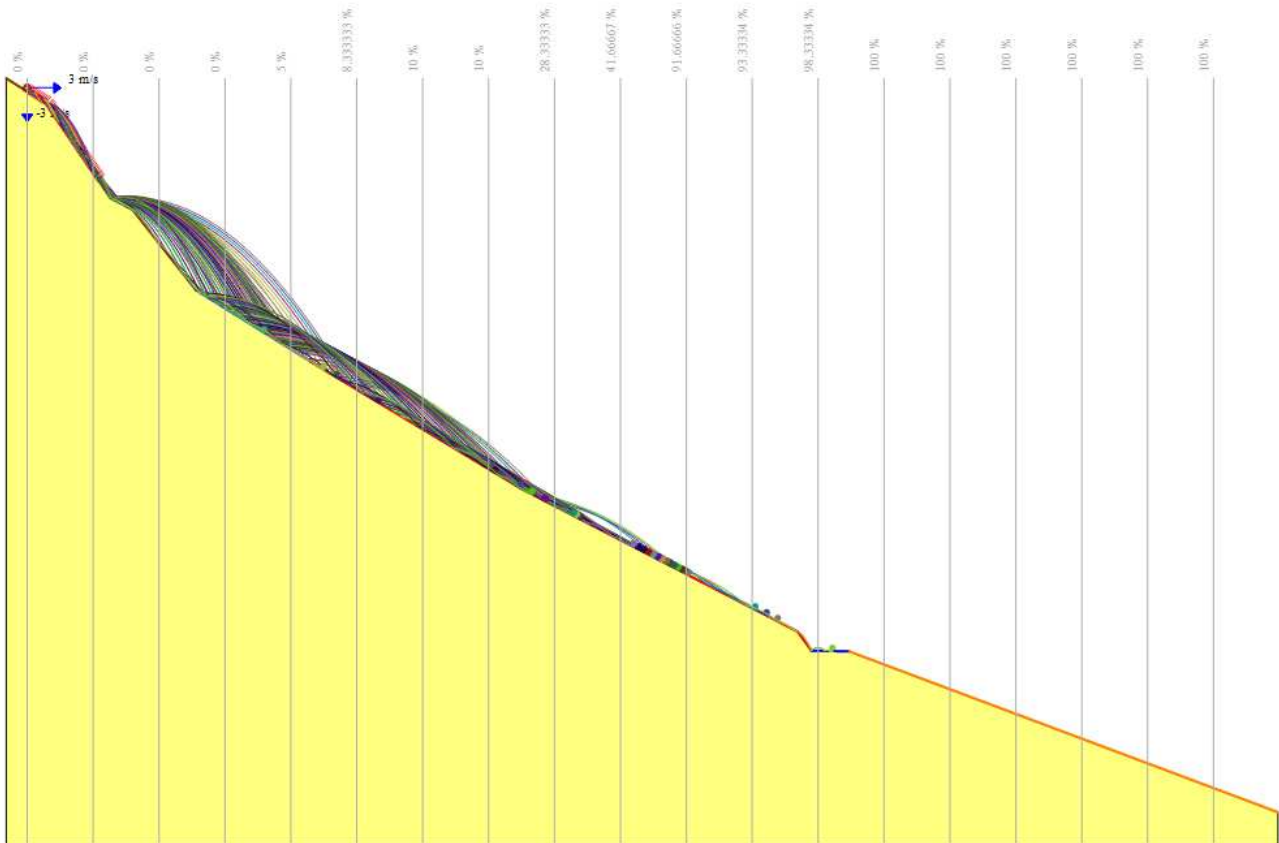
Lungo le sezioni precedentemente definite sono stati differenziati i tratti di versante in relazione alla tipologia di materiale presente, in relazione ad una differente risposta del versante all'ipotetico impatto di blocchi rocciosi.

Per il caso in esame sono stati considerati i coefficienti di restituzione tangenziale e normale, riferiti ad una situazione di roccia integra o alterata, per quanto riguarda le pareti, e di detrito per la base dei versanti, di seguito tabulati:

| N | Descrizione | Coefficiente restituzione normale R_n | Coefficiente restituzione tangenziale R_t | |
|---|------------------------|---|---|--|
| 1 | Roccia integra | 0.9 | 0.8 | |
| 2 | Roccia alterata | 0.7 | 0.7 | |
| 3 | Sabbia | 0.4 | 0.6 | |
| 4 | Detrito | 0.6 | 0.6 | |
| 5 | Detrito fino | 0.32 | 0.82 | |
| 6 | Detrito vegetato | 0.29 | 0.8 | |
| 7 | Detrito con arbusti | 0.3 | 0.7 | |
| 8 | Terreno o prato | 0.31 | 0.79 | |
| 9 | Superficie pavimentata | 0.4 | 0.9 | |

3.3.1 Verifiche caduta massi – STATO DI FATTO

Seguono i risultati delle simulazioni della potenziale caduta massi allo STATO DI FATTO, impostando blocchi rocciosi potenzialmente mobilitabili compatibili con le volumetrie massime degli stessi individuati come potenzialmente mobilitabili lungo il versante a monte.



