PROGETTO DEFINITIVO

COMUNE DI OSTANA
(Provincia di Cuneo)

INTERVENTI VARI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL VERSANTE IN FRANA PROSPICIENTE LA STRADA DI COLLEGAMENTO TRA IL CAPOLOUGO E LA FRAZIONE CIAMPAGNA

CUP: B83B14000030001 - CIG:Z87359B525

LAVORI FINANZIATI DA: MINISTERO DELL'INTERNO, REGIONE PIEMONTE, COMUNE DI OSTANA (CN)

ALLEGATO B
RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

IL SINDACO
Dott.ssa SILVIA ROVERE
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Geom. ANTONELLO FERRERO

PROFESSIONISTI INCARICATI
PROGETTAZIONE DIREZIONE DEI LAVORI
CO&SA ENGINEERING S.R.L. TECHNOLOGY AND CONSULTING
Pavia - 27100, Via Enrica Malcovati n.° 2, Tel. 0382/22708, e-mail: coesasrl.pavia@gmail.com

Tecnici Responsabili:
Ing. LUIGI BALDINI, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pavia al n°944 - Direttore Tecnico
Arch. STEFANIA PAREI, iscritta all'Ordine degli Architetti della Provincia di Pavia al n.° 1008 sez. A
Geom. ELIO FERRARI, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Pavia al n.° 1974
Geom. TERESA GRASSO, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Pavia al n.° 4357

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA:
STUDIO MENZIO - GEOECOS
Sampeyre (CN) - 12020, Via Cavour n.° 34, Tel. 0172726344, e-mail geoecos@tiscali.it
Dott. Geol. GIOVANNI MENZIO, iscritto all'Ordine Regionale dei Geologi del PIEMONTE al n.° 90A

RILIEVO TOPOGRAFICO:
LANDSTUDIO
Savigliano (CN) - 12038, Via Beggiami n.° 4, Tel. 0172726344, e-mail landstudio@tiscali.it
Geom. GIORGIO STROCCO, iscritto all'Albo del Collegio dei Geometri della Provincia di Cuneo al n.°1871

DATA ELABORAZIONE:	AGGIORNAMENTI:		RAPPRESENTAZIONE	RIFERIMENTO
MAGGIO 2022			---	CO&SA S.R.L. 08/2022

PROGETTO:

INTERVENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO DEL VERSANTE IN FRANA - CIAMPAGNA

Committente: Amministrazione Comunale

RELAZIONE Geologica e Geotecnica

GEOECOS

Studio MENZIO

Programmazione Territoriale - Geotecnica - Idrogeologia

Sede: Loc. Campoforano 17 Frassino-

Via Cavour 34- 12020 SAMPEYRE (CN)

Cell. **3288171451**

Tel.0172726344 Fax:1782737211

E-mail geoecos@tiscali.it

PEC: geoecos@epap.sicurezzapostale.it

Sito: www.geoecos.it

Recapito: Land Studio-Via Beggiami 4 –

12038 Savigliano (CN)

Comune di **Ostana**

Provincia di **CUNEO**

Aprile 2022

INDICE

1. PREMESSA 4

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 6

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGRAFICO E GEOMORFOLOGICO 7

3.1 Inquadramento generale 7

4. SONDAGGI A ROTAZIONE con CAROTAGGIO CONTINUO 10

4.1 Generalita' 11

4.2 Strumentazione utilizzata 14

4.3 Descrizione dei sondaggi e stratigrafie 16

4.3.1 Sondaggio a carotaggio continuo S1 17

4.3.2 Sondaggio a carotaggio continuo S2 21

4.3.3 Sondaggio a carotaggio continuo S3 23

4.3.4 Sondaggio a carotaggio continuo S4 26

4.4 Risultati e commenti alla stratigrafia 29

5. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO 32

5.1 Rilievi geostrutturali 33

5.1 Valutazione RMR - rilievo A 37

5.1.1 R1: Resistenza del materiale intatto 37

5.1.2 R2: Spaziatura 38

5.1.3 R3: RQD 40

5.1.4 R4: Condizioni delle discontinuità 40

5.1.5 R5: Condizioni idrauliche 41

5.1.6 Risultati e valutazione RMR 41

5.2 Valutazione RMR - Rilievo B 42
5.2.1 R1: Resistenza del materiale intatto 42
5.2.2 R2: Spaziatura 42
5.2.3 R3: RQD 44
5.2.4 R4: Condizioni delle discontinuità 44
5.2.5. R5: Condizioni idrauliche 45
5.2.6 Risultati e valutazione RMR 45
5.3 Valutazione RMR - Rilievo C 46
5.3.1 R1: Resistenza del materiale intatto 46
5.3.2 R2: Spaziatura 46
5.3.3 R3: RQD 48
5.3.4 R4: Condizioni delle discontinuità 48
5.3.5. R5: Condizioni idrauliche 49
5.3.6 Risultati e valutazione RMR 49
5.4 Classificazione dell'A.R. secondo Hoek-Brown 50
5.5 Confronto fra la classificazione di Beniawsky e Hoek-Brown 54
6. TEST DI MARKLAND 56
6.1 Test di Markland - Rilievo A 56
6.1.1 Test di Markland per gli scivolamenti planari 56
6.1.2 Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali 58
6.1.3 Test di Markland per il ribaltamento 60
6.1.4 Conclusioni 61
6.2 Test di Markland - Rilievo B 62
6.2.1 Test di Markland per gli scivolamenti planari 62
6.2.2 Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali 63
6.2.3 Test di Markland per il ribaltamento 66

6.2.4 Conclusioni 67
6.3 Test di Markland - Rilievo C 68
6.3.1 Test di Markland per gli scivolamenti planari 68
6.3.2 Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali 69
6.3.3 Test di Markland per il ribaltamento 72
6.3.4 Conclusioni 73
6.4 Valutazioni dei test di Markland effettuati per i tre rilievi 74
7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE 75
8. CARATTERI SISMICI LOCALI 77
9. ANALISI DI STABILITÀ DEI PENDII 82
9.1 Sezione 3 – Stato attuale 85
9.2 Sezione 3 – Stato di progetto 88
9.3 Sezione 4 – Stato attuale 91
9.4 Sezione 4 – Stato di progetto 94
10. VALUTAZIONI SULLE OPERE DI INTERVENTO E SCELTE PROGETTUALI 98
10.1 Caratteristiche tecniche generali 98
10.2 Indicazioni progettuali 100
11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE 105
12. ALLEGATI 107

1. PREMESSA

La presente Relazione Geologica e Geotecnica è stata redatta per consentire il **PROGETTO di "INTERVENTI PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NEL VERSANTE IN FRANA PROSPICIENTE LA STRADA DI COLLEGAMENTO TRA IL CAPOLUOGO E LA FRAZIONE CIAMPAGNA" –Comune di Ostana (CN)**. L'area è situata in sinistra idrografica del fiume Po, da tempo soggetta ad un fenomeno franoso perimetrato ed in evoluzione, **già individuato nel PAI ed oggetto in passato di interventi di consolidamento, monitorato dal 2007 dalla Regione Piemonte/ARPA,** Settore Prevenzione Territoriale del Rischio Idrogeologico.

L'area, in parte di proprietà del Comune di Ostana, è identificata al NCEU al Foglio 24-25, vari mappali.

Il Progetto definitivo ed Esecutivo viene redatto dalla CO&SA ENGINEERING S.R.L. TECHNOLOGY AND CONSULTING con sede in Pavia, mentre al sottoscritto è stato conferito incarico in data 22/03/2022 per la redazione di Relazione Geologica e Relazione Geotecnica (Cap. 6.1.2/6.2.1/6.2.2 delle NTC 2018).

La borgata Ciampagna si trova sul versante orografico sinistro della Valle Po ed è posta a mezza costa del versante. **Il fenomeno franoso però, non minaccia direttamente la Borgata da cui prende il nome, ma incombe sulla strada comunale di accesso** (oggetto di studio), che ne è interessata direttamente.

Si tratta di un **fenomeno composito, con prevalenza di crolli e rotolii di massi anche di grandi dimensioni,** prevalentemente provenienti da affioramenti fratturati; il versante in alcuni punti presenta numerosi massi sparsi e detrito grossolano (coltre detritica) parzialmente boscato, che a sua volta può essere coinvolto nel movimento rototraslativo verso valle (SSW).

Già nei mesi di Luglio-Agosto 2014 erano stati eseguiti alcuni sopralluoghi, aventi lo scopo di valutare preliminarmente gli interventi necessari per la messa in sicurezza dell'area, la loro compatibilità con le caratteristiche geologiche del sito *conclusisi con la red*azione di un **Progetto Preliminare di intervento ed uno Definitivo**, che sono recentemente stati ammessi a finanziamento (DGR 23 ottobre 2020 n.14-2138).

La **Relazione Geologica** deve definire, con preciso riferimento al progetto, i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità; inoltre, deve illustrare i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

I Capitoli dedicati alla **Relazione Geotecnica** devono contenere le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, unitamente ai parametri per il dimensionamento geotecnico delle opere.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area è localizzata nel Comune di Ostana (CN), più precisamente nei pressi del concentrico di Ciampagna, lungo il versante sinistro rispetto all'asse vallivo**,** in sinistra idrografica. L'area in oggetto è posta in corrispondenza di un settore a medio-alta acclività, variabile, ad una quota compresa tra circa 1.210-1300 m. s.l.m.m.

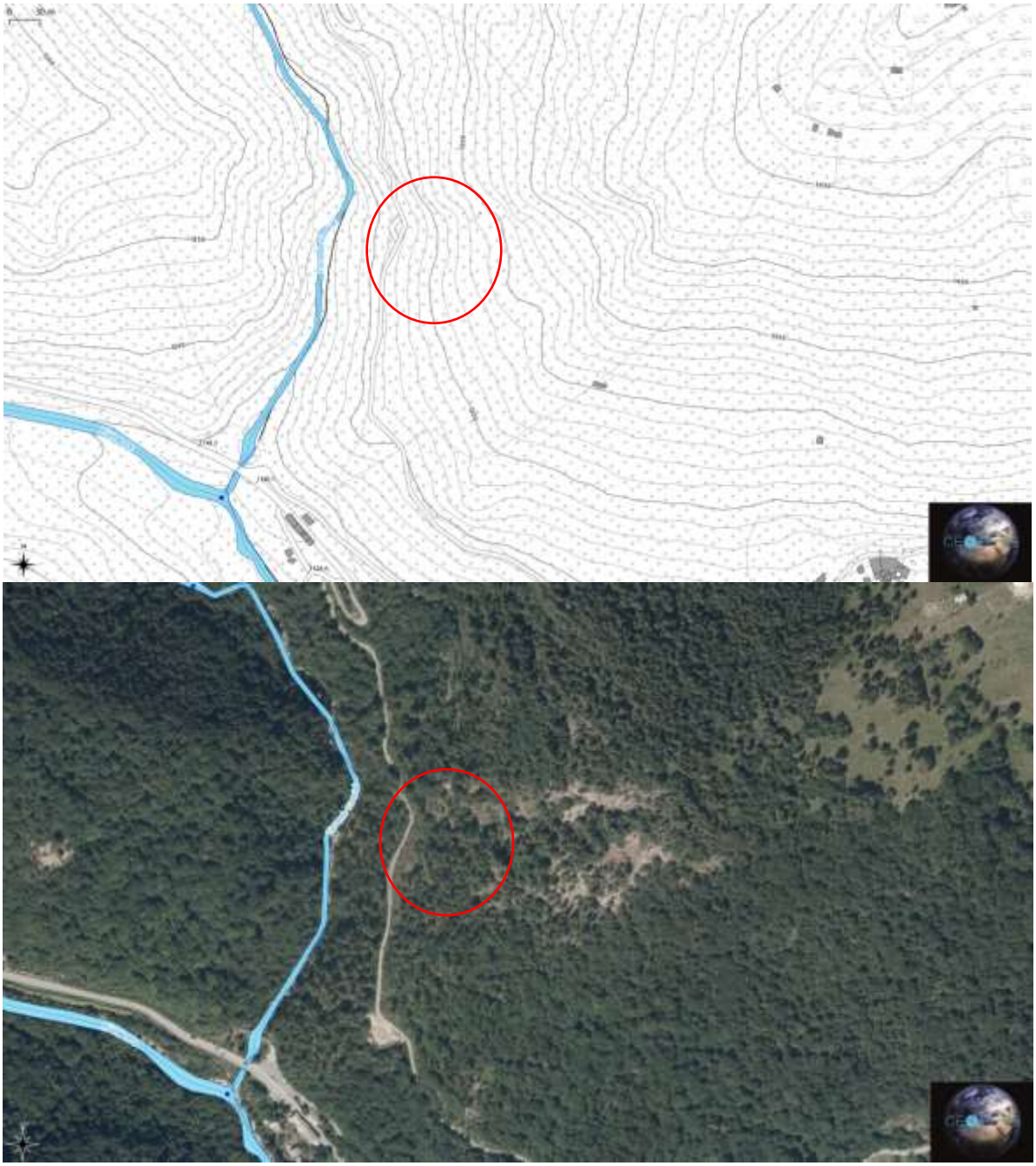


Figura 1: BDTRE 2021 in alto e Ortofoto in basso del settore oggetto d'indagine (fonte: Regione.Piemonte.it).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGRAFICO E GEOMORFOLOGICO

3.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Dal punto di vista geologico il Comune di Ostana è localizzato nella Carta Geologica d'Italia (scala 1:100.000) al foglio 67 "Pinerolo", posizionato in medio-alta Valle Po; litologicamente incontriamo gneiss della serie Pretriassica dell'Unità del Massiccio Dora-Maira derivanti da metamorfismo, rappresentati da gneiss ghiandoni occhiadini ad abbondante biotite e gneiss granitoidi, evidenti soprattutto negli affioramenti presenti sul versante orografico sinistro tra la borgata Ghisola e la Borgata Villa (Fig. 2).

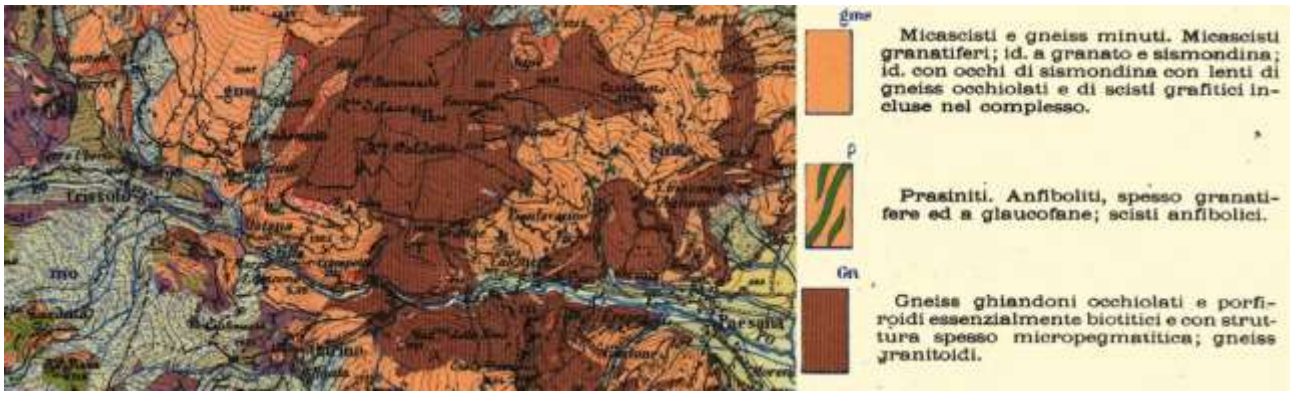


Figura 2: Stralcio della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000, Foglio 67 Pinerolo, II edizione, (fonte: ISPRA).

Si rinvengono poi micascisti e gneiss minuti della serie Pretriassica dell'Unità del Massiccio Dora-Maira con litotipi metamorfici costituiti da micascisti granatiferi con lenti di gneiss occhialini e scisti grafitici; gli affioramenti sono ubicati nella porzione bassa del versante orografico sinistro, **oggetto di indagine**, ma anche sul versante orografico destro (Fig. 3).

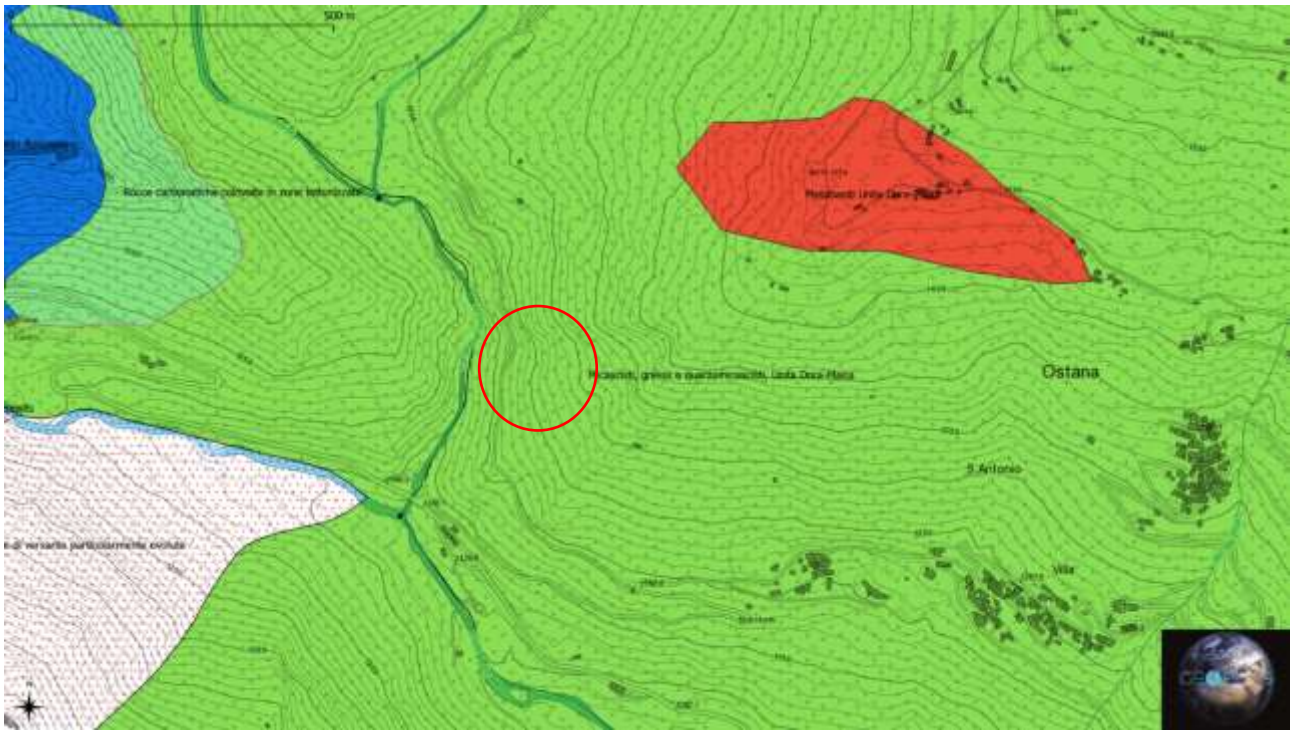


Figura 3: Stralcio carta geologica regione Piemonte aggiornata al 2021 riferita all'area oggetto di indagine (fonte: Geoportale.Piemonte.it)

La zona più a fondovalle, sia in sponda idrografica sinistra che destra, è costituita da depositi alluvionali antichi e fluviali würm di origine fluviale, ghiaiosi e ciottolosi, con abbondante presenza di matrice sabbiosa e limosa. Tali depositi sono ricoperti da suoli di colore bruno e sono separati dai depositi alluvionali recenti da scarpate alte alcuni metri.

I depositi alluvionali recenti sono posti lungo l'asse centrale della valle; anche in questo caso sono prevalentemente ciottolosi e ghiaiosi, con una certa quantità di sabbia e costituiscono sia l'attuale alveo del fiume Po, sia le aree postegli in fregio.

Sono presenti nell'area di indagine depositi detritico colluviali, prevalentemente costituiti da depositi ghiaiosi con clasti e blocchi in matrice sabbioso-limosa, scarsamente addensati, distribuiti in contatto diretto su substrato lapideo.

Sono stati condotti sopralluoghi nell'area dallo scrivente già nella seconda metà di Luglio ed Agosto 2014, seguiti da un aggiornamento "di terreno" a fine marzo 2015 **ed infine da sopralluoghi svolti nel 2021 per individuare i punti di indagine, sia sull'ammasso roccioso che lungo la strada**.

A seguito dei sopralluoghi condotti nell'area d'interesse, si è potuto osservare che il sito in esame è ubicato entro un settore caratterizzato da una acclività elevata per la presenza *del substrato affiorante/subaffiorante* (pendenza media fra 60% a >90%), come mostra anche la carta delle pendenze ricavata dal "Modello digitale del terreno da CTRN 1:10000 (passo 10 m) - STORICO" (Fig. 4).

Sul versante a monte dell'area d'intervento **si individuano settori presentanti segni geomorfologici di instabilità attiva legati a fenomeni di dissesto gravitativo**.

La morfologia è tipica dei settori vallivi alpini, con forme di esarazione/accumulo glaciale, successivamente rimodellate a causa di fenomeni gravitativi e torrentizi.

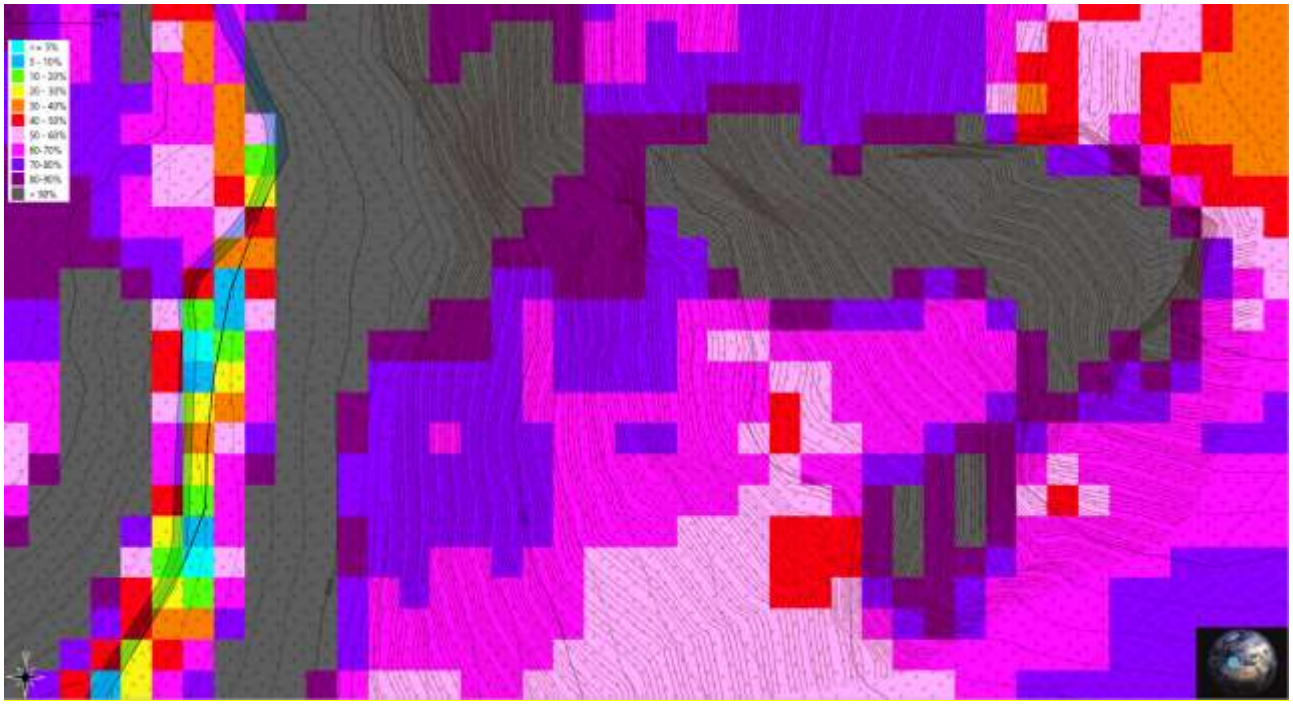


Figura 4: Stralcio carta delle pendenze espresse in %, ricavata dal "Modello digitale del terreno da CTRN 1:10000 (passo 10 m) - STORICO" (Fonte: Regione.Piemonte.it) con ubicazione (cerchio nero) dell'area d'indagine.

4. SONDAGGI A ROTAZIONE CON CAROTAGGIO CONTINUO

Nei mesi di Agosto/Settembre 2021, per cercare di **identificare lo spessore del materiale coinvolto nel movimento franoso ed arrivare a progettare consolidamento e protezione del tracciato stradale**, è stata condotta una campagna geognostica composta da **4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo** (S1-S2-S3-S4), utilizzando mezzi e personale della ditta CARSICO, per ricostruire la stratigrafia a valle della strada comunale e cercare di quantificare lo spessore del detrito instabile su substrato (Fig. 5).

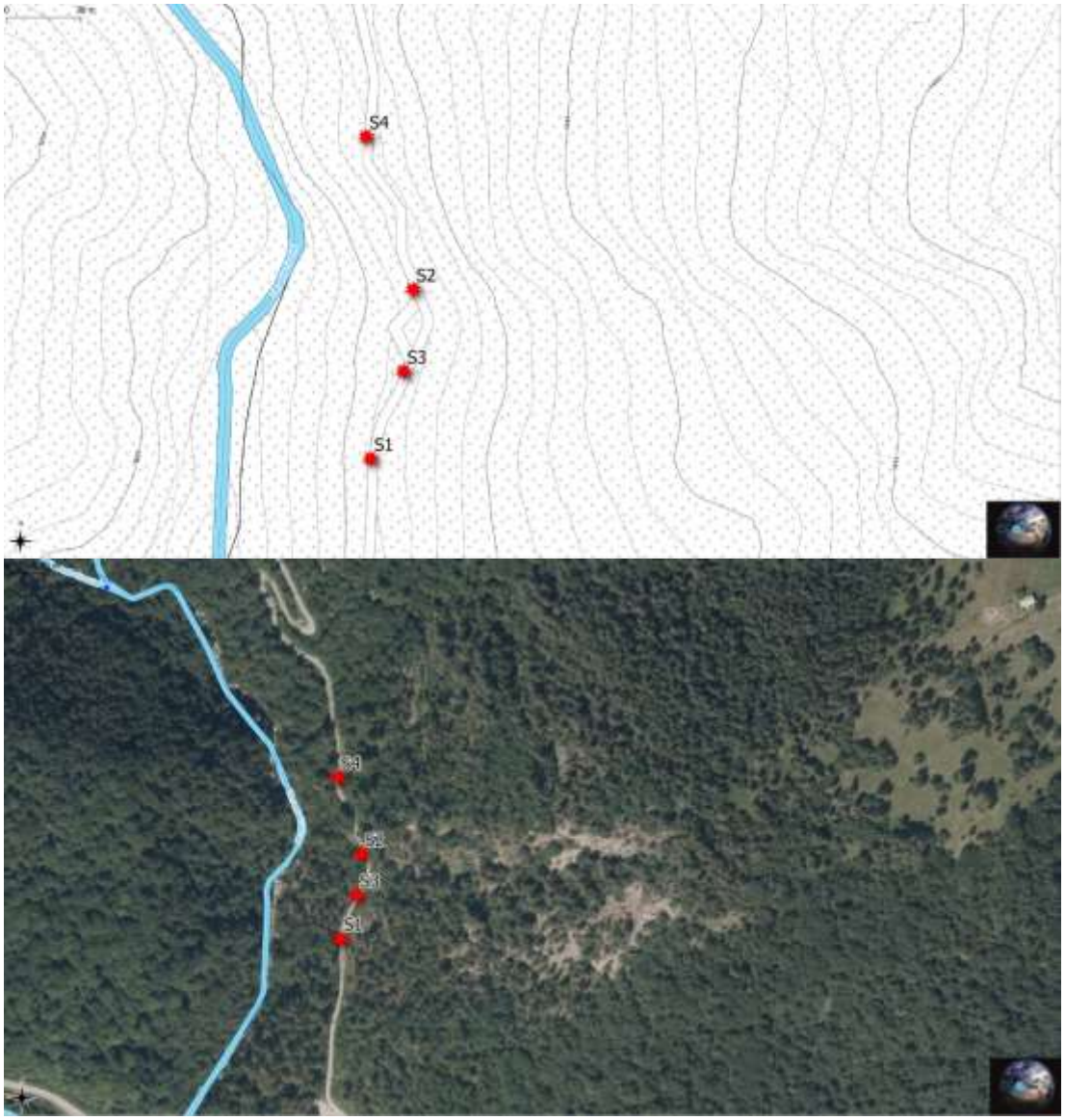


Figura 5: Ubicazione su BDTRE 2021 e Ortofoto AGEA2018 dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo eseguiti sulla strada oggetto di indagine.

4.1 GENERALITA'

Sondaggi a rotazione

In questi casi l'avanzamento dell'utensile è realizzato applicando contemporaneamente a una batteria di aste, che lo collegano in superficie, spinta e rotazione (Fig. 6).

L'utensile di perforazione è costituito da un tubo carotiere che presenta un'estremità munita di una corona dentata (tagliente). In genere la corona presenta denti in WIDIA.

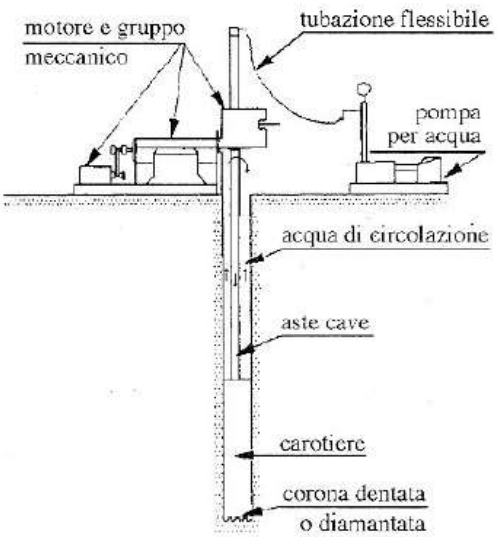


Figura 6: Attrezzatura schematica di perforazione a rotazione.