CARATTERISTICHE DEL BLOCCO

| | |
|----------------------------|--------------------------|
| Forma del blocco | Disco |
| Densità | 2500.0 Kg/m ³ |
| Elasticità | 98066.0 kPa |
| Velocità iniziale in x | 3.0 m/s |
| Velocità iniziale in y | -3.0 m/s |
| Velocità limite di arresto | 0.01 m/s |
| Diametro | 1.0 m |
| Spessore disco | 0.55 m |

DATI PENDIO

| N | X (m) | Y (m) | Materiale |
|---|----------|----------|-----------------|
| 1 | 0.0 | 111.42 | Roccia integra |
| 2 | 6.11 | 107.5 | Roccia integra |
| 3 | 15.81 | 93.24 | Roccia integra |
| 4 | 19.19 | 91.44 | Roccia integra |
| 5 | 28.83 | 79.2 | Roccia alterata |

| | | | |
|----|--------|-------|------------------------|
| 6 | 46.1 | 68.44 | Detrito |
| 7 | 78.33 | 49.01 | Detrito |
| 8 | 120.06 | 27.44 | Detrito |
| 9 | 122.16 | 24.55 | Superficie pavimentata |
| 10 | 127.92 | 24.41 | Terreno o prato |
| 11 | 192.96 | 0.0 | Terreno o prato |

ELABORAZIONI STATISTICHE

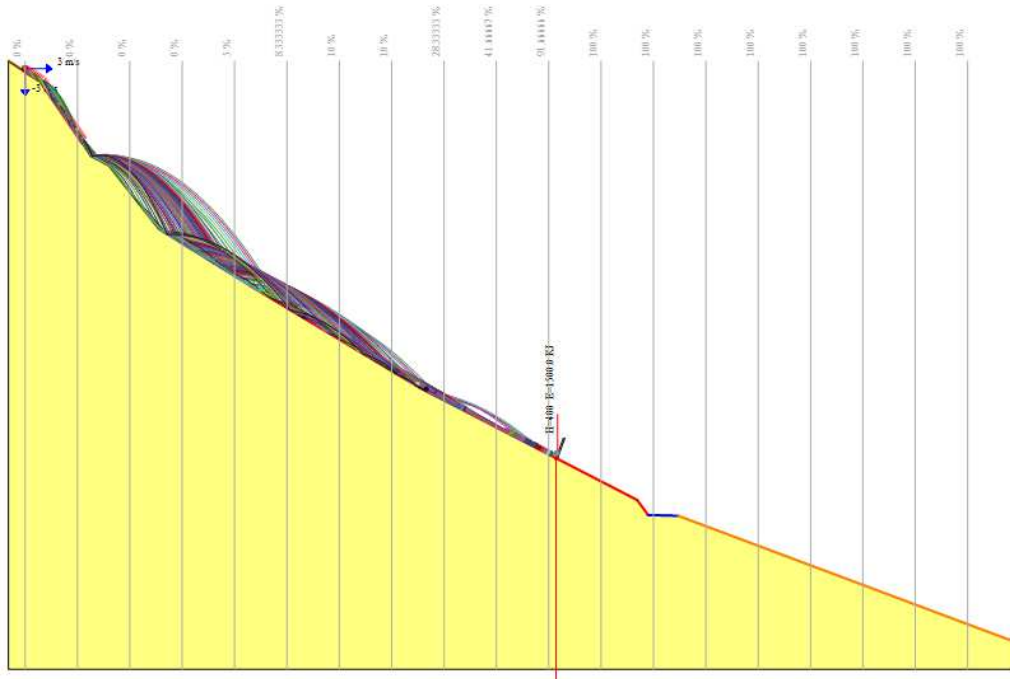
| | |
|------------------------------------|-------------------|
| Velocità massima | 27.288 m/s |
| Velocità minima | 1.053 m/s |
| Velocità media | 10.521 m/s |
| Scarto quadratico medio | 7.171 m/s |
| Energia massima pre-impatto | 402.078 KJ |
| Energia media pre-impatto | 87.497 KJ |
| Scarto quadratico energia | 99.533 KJ |
| Ascissa media di arresto | 89.454 m |
| Ascissa massima raggiunta | 125.351 m |