I diametri normalmente usati variano da 75 a 150 mm. Laddove il terreno lo permette la perforazione può avvenire a secco; l'immissione di un fluido di perforazione (acqua, fango o aria compressa), attraverso le aste interne (circolazione diretta) o, meno sovente, attraverso le pareti del foro (circolazione inversa) aumenta sensibilmente la velocità di avanzamento, ma rende più complicato il carotaggio in materiali teneri o poco coesivi. **Per le indagini è stata utilizzata l'acqua come fluido di perforazione a circolazione diretta.**

Prelievo di campioni

Un campionamento ideale è una procedura che altera nel corso delle operazioni di prelievo solo lo stato tensionale del provino. Ovviamente ciò non è possibile in pratica, poiché sussistono diverse cause di disturbo, minimizzabili, ma non completamente eliminabili. Di conseguenza la qualità di un campione va vista non come una caratteristica in assoluto, ma con riferimento al complesso di informazioni che da esso si possono ottenere.

In questa ottica, ad esempio, la tabella (AGI, 1977) propone differenti classi di qualità in cui si possono far entrare i campioni prelevati nel corso di sondaggi (Fig. 7).

CLASSI DI QUALITA' DEI CAMPIONI OTTENIBILI CON CAMPIONATORI DI TIPO DIVERSO

A) Campionatore pesante infisso a percussione

B) Campionatore a parete sottile infisso a percussione

C) Campionatore a parete sottile infisso a pressione

D) Campionatore a pistone infisso a pressione

E) Campionatore a rotazione a doppia parete a scarpa avanzata

TIPO DI TERRENO	TIPO DI CAMPIONATORE				
	A	B	C	D	E
a) coesivi poco consistenti		Q3	Q4	Q5	
b) coesivi moderatamente consistenti	Q3 (4)	Q4	Q5	Q5	
c) coesivi molto consistenti	Q2 (3)	Q3 (4)	Q3*		Q5
d) sabbie fini al di sopra della falda	Q2	Q3	Q3	Q3 (4)	
e) sabbie fini in falda	Q1	Q2	Q2	Q2 (3)	

N.B. Si indicano tra parentesi le classi di qualità Q raggiungibili con campionamento molto accurato.

* In terreni coesivi con resistenza alla penetrazione con penetrometro tascabile > 100 ÷ 200 kN/m^2 può non risultare possibile ottenere campioni indisturbati di lunghezza adeguata.

Figura 7: Classi di qualità dei campioni (AGI, 1977).

In particolare si nota che con il termine di campione indisturbato si intende (Hvorslev, 1949) un campione che conserva la struttura, il contenuto d'acqua e la composizione chimica del terreno in sito, e che perciò risulta rappresentativo ai fini della determinazione delle caratteristiche di resistenza al taglio, deformabilità e permeabilità.

Le fonti di disturbo durante le varie fasi che caratterizzano la meccanica del campionamento sono molteplici:

- Durante la fase di perforazione, l'estrazione del materiale comporta una riduzione delle tensioni con conseguente fenomeno di rigonfiamento del terreno (curvatura

degli strati verso l'alto) e, in alcune situazioni (resistenza al taglio del terreno modesta e/o riduzione notevole del carico), si può arrivare anche a rottura con rifluimento all'interno del foro. Il fenomeno inverso si verifica nel caso in cui l'avanzamento avvenga con spostamento del terreno (possibile quando il rivestimento viene spinto al di sotto del fondo foro o quando viene infisso un campionatore a pistone), con un'inflessione questa volta degli strati verso il basso dovuta all'incremento dello stato di sollecitazione. In ogni caso, quali che siano la tecnica di avanzamento per la realizzazione del foro e le precauzioni adottate, si può ammettere che suscita una zona di disturbo del campione pari mediamente a 1-2 volte il diametro (Lancellotta, 1987).

- Durante la fase di prelievo le cause che possono produrre il disturbo del campione sono molteplici. Tra le più importanti rientrano l'attrito tra campione e parete interna del campionatore; un eventuale campionamento in eccesso al volume del campionatore; gli effetti di distacco del campione, che richiede l'applicazione di un movimento rotatorio e di uno sforzo di trazione.

Il materiale estratto durante le fasi di perforazione a carotaggio continuo, è stato successivamente collocato in apposite cassette catalogatrici, fotografate e rimaste a disposizione della committenza.

4.2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le perforazioni sono state eseguite con sonda cingolata, tipo COMACCHIO MC900 (Fig. 8) munita di testa idraulica avente coppia 1200 kgm ed argano da 3000 kg di tiro. E' dotata di un braccio con mano snodabile, ha una lunghezza pari a 6 m, una larghezza di 2,5 m e un'altezza massima di 8,5 m.

Figura 8: Sonda cingolata COMACCHIO MC90

La rotazione è fornita da un mandrino montato nella parte superiore dell'antenna, il tiro e la spinta sono assicurati da un motore 3000 diesel, oleodinamico con trasmissione a catena; la morsa è di tipo doppio con sistema di controllo oleodinamico a 152 bar. Il controllo della verticalità è assicurato tramite quattro stabilizzatori a pistone, con controllo tramite livella a bolla posta nella parte posteriore.

Il materiale prelevato durante le perforazioni è stato depositato, in modo continuo ed ordinato, in apposite cassette catalogatrici in PVC (capacità 5,0 m); sono state siglate ognuna con l'identificativo del sondaggio, la profondità di prelievo di riferimento e la data di perforazione.

Gli utensili utilizzati per l'avanzamento della perforazione ed il prelievo dei campioni in continuo, sono stati carotieri semplici, costituiti da un tubo metallico cilindrico aventi diametro esterno di 131 mm e lunghezza pari a 1,50 m, munito all'estremità inferiore di una corona con inserti in Carburo di Tungsteno e provvisto, nella parte sommitale, di un dispositivo (valvola di ritenzione) che impedisce la perdita dei campioni di terreno prelevati. **Quest'ultima corona è stata poi necessario sostituirla da una corona diamantata per permettere la penetrazione all'interno del substrato lapideo (Fig. 9).**

Figura 9: Particolare della corona in tungsteno completamente fusa per il contatto con il substrato lapideo.

4.3 DESCRIZIONE DEI SONDAGGI E STRATIGRAFIE

I sondaggi a carotaggio continuo (S1-S2-S3-S4, Fig. 10), trivellati in data 07-08-09/09/2021, hanno permesso di raccogliere una serie di campioni e di **effettuare una descrizione della stratigrafia; la qualità dei campioni raccolti è da assimilare a una classe Q3** (vedi Fig. 7).

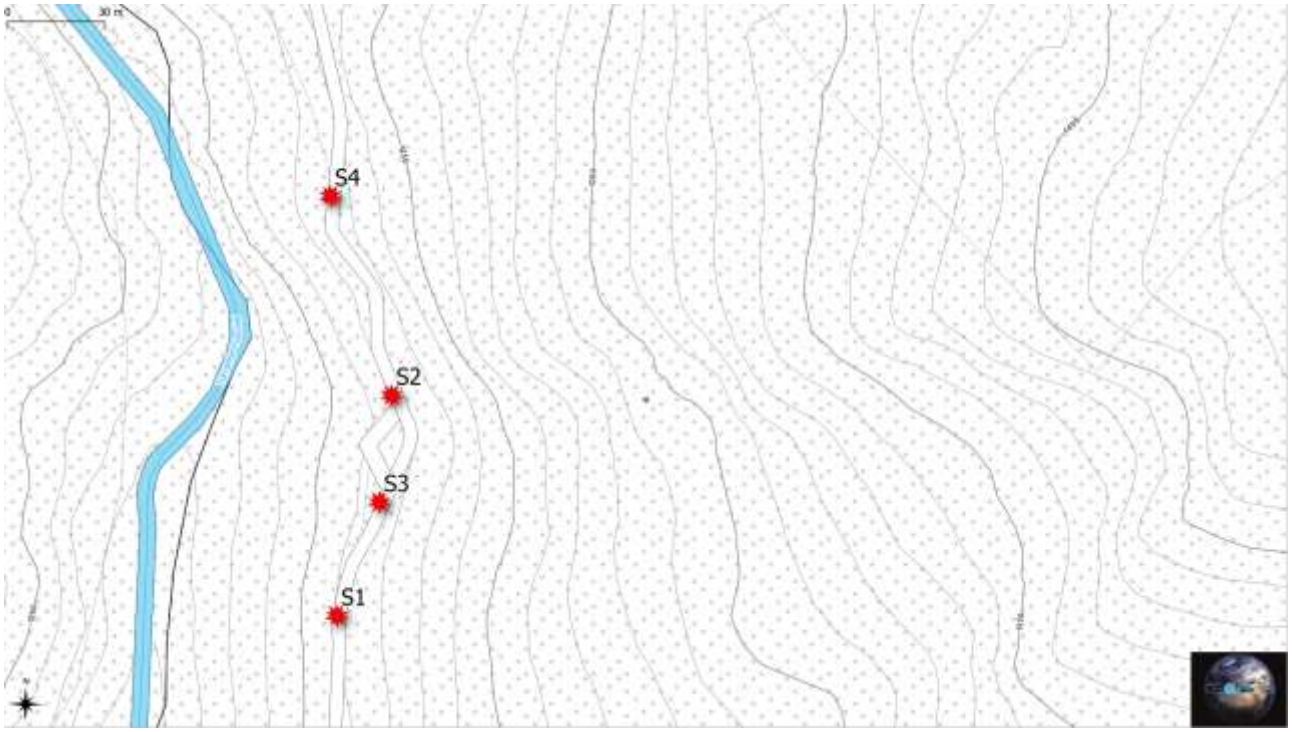


Figura 10: Ubicazione sondaggi geognostici su BDTRE2021

4.3.1 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO S1

Figura 11: Sondaggio S1. Box 1, profondità 0-5 metri.

Profondità tra p.c. e 5 m

Nella parte superiore (0-0,3 m) sono osservabili depositi scarsamente addensati costituiti da ghiaie sabbioso-limose con clasti, interpretabili come terreno di riporto del sottofondo stradale (Fig. 11). Da **0,5 a 5 m** i depositi sono costituiti da clasti e frammenti derivanti in parte dalla disgregazione da parte del macchinario di blocchi e frammenti più grandi, in matrice prevalentemente sabbiosa, debolmente limosa. **Tale deposito è interpretabile come un accumulo di frana costituito da detriti, clasti e blocchi in una matrice sabbioso-limosa**. La colorazione del deposito è variabile da grigio-azzurro (colore di frammenti e blocchi del substrato, formato da gneiss/micascisti gneissici) a marrone brunastro (colore della matrice sabbioso-limosa). Da 3 a 3,5 m c'è una maggior concentrazione di matrice che da un colore bruno ai sedimenti.

Figura 12: Sondaggio S1. Box 2, profondità 5-10 metri.

Profondità tra 5 e 10 m

Da 5 a 10 m i depositi rimangono pressochè invariati se non per un leggero aumento, a partire da 7 m, della matrice sabbiosa.

Figura 13: Sondaggio S1. Box 3, profondità 10-15 metri.

Profondità tra 10 m e 15 m

La stratigrafia prosegue tra 10 m e 12,5 m con un aumento del numero di clasti, blocchi e frammenti (di colore grigio) per poi **intercettare ad una profondità di 12,5 m, fino ai 15 m di fondo foro, il substrato lapideo stratificato costituito da gneiss**. E' stato necessario, in tale passaggio, utilizzare molta acqua e sostituire la corona del carotiere con una diamantata per sopperire alla resistenza dell'ammasso roccioso.

Non è stata rilevata la presenza di acqua di falda per il sondaggio S1.

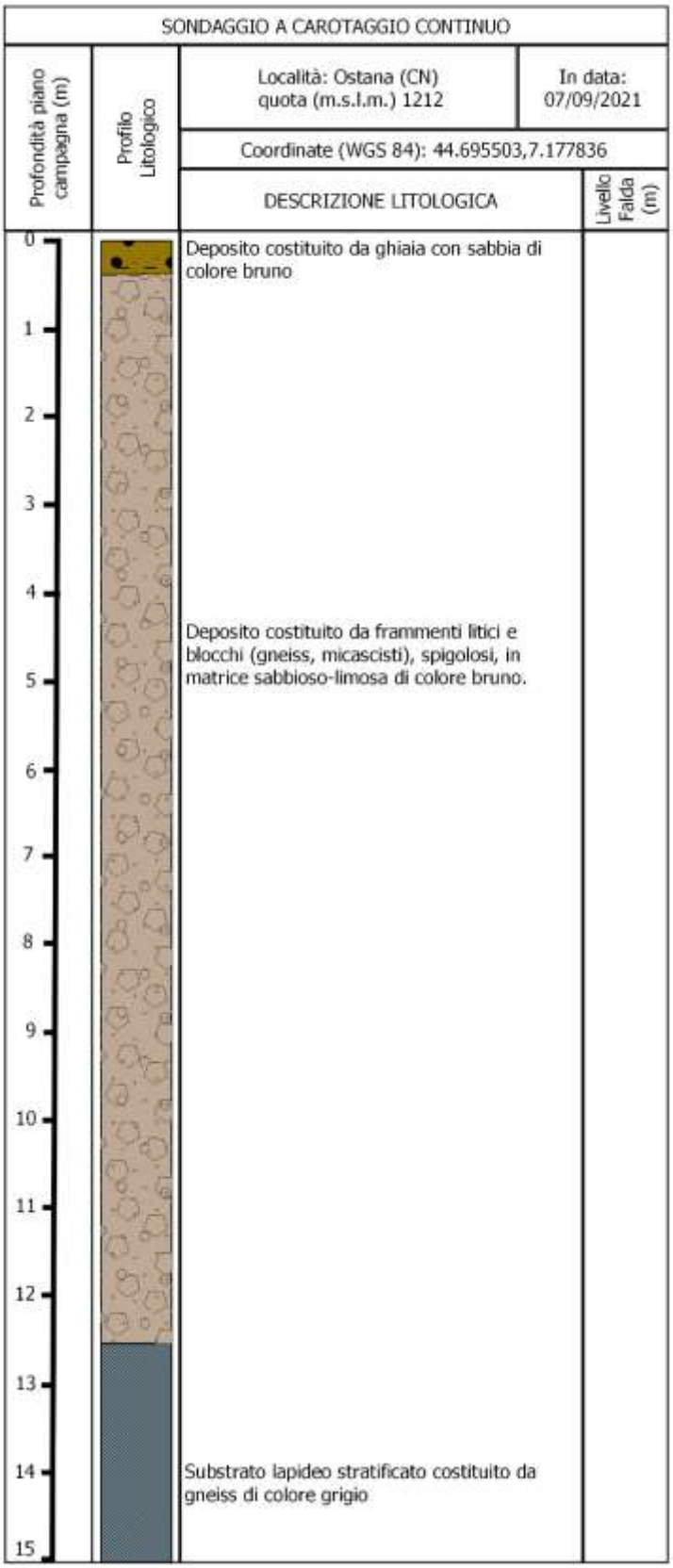


Figura 14: Colonna stratigrafica di riferimento ricavata dai campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo S1.

4.3.2 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO S2

Figura 15: Sondaggio S2. Box 1, profondità 0-5 metri.

Profondità tra p.c. e 5 m

Nella parte superiore (0-0,3 m) sono osservabili depositi scarsamente addensati costituiti da ghiaie sabbioso-limose con clasti, interpretati come terreno di riporto del sottofondo stradale (Fig. 15). **Da 0,7 a 2,5 m** i depositi sono costituiti da clasti e frammenti derivanti dalla diretta disgregazione del substrato ed in parte dalla disgregazione da parte del macchinario di blocchi e frammenti più grandi, in matrice prevalentemente sabbiosa. Tale deposito è interpretabile come un **accumulo di frana estremamente superficiale costituito da detriti**, clasti e blocchi in una matrice sabbioso-limosa. **Da 2,5 a 5 m è stato intercettato il substrato lapideo** stratificato costituito da gneiss. La perforazione qui è avvenuta a secco.

Non è stata rilevata la presenza di acqua di falda per il sondaggio S2.

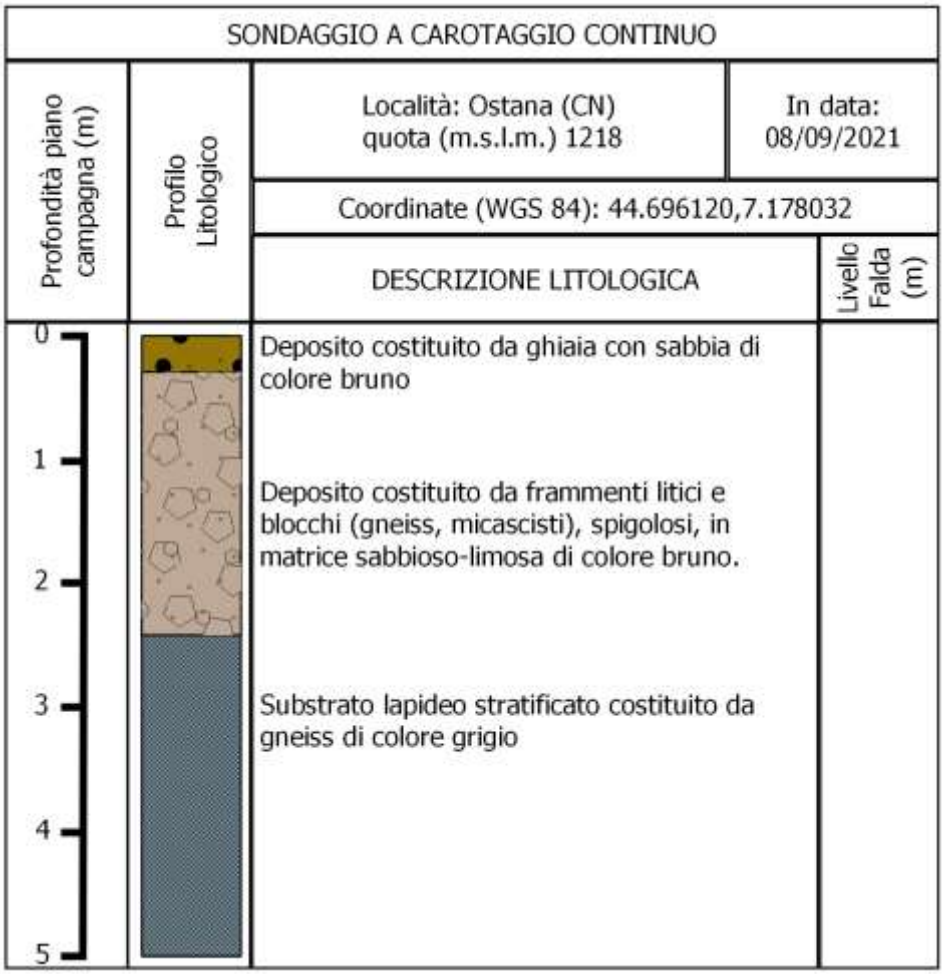


Figura 16: Colonna stratigrafica di riferimento ricavata dai campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo S2.

4.3.3 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO S3

Figura 17: Sondaggio S3. Box 1, profondità 0-5 metri.

Profondità tra p.c. e 5 m

Nella parte superiore (0-0,3 m) sono osservabili depositi scarsamente addensati costituiti da ghiaie sabbioso-limose con clasti, interpretati come terreno di riporto del sottofondo stradale (Fig. 17). **Da 0,3 a 5 m i depositi sono costituiti da clasti** e frammenti derivanti in parte dalla disgregazione da parte del macchinario di blocchi e frammenti più grandi, in matrice prevalentemente sabbiosa, debolmente limosa. **Tale deposito è interpretato come un accumulo di frana costituito da detriti,** clasti e blocchi in una matrice sabbioso-limosa. La colorazione del deposito qui è prevalentemente bruna, con un maggior contenuto di matrice.

Figura 18: Sondaggio S1. Box 2, profondità 5-10 metri.

Profondità tra 5 e 9 m

Da 5 a 6,60 m i depositi rimangono pressochè invariati **mentre a partire da 6,60 m si può notare dall'immagine un passaggio netto al substrato lapideo** stratificato costituito da gneiss di colore grigio. A partire da 7 m sono stati utilizzati fluidi di perforazione (acqua) per l'avanzamento del sondaggio.

Non è stata rilevata la presenza di acqua di falda per il sondaggio S3.

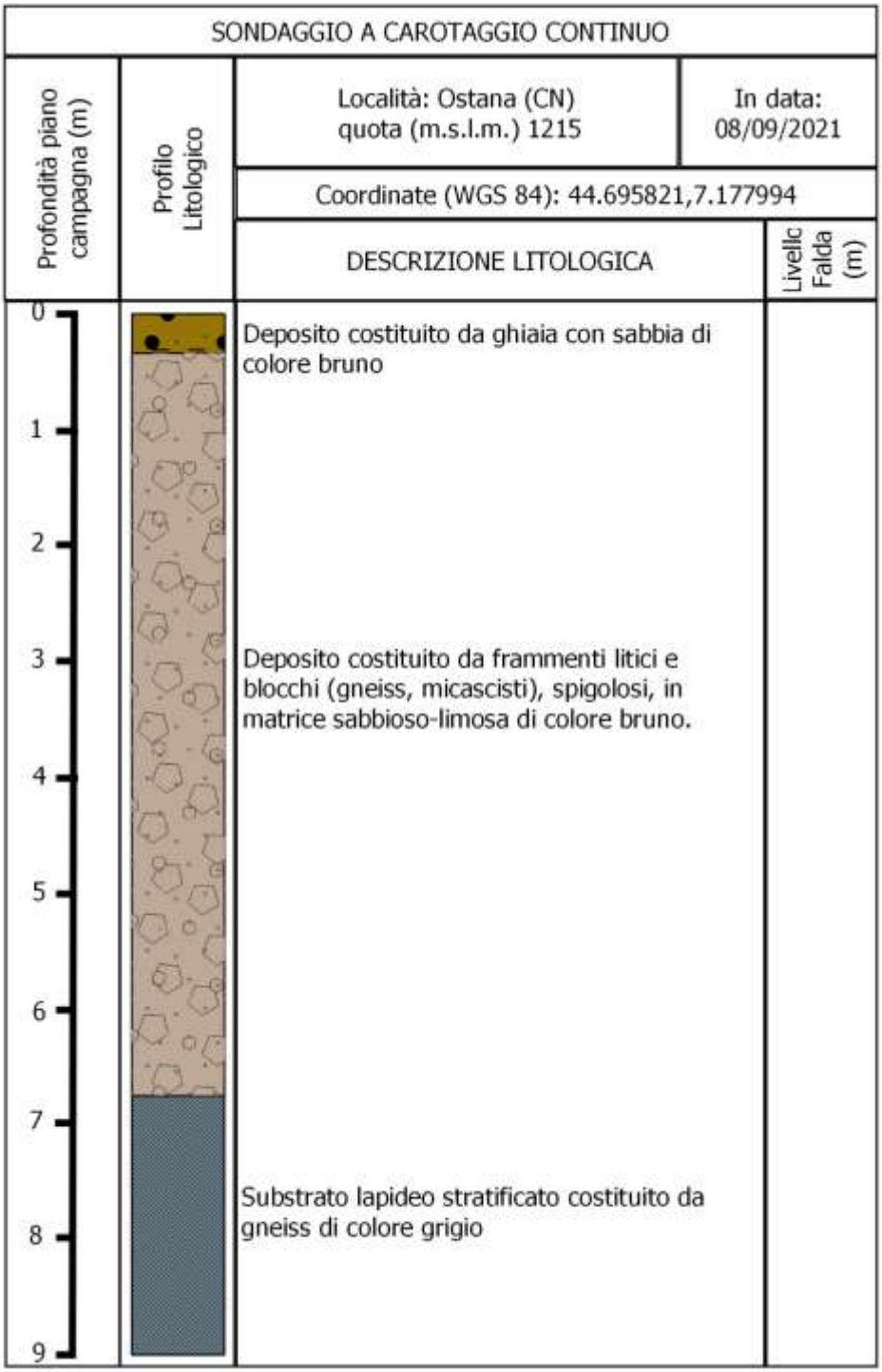


Figura 19: Colonna stratigrafica di riferimento ricavata dai campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo S3.

4.3.4 SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO S4

Figura 20: Sondaggio S4. Box 1, profondità 0-5 metri.

Profondità tra p.c. e 5 m

Nella parte superiore (0-0,3 m) sono osservabili depositi scarsamente addensati costituiti da ghiaie sabbioso-limose con clasti, interpretati come terreno di riporto del sottofondo stradale (Fig. 20). **Da 0,3 a 2 m i depositi sono costituiti da clasti** e frammenti derivanti dalla diretta disgregazione del substrato ed in parte dalla disgregazione da parte del macchinario di blocchi e frammenti più grandi, in matrice prevalentemente sabbiosa. **Tale deposito è interpretato come un accumulo di frana estremamente superficiale costituito da detriti**, clasti e blocchi in una matrice sabbioso-limosa. **Da 2 a 5 m è stato intercettato il substrato lapideo** stratificato costituito da gneiss. La perforazione qui è avvenuta a secco.

Non è stata rilevata la presenza di acqua di falda per il sondaggio S4.

Come si può notare dalle figure qui le carote di rocce risultano più integre e meno fratturate, indicando una maggior qualità dell'ammasso roccioso attraversato.

Figura 21: Particolare di un campione posto a 2,5 m di profondità del box 1, S4.

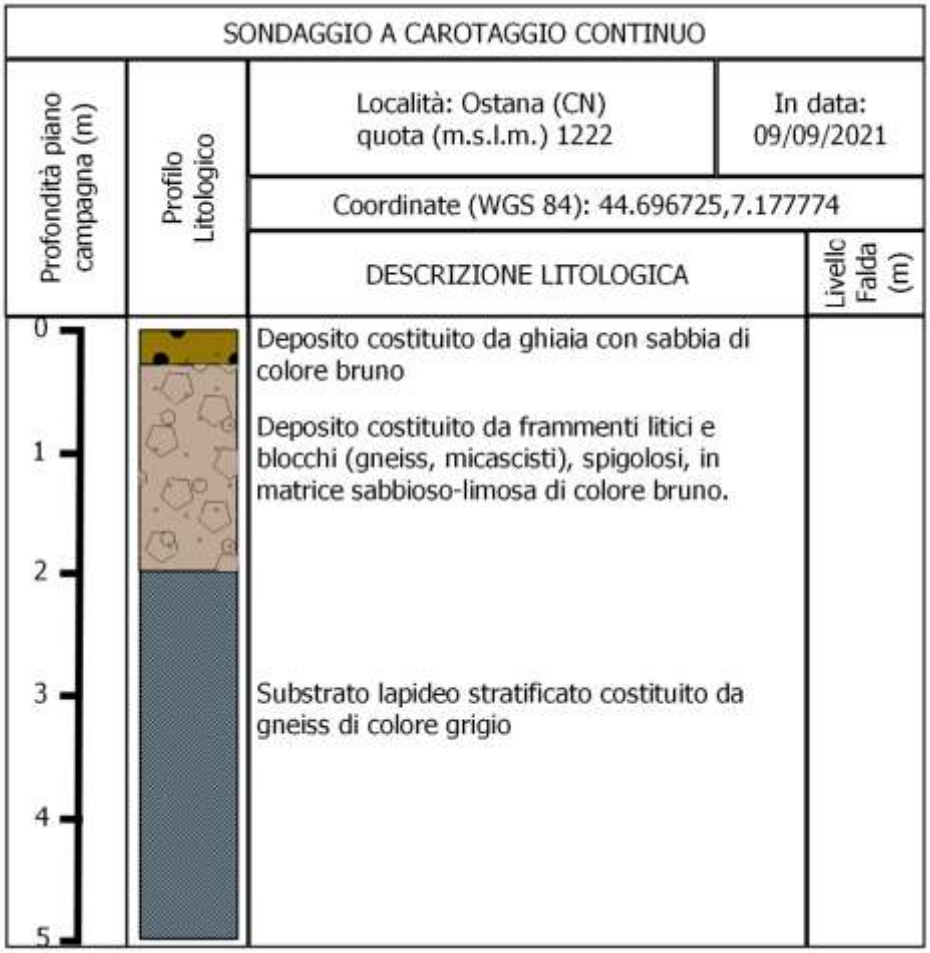


Figura 22: Colonna stratigrafica di riferimento ricavata dai campioni prelevati dal sondaggio a carotaggio continuo S4.

4.4 RISULTATI E COMMENTI ALLA STRATIGRAFIA

Tramite i campioni prelevati è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica dei quattro sondaggi a carotaggio continuo (S1-S2-S3-S4).

In conclusione si può affermare che:

Tralasciando i depositi costituiti da riporto per il sottofondo stradale (da p.c. a 0,3-0,5 m di profondità), il deposito principale è costituito da clasti, blocchi e frammenti spigolosi di colore grigio azzurro (prevalenti gneiss e subordinati micascisti) in una matrice prevalentemente sabbiosa, debolmente limosa di colore bruno. La struttura del deposito è a supporto di clasti, con la presenza di blocchi di dimensioni anche pluridecimetriche sino a metriche in certi casi. La litologia dei clasti è del tutto similare a quella del substrato lapideo in posto (prevalenti gneiss, micascisti e minor quarzomicascisti), a confermarne l'ovvia provenienza.

Tramite l'esecuzione dei 4 sondaggi geognostici **è stato possibile ricostruire un profilo indicativo con identificato il limite basale dell'accumulo**. Si può notare dalla figura come **l'accumulo cresca in potenza verso il sondaggio S1**, in particolare, senza contare il terreno di riporto del sottofondo stradale, da S4 a S1 lungo la strada:

- 12,5 m nel sondaggio S1
- 6,8 m nel sondaggio S3
- 2,5 m nel sondaggio S2
- 2 m nel sondaggio S4

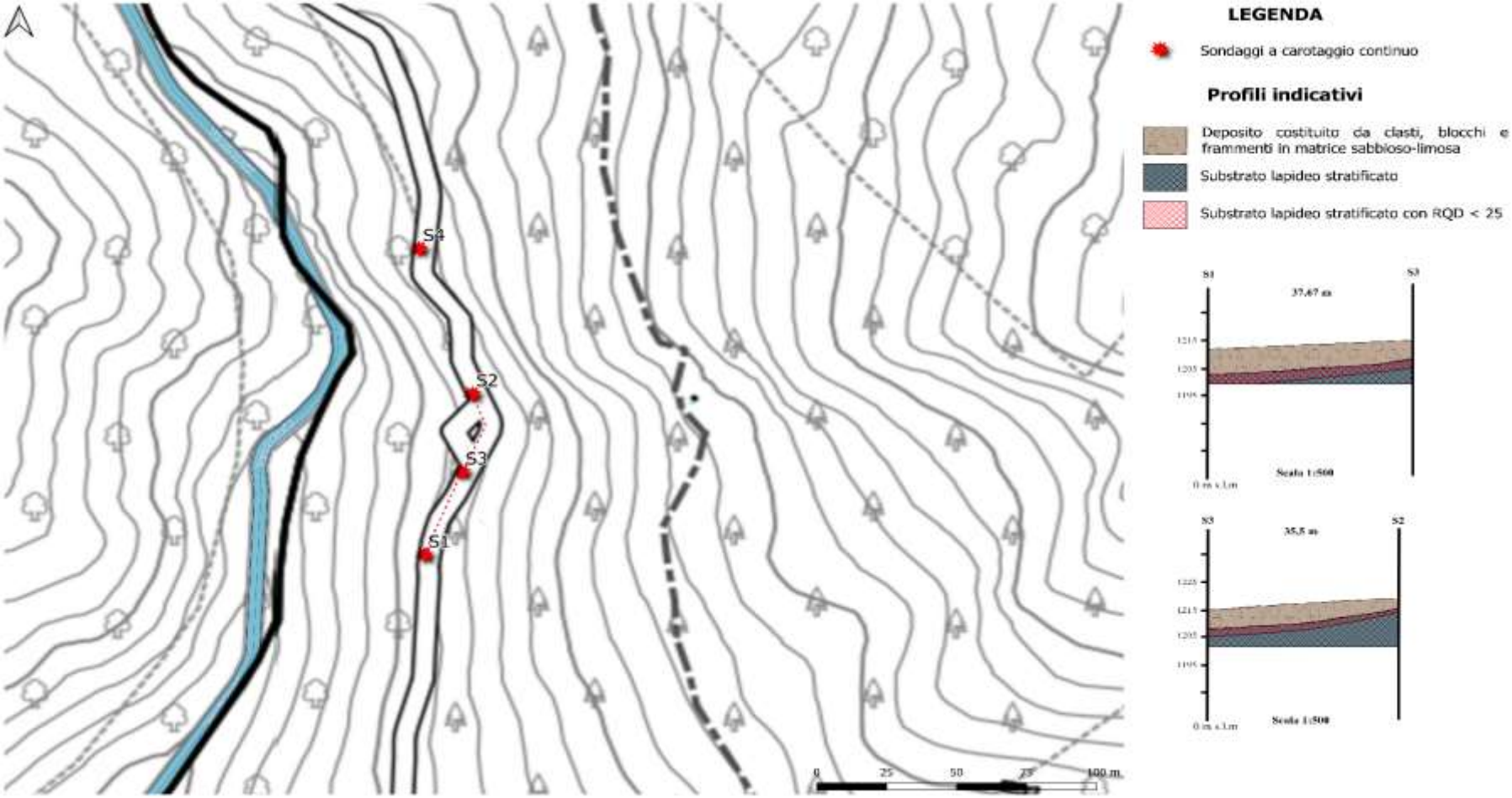


Figura 23: Stralcio con ubicazione dei sondaggi geognostici e profili indicativi S1/S3 – S3/S2 (Modello Geologico).

Le valutazioni in termini di Rock Quality Designation (RQD), nello specifico per il sondaggio S2, sono da ritenersi mediocri e non scadenti, poiché nonostante gli spezzoni di carota > 10 cm sulla lunghezza totale siano pochi o nulli, il sondaggio è stato effettuato in buona parte, se non totalmente, a secco, pertanto il grado di fratturazione è derivante anche e soprattutto dalla tecnica di perforazione.

In tutti e quattro i sondaggi non è stata riscontrata la presenza di acqua di falda o infiltrazioni tra l'accumulo e il substrato lapideo. Si presume pertanto che solo in caso di eventi metereologici di forte entità, le acque di ruscellamento superficiale possano permeare all'interno dell'accumulo costituito da depositi a permeabilità medio-alta, per poi accumularsi all'interfaccia con il substrato lapideo impermeabile o debolmente permeabile per fratturazione. Tale fenomeno incrementa le forze agenti al movimento dell'accumulo, oltre a diminuire le forze resistenti.

In conclusione, tramite l'esecuzione dei 4 sondaggi geognostici è stato possibile ricostruire un **modello geologico** indicativo con **identificato il limite basale dell'accumulo.** Si può notare dalla figura come l'accumulo cresca in potenza verso il sondaggio S1, in particolare, senza contare il terreno di riporto del sottofondo stradale, da S4 a S1 lungo la strada:

- 12,5 m nel sondaggio S1
- 6,8 m nel sondaggio S3
- 2,5 m nel sondaggio S2
- 2 m nel sondaggio S4

Si può inoltre notare dalle immagini come il **substrato lapideo migliori in qualità** (minor grado di fratturazione) **da S a N**, con il sondaggio S4 che ha riscontrato il substrato qualitativamente migliore (carote poco fratturate). In termini di Rock Quality Designation (RQD), ovvero la percentuale di spezzoni di carota più lunghi di 10 cm sulla lunghezza totale, si passa da una RQD<25, scadente, misurata in particolare all'interno dei sondaggi S1 e S3, per arrivare ad un RQD > 75 rilevato nel sondaggio S4 (vedi immagini allegate).

5. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DELL'AMMASSO ROCCIOSO

L'ammasso roccioso è l'insieme della matrice rocciosa, intesa come materiale roccioso privo di discontinuità, e delle discontinuità, quali piani di stratificazione o di laminazione, piani di scistosità, faglie, discordanze o fratture. La principale metodologia per indagare l'ammasso roccioso **è il rilievo geomeccanico tramite la "Scan line"** o "rilievo su superficie affiorante", come previsto dalle norme ISRM (1975 e successive integrazioni). Il metodo consiste nel realizzare alcune **stazioni di rilevamento geostrutturale su affioramenti** adeguatamente estesi nelle due dimensioni, dove vengono raccolte le caratteristiche delle discontinuità per poter ricostruire un modello dell'assetto geomeccanico. Sono state raccolte le principali caratteristiche delle discontinuità, quali:

- Giacitura: espressa come inclinazione e direzione dell'immersione, tramite bussola di Clar (*dip, dip direction*).
- Tipo: strato, scistosità, *joint*, faglia.
- Spaziatura: distanza tra due discontinuità appartenenti alla stessa famiglia.
- Persistenza: corrisponde all'estensione del piano di discontinuità. Vista la difficoltà di definire l'estensione nelle due dimensioni è stata determinata misurando la lunghezza della traccia del piano sull'affioramento.
- Scabrezza: rappresenta il grado di irregolarità della superficie sia a scala millimetrica (rugosità) che decimetrica/metrica (ondulazione), è stata definita qualitativamente.
- Apertura: è la distanza in millimetri tra le pareti del giunto.
- Riempimento: materiale che riempie lo spazio tra le due pareti della discontinuità.

5.1 RILIEVI GEOSTRUTTURALI

In conformità a quanto richiesto dal D.M. 17/01/2018 è stata eseguita sul versante in frana **un'analisi strutturale** finalizzata alla determinazione, con valore statistico, **del volume roccioso unitario di progetto utilizzato nelle simulazioni di impatto con le barriere (vedi allegati),** in grado di distaccarsi dal pendio sovrastante la strada comunale, a monte del sito in cui si intende installare ulteriori 3 barriere paramassi oltre alle esistenti. Nel seguito vengono sinteticamente esposti i risultati di tale analisi. Si precisa in ogni caso che il rilievo è stato reso molto difficoltoso dalla morfologia del luogo, particolarmente impervio e da affioramenti non particolarmente estesi che non hanno permesso una caratterizzazione ottimale. A causa di tale incertezza nella determinazione del blocco di progetto si è deciso di adottare un coefficiente di sicurezza.

Come già riscontrato durante precedenti rilievi geostrutturali, si possono riconoscere essenzialmente tre sistemi di discontinuità principali chiamate K1, K2 e K3.

Esistono poi ulteriori discontinuità casuali; si tratta però di discontinuità scarsamente persistenti, e normalmente con ambedue le terminazioni in roccia, che non influenzano la stabilità globale, ma possono dar vita a fenomeni di distacco localizzati. I tre sistemi precedentemente elencati hanno invece persistenza notevole: se ne possono infatti normalmente seguire le tracce per tutta l'altezza visibile della parete. La loro spaziatura è variabile, mentre i piani di discontinuità sono piani su grande scala, a piccola scala risultano essere rugosi.

Tutti e tre i sistemi rilevati hanno un'apertura variabile a seconda della distanza dalla superficie. Nelle zone più interne, le discontinuità sono normalmente chiuse od accostate. Nelle zone più prossime alla superficie, invece, l'apertura può arrivare anche ad alcuni centimetri (localmente anche oltre), con presenza, alcune volte, di un riempimento di materiale chiaramente proveniente dalla copertura vegetale. Nei 3 rilievi eseguiti (descritti di seguito) non è stata rilevata la presenza di acqua per i sistemi di discontinuità.

Sono stati inoltre stati misurati i valori di JRC con il **pettine di Barton** e di JCS con **il martello di Schmidt o sclerometro** per alcune fratture appartenenti alle famiglie di discontinuità.

I valori medi ricavati sono i seguenti:

JRC=5-7

JCS = 41-43 MPa

Per quanto riguarda il JCS, I valori sono stati ottenuti facendo per ogni discontinuità dieci letture e prendendo poi la media delle ultime otto; questo per tenere in considerazione che le letture iniziali potrebbero essere falsate dalla eventuale alterazione superficiale della roccia.

Un criterio di resistenza compatibile con i dati a disposizione risulta essere sicuramente quello di Barton, secondo cui:

$$\tau = \sigma_n tan\left[\varphi_r + JRC * Log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right]$$

Dove

τ = resistenza al taglio, σ_n= sforzo normale applicato, ϕ_r= angolo di attrito residuo

L'equazione sopra indicata costituisce un criterio di resistenza al taglio su discontinuità preesistente in condizioni di picco ed è identificabile, in un sistema di assi cartesiani, con una retta passante per l'origine. Il termine in parentesi quadra, rappresentante l'angolo di attrito di picco ϕ_p. e costituito da due addendi, il primo dei quali rappresenta l'angolo di attrito residuo ϕ_r mentre il secondo, definito angolo di “dilatanza”, è funzione della componente normale, rispetto alla discontinuità, dello spostamento. Nel caso in cui si voglia tenere conto della resistenza al taglio in condizioni residue (cioè a movimento avvenuto) il secondo termine va posto uguale a zero.

Il valore di resistenza al taglio ottenuta da tale criterio di resistenza tramite i valori di JCS e JRC ricavati sperimentalmente e considerando un carico di roccia stimato di 10 m vale = 0,27 MPa.

Nel dimensionamento degli ancoraggi delle barriere paramassi si deve assumere un valore di resistenza al taglio pari a 0,4 MPa. Tale valore più elevato, che apparentemente parrebbe sopravvalutare la resistenza della roccia, è in realtà giustificato dal fatto che il criterio di resistenza di Barton é valido per discontinuità completamente persistenti e in questo modo non tiene in considerazione la resistenza dei ponti di roccia come nel caso di giunti non particolarmente persistenti, come nel nostro caso. La bontà del valore assunto é inoltre confermata da dati di

bibliografia (vedi Littlejohn G.S. Bruce DA. (1976) - Rock anchors, state of the art, Foundations Publications Ltd).

La **dimensione dei blocchi** è un indicatore estremamente importante del comportamento della massa rocciosa, specie in un caso come questo in cui il problema da affrontare è il distacco di volumi rocciosi dalla parete. Le misure dei blocchi sono determinate dalla spaziatura delle discontinuità dal numero di sistemi presenti e dalla persistenza delle discontinuità che delimitano i blocchi potenziali: Il numero dei sistemi di discontinuità ed il loro orientamento determinano la geometria e la forma dei blocchi. La dimensione dei blocchi è stata inoltre verificata con l'osservazione statistica del detrito sottostante le nicchie di distacco. Il valore maggiormente rappresentativo è quantificabile in circa 1 m^3.

Per classificare geomeccanicamente l'ammasso roccioso è stata utilizzata la ***Rock Mass Rating* di Beniawsky** (RMR, 1973), la quale prevede la valutazione di cinque parametri:

- R1: resistenza del materiale intatto
- R2: spaziatura
- R3: *Rock Quality Designation* (RQD)
- R4: condizioni delle discontinuità
- R5: condizioni idrauliche

Tali parametri possono essere considerati in una descrizione complessiva delle condizioni generali delle discontinuità o possono essere valutati singolarmente.

Valutandoli singolarmente, ad ognuno di questi parametri viene assegnato dall'operatore un punteggio, il quale verrà infine sommato per ottenere un valore di RMR base, indicativo della qualità dell'ammasso roccioso.

Sono stati eseguiti in totale 3 rilievi geomeccanici tramite "Scan line" o "rilievo su superficie affiorante", come previsto dalle norme ISRM (1975 e successive integrazioni). **I valori ottenuti dalla parametrizzazione RMR per i rilievi geomeccanici eseguiti nel 2022 (Fig. 24), sono confrontabili con i risultati assegnati nelle relazioni geotecniche prodotte in precedenza.**

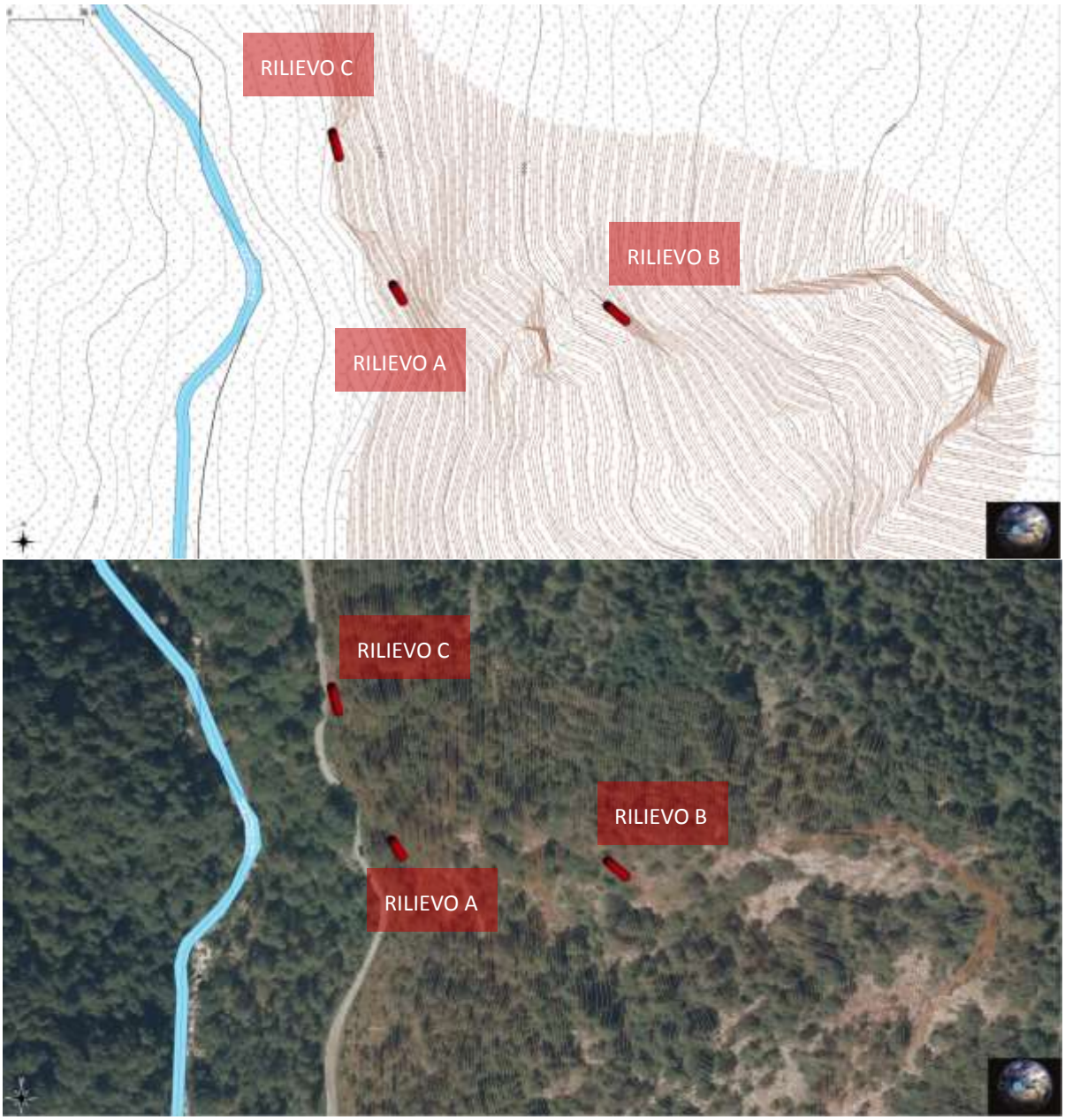


Figura 24: Ubicazione dei rilievi geostrutturali effettuati su base BDTRE2021 e ORTOFOTOAGEA2018

5.1 VALUTAZIONE RMR - RILIEVO A

5.1.1 R1: RESISTENZA DEL MATERIALE INTATTO

Calcolo della resistenza a compressione semplice (UCS)

La resistenza a compressione delle rocce può essere valutata con metodi diretti o indiretti. I metodi diretti, come la prova di compressione uniassiale, permettono di ottenere direttamente il valore di UCS, **i metodi indiretti invece si basano sul calcolo di un indice (R per il martello di Schmidt)** che è correlabile alla resistenza a compressione semplice attraverso relazioni empiriche.

Per i rilievi è stato utilizzato quest'ultimo metodo, valutando la resistenza a compressione a partire dall'indice R del martello di Schmidt misurato in affioramento.

Martello di Schmidt

Il martello di Schmidt consente di stimare la resistenza a compressione della roccia in modo non distruttivo e veloce, in laboratorio su campioni di dimensioni adeguate o in campagna direttamente sull'affioramento. Esso è costituito da un corpo cilindrico, una massa battente di acciaio azionata da una molla, e un'asta di percussione che fuoriesce da un'estremità dello strumento. Posizionando l'asta di percussione a contatto con il materiale che si vuole indagare e perpendicolarmente ad esso, si spinge il corpo dello strumento contro la roccia e l'asta entra al suo interno caricando la molla. Quando l'asta sarà totalmente entrata, una massa viene automaticamente liberata colpendo l'asta stessa, la quale, essendo posta direttamente a contatto con il materiale, provocherà un contraccolpo sulla massa tanto maggiore quanto più alta è la resistenza del materiale con cui è a contatto; l'entità del rimbalzo di contraccolpo è misurata attraverso un indice leggibile su una scala graduata situata sul fianco dello strumento.

L'indice che compare sulla scala graduata si riferisce al massimo valore del rimbalzo della massa, e corrisponde all'indice "r" se la misura è condotta su roccia allo stato naturale o all'indice "R" (*rebound number* o *rebound strength*) se è realizzata su una superficie pulita dall'alterazione superficiale con una pietra smeriglio.

Risultati

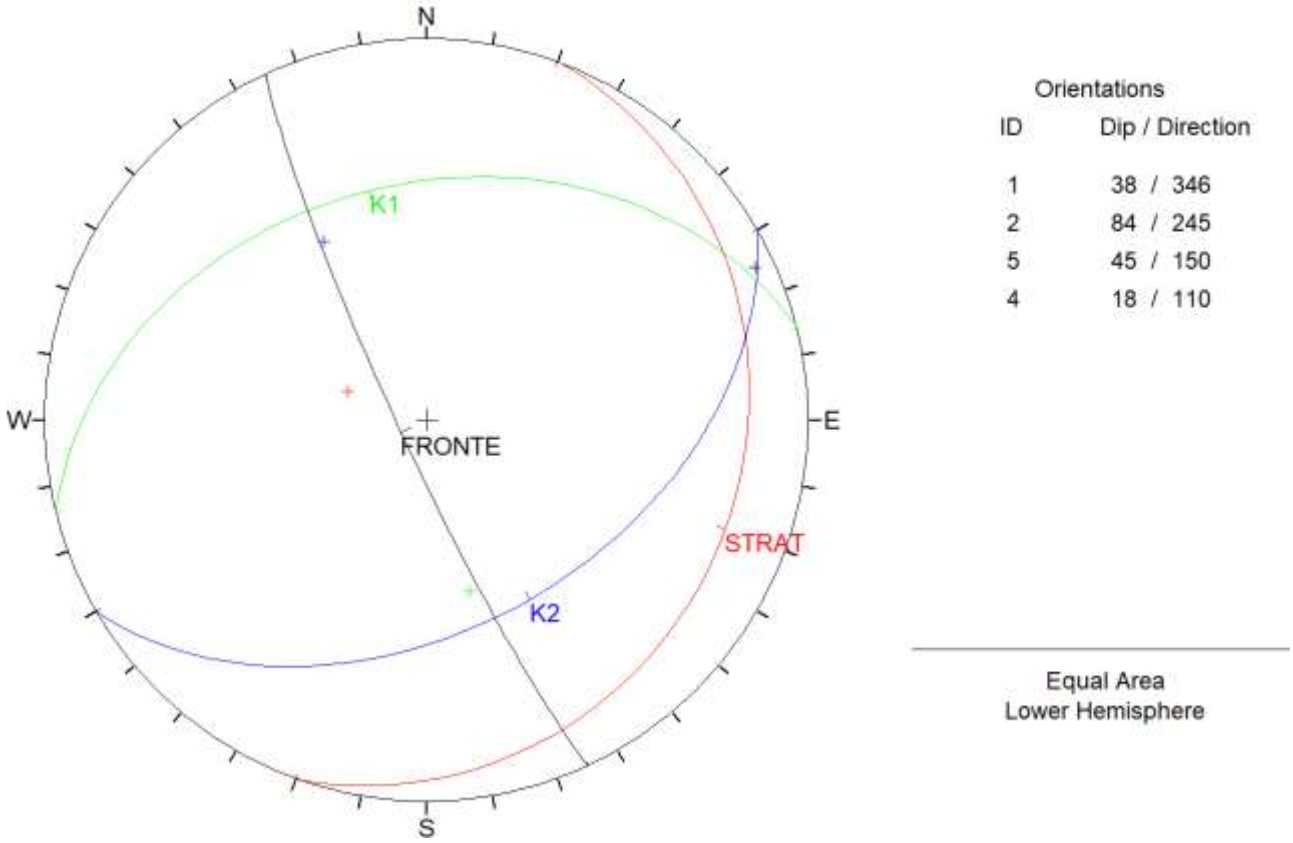
La Resistenza a compressione della roccia intatta è stata misurata **attraverso l'uso del martello di Schmidt su superficie levigata** con pietra smeriglio con una serie di 12 misure corrette in funzione dell'orientazione del martello, **con un valore di rimbalzo medio R di 41.**

Dopo aver scartato i due valori massimi e minimi di σc ottenuti, è stato calcolato un valore medio pari a 94.25 MPa; essendo tale valore compreso nel range tra 50 e 100 MPa è stato assegnato dall'operatore un punteggio **pari a 7 al parametro R1.**

5.1.2 R2: SPAZIATURA

Mediante l'ausilio di un programma *dedicato* sono stati utilizzati i dati ottenuti dal rilievo geostrutturale (valori di dip e dip direction delle discontinuità) e tramite la rappresentazione di questi su di **uno stereogramma virtuale** (Fig. 25), si sono potuti individuare 3 sistemi di discontinuità principali, in accordo con le conclusioni dei precedenti rilievi geostrutturali (Dott. Ing. Fabio Bertorello 2013) k1, k2, e k3.

Il programma consente di rappresentare su **stereogrammi equiareali** (di Schmidt) i poli e i piani rappresentativi delle discontinuità rilevate e di individuare con criteri statistici, tramite il tracciamento di linee isodensità dei poli, i sistemi presenti nella massa. **Di tali sistemi sono inoltre individuati "centroidi" la cui giacitura è rappresentativa di ciascun sistema ed è quella che viene utilizzata nelle successive analisi di stabilità.**



k1= 346/38° k2=150/45° k3= 110/18°

Figura 25: Proiezione stereografica equiareale in emisfero inferiore; vengono individuati tre sistemi principali di discontinuità k1, k2, k3. Non vengono rappresentate, ma ci sono anche fratture sporadiche continue con immersione prevalentemente a 270-300 ad alto angolo 60-70°. La ciclografica di colore nero rappresenta il fronte, la cui giacitura corrisponde a ≈ 245/84°.

La spaziatura totale è stata calcolata successivamente in modo tale da ottenere un valore numerico per il parametro **R2**; essendo il valore minimo riscontrato compreso tra 0.1-0.4 m, è stato assegnato un punteggio pari a **8.**

Tramite i valori di spaziatura corretta ricavati per i diversi sistemi, è stato calcolato un valore di Jv (numero di discontinuità per unità di volume), grazie al quale, tramite la relazione di Hudson&Priest (1981), è stato possibile valutare il "Rock Quality Designation" (RQD) dell'ammasso roccioso:

$$Jv = 1/S_1+1/S_2+1/S_3 \approx \mathbf{12\ joints/m^3}$$

Conoscendo il numero di discontinuità che interessano il volume dell'ammasso (Jv) è possibile **stimare il volume approssimativo dei blocchi potenzialmente soggetti a instabilità.** In questo caso i blocchi sono di **dimensioni medio-piccole.**

5.1.3 R3: RQD

L'RQD è stato calcolato mediante una relazione utilizzata per un Jv che risulti > 4,5 ovvero:

*RQD= 115 – 3.3*Jv=* **75.4**

Questo risultato, è compreso cautelativamente nel range RQD = 50-75%, ha permesso di stabilire che l'ammasso roccioso è di media qualità ed è quindi stato attribuito un valore numerico pari a **13** al parametro **R3**.

5.1.4 R4: CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITÀ

Le generali condizione delle discontinuità sono considerate poco scabre, in prevalenza chiuse < 0.1mm. Nelle zone più interne, le discontinuità sono normalmente chiuse od accostate. Nelle zone più prossime alla superficie, invece, l'apertura può arrivare anche ad alcuni centimetri, con presenza, alcune volte, di un riempimento di materiale chiaramente proveniente dalla copertura vegetale. Le pareti risultano poco alterate e caratterizzate da una persistenza compresa tra 1-3/3-10 m. Sulla base di queste caratteristiche è stato assegnato un **valore numerico pari a 20 al parametro R4.**

5.1.5 R5: CONDIZIONI IDRAULICHE

Le condizioni idrauliche sono state **valutate visivamente,** considerando solamente la presenza o meno di acqua sulla superficie dei giunti. Non si sono riscontrate emergenze di acqua nella massa rocciosa, pertanto **il parametro R5 associato assume un valore pari a 15**.

5.1.6 RISULTATI E VALUTAZIONE RMR

In seguito all'elaborazioni dei dati e ai calcoli effettuati sulla base dei parametri in gioco, è stato possibile definire un **RMR base** pari a:

RMRbase = R1+R2+R3+R4+R5 = 7 + 13 + 8 + 20 + 15 **= 63**

Questo ha permesso, tralasciando la determinazione del parametro R6, mediante correlazioni empiriche, di ricavare una stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso:

$$\boldsymbol{\varphi} = 5 + 0{,}5 * RMR_{base} = \mathbf{36{,}5°}$$

$$\boldsymbol{c} = RMR_{base} * 0{,}005 = \mathbf{0{,}315\ MPa}$$

5.2 VALUTAZIONE RMR - RILIEVO B

5.2.1 R1: RESISTENZA DEL MATERIALE INTATTO

Calcolo della resistenza a compressione semplice (UCS)

Martello di Schmidt

L'indice che compare sulla scala graduata si riferisce al massimo valore del rimbalzo della massa, e corrisponde all'indice "r" se la misura è condotta su roccia allo stato naturale o all'indice "R" (*rebound number* o *rebound strength*) se è realizzata su una superficie pulita dall'alterazione superficiale con una pietra smeriglio.

Risultati

La Resistenza a compressione della roccia intatta è stata misurata attraverso l'uso del martello di Schmidt su superficie levigata con pietra smeriglio con una serie di 12 misure corrette in funzione dell'orientazione del martello, **con un valore medio di rimbalzo R di 39.**

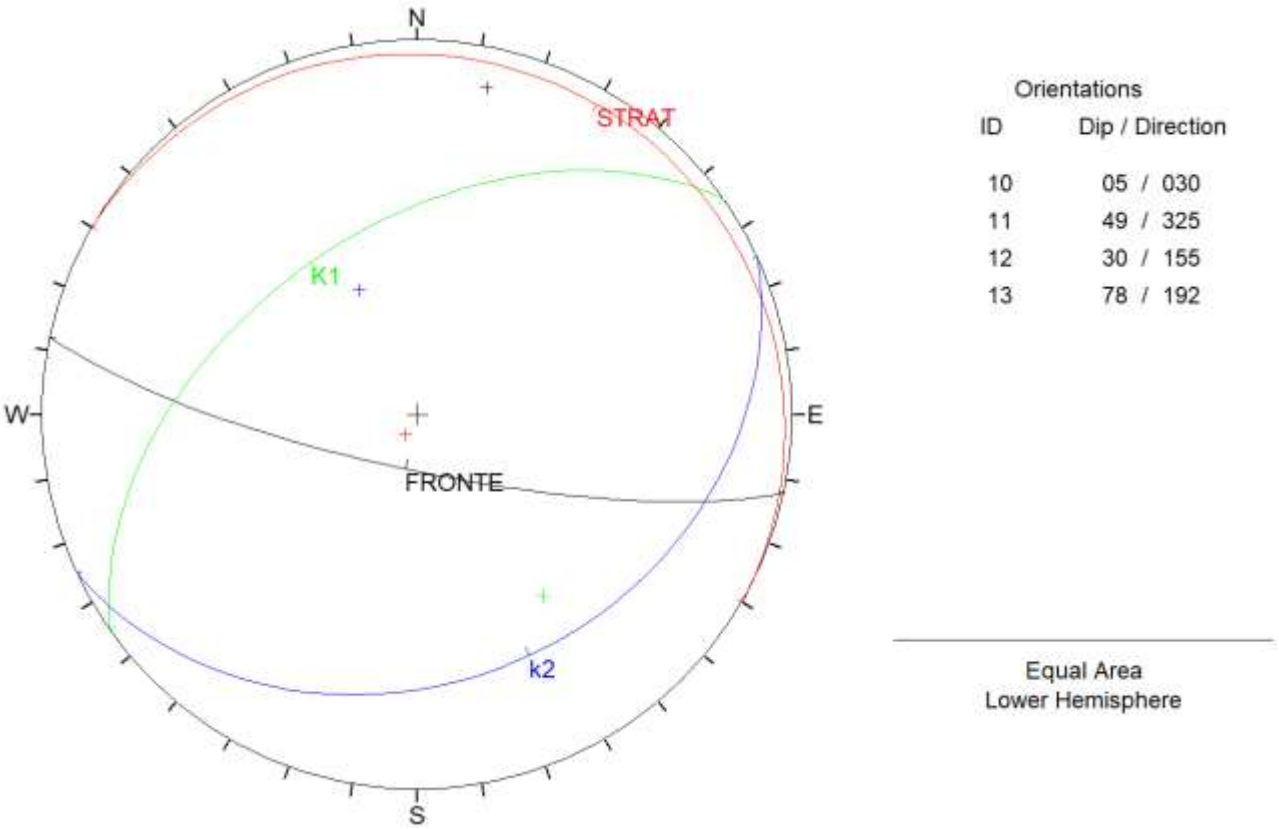
Dopo aver scartato i due valori massimi e minimi di σc ottenuti, è stato calcolato un valore medio pari a 88 MPa; essendo tale valore interno al range compreso tra 50 e 100 MPa è stato assegnato dall'operatore cautelativamente **un punteggio pari a 7 al parametro R1.**

5.2.2 R2: SPAZIATURA

Mediante l'ausilio di un programma *dedicato* sono stati utilizzati i dati ottenuti dal rilievo geostrutturale (valori di dip e dip direction delle discontinuità) e tramite la rappresentazione di questi su di **uno stereogramma virtuale** (Fig. 26), si sono potuti individuare 3 sistemi di discontinuità principali, in accordo con i precedenti rilievi geostrutturali (Dott. Ing. Fabio Bertorello-2013) k1, k2, e k3.