% Massi fermati

| X (m) | % Massi fermati |
|--------|-----------------|
| 43.19 | 5 |
| 53.19 | 8.333333 |
| 63.19 | 10 |
| 73.19 | 10 |
| 83.19 | 28.33333 |
| 93.19 | 41.66667 |
| 103.19 | 91.66666 |
| 113.19 | 93.33334 |
| 123.19 | 98.33334 |
| 133.19 | 100 |

3.3.2 Verifiche caduta massi – STATO DI PROGETTO

Seguono i risultati delle simulazioni della potenziale caduta massi allo STATO DI PROGETTO, utilizzando il medesimo modello dello stato di fatto con l'aggiunta di una barriera paramassi categoria III ETAG 027 idonea a garantire l'arresto di un blocco roccioso animato da una energia cinetica all'impatto da 1.000 KJ.



Tipologie definite n°1

| Descr. | H (cm) | Spessore (cm) | Inclinazione (°) | E (KJ) |
|------------|--------|---------------|------------------|--------|
| rete prova | 400.0 | 30.0 | 70.0 | 1000.0 |

Opere di protezione inserite n°1

| Descr. | Tipo | xb (m) | yb (m) | E (KJ) |
|------------|------|----------|----------|--------|
| rete prova | 1 | 100.6467 | 37.47461 | 1000 |

(HpMax) Altezza massima, (Vmax) Velocità massima, (Emax) Energia massima del masso sulla barriera.

| Descr. | Xb (m) | Yb(m) | HpMax (m) | Vmax (m/s) | Emax (KJ) |
|------------|---------|--------|-----------|------------|-----------|
| rete prova | 104.572 | 35.446 | 0.609 | 14.246 | 109.581 |

% Massi fermati

| X (m) | % Massi fermati |
|-------|-----------------|
|-------|-----------------|

| | |
|--------|----------|
| 43.19 | 5 |
| 53.19 | 8.333333 |
| 63.19 | 10 |
| 73.19 | 10 |
| 83.19 | 28.33333 |
| 93.19 | 41.66667 |
| 103.19 | 91.66666 |
| 113.19 | 100 |

4. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Su incarico di Comune di Calolziocorte (LC), si redige la presente relazione a supporto dell'intervento di messa in sicurezza di un'area soggetta a fenomeni di caduta massi provenienti dalle pareti rocciose presenti a monte di Via Favirano, in Comune di Calolziocorte (LC).

Il progetto prevede interventi di messa in sicurezza stradale dal rischio di caduta massi con la posa di barriere paramassi ad alto assorbimento di tipo passivo.

Sono state definite le condizioni geologiche, morfologiche, idrogeologiche dell'area in esame e circostanti. Sono stati esaminati i rischi geologici, naturali e indotti dell'area in esame e circostanti e valutata la fattibilità del progetto in esame, effettuando un'analisi della cartografia tecnica ufficiale.

È stata definita ai sensi della nuova normativa sismica la classe di zonazione sismica, la categoria sismica del suolo di fondazione, la categoria topografica, i parametri sismici, ed è stata valutata la possibilità dell'instaurarsi di fenomeni di liquefazione.

Nella Relazione Geotecnica sono stati affrontati i seguenti aspetti:

- È stato effettuato un apposito studio di valutazione delle situazioni di pericolosità e rischio potenziale per il fenomeno di caduta massi.
- Sono state ricostruite n°3 sezioni topografiche del versante a monte della strada interessata, che sono state utilizzate per le verifiche di caduta blocchi rocciosi con apposito codice di calcolo (vedere specifico paragrafo).
- Le verifiche di caduta massi sono state utilizzate per definire le tipologie e le dimensioni di massima delle opere da realizzare per la messa in sicurezza dei luoghi.
- Sono stati dimensionati le fondazioni e i tiranti in base alle condizioni geologiche, geomorfologiche e in base alle verifiche di scoscendimento effettuate.

Si rimane a disposizione per chiarimenti o integrazioni.

A cura di Dott. Geologo Massimo Riva
Con la collaborazione di Dott. Geologo Lorenzo Colombo