Il programma consente di rappresentare su **stereogrammi equiareali** (di Schmidt) i poli e i piani rappresentativi delle discontinuità rilevate e di individuare con criteri statistici, tramite il tracciamento di linee isodensità dei poli, i sistemi presenti nella massa. **Di tali sistemi sono inoltre**

individuati "centroidi" la cui giacitura è rappresentativa di ciascun sistema ed è quella che viene utilizzata nelle successive analisi di stabilità.



k1= 49/325° k2= 30/155° k3= 30/5°

Figura 26: Proiezione stereografica equiareale in emisfero inferiore; vengono individuati tre sistemi principali di discontinuità k1, k2, k3. Non vengono rappresentate, ma ci sono anche fratture sporadiche continue con immersione prevalentemente a 270-300 ad alto angolo 60-70°. La ciclografica di colore nero rappresenta il fronte, la cui giacitura corrisponde a ≈ 192/78°.

La spaziatura totale è stata calcolata successivamente in modo tale da ottenere un valore numerico per il parametro **R2**; essendo il valore minimo riscontrato compreso tra 0.1-0.4 m, è stato assegnato un punteggio pari a **8.**

Tramite i valori di spaziatura corretta ricavati per i diversi sistemi, è stato calcolato un valore di Jv (numero di discontinuità per unità di volume), grazie al quale, tramite la relazione di Hudson &Priest (1981), è stato possibile valutare il "Rock Quality Designation" (RQD) dell'ammasso roccioso:

$$Jv = 1/S_1+1/S_2+1/S_3 = \mathbf{12\ joints/m^3}$$

Conoscendo il numero di discontinuità che interessano il volume dell'ammasso (Jv) è possibile stimare il volume approssimativo dei blocchi potenzialmente soggetti a instabilità. in questo caso i blocchi sono di dimensioni medio-piccole.

5.2.3 R3: RQD

L'RQD è stato calcolato mediante una relazione utilizzata per un Jv che risulti > 4,5 ovvero:

$$RQD= 115 - 3.3*Jv= \mathbf{75.4}$$

Questo risultato, è compreso cautelativamente nel range RQD = 50-75%, ha permesso di stabilire che l'ammasso roccioso è di medio-buona qualità ed è quindi stato attribuito un valore numerico pari a **13** al parametro **R3**.

5.2.4 R4: CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITÀ

Le generali condizione delle discontinuità sono considerate poco scabre, in prevalenza chiuse < 0.1mm. Nelle zone più interne, le discontinuità sono normalmente chiuse od accostate. Nelle zone più prossime alla superficie, invece, l'apertura può arrivare anche ad alcuni centimetri, con presenza, alcune volte, di un riempimento di materiale chiaramente proveniente dalla copertura vegetale. Le pareti risultano poco alterate e caratterizzate da una persistenza compresa tra 1-3/3-10 m. Sulla base di queste caratteristiche è stato assegnato un **valore numerico pari a 20 al parametro R4.**

5.2.5. R5: CONDIZIONI IDRAULICHE

Le condizioni idrauliche sono **state valutate visivamente**, considerando solamente la presenza o meno di acqua sulla superficie dei giunti. Non si sono riscontrate emergenze di acqua nella massa rocciosa, pertanto il parametro **R5** associato assume un valore pari a **15**.

5.2.6 RISULTATI E VALUTAZIONE RMR

In seguito all'elaborazioni dei dati e ai calcoli effettuati sulla base dei parametri in gioco, è stato possibile definire un **RMR base** pari a:

RMRbase = R1+R2+R3+R4+R5 = 7 + 13 + 8 + 20 + 15 **= 63**

Questo ha permesso, tralasciando la determinazione del parametro R6, mediante correlazioni empiriche, di ricavare una stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso:

$$\boldsymbol{\varphi} = 5 + 0{,}5 * RMR_{base} = \mathbf{36{,}5°}$$

$$\boldsymbol{c} = RMR_{base} * 0{,}005 = \mathbf{0{,}315\ MPa}$$

5.3 VALUTAZIONE RMR - RILIEVO C

5.3.1 R1: RESISTENZA DEL MATERIALE INTATTO

Calcolo della resistenza a compressione semplice (UCS)

Martello di Schmidt

Il martello di Schmidt consente di stimare la resistenza a compressione della roccia in modo non distruttivo e veloce, in laboratorio su campioni di dimensioni adeguate o in campagna direttamente sull'affioramento.

L'indice che compare sulla scala graduata si riferisce al massimo valore del rimbalzo della massa, e corrisponde all'indice "r" se la misura è condotta su roccia allo stato naturale o all'indice "R" (*rebound number* o *rebound strength*) se è realizzata su una superficie pulita dall'alterazione superficiale con una pietra smeriglio.

Risultati

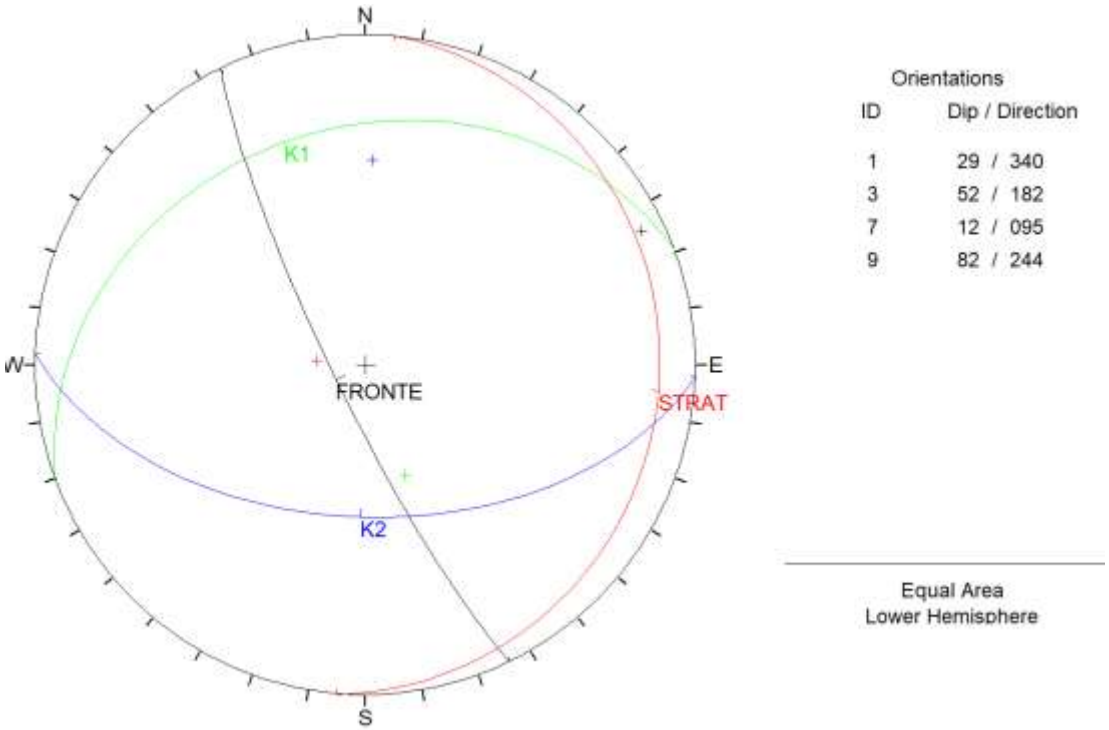
La Resistenza a compressione della roccia intatta è stata misurata attraverso l'uso del martello di Schmidt su superficie levigata con pietra smeriglio con una serie di 12 misure corrette in funzione dell'orientazione del martello, **con un valore medio di rimbalzo R di 44.03.**

Dopo aver scartato i due valori massimi e minimi di σc ottenuti, è stato calcolato un valore medio pari a 111 MPa; essendo tale valore di poco superiore al limite del range compreso tra 50 e 100 MPa è stato assegnato dall'operatore cautelativamente **un punteggio pari a 7 al parametro R1.**

5.3.2 R2: SPAZIATURA

Mediante l'ausilio di un programma *dedicato* sono stati utilizzati i dati ottenuti dal rilievo geostrutturale (valori di dip e dip direction delle discontinuità) e tramite la rappresentazione di questi su di **uno stereogramma virtuale** (Fig. 27), si sono potuti individuare 3 sistemi di discontinuità principali, in accordo con i precedenti rilievi geostrutturali (Dott. Ing. Fabio Bertorello-2013) k1, k2, e k3.

Il programma consente di rappresentare su **stereogrammi equiareali** (di Schmidt) i poli e i piani rappresentativi delle discontinuità rilevate e di individuare con criteri statistici, tramite il tracciamento di linee isodensità dei poli, i sistemi presenti nella massa. **Di tali sistemi sono inoltre individuati "centroidi" la cui giacitura è rappresentativa di ciascun sistema ed è quella che viene utilizzata nelle successive analisi di stabilità.**



k1= 340/29° k2= 182/52° k3= 95/12°

Figura 27: Proiezione stereografica equiareale in emisfero inferiore; vengono individuati tre sistemi principali di discontinuità k1, k2, k3. Non vengono rappresentate, ma ci sono anche fratture sporadiche continue con immersione prevalentemente a 330-360 ad alto angolo 60-70°. La ciclografica di colore nero rappresenta il fronte, la cui giacitura corrisponde a ≈ 244/82°.

La spaziatura totale è stata calcolata successivamente in modo tale da ottenere un valore numerico per il parametro **R2**; essendo il valore minimo riscontrato compreso tra 0.2-0.4 m, è stato assegnato un punteggio pari a **10.**

Tramite i valori di spaziatura corretta ricavati per i diversi sistemi, è stato calcolato un valore di Jv (numero di discontinuità per unità di volume), grazie al quale, tramite la relazione di

Hudson&Priest (1981), è stato possibile valutare il "Rock Quality Designation" (RQD) dell'ammasso roccioso:

$$Jv = 1/S_1+1/S_2+1/S_3 +1/S_4 = \mathbf{12\ joints/m^3}$$

Conoscendo il numero di discontinuità che interessano il volume dell'ammasso (Jv) è possibile stimare il volume approssimativo dei blocchi potenzialmente soggetti a instabilità. in questo caso i blocchi sono di dimensioni medio-piccole.

5.3.3 R3: RQD

L'RQD è stato calcolato mediante una relazione utilizzata per un Jv che risulti > 4,5 ovvero:

$$RQD= 115 – 3.3*Jv= \mathbf{75.4}$$

Questo risultato, è compreso cautelativamente nel range RQD = 50-75%, ha permesso di stabilire che l'ammasso roccioso è di medio-buona qualità ed è quindi stato attribuito un valore numerico pari a **13** al parametro **R3**.

5.3.4 R4: CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITÀ

Le generali condizione delle discontinuità sono considerate poco scabre, in prevalenza chiuse < 0.1mm. Nelle zone più interne, le discontinuità sono normalmente chiuse od accostate. Nelle zone più prossime alla superficie, invece, l'apertura può arrivare anche ad alcuni centimetri. Non si nota qui la presenza di materiale di riempimento. Le pareti risultano poco alterate e caratterizzate

da una persistenza compresa tra 1-3/3-10 m. Sulla base di queste caratteristiche è stato assegnato un **valore numerico pari a 20 al parametro R4.**

5.3.5. R5: CONDIZIONI IDRAULICHE

Le condizioni idrauliche sono **state valutate visivamente**, considerando solamente la presenza o meno di acqua sulla superficie dei giunti. Non si sono riscontrate emergenze di acqua nella massa rocciosa, pertanto il parametro **R5** associato assume un valore pari a **15**.

5.3.6 RISULTATI E VALUTAZIONE RMR

In seguito all'elaborazioni dei dati e ai calcoli effettuati sulla base dei parametri in gioco, è stato possibile definire un **RMR base** pari a:

RMRbase = R1+R2+R3+R4+R5 = 7 + 13 + 10 + 20 + 15 **= 65**

Questo ha permesso, tralasciando la determinazione del parametro R6, mediante correlazioni empiriche, di ricavare una stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso roccioso:

$$\boldsymbol{\varphi} = 5 + 0{,}5 * RMR_{base} = \mathbf{37{,}5°}$$

$$\boldsymbol{c} = RMR_{base} * 0{,}005 = \mathbf{0{,}325\ MPa}$$

5.4 CLASSIFICAZIONE DELL'A.R. SECONDO HOEK-BROWN

Il criterio di rottura di Hoek-Brown permette di stimare la resistenza degli ammassi rocciosi fratturati. Esso è applicabile solo agli ammassi molto fratturati, il cui comportamento è approssimabile ad isotropo poiché non è influenzato dalla singola discontinuità.

La classificazione più idonea per gli ammassi rocciosi trattati, tuttavia, rimane quella utilizzata nei capitoli precedenti, la *Rock Mass Rating* di Beniawsky, in quanto segue un approccio discontinuo, dove il comportamento dell'A.R. è regolato principalmente dalle discontinuità.

Il criterio di rottura di Hoek-Brown non è applicabile dove le dimensioni dei blocchi siano dello stesso ordine di grandezza della struttura analizzata o dove una famiglia di discontinuità prevalga sulle altre in termini di predisposizione all'instabilità*; in tal caso la stabilità della struttura dovrà essere studiata prendendo in considerazione lo scivolamento e la rotazione dei blocchi o dei cunei, analizzando le singole discontinuità e non l'ammasso nella sua totalità* (Hoek, 2006).

I TRE PARAMETRI DI INGRESSO

1. La resistenza a compressione semplice degli elementi integri costituenti l'ammasso roccioso (σ_{ci});

E' stato utilizzato come valore il minimo misurato sugli elementi integri costituenti l'A.R. sulla **base delle prove sclerometriche** opportunamente corrette $\boldsymbol{\sigma_{ci} = 90}$. Sono stati utilizzati questi dati in quanto non disponibili prove di laboratorio o da point load test.

2. La costante che definisce le caratteristiche frizionali dei componenti mineralogici della roccia (m_i) valutata attraverso prove triassiali o dati di letteratura;

In questo caso sono stati utilizzati i **dati desumibili nello schema** rappresentato nella seguente immagine (Fig. 28):

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates* (21 ± 3) Breccias (19 ± 5)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2 Greywackes (18 ± 3)	Claystones 4 ± 2 Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
		Organic				Chalk 7 ± 2
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6		
	Foliated**		Gneiss 28 ± 5	Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3 Granodiorite (29 ± 3)	Diorite 25 ± 5		
		Dark	Gabbro 27 ± 3 Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)		
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5) Andesite 25 ± 5	Dacite (25 ± 3) Basalt (25 ± 5)	Obsidian (19 ± 3)
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

Figura 28: Tabella per la determinazione della costante mi. Tratta da "Practical Rock Engineering" (Hoek, 2006).

Come valore medio è stato utilizzato **m_i = 20 (media tra scisto e gneiss).**

3. Il Geological Strenght Index (GSI), introdotto da Hoek nel 1994, che correla le proprietà dei singoli blocchi di roccia intatta con quelli dell'ammasso roccioso nel suo complesso (**GSI**); rappresenta in forma più adeguata le caratteristiche dell'ammasso roccioso, non tenendo conto di quei parametri legati alle condizioni al contorno quali: fattori di correzione relativi all'orientamento delle discontinuità rispetto all'asse della galleria o dovuti alla presenza d'acqua (Bieniawski). Dipende dal grado di libertà che hanno i singoli blocchi che costituiscono l'ammasso roccioso. Il metodo propone una tabella sintetica (Fig. 29) che fornisce il valore di GSI a partire dalla struttura della roccia e dalle condizioni delle superfici di discontinuità. L'indice può teoricamente variare tra il valore 10 (per rocce particolarmente scadenti) e 100 (per roccia

intatta); un punteggio di GSI al di sotto di 25 identifica un ammasso roccioso di qualità molto scadente.

In questo caso **i valori del GSI sono stati stimati dai rilievi effettuati in campagna**, utilizzando come riferimento la tabella sintetica seguente (Fig. 29):

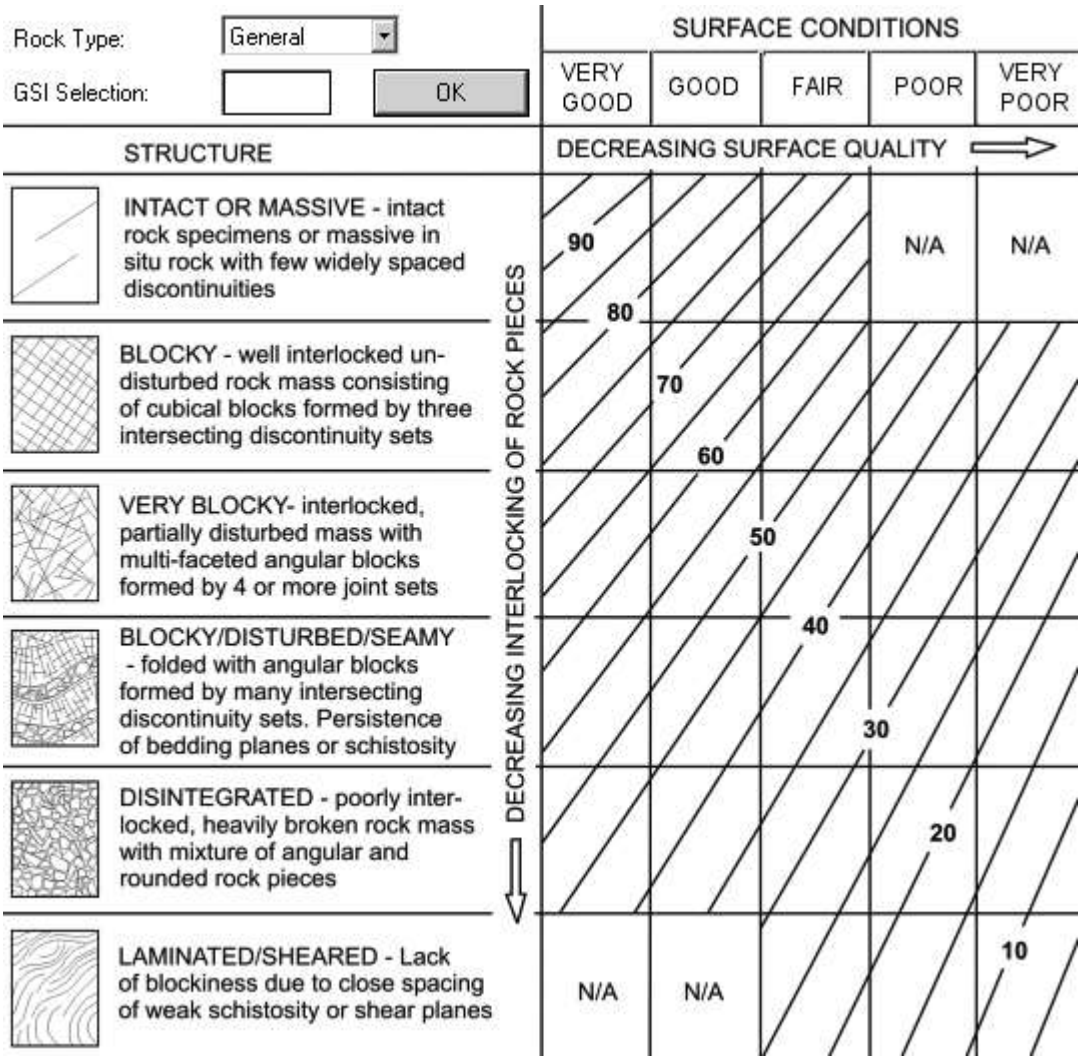


Figura 29: Tipologie di strutture riferite ad A.R. correlate al parametro numerico GSI.

Come valore medio è stato utilizzato **GSI = 55 +/- 5**.

Le ultime rivisitazioni di questo criterio prevedono l'introduzione di un ulteriore **fattore D** che dipende dal grado di disturbo che la roccia ha subito a causa dello scavo o del rilascio delle tensioni: varia da 0 (indisturbato) ad 1 (molto disturbato). Tale parametro è stato determinato sulla base della tabella seguente (Fig. 30).

Il valore assunto dal parametro D è pari a 0 in quanto non ha subito scavi.

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of *D*
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Figura 30: Tabella per la determinazione del fattore di disturbo D. Tratta da "Practical Rock Engineering" (Hoek, 2006)

5.5 CONFRONTO FRA LA CLASSIFICAZIONE DI BENIAWSKY E HOEK-BROWN

I risultati delle due metodologie di classificazione sono utilizzabili e confrontabili come dimostra la valutazione dell'angolo di attrito e della coesione dalla seguente figura (Fig. 31):

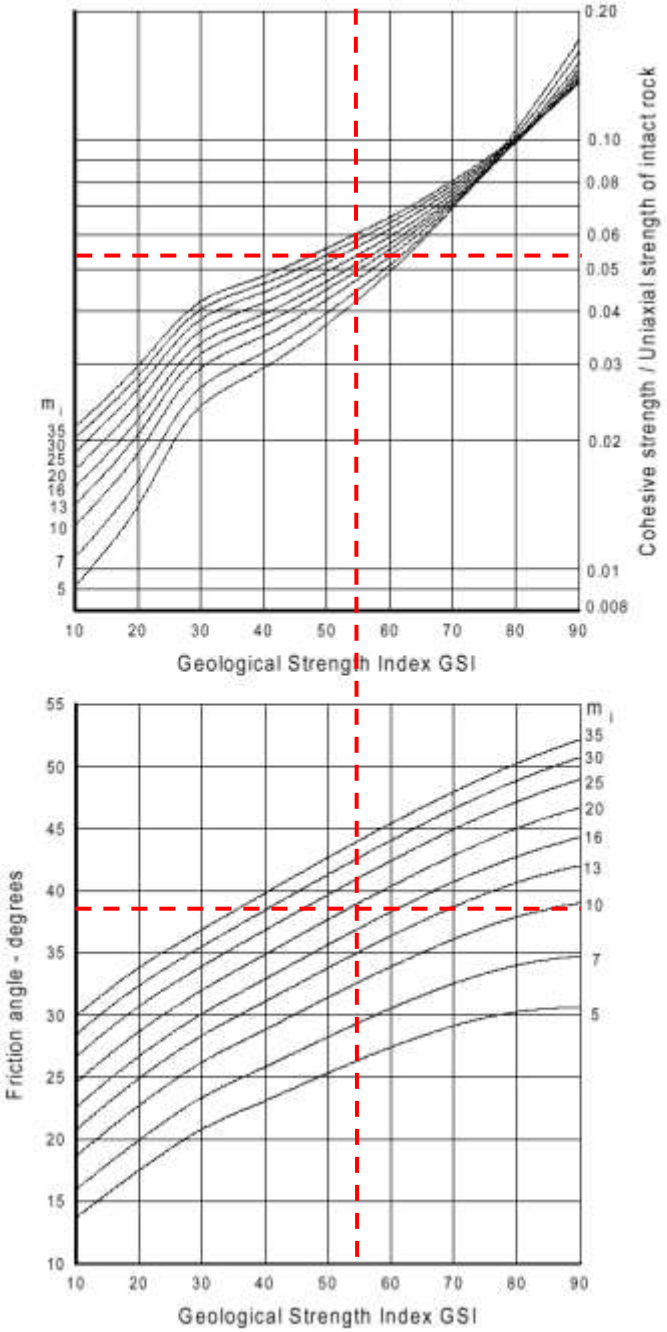


Figura 31: Correlazione tra parametri GSI, mi, angolo di attrito e coesione. Come si può notare dal grafico, considerando un GSI=55 e mi=20, l'angolo di attrito risulta essere di circa 38° paragonabile al valore calcolato attraverso l'RMR di Beniawsky.

L'angolo di attrito e la coesione valutati mediante i grafici di equivalenza fra il criterio di mohr-coulomb (c,ϕ) e la relazione non lineare di hoek & brown, sono confrontabili con l'angolo di attrito calcolato tramite relazioni empiriche secondo il metodo RMR di Beniawsky, **che di conseguenza conferma la corretta selezione dei parametri mi, GSI** (Fig. 31)**.**

In questo caso risulta un angolo di attrito maggiore rispetto a quelli calcolati con il metodo RMR di Beniawsky per l'ammasso roccioso oggetto di studio.

6. TEST DI MARKLAND

Attraverso l'utilizzo degli stereogrammi sono stati **effettuati i test di Markland per lo scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento per i fronti interessati dai rilievi geomeccanici**. Questi test di analisi cinematica, sono stati effettuati al fine di identificare le potenziali superfici di discontinuità scatenanti cinematismi negli A.R. analizzati. I dati necessari per questi test sono essenzialmente le giaciture delle famiglie di discontinuità e del fronte, espressi in termini di dip e dip direction (più funzionale). Per la rappresentazione di questi dati si utilizza la proiezione di Schmidt, equiareale, utilizzando il sistema di riferimento inferiore.

6.1 TEST DI MARKLAND - RILIEVO A

6.1.1 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI PLANARI

Le condizioni da soddisfare affinchè le discontinuità possano dare origine ad uno scivolamento planare sono le seguenti:

$$\alpha_P = \alpha_F \pm 20°$$
$$\phi < \psi_P < \psi_F$$

dove

P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

Perciò si disegnano all'interno dello stereonet due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di attrito ϕ (calcolato in precedenza) e l'altra che rappresenta l'inclinazione del fronte Ψ_F. Dopodichè, per completare la maschera all'interno della quale si andranno a osservare gli eventuali poli delle famiglie di discontinuità potenzialmente cinematiche allo scivolamento planare, si tracciano 2 piani verticali a **+20°** e a **-20°** rispetto alla dip direction del fronte e passanti per l'origine. Il settore che bisogna prendere in esame e quello opposto alla direzione di immersione del fronte (Fig. 32).

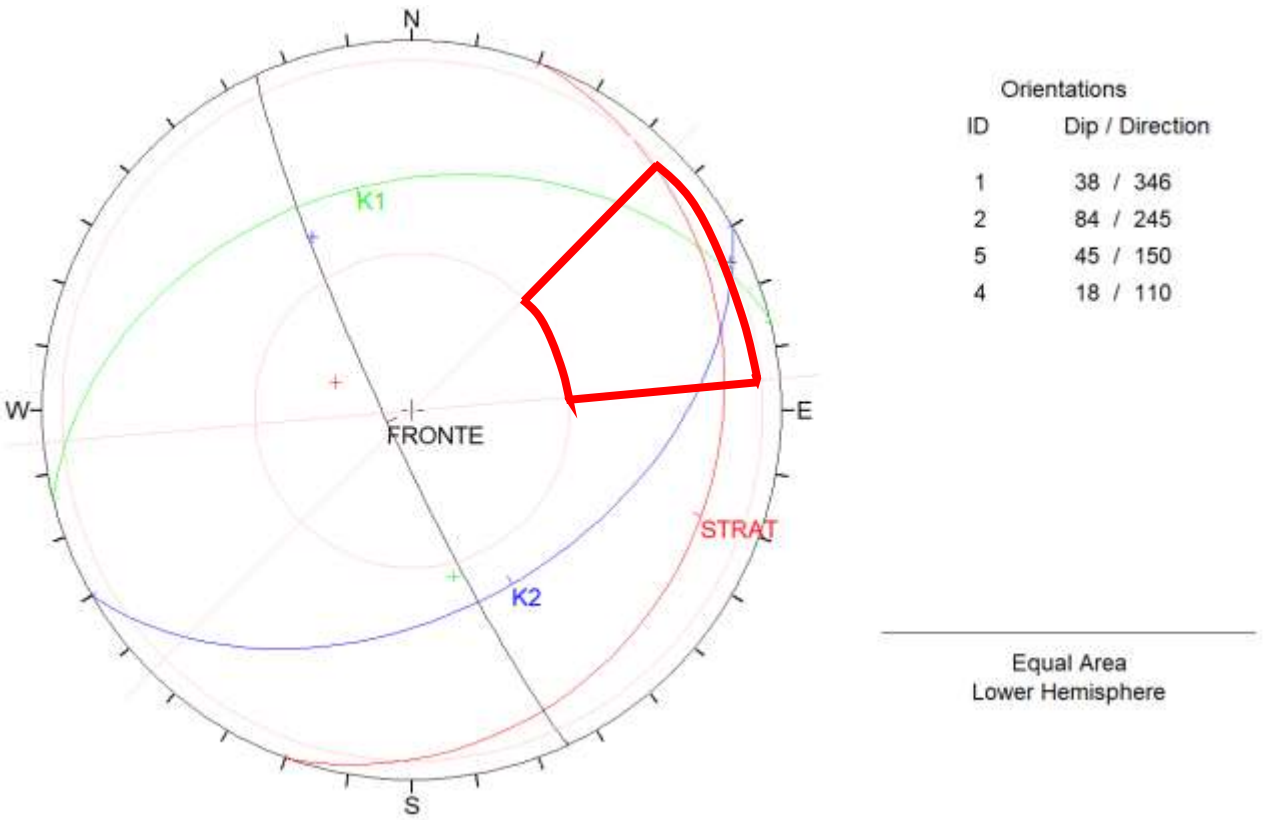


Figura 32: Test di di Markland per lo scivolamento planare. La maschera è identificata in rosso. Non si evidenziano poli di discontinuità all'interno della maschera, ma solo intersezioni fra piani di discontinuità.

Si osserva dalla *Figura 32* che non si evidenziano poli di discontinuità della maschera di Markland. Ciò evidenzia che *non sono presenti famiglie di discontinuità con immersione simile a quella del fronte potenzialmente predisposte allo scivolamento planare.*

6.1.2 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI TRIDIMENSIONALI

Per quanto riguarda il Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali, si analizzano quali intersezioni di piani di discontinuità possano dare origine al cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$|\alpha_F - \alpha_I| < 90°$$

$$\phi < \psi_I < \psi_F$$

Dove

I = intersezione tra due piani di discontinuità
F = fronte del pendio

La maschera qui è leggermente diversa, è delimitata dal fronte stesso e da due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di resistenza al taglio e l'altra l'inclinazione del fronte (Fig. 33). Il settore che bisogna prendere in esame coincide alla direzione di immersione del fronte.

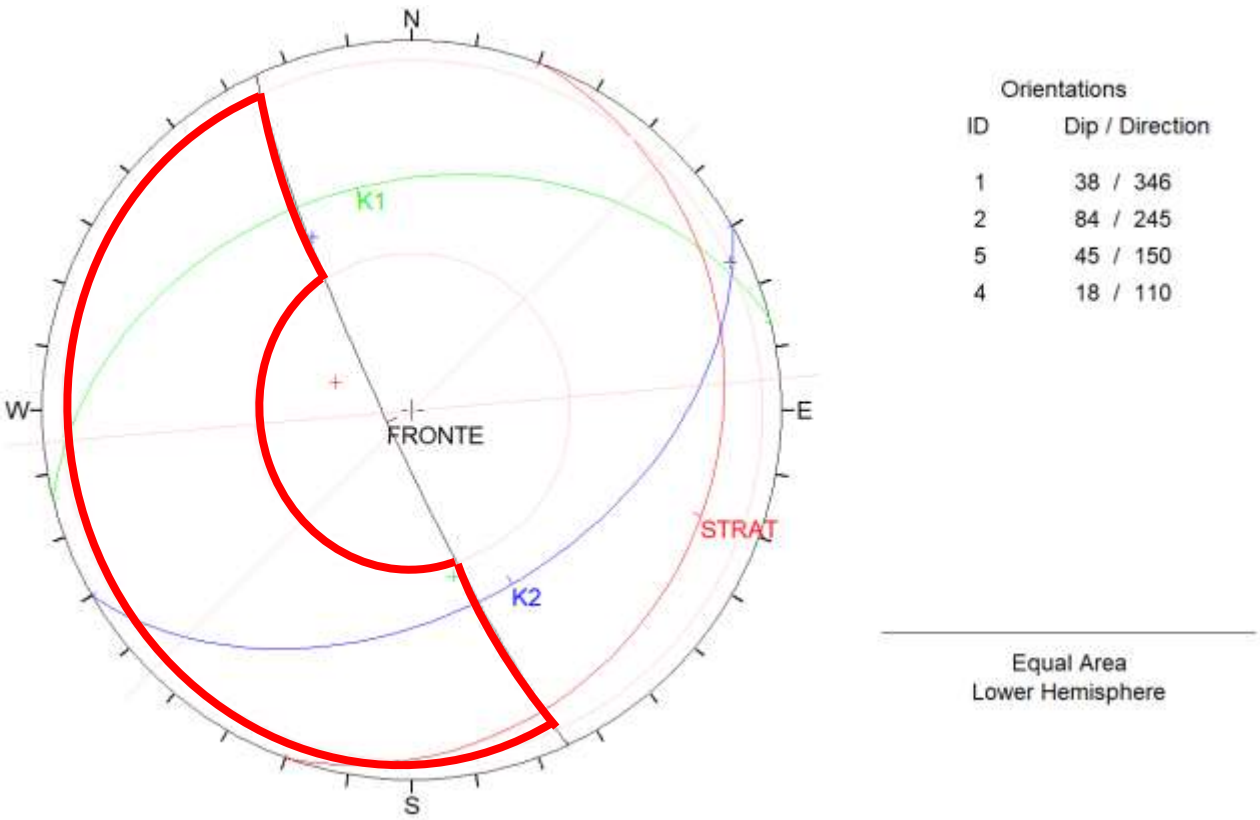


Figura 33: Test di Markland per lo scivolamento tridimensionale. In rosso è evidenziata la maschera, come si può notare non sono presenti all'interno della maschera intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuita'.

Si osserva dalla *Figura 33* che all'interno della maschera non sono presenti intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, ***non*** *ci siano le condizioni necessarie per un potenziale distacco di volumi rocciosi delimitati per scivolamenti tridimensionali.*

6.1.3 TEST DI MARKLAND PER IL RIBALTAMENTO

Per quanto riguarda il Test di Markland per il ribaltamento di blocchi, si analizzano quali piani di discontinuità possano dare origine a tale cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$\alpha_P = (\alpha_F \pm 180°) \pm 20°$$

$$90 - \psi_P \leq \psi_F - \varphi$$

Dove P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

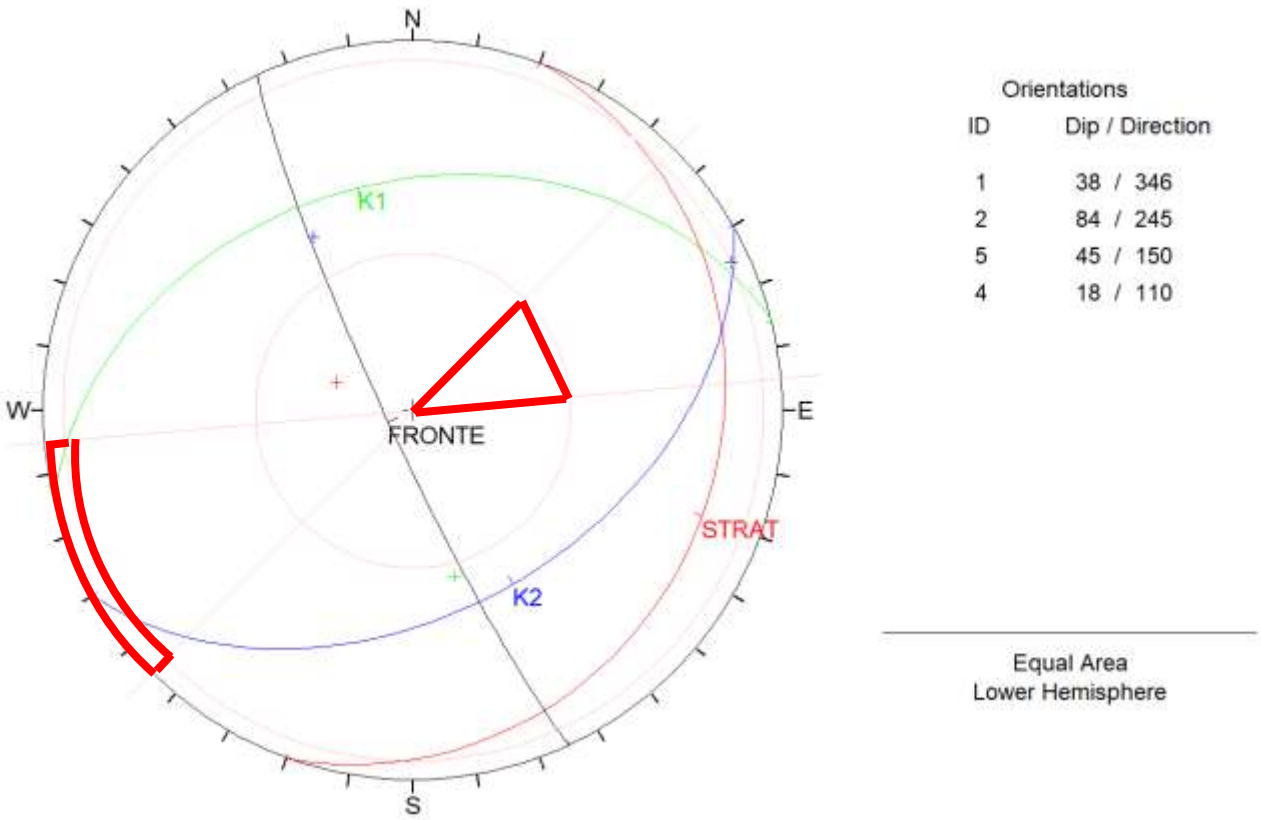


Figura 34: Test di Markland per il ribaltamento. In rosso è evidenziata la maschera in cui devono ricadere i poli delle discontinuità e il triangolo in cui deve ricadere il vettore *dip* (punto centrale della ciclografica) dei piani di discontinuità soggetti a potenziale ribaltamento di blocchi; come si può notare non si verifica nessuna delle due condizioni.

Per quanto riguarda il ribaltamento, si osserva dalla *Figura 34* che all'interno della maschera non sono presenti poli delle famiglie di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, ***non** ci siano le condizioni necessarie per un potenziale ribaltamento sul fronte indagato.*

Il potenziale ribaltamento, tuttavia, non si può completamente escludere per fronti orientati diversamente da quello indagato, in cui le condizioni potenziali potrebbero verificarsi, così come per gli altri cinematismi.

6.1.4 CONCLUSIONI

Sulla base dei **test di Markland** effettuati sul fronte oggetto d'indagine (**rilievo A, vedi Fig. 24**), **non si rilevano discontinuità potenzialmente predisposte allo scivolamento planare, tridimensionale o al ribaltamento**.

Si confermano pertanto le **condizioni di stabilità del fronte.**

6.2 TEST DI MARKLAND - RILIEVO B

6.2.1 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI PLANARI

Le condizioni da soddisfare affinchè le discontinuità possano dare origine ad uno scivolamento planare sono le seguenti:

$$\alpha_P = \alpha_F \pm 20°$$
$$\phi < \psi_P < \psi_F$$

dove P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

Pertanto si disegnano all'interno dello stereonet due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di attrito ϕ (calcolato in precedenza) e l'altra che rappresenta l'inclinazione del fronte Ψ_F. Dopodichè, per completare la maschera all'interno della quale si andranno a osservare gli eventuali poli delle famiglie di discontinuità potenzialmente cinematiche allo scivolamento planare, si tracciano 2 piani verticali a **+20°** e a **-20°** rispetto alla dip direction del fronte e passanti per l'origine. Il settore che bisogna prendere in esame e quello opposto alla direzione di immersione del fronte (Fig. 35).

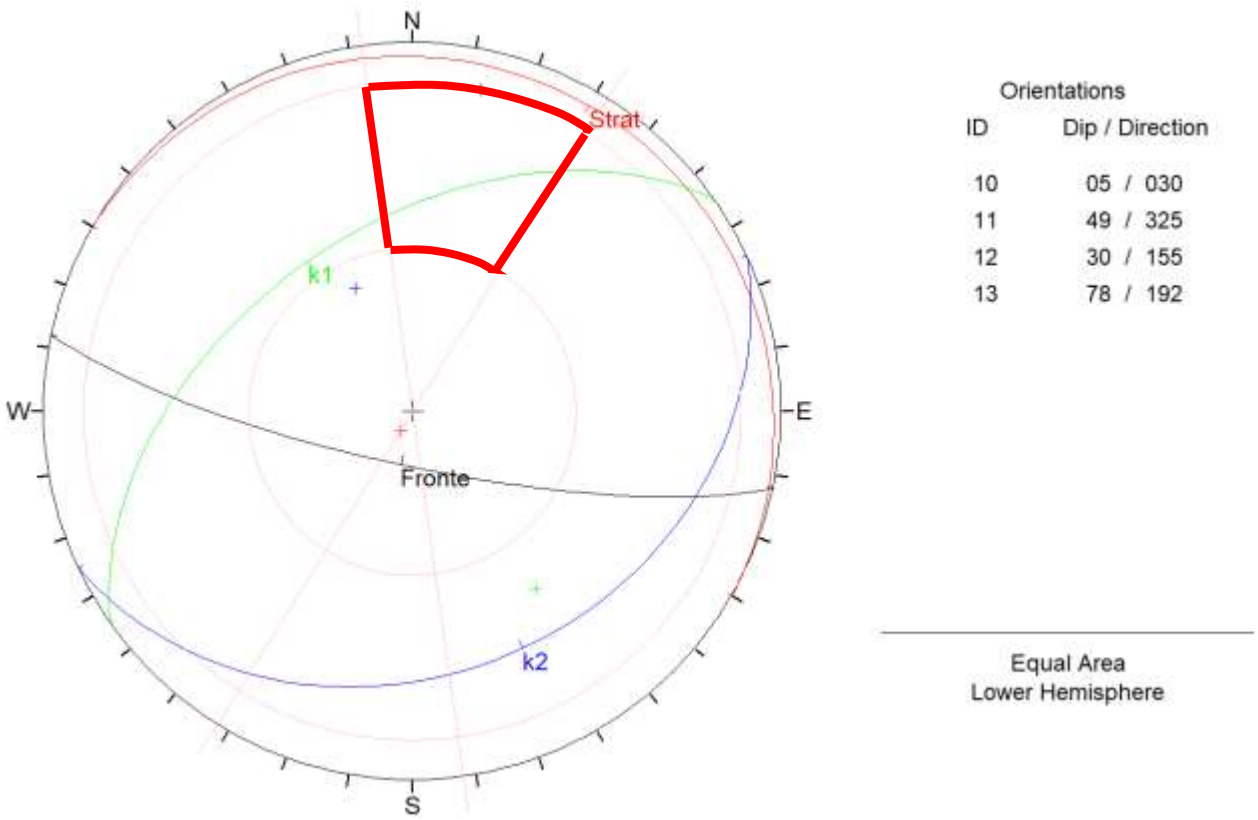


Figura 35: Test di di Markland per lo scivolamento planare. La maschera è identificata in rosso. Non si evidenziano famiglie di poli di discontinuità all'interno della maschera.

Si osserva dalla *Figura 35* che non si evidenziano famiglie di poli di discontinuità della maschera di Markland. Ciò evidenzia che non sono presenti famiglie di discontinuità con immersione simile a quella del fronte potenzialmente predisposte allo scivolamento planare.

6.2.2 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI TRIDIMENSIONALI

Per quanto riguarda il Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali, si analizzano quali intersezioni di piani di discontinuità possano dare origine al cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$|\alpha_F - \alpha_I| < 90°$$

$$\phi < \psi_I < \psi_F$$

Dove

I = intersezione tra due piani di discontinuità

F = fronte del pendio

La maschera qui è leggermente diversa, è delimitata dal fronte stesso e da due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di resistenza al taglio e l'altra l'inclinazione del fronte (Fig. 36). Il settore che bisogna prendere in esame coincide alla direzione di immersione del fronte.

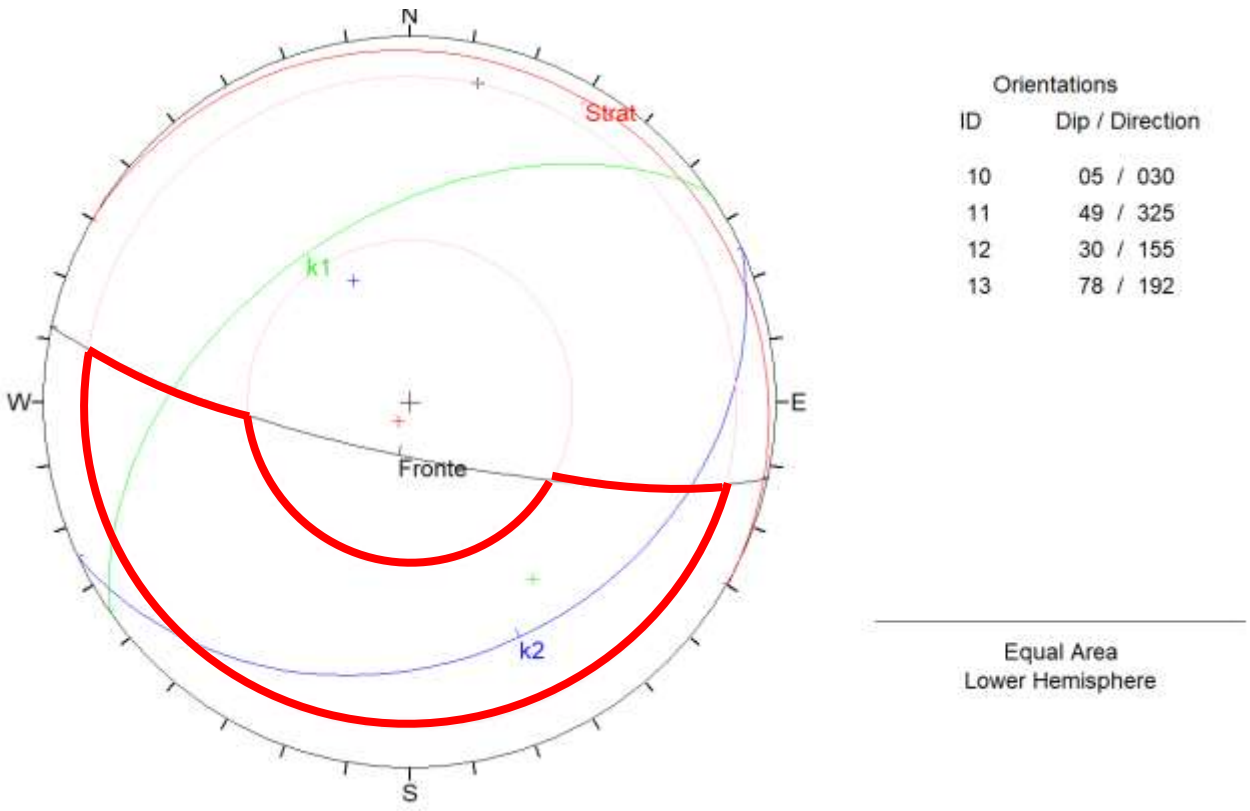


Figura 36: Test di Markland per lo scivolamento tridimensionale. In rosso è evidenziata la maschera, come si può notare non sono presenti all'interno della maschera intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuità.

Si osserva dalla *Figura 36* che all'interno della maschera non sono presenti intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, **non** ci siano le condizioni necessarie per un potenziale distacco di volumi rocciosi delimitati per scivolamenti tridimensionali. **Da porre sotto attenzione tuttavia l'intersezione fra le famiglie k1-k2 che risulta vicina al limite della maschera. Per fronti con un diverso orientamento, in particolare per fronti con immersione tra 220-270°, l'intersezione di queste due famiglie di discontinuità può causare il potenziale distacco di blocchi con scivolamento tridimensionale. SI SEGNALA INFATTI LA PRESENZA DI UNA NICCHIA DI DISTACCO, nella zona sottostante a questo rilievo, proprio su una parete con immersione a 260-270°, il che conferma i dati di rilevamento (Fig. 37).**

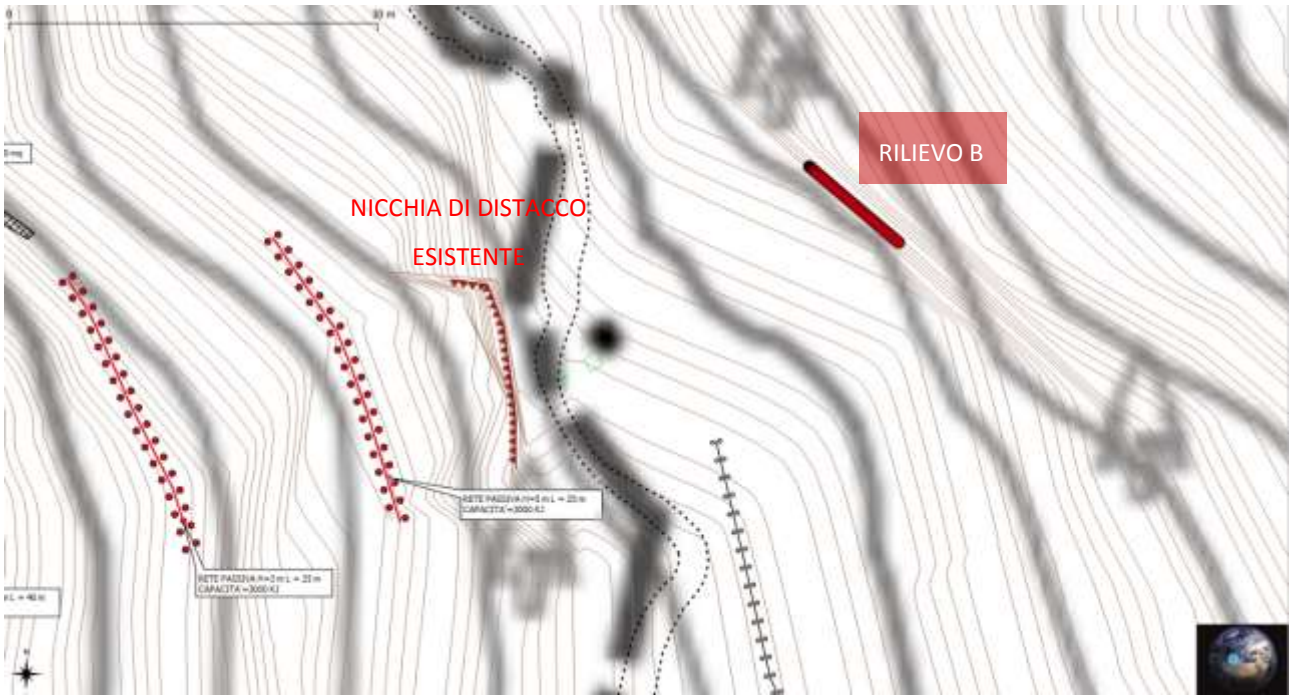


Figura 37: In figura la linea granata evidenza il rilievo B. E' possibile osservare, a valle del rilievo, una nicchia di distacco esistente (linea nera con triangoli rossi) su fronte che immerge verso W.

6.2.3 TEST DI MARKLAND PER IL RIBALTAMENTO

Per quanto riguarda il Test di Markland per il ribaltamento di blocchi, si analizzano quali piani di discontinuita' possano dare origine al cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$\alpha_P = (\alpha_F \pm 180°) \pm 20°$$

$$90 - \psi_P \leq \psi_F - \varphi$$

Dove P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

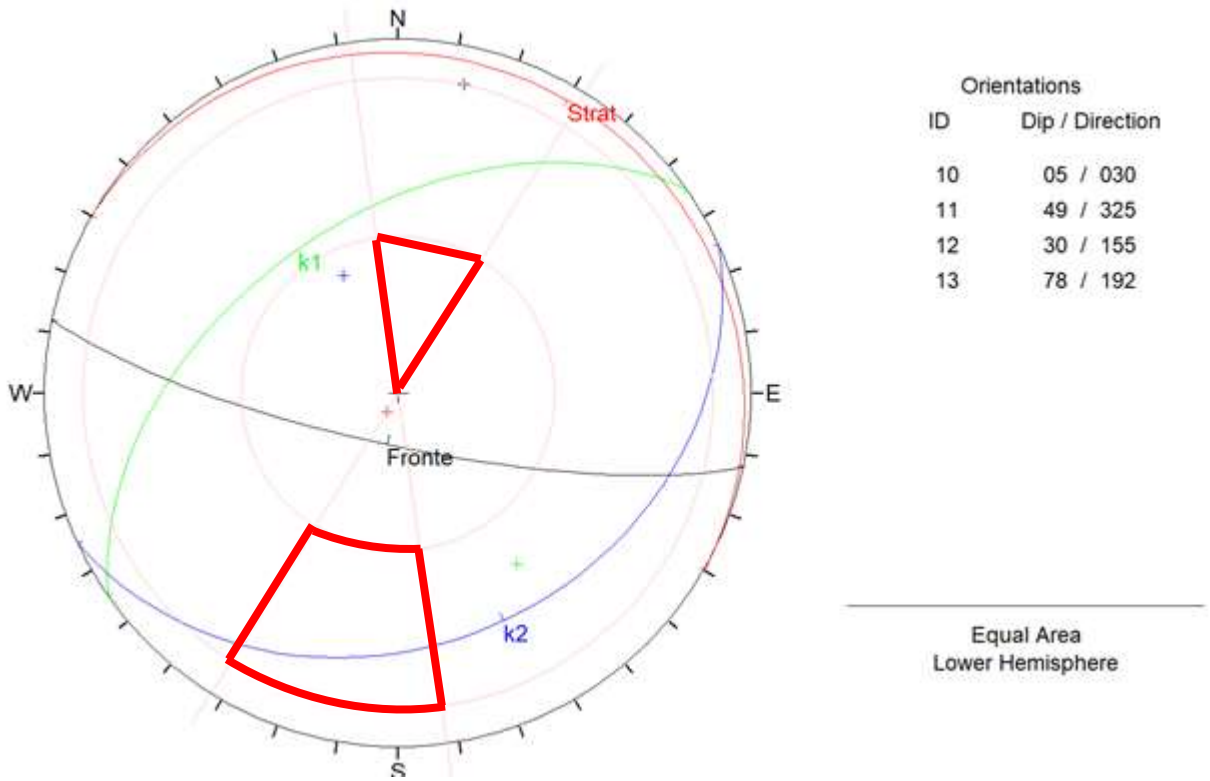


Figura 38: Test di Markland per il ribaltamento. In rosso è evidenziata la maschera in cui devono ricadere i poli delle discontinuità e il triangolo in cui deve ricadere il vettore *dip* (punto centrale della ciclografica) dei piani di discontinuità soggetti a potenziale ribaltamento di blocchi; come si può notare dalla figura, nessun polo delle famiglie di discontinuità considerate ricade all'interno della maschera.

Per quanto riguarda il fenomeno del ribaltamento, si osserva dalla *Figura 38* che all'interno della maschera non è presente alcuna famiglia di poli di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, **non** ci siano le condizioni necessarie per un potenziale ribaltamento.

6.2.4 CONCLUSIONI

Sulla base dei test di Markland effettuati sul fronte oggetto d'indagine (**rilievo B, vedi Fig. 24**), **non si rilevano discontinuità potenzialmente predisposte allo scivolamento planare e al ribaltamento.**

Si è rilevato tuttavia una intersezione tra il sistema di discontinuità k1 e k2 che, su fronti orientati verso W (indicativamente tra 220 e 260 di dip direction e dip > 80°) risulta potenzialmente predisposto al fenomeno di scivolamento tridimensionale di blocchi.

6.3 TEST DI MARKLAND - RILIEVO C

6.3.1 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI PLANARI

Le condizioni da soddisfare affinchè le discontinuità possano dare origine ad uno scivolamento planare sono le seguenti:

$$\alpha_P = \alpha_F \pm 20°$$
$$\phi < \psi_P < \psi_F$$

dove

P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

Si disegnano all'interno dello stereonet due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di attrito ϕ (calcolato in precedenza) e l'altra che rappresenta l'inclinazione del fronte Ψ_F. Dopodichè, per completare la maschera all'interno della quale si andranno a osservare gli eventuali poli delle famiglie di discontinuità potenzialmente cinematiche allo scivolamento planare, si tracciano 2 piani verticali a **+20°** e a **-20°** rispetto alla dip direction del fronte e passanti per l'origine. Il settore che bisogna prendere in esame e quello opposto alla direzione di immersione del fronte (Fig. 39).

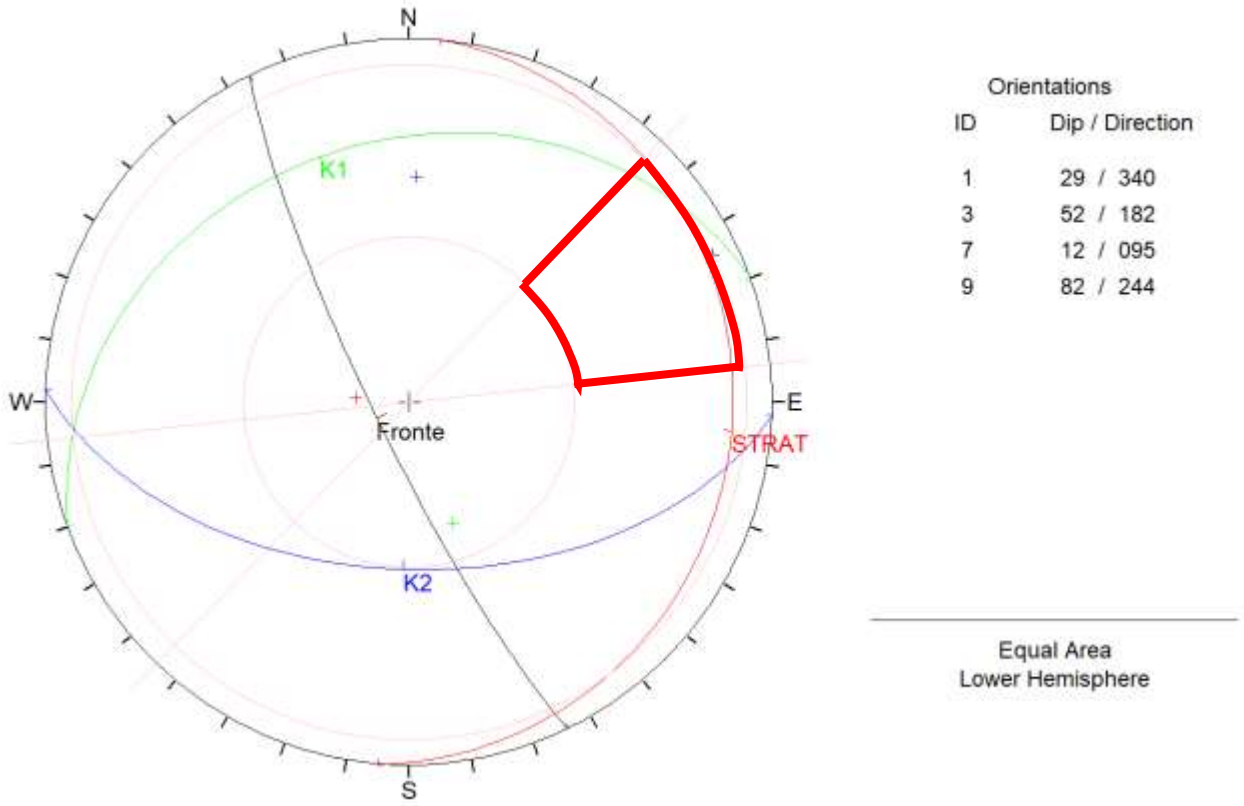


Figura 39: Test di di Markland per lo scivolamento planare. La maschera è identificata in rosso. Non si evidenziano famiglie di poli di discontinuità all'interno della maschera.

Si osserva dalla *Figura 39* che non si evidenziano famiglie di poli di discontinuità della maschera di Markland. Ciò evidenzia che non sono presenti famiglie di discontinuità con immersione simile a quella del fronte potenzialmente predisposte allo scivolamento planare.

6.3.2 TEST DI MARKLAND PER GLI SCIVOLAMENTI TRIDIMENSIONALI

Per quanto riguarda il Test di Markland per gli scivolamenti tridimensionali, si analizzano quali intersezioni di piani di discontinuità possano dare origine al cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$|\alpha_F - \alpha_I| < 90°$$

$$\phi < \psi_I < \psi_F$$

Dove

I = intersezione tra due piani di discontinuità

F = fronte del pendio

La maschera qui è leggermente diversa, è delimitata dal fronte stesso e da due circonferenze: una che rappresenta l'angolo di resistenza al taglio e l'altra l'inclinazione del fronte (Fig. 40). Il settore che bisogna prendere in esame coincide alla direzione di immersione del fronte.

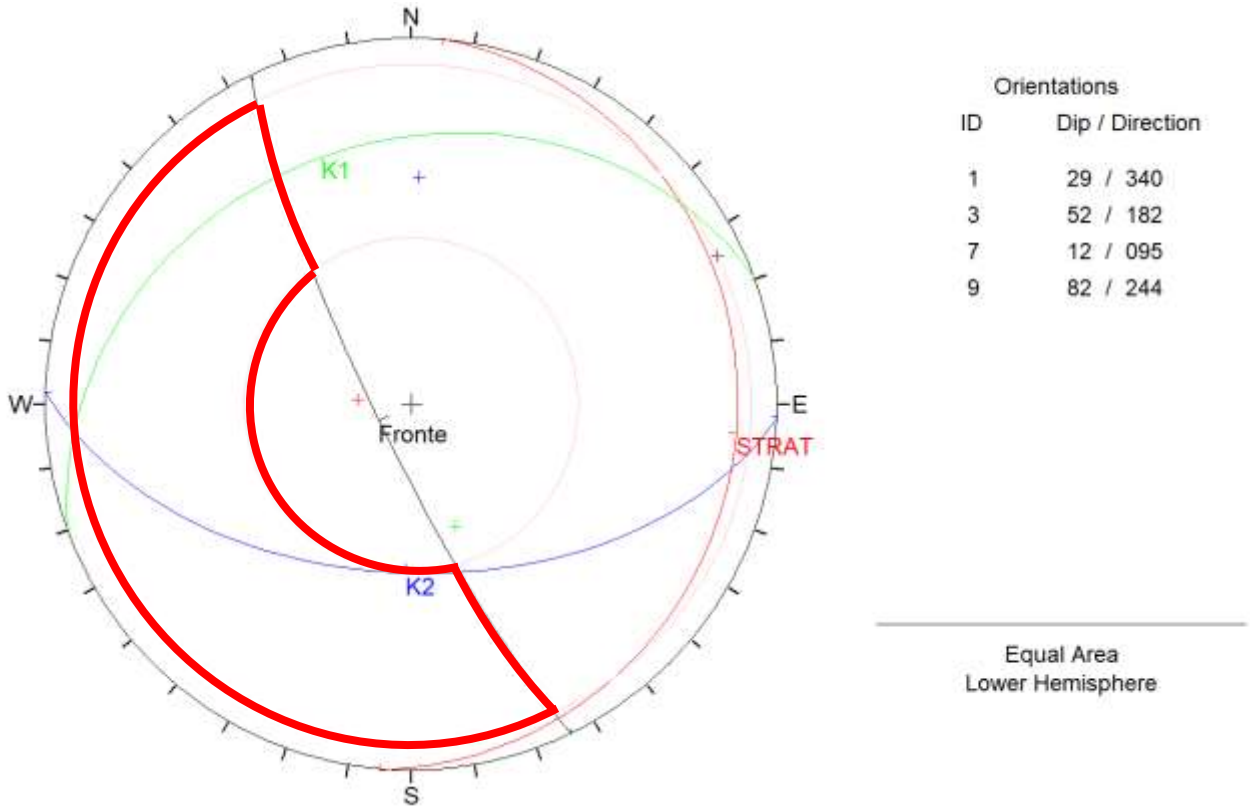


Figura 40: Test di Markland per lo scivolamento tridimensionale. In rosso è evidenziata la maschera, come si può notare non sono presenti all'interno della maschera intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuita'.

Si osserva dalla *Figura 40* che all'interno della maschera non sono presenti intersezioni delle famiglie dei piani di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, **non** ci siano le condizioni necessarie per un potenziale distacco di volumi rocciosi delimitati per scivolamenti tridimensionali. **Da porre sotto attenzione tuttavia l'intersezione fra le famiglie k1-k2 che risulta al limite della maschera. Per fronti con un diverso orientamento, in particolare per fronti con immersione tra 240-280°, l'intersezione di queste due famiglie di discontinuità può causare il potenziale distacco di blocchi con scivolamento tridimensionale in quanto interna alla maschera (Fig. 41).**

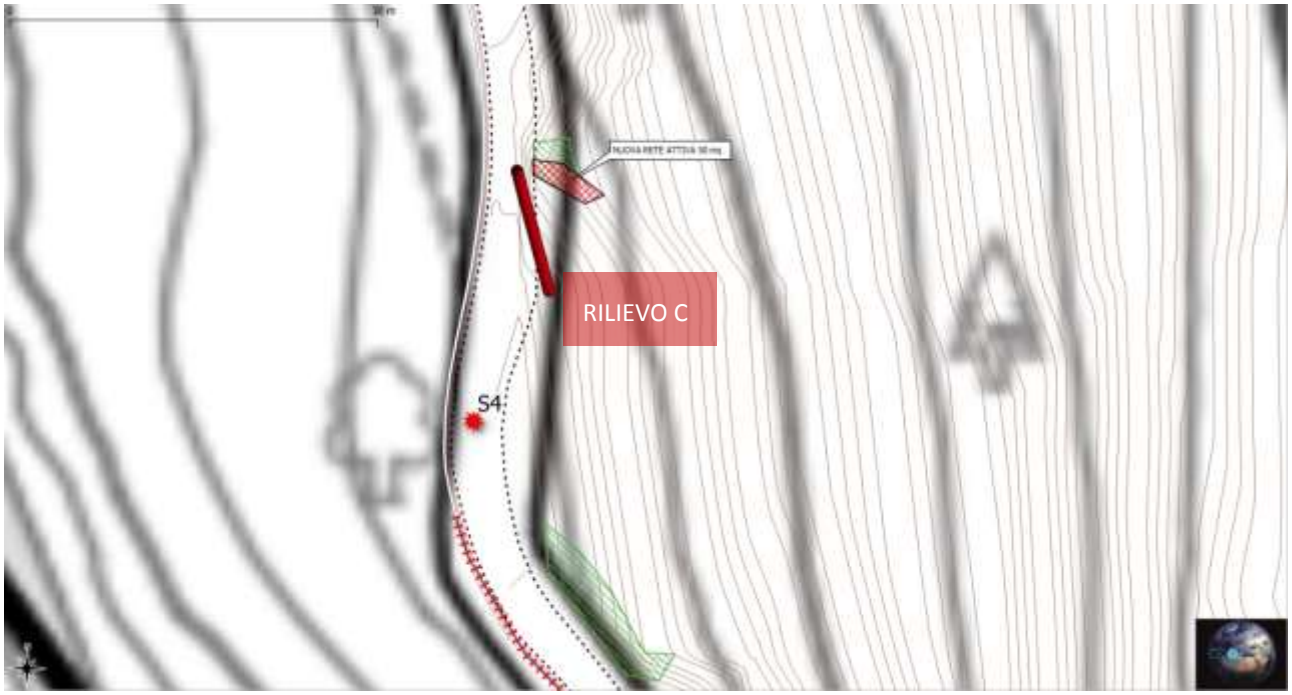


Figura 41: In figura la linea granata evidenza il rilievo C, posizionato su fronte che immerge verso W.

6.3.3 TEST DI MARKLAND PER IL RIBALTAMENTO

Per quanto riguarda il Test di Markland per il ribaltamento di blocchi, si analizzano quali piani di discontinuita' possano dare origine al cinematismo. Le condizioni da soddisfare sono:

$$\alpha_P = (\alpha_F \pm 180°) \pm 20°$$

$$90 - \psi_P \leq \psi_F - \varphi$$

Dove P = piano di discontinuità
F = fronte del pendio

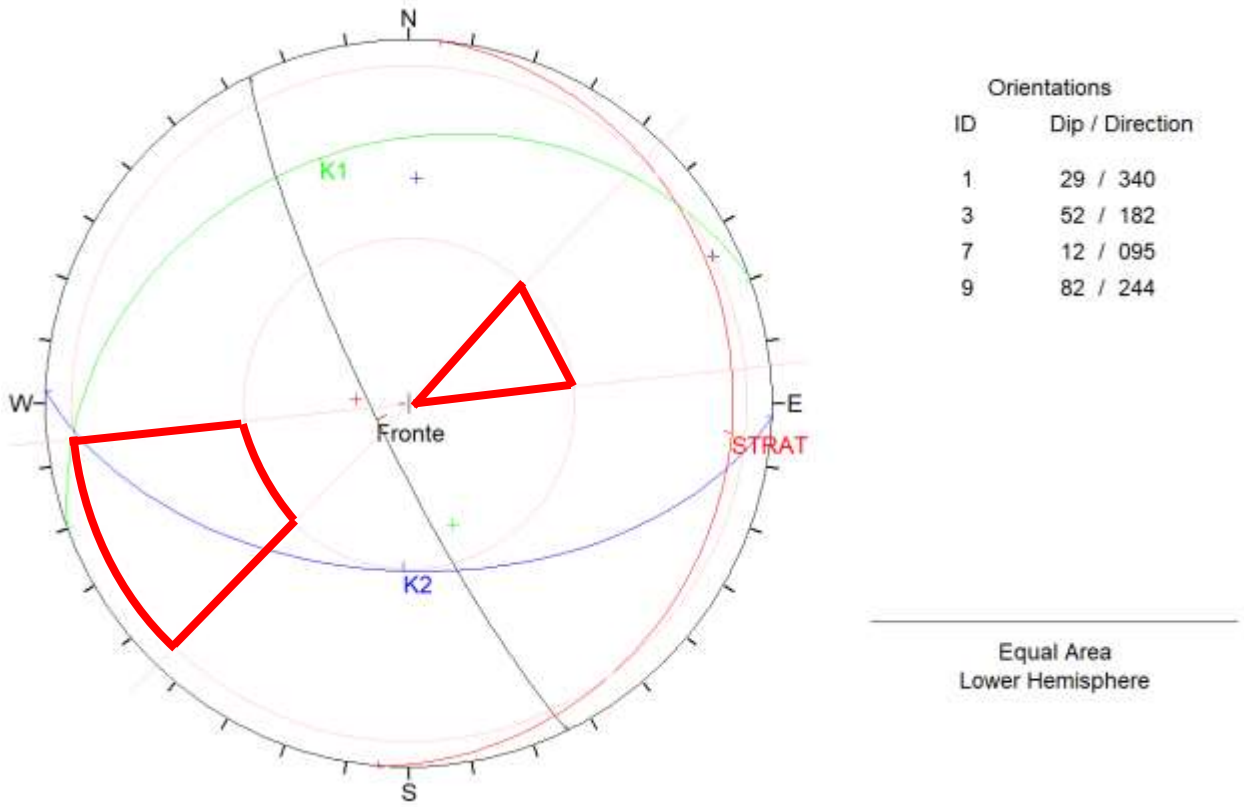


Figura 42: Test di Markland per il ribaltamento. In rosso è evidenziata la maschera in cui devono ricadere i poli delle discontinuità e il triangolo in cui deve ricadere il vettore *dip* (punto centrale della ciclografica) dei piani di discontinuità soggetti a potenziale ribaltamento di blocchi; come si può notare dalla figura, nessun polo delle famiglie di discontinuità considerate ricade all'interno della maschera.

Per quanto riguarda il fenomeno del ribaltamento, si osserva dalla *Figura 42* che all'interno della maschera non è presente alcuna famiglia di poli di discontinuità. Ciò comporta che, sulla base delle osservazioni effettuate e delle discontinuità rilevate, **non** ci siano le condizioni necessarie per un potenziale ribaltamento.

6.3.4 CONCLUSIONI

Sulla base dei test di Markland effettuati sul fronte oggetto d'indagine (**rilievo C, vedi Fig. 24**), **non si rilevano discontinuità potenzialmente predisposte allo scivolamento planare e al ribaltamento.**

Si è rilevato tuttavia una intersezione tra il sistema di discontinuità k1 e k2 che, su fronti orientati verso W (indicativamente tra 240 e 280 di dip direction e dip > 80°) risulta potenzialmente predisposto al fenomeno di scivolamento tridimensionale di blocchi.

6.4 VALUTAZIONI DEI TEST DI MARKLAND EFFETTUATI PER I TRE RILIEVI

I test di Markland eseguiti per il **Rilievo A** non hanno rivelato la predisposizione potenziale a scivolamento planare, scivolamento tridimensionale o ribaltamento di blocchi. Nei test non sono state considerate alcune discontinuità più isolate, ma solo le famiglie principali rilevate da terreno. Non si escludono pertanto potenziali cinematismi legati a singole discontinuità/intersezione di discontinuità più isolate (meno continue-frequenti).

I test di Markland per il **Rilievo B** non hanno rivelato la predisposizione potenziale a scivolamento planare, scivolamento tridimensionale o ribaltamento di blocchi. Tuttavia si segnala che **l'intersezione tra il sistema di discontinuità k1 e k2, su fronti orientati verso W (indicativamente per il rilievo B tra 220 e 270 di dip direction e dip > 80°) risulta potenzialmente predisposto al fenomeno di scivolamento tridimensionale di blocchi.**

I test di Markland per il **Rilievo C** non hanno rivelato la predisposizione potenziale a scivolamento planare e il ribaltamento di blocchi, **ma viene rilevata (al limite della maschera) l'intersezione tra il sistema di discontinuità k1 e k2 che può portare** scivolamento tridimensionale (solo per fronti con dip > 80°). Si segnala quindi che **l'intersezione tra il sistema di discontinuità k1 e k2, su fronti orientati verso W (indicativamente per il rilievo C tra 240 e 280 di dip direction e dip > 80°) risulta potenzialmente predisposto al fenomeno di scivolamento tridimensionale di blocchi.**

Il rilievo C è stato fatto su una porzione di ammasso roccioso comunque caratterizzato **da parametri geomeccanici migliori** (porzione esterna da settore di frana principale). Non si può escludere comunque completamente il potenziale scivolamento tridimensionale di blocchi (infatti in progetto è stato previsto disgaggio e posizioni di reti attive).

In conclusione, il cinematismo che si può sviluppare potenzialmente, sulla base delle famiglie di discontinuità principali rilevate per i tre diversi rilievi, è lo scivolamento tridimensionale di blocchi per fronti con immersione verso W (dip direction 240-280) e con inclinazione elevate (dip > 80°).

7. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le caratteristiche geotecniche dei materiali sono state definite sulla base delle **indagini geognostiche effettuate (4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, rilievi geostrutturali su ammasso roccioso)**, delle **osservazioni di rilevamento in sito** e riferendosi a dati pregressi ed altri noti in letteratura geologica, validi per litotipi aventi caratteristiche analoghe. Si ricorda che durante l'esecuzione dei sondaggi geognostici sono stati prelevati campioni continui in apposite cassette catalogatrici.

Dal punto di vista granulometrico i **materiali presenti sul versante, possono essere definiti come: ghiaie e blocchi in matrice sabbioso-limosa di colore bruno, passanti a substrato lapideo stratificato, superficialmente disgregato** (in particolare per i sondaggi S1-S3 nel settore più a Sud dell'area di indagine).

I depositi più superficiali possono essere identificati come depositi detritico-colluviali e di frana in contatto diretto con substrato lapideo.

Per la stratigrafia identificata nell'area, potranno essere in definitiva applicati i seguenti parametri geotecnici:

1. **Ghiaie con blocchi sabbioso-limose (accumulo di frana-detrito colluviale)**

POSIZIONE: da p.c. a 12,5 m ca (sondaggio S01), da p.c. a 6,8 m ca (sondaggio S03), da p.c. a 2,5 m ca (sondaggio S02), da p.c. a 2,0 m ca (sondaggio S04),

- **angolo di resistenza al taglio (ϕ)** : 31-32°
- **coesione (c)** : 0,0 kPa
- **peso di volume naturale (γ_n)** : 17,5-18,0 kN/m^3

2. Substrato lapideo stratificato

POSIZIONE: a partire da 12,5 m ca da p.c. (sondaggio S01), a partire da 6,8 m ca da p.c. (sondaggio S03), a partire da 2,5 m ca da p.c. (sondaggio S02), a partire da 2,0 m ca da p.c. (sondaggio S04)

SECONDO BENIAWSKY

- **angolo di resistenza al taglio (ϕ)** : 36,5-37,5°
- **coesione (c)** : 315-325 kPa
- **peso di volume naturale (γ_n)** : 25,0-26,0 kN/m^3

Si ricorda che, in alcuni punti, le caratteristiche geotecniche dell'ammasso roccioso sono più scadenti; in particolare, in profondità, si è rilevato un RQD < 25 nei sondaggi S01 e S03 dell'ammasso roccioso, pertanto i parametri geotecnici dell'ammasso sono da considerarsi inferiori:

SECONDO BENIAWSKY

- **angolo di resistenza al taglio (ϕ)** : 30-31°
- **coesione (c)** : 200-215 kPa
- **peso di volume naturale (γ_n)** : 25,0-26,0 kN/m^3

Questi valori sono dettati da un RQD più basso e quindi un JV maggiore, ovvero un numero di discontinuità che interessano il volume dell'ammasso più alto, rilevate in particolare all'interno dei sondaggi S01 e S03 per il substrato roccioso.

8. CARATTERI SISMICI LOCALI

Il quadro sismico locale è definito sulla base delle indicazioni contenute negli allegati all'Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003.

Ai sensi del recente aggiornamento D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019, il territorio del Comune di **Ostana** viene inserito in **Zona sismica 3S**, **sottozona della zona sismica 3** (0,05 < ag ≤ 0,15 g), corrispondente a settori coinvolti da valori di PGA compresi tra 0,125 < ag ≤ 0,15 g; tali sottozone sono state identificate su territorio comunale considerando i valori medi di PGA per un periodo di 475 anni (Figg. 43-44).

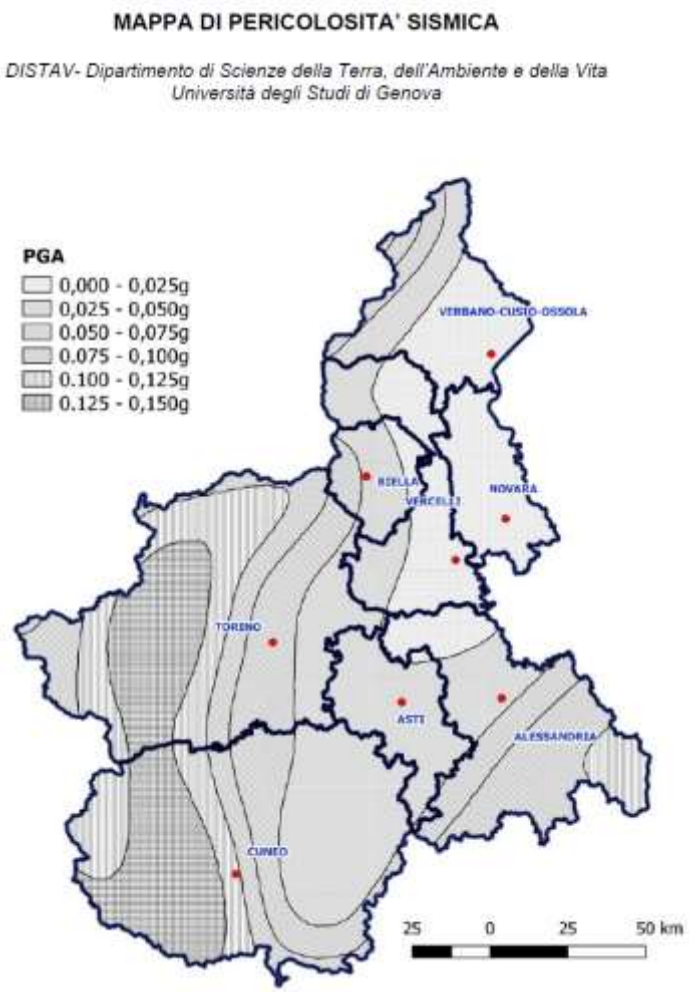


Figura 43: Stralcio Allegato 1 del D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019 con aggiornamento della mappa di pericolosità sismica.

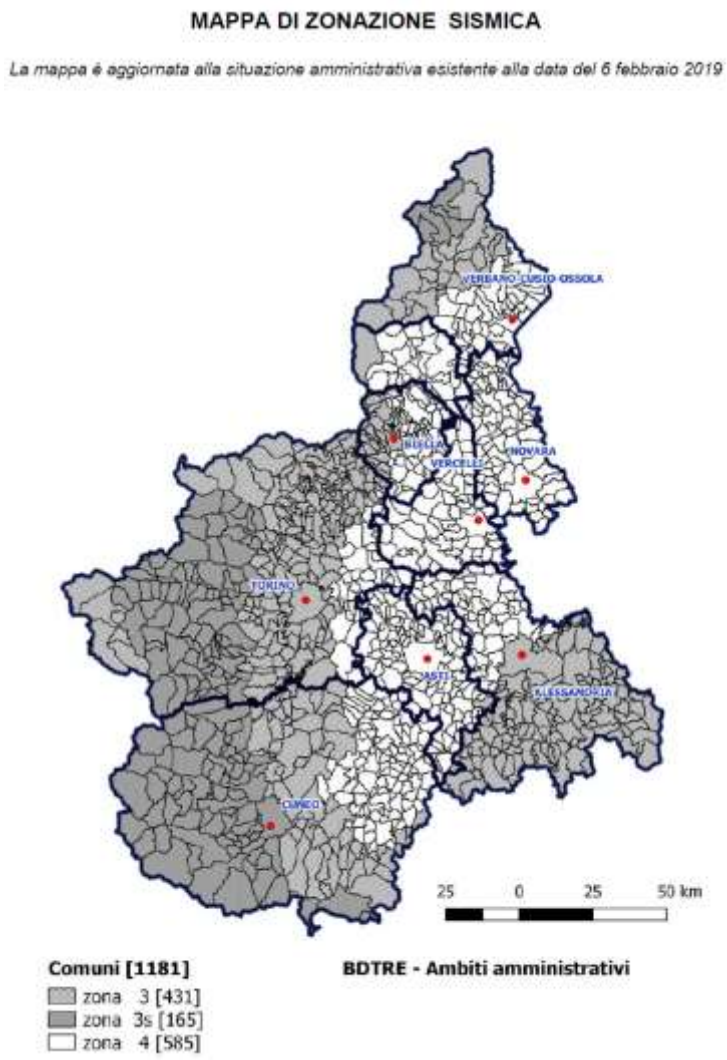


Figura 44: Stralcio Allegato 2 del D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019 con aggiornamento al 2019 della mappa di zonazione sismica del Piemonte.

L'accelerazione di progetto sul terreno "$S \cdot a_g$" è definita dal prodotto fra la succitata accelerazione orizzontale massima (a_g) ed un fattore (S) che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione. In riferimento al D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e alle nuove normative D.M. 17 gennaio 2018, la categoria di suolo di fondazione, che meglio si approssima alla tipologia dei terreni rinvenuti nei primi metri, **con approccio semplificato e sulla base delle prove geognostiche effettuate,** è la **categoria di tipo A:** "*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo* ***pari a 3 m****.*"

E' da considerarsi **categoria di tipo B nei settori in cui lo spessore dei depositi supera i 3 m di spessore**: "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*".

Nei paragrafi seguenti si è proceduto ad inserire i fattori correttivi per l'azione sismica, tenendo in considerazione la "pericolosità sismica di base" del sito in esame: la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Considerato che l'area in esame è posta in **Zona 3S della D.G.R. n. 6 – 887 del 30.12.2019**, con **categoria topografica T2** e sottosuolo di categoria **A-B**, i parametri medi da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono riportati nelle figure seguenti (Figg. 45-46).

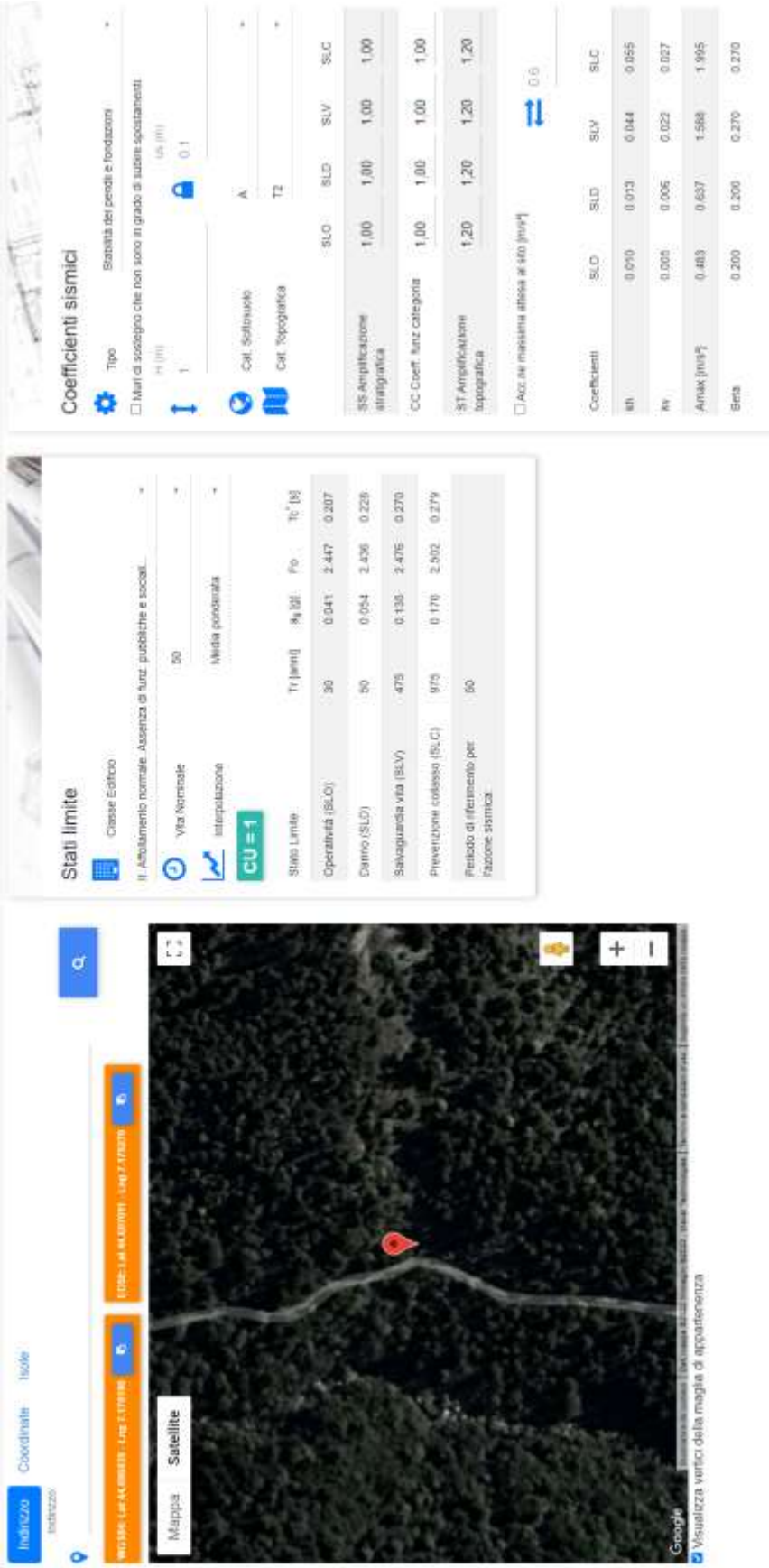


Figura 45: Parametri sismici sito-specifici e parametri di correzione riferiti all'area d'indagine per la categoria A-T2.

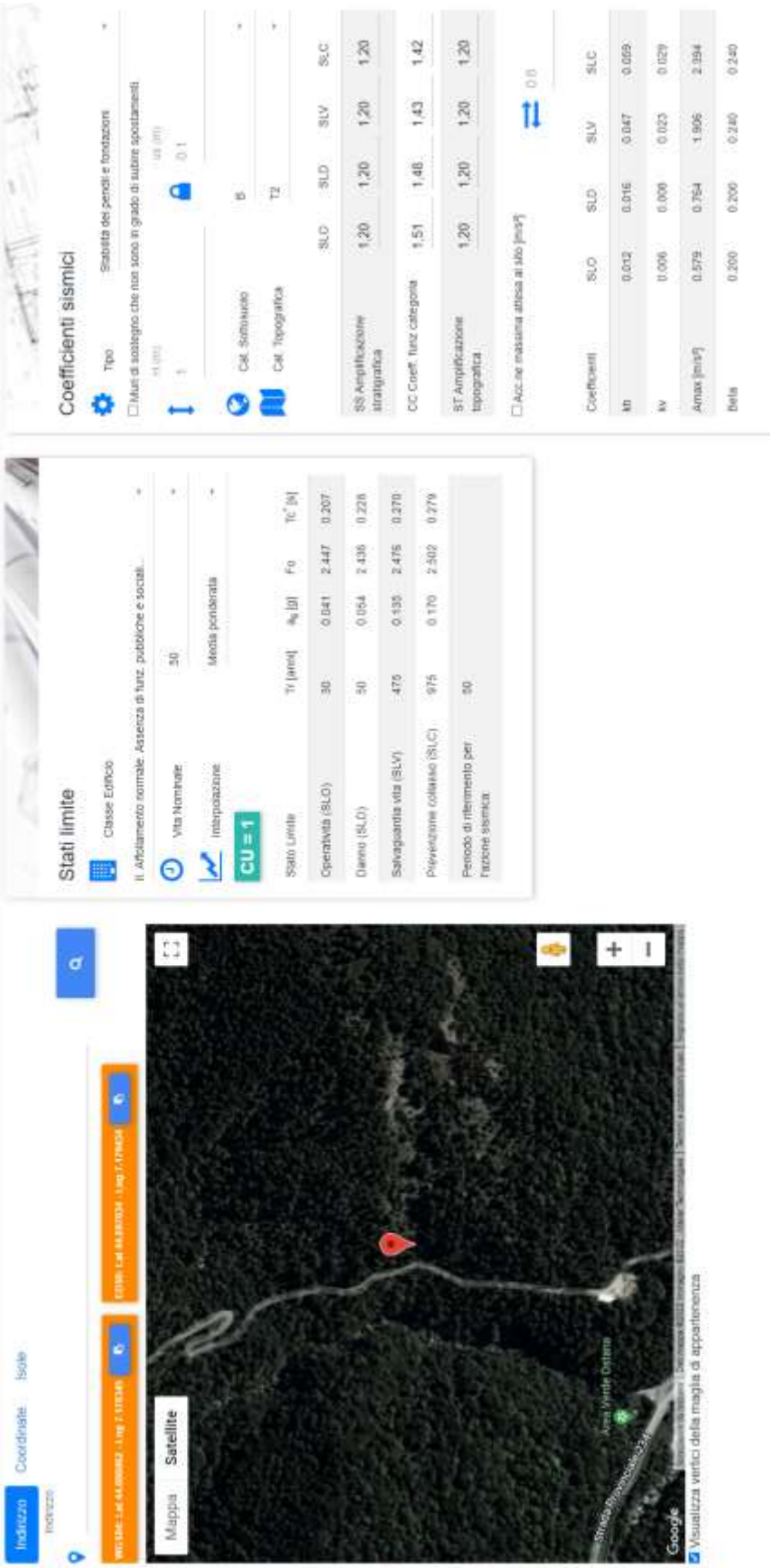


Figura 46: Parametri sismici sito-specifici e parametri di correzione riferiti all'area d'indagine per la categoria B-T2.

9. ANALISI DI STABILITÀ DEI PENDII

Attraverso l'utilizzo di un software dedicato (SSAP2010) è stata **effettuata tramite simulazioni numeriche l'analisi di stabilità del tratto di pendio attraversato dalla strada, coinvolto nell'intervento di consolidamento in progetto (cordolo su micropali).**

Sono stati calcolati i fattori di sicurezza del pendio prima e dopo l'intervento, utilizzando il metodo di Morgenstern-Price. E' stata utilizzata una funzione del programma in cui Il formato di colori utilizzato varia da caldo a freddo indicando con i **colori caldi FS bassi**, mentre con **colori freddi FS alti**.

Una funzione importante è quella di poter filtrare le possibili superfici di scivolamento grazie alla quale è stato possibile visualizzare le 10 superfici di potenziale scivolamento con il Fattore di Sicurezza più basso.

Per le simulazioni, sono state considerate le sezioni 3 e 4 allo stato attuale (Fig. 47), rappresentative delle porzioni di versante coinvolte dall'intervento in progetto a sostegno della strada (micropali).

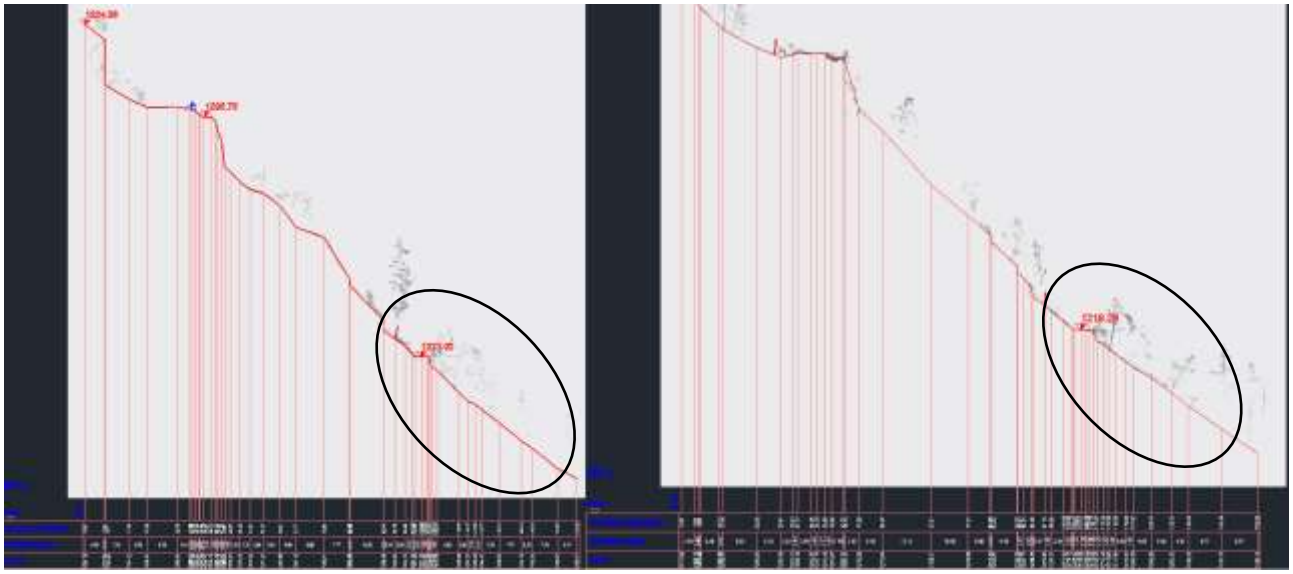


Figura 47: Sezione 3 (a sinistra) e 4 (a destra); cerchiato in nero c'è la porzione di versante considerata per le simulazioni cinematiche.

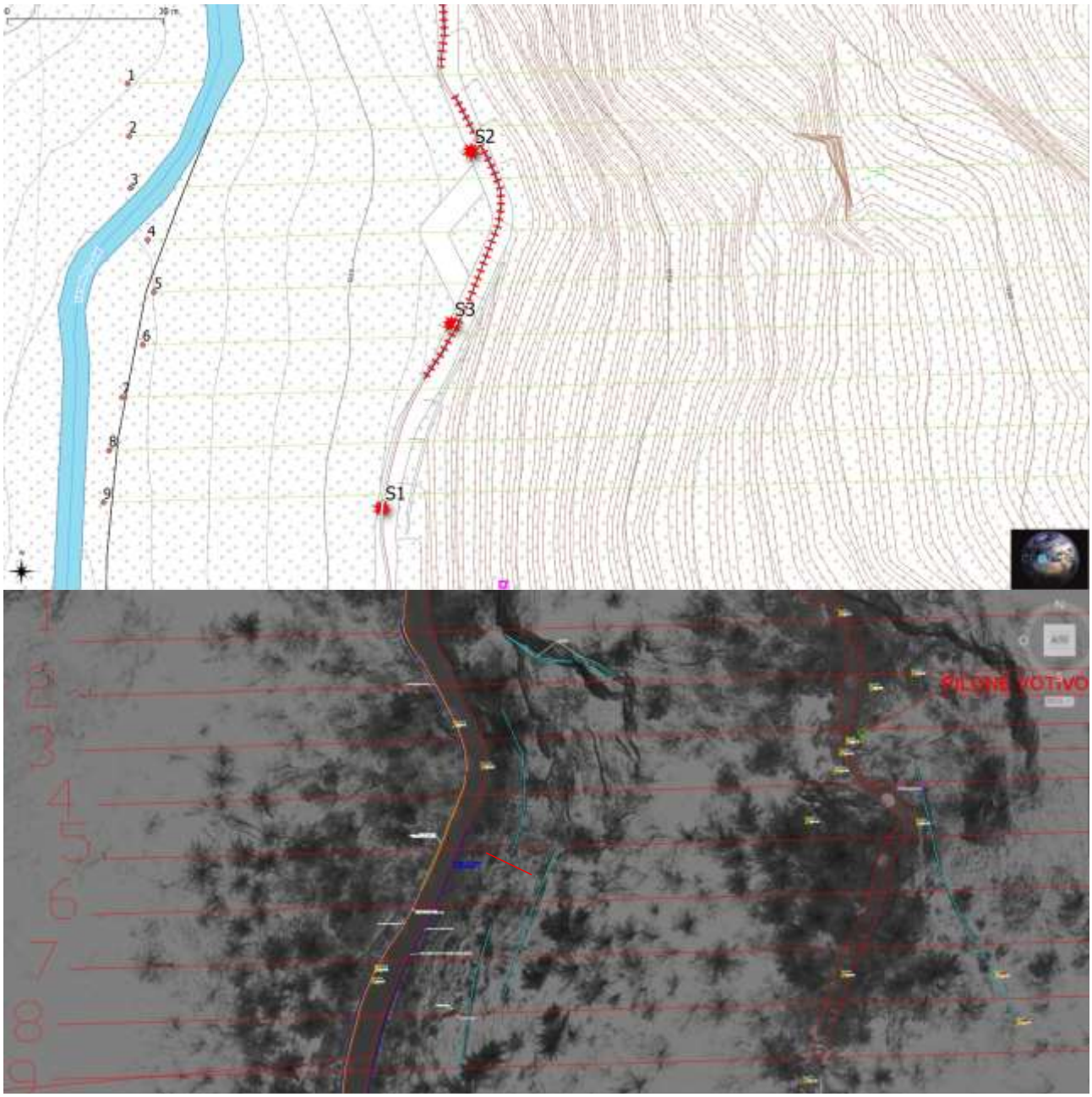


Figura 48: Localizzazione sezioni (numerate da 1 a 9) su BDTRE2021 e su ORTOFOTO ricavata da analisi laser scanner.

Si precisa che la **verifica di stabilità è stata condotta solo sul tratto di versante attraversato dalla strada allo stato attuale e poi di progetto**, **con l'inserimento di un cordolo di micropali,** non esteso ad altre porzioni a valle ed a monte, in quanto l'interesse è di consolidare la strada, non contrastare il movimento franoso.

I parametri geotecnici utilizzati nelle simulazioni, già esposti nel capitolo precedente, vengono ripresentati di seguito; in particolare sono stati adottati:

Ghiaie con blocchi sabbioso-limose (accumulo di frana-detrito colluviale)

POSIZIONE: da p.c. a 12,5 m ca (sondaggio S01), da p.c. a 6,8 m ca (sondaggio S03), da p.c. a 2,5 m ca (sondaggio S02), da p.c. a 2,0 m ca (sondaggio S04)

- **angolo di resistenza al taglio (ϕ)** : 32°
- **coesione (c)** : 0,0 kPa
- **peso di volume naturale (γ_n)** : 17,5 kN/m^3

3. **Substrato lapideo stratificato identificato con classificazione di HOEK-BROWN (esigenza del software)**

POSIZIONE: a partire da 12,5 m ca da p.c. (sondaggio S01), a partire da 6,8 m ca da p.c. (sondaggio S03), a partire da 2,5 m ca da p.c. (sondaggio S02), a partire da 2,0 m ca da p.c. (sondaggio S04)

PARAMETRI UTILIZZATI PER L'AMMASSO ROCCIOSO PIÙ SCADENTE

m_i = 20

GSI = 25

σ_{ci} = 50

D = 0

PARAMETRI UTILIZZATI PER L'AMMASSO ROCCIOSO MENO SCADENTE

m_i = 20

GSI = 55

σ_{ci} = 90

D = 0

Per il calcolo si è tenuto conto dei coefficienti sismici orizzontali e verticali derivati dall'analisi dei caratteri sismici locali, esposti nel capitolo precedente.

9.1 SEZIONE 3 – STATO ATTUALE

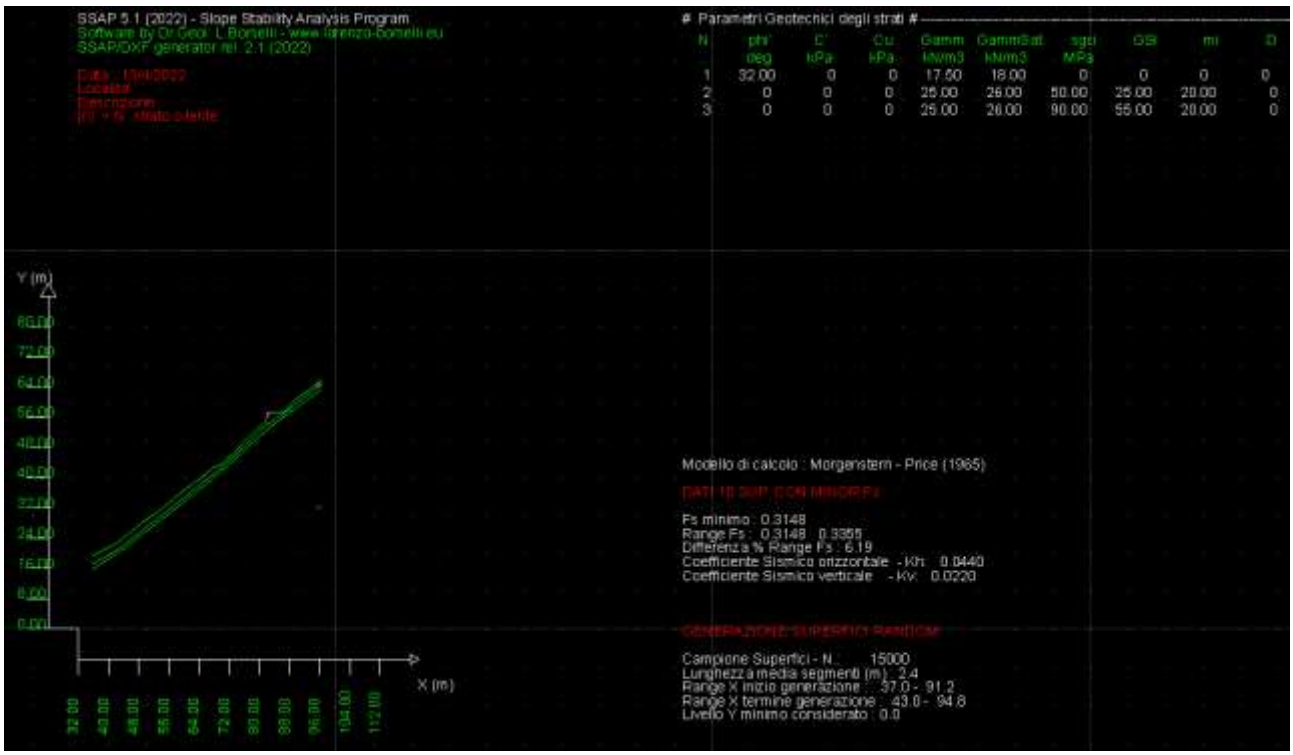


Figura 49: Simulazione cinematica con metodo di Morgenstern-Price (1965); vengono evidenziate in grafico le 10 superfici con FS minore, che risultano essere concentrate nel deposito più superficiale, a valle della strada (Situazione di instabilità).

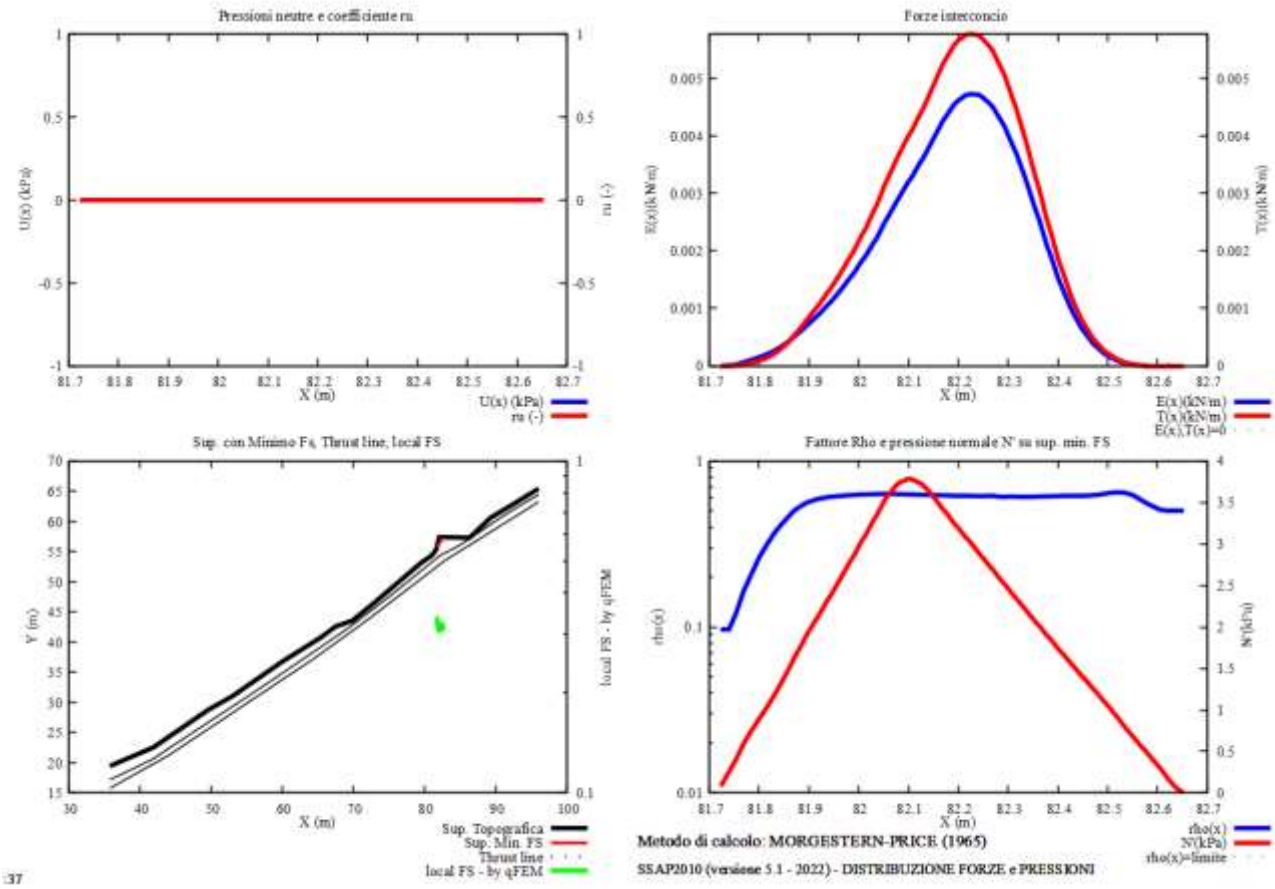


Figura 50: Diagrammi delle forze e delle pressioni.

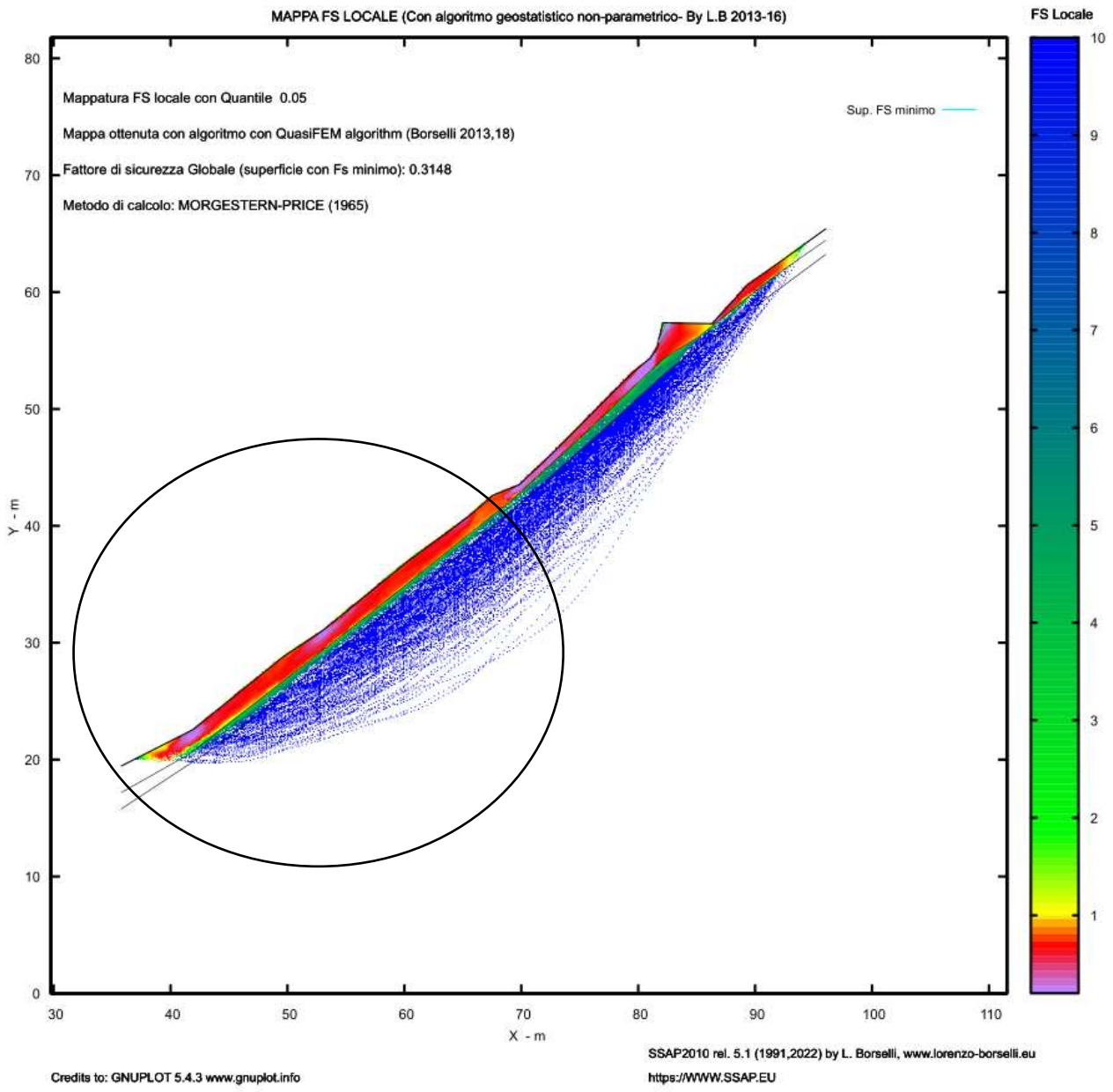


Figura 51: Mappa del FS locale lungo una porzione della sezione 3 allegata al progetto. Come si può notare dall'immagine si registrano valori di FS inferiori a 1 concentrati nel deposito più superficiale, in particolare a valle della strada. Complessivamente il substrato lapideo sottostante presenta valori di FS>1. L'area cerchiata di nero sta ad indicare il settore di pendio meno rappresentativo, per il quale si hanno scarsi dati a disposizione per la ricostruzione stratigrafica.

Non è stato considerato, per tale sezione, l'effetto stabilizzante di un muro a secco già esistente a valle della strada. I dati comunque mostrano che il pendio allo stato attuale presenta potenziali superfici di scivolamento con valori critici del FS inferiori all'unità solamente nel

deposito più superficiale, con caratteristiche geotecniche peggiori, ma mostra valori di FS>1 complessivamente per il substrato roccioso. Si evince da tale simulazione che a valle della strada si concentrano le potenziali superfici di scivolamento maggiormente critiche, su cui si andrà giustamente ad intervenire con la paratia di micropali.

9.2 SEZIONE 3 – STATO DI PROGETTO

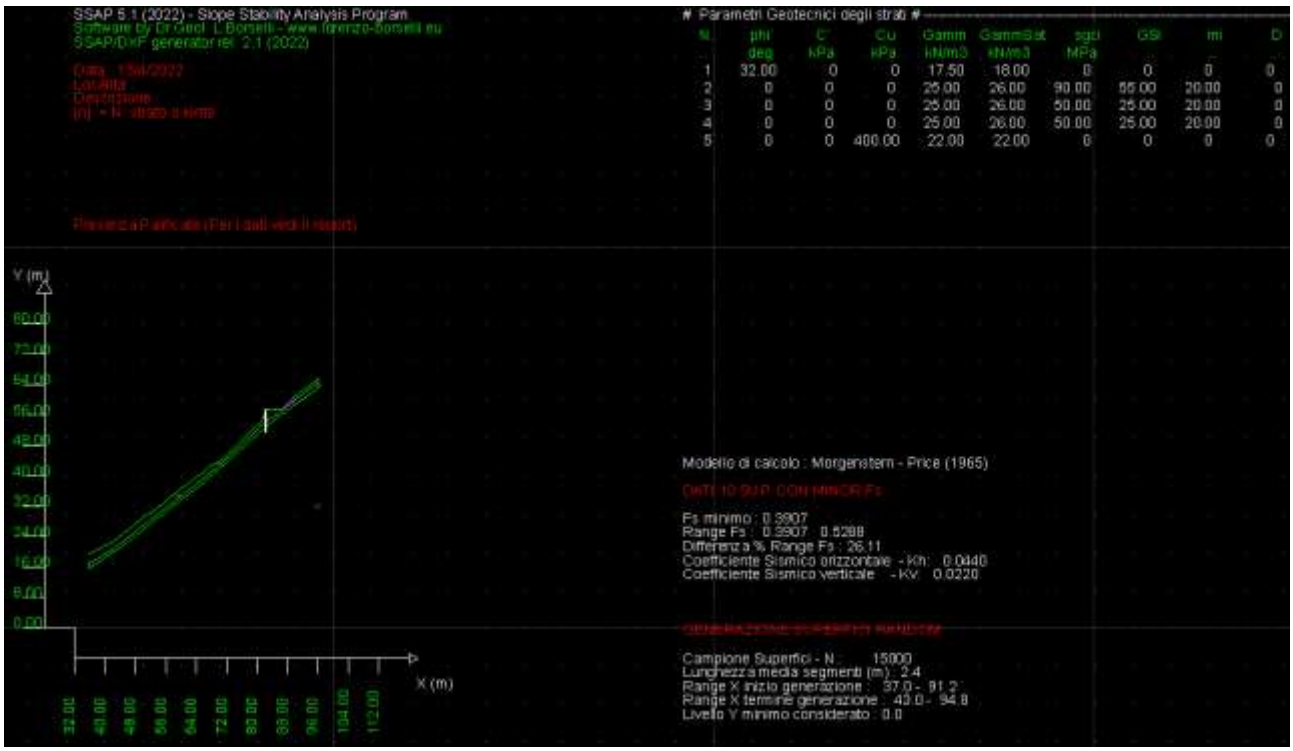


Figura 52: Simulazione cinematica con metodo di Morgenstern-Price (1965); vengono evidenziate in grafico le 10 superfici con FS minore, che risultano essere concentrate nel deposito più superficiale. Come si può notare dall'immagine sono variate le 10 superfici critiche, a conferma dell'effetto stabilizzante del cordolo di micropali.

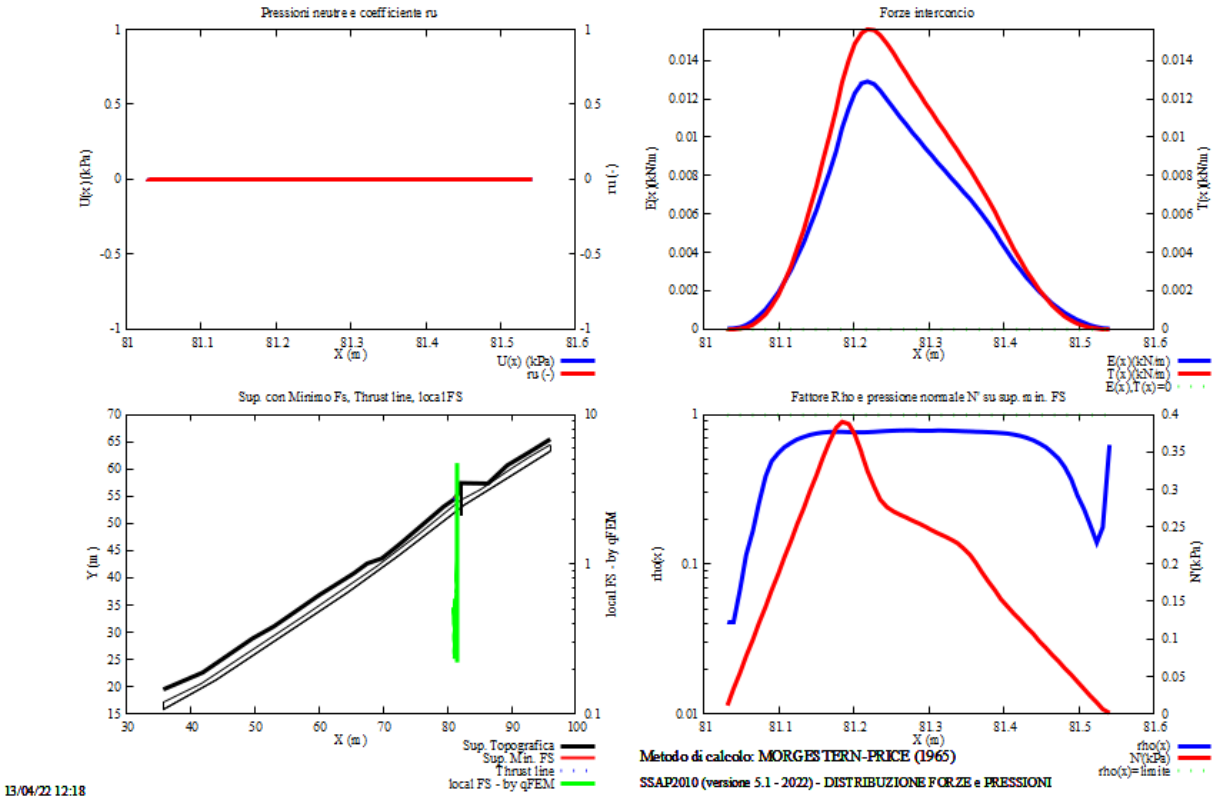


Figura 53: Diagrammi delle forze e delle pressioni.

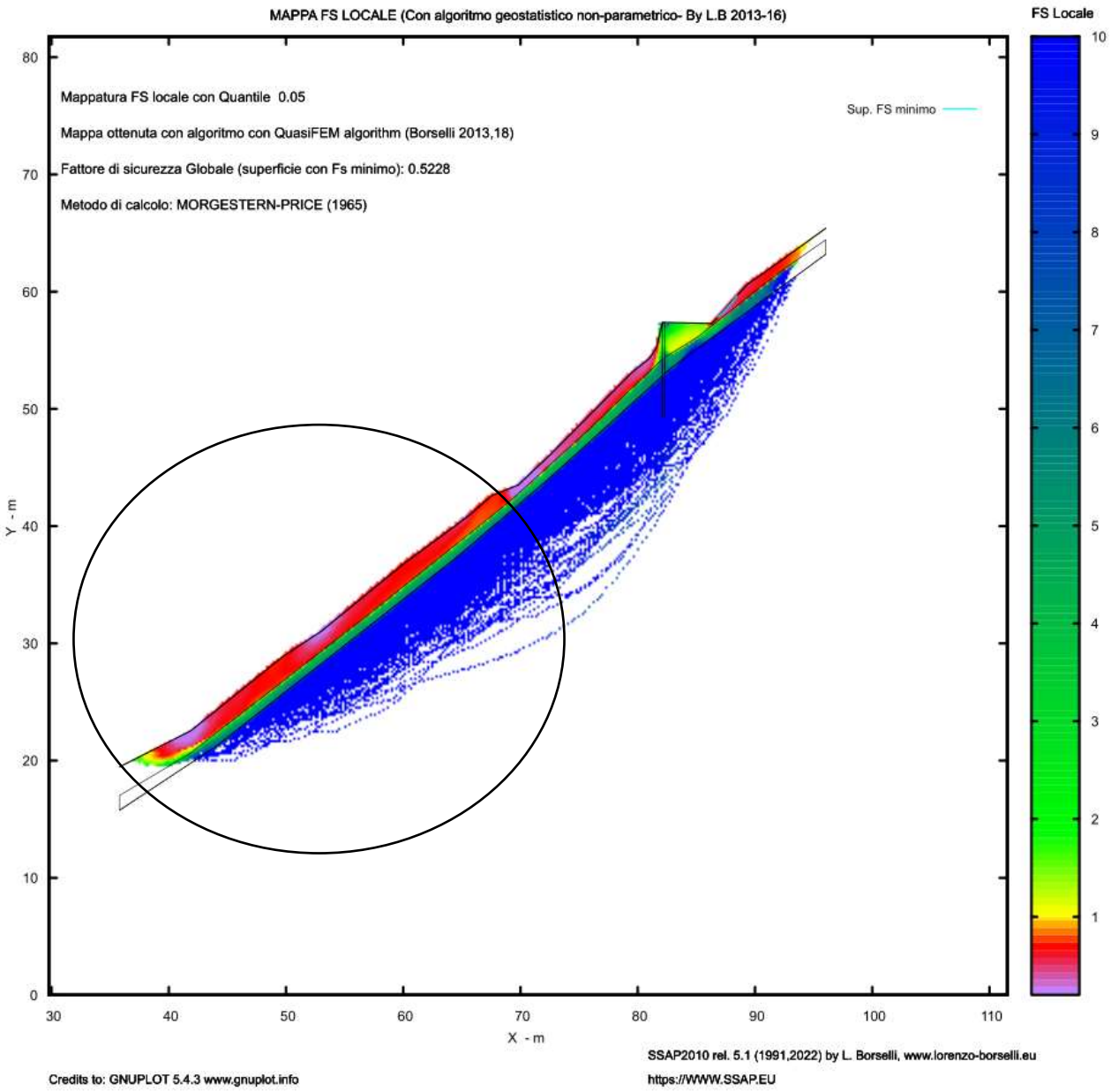


Figura 54: Mappa del FS locale lungo una porzione della sezione 3 allegata al progetto. Come si può notare dall'immagine, con l'inserimento del cordolo di micropali in progetto i valori del FS per la strada oggetto di indagine aumentano fino a valori FS >1. L'area cerchiata di nero sta ad indicare il settore di pendio meno rappresentativo per il quale si hanno meno dati a disposizione per la ricostruzione stratigrafica.

I dati ottenuti dimostrano che la strada oggetto di indagine allo stato di progetto, ovvero con l'inserimento di un cordolo di micropali di diametro di perforazione d = 0,20 m, con interasse di 1 m e una lunghezza pari a L = 8 m, NON presenta più potenziali superfici di scivolamento con valori critici del FS inferiori all'unità, ma mostra valori di FS>1.

9.3 SEZIONE 4 – STATO ATTUALE

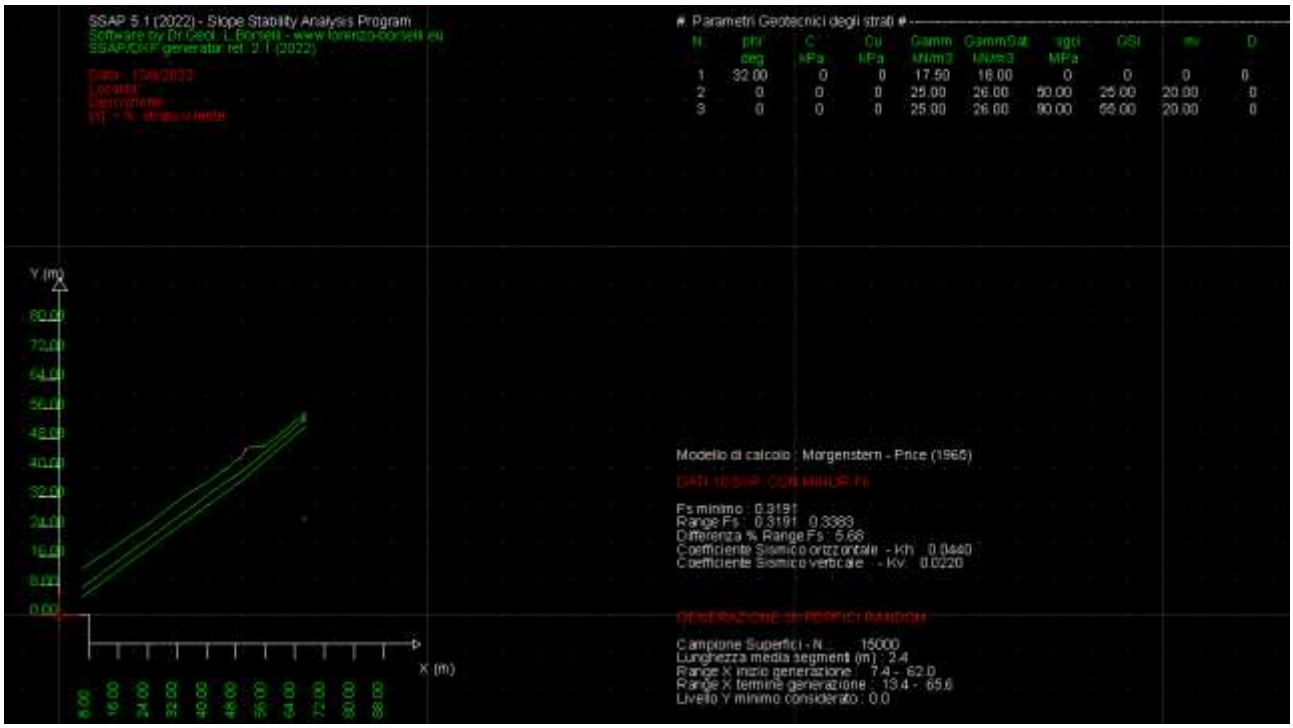


Figura 55: Simulazione cinematica con metodo di Morgenstern-Price (1965); vengono evidenziate in grafico le 10 superfici con FS minore, che risultano essere concentrate nel deposito più superficiale, a valle della strada (Situazione di instabilità).

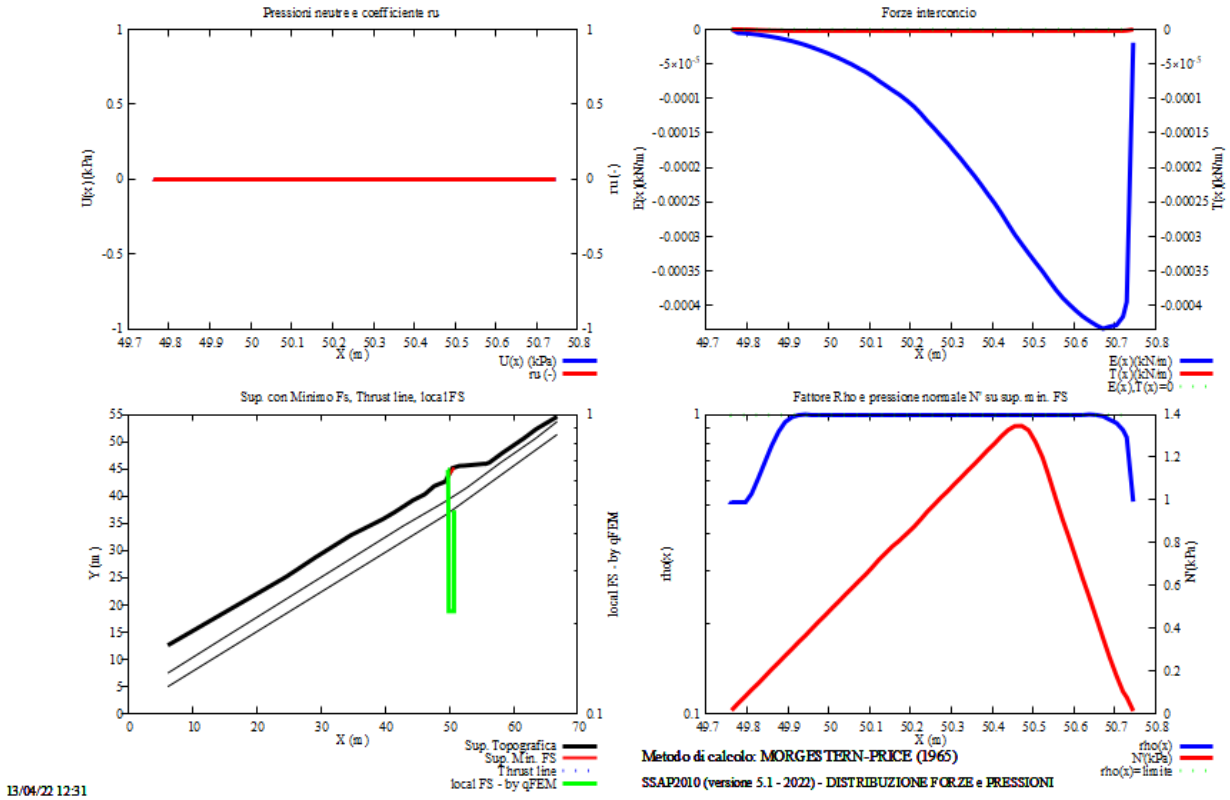


Figura 56: Diagrammi delle forze e delle pressioni.

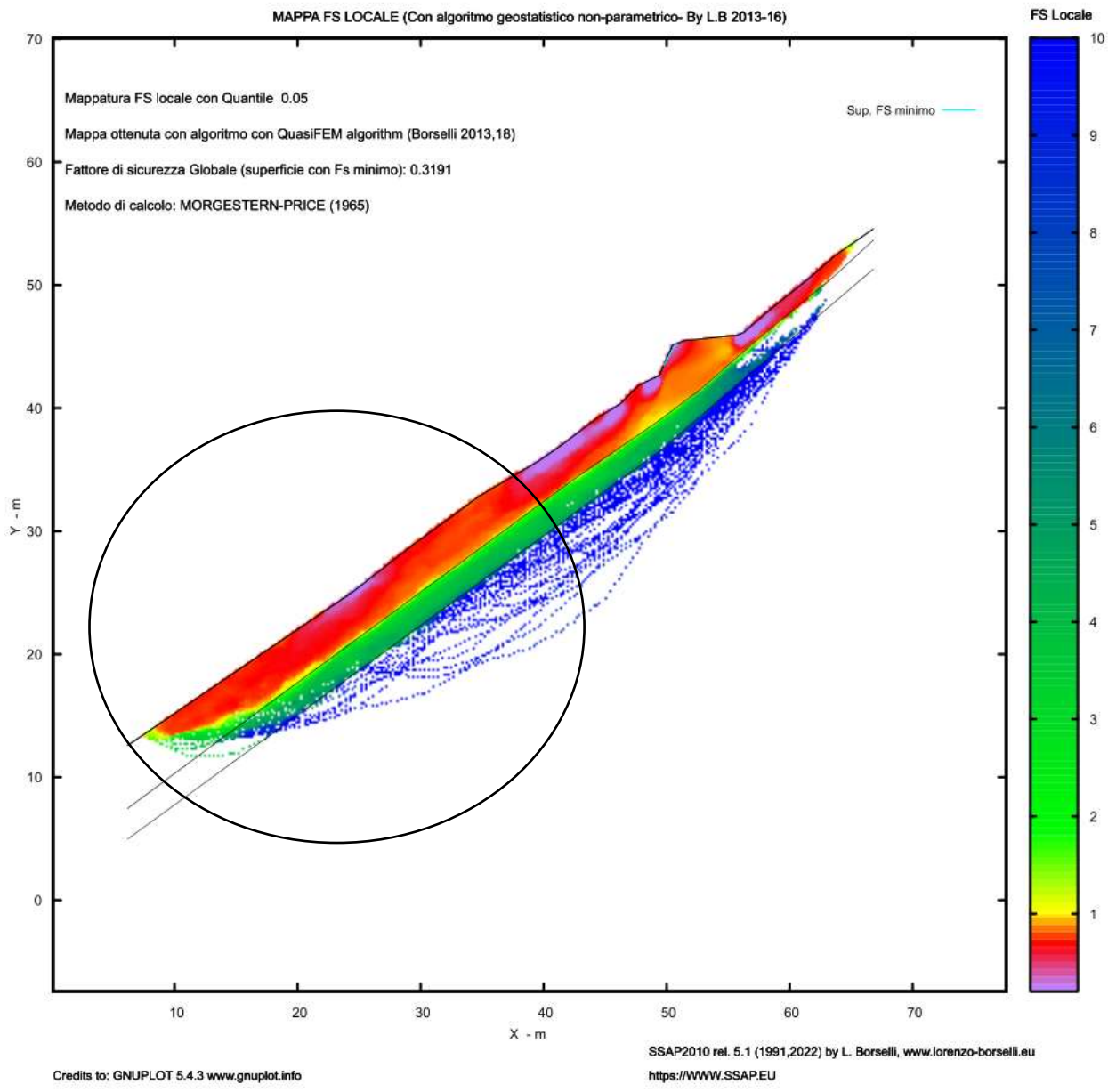


Figura 57: Mappa del FS locale lungo una porzione della sezione 4 allegata al progetto. Come si può notare dall'immagine si registrano valori di FS inferiori a 1 concentrati nel deposito più superficiale, in particolare a valle della strada. Complessivamente il substrato lapideo sottostante presenta valori di FS>1. L'area cerchiata di nero sta ad indicare il settore di pendio meno rappresentativo, per il quale si hanno meno dati a disposizione per la ricostruzione stratigrafica.

Non è stato considerato, per tale sezione, l'effetto stabilizzante di un muro a secco posizionato a valle della strada. I dati comunque mostrano che il pendio allo stato attuale presenta potenziali superfici di scivolamento con valori critici del FS inferiori all'unità solamente

nel deposito più superficiale, a caratteristiche geotecniche più scadenti, ma mostra valori di FS>1 complessivamente per il substrato roccioso. Si evince da tale simulazione che a valle della strada si concentrano le potenziali superfici di scivolamento maggiormente critiche, su cui si andrà ad intervenire posizionando una paratia di micropali.

9.4 SEZIONE 4 – STATO DI PROGETTO

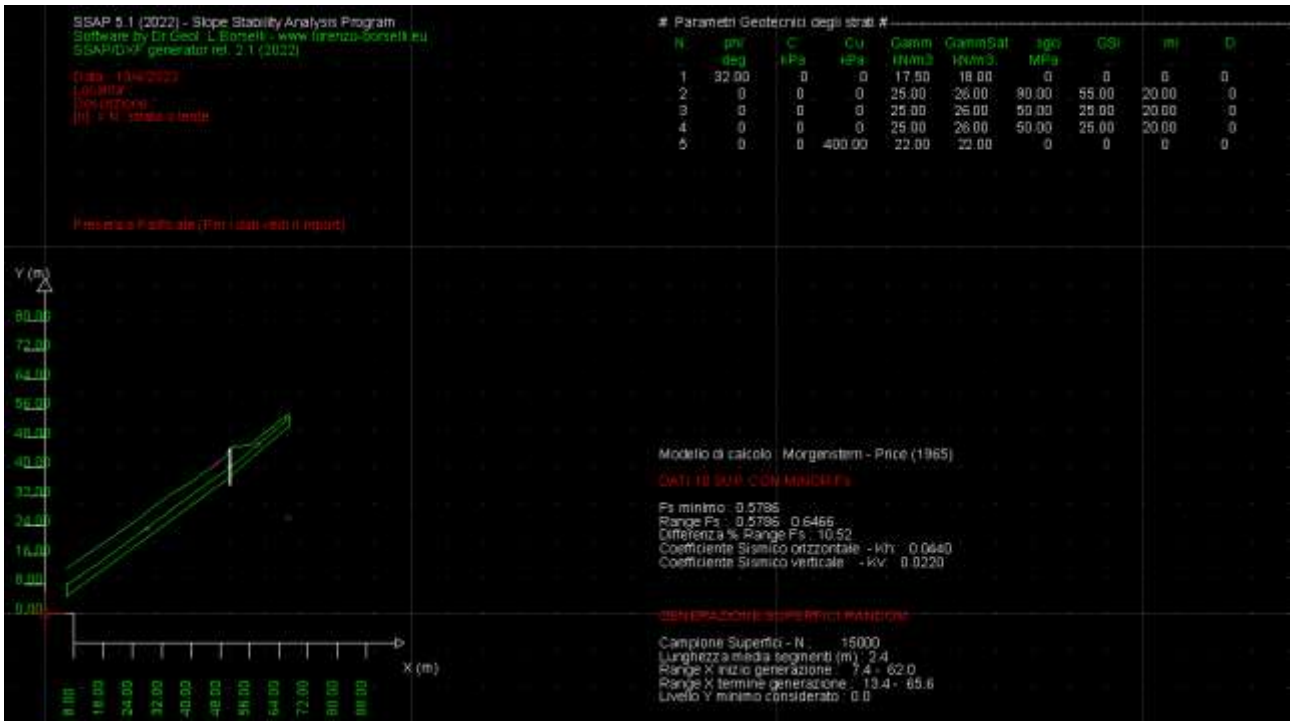


Figura 58: Simulazione cinematica con metodo di Morgenstern-Price (1965); vengono evidenziate in grafico le 10 superfici con FS minore, che risultano essere concentrate nel deposito più superficiale. Come si può notare dall'immagine sono variate le 10 superfici critiche, a conferma dell'effetto stabilizzante del cordolo di micropali.

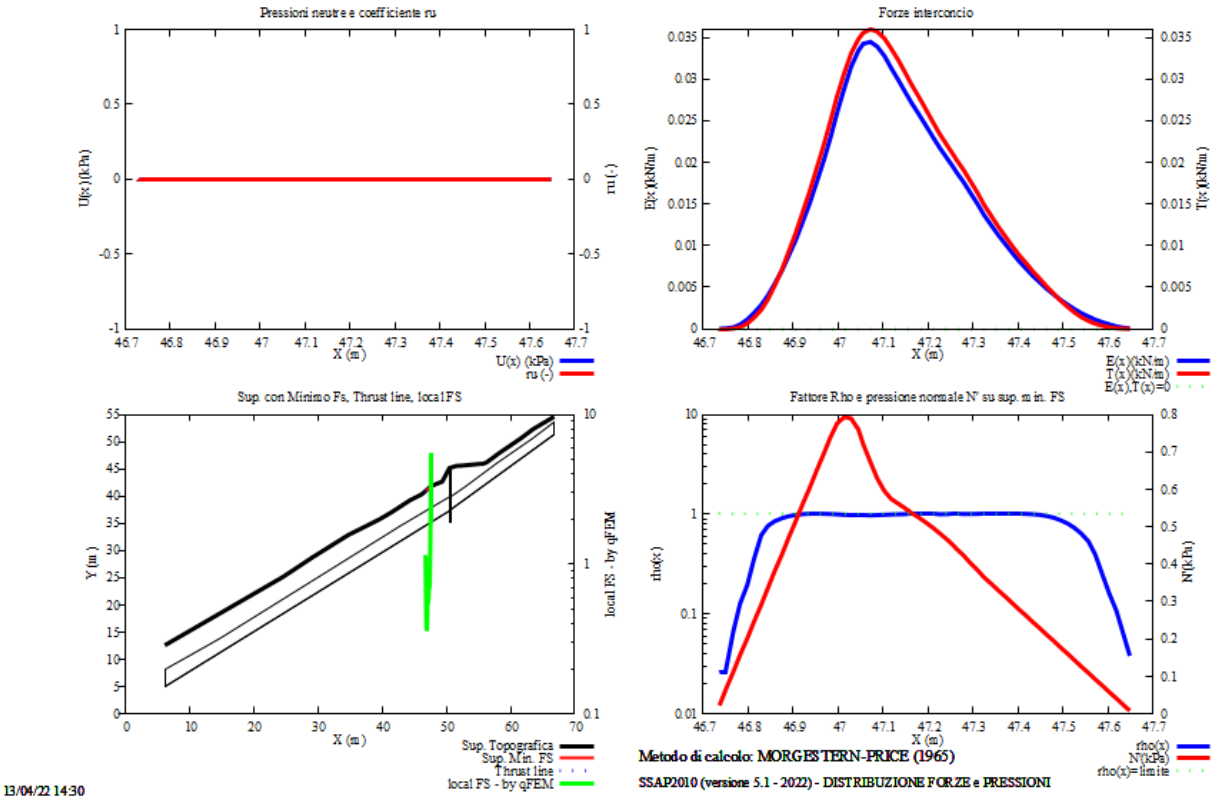


Figura 59: Diagrammi delle forze e delle pressioni.

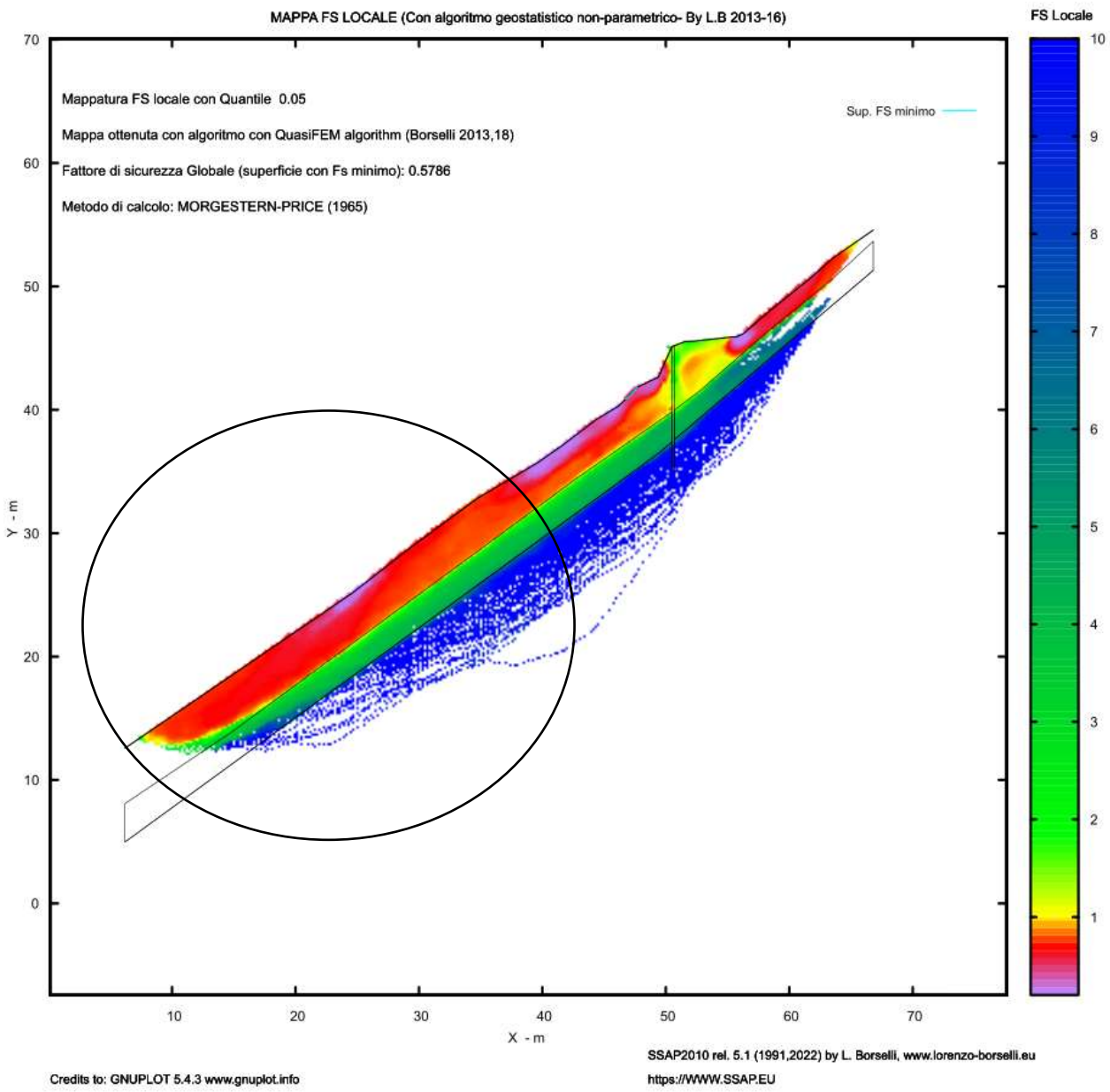


Figura 60: Mappa del FS locale lungo una porzione della sezione 4 allegata al progetto. Come si può notare dall'immagine, con l'inserimento del cordolo di micropali in progetto i valori del FS per la strada oggetto di indagine aumentano fino a valori FS >1. L'area cerchiata di nero sta ad indicare il settore di pendio meno rappresentativo, per il quale si hanno meno dati a disposizione per la ricostruzione stratigrafica.

I dati ottenuti dimostrano che la strada oggetto di indagine, allo stato di progetto, ovvero con l'inserimento di un cordolo di micropali di diametro di perforazione d = 0,20 m, con interasse di 1 m e una lunghezza pari a L = 10 m, NON presenta più potenziali superfici di scivolamento con valori critici del FS inferiori all'unità, ma mostra valori di FS>1.

10. VALUTAZIONI SULLE OPERE DI INTERVENTO E SCELTE PROGETTUALI

Sulla base dei dati raccolti sul versante oggetto di indagine, visto il cinematismo principale di scivolamento tridimensionale e caduta massi, si intendono inserire tre nuove Barriere Paramassi elastiche "flessibili" e nuove Reti attive costituite da pannelli con maglia in fune d'acciaio.

10.1 CARATTERISTICHE TECNICHE GENERALI

Le Barriere paramassi elastiche "flessibili" sono strutture deformabili realizzate ed ubicate lungo i versanti con lo scopo di intercettare, rallentare o arrestare la caduta di blocchi isolati o materiale detritico, di dimensioni non ingenti. La leggerezza della struttura, nonchè la rapidità e semplicità di installazione e manutenzione rendono possibile l'intervento anche in zone montuose di difficile accesso. In dettaglio, la struttura è formata da singoli pannelli in rete estensibile ad alto assorbimento d'energia, composti da funi di acciaio galvanizzato disposte in modo da ottenere maglie di varia forma. I pannelli nel caso di studio, vengono posti in opera o con una certa inclinazione (barriere a sacco, con maggiore capacità di assorbimento energetico rispetto alle verticali), sono collegati tra loro tramite funi di cucitura in acciaio e sono sostenuti da piedritti metallici e tiranti di monte e di valle resi solidali al versante.

Barriere paramassi elastiche: a sacco

Le barriere saranno formate da pannelli di reti flessibili in acciaio, con piedritti ed elementi di rinforzo (tiranti di ancoraggio), infissi direttamente nel terreno. La capacità di assorbimento dell'energia cinetica varia con il tipo di barriera. L'impatto ambientale di queste strutture è ridotto, in quanto le tecniche di installazione non richiedono né imponenti scavi o sbancamenti, né l'impiego di mezzi pesanti ed ingombranti; l'impatto sull'ambiente può essere ulteriormente ridotto tramite verniciatura della struttura, con colori simili a quelli della vegetazione, del terreno o della roccia affiorante in sito.

Reti paramassi sono strutture elastiche di rivestimento di pareti in roccia, utilizzate per il contenimento di blocchi di limitate dimensioni (<60-100cm). Oltre ad impedire il distacco di blocchi di roccia dalla parete, guidano la caduta dei blocchi verso fossette di raccolta, impedendone pericolosi rimbalzi. Pur presentando nell'immediato un rilevante impatto sul paesaggio, nel tempo creano condizioni favorevoli allo sviluppo vegetazionale (riducendo la velocità di ruscellamento delle acque senza alterare la capacità di infiltrazione del pendio), consolidando ulteriormente il versante. Il ripristino della vegetazione può essere favorito anche artificialmente tramite il ricorso all'idrosemina o ad altre tecniche di rinverdimento. **Le reti paramassi sono realizzate con fili d'acciaio zincato o in lega di zinco-alluminio disposti in maniera tale da formare una struttura a doppia torsione con maglie esagonali; possono inoltre essere armate o rinforzate con funi in acciaio disposte in maniera verticale e/o obliqua.**

Dopo essere stata ancorata nella parte sommitale della parete, la rete viene stesa sul versante e fissata, sia al piede che in posizione intermedia, tramite ancoraggi meccanici.

Nella realizzazione di questi sistemi di protezione devono essere considerati:

1. Il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso e la localizzazione delle zone più idonee per il posizionamento degli ancoraggi;
2. La valutazione delle dimensioni dei blocchi per la scelta della maglia più idonea della rete (oltre al trattenimento dei blocchi di dimensioni medie e massime, deve essere evitato che i blocchi di dimensioni minori passino attraverso le maglie della rete);
3. Il disgaggio o l'ancoraggio di quelle masse rocciose il cui crollo possa compromettere l'efficacia della rete (blocchi di dimensioni superiori alla capacità di trattenimento della rete);
4. La realizzazione di un fossato di raccolta dei blocchi alla base.

Prima della messa in posa della rete è **necessario ripulire la parete dalle masse disancorate ed eventualmente rimodellare il versante**: la pendenza del versante deve essere abbastanza uniforme per far sì che la rete risulti sempre a contatto con il pendio. È necessario effettuare una periodica pulitura del materiale accumulato nel fossato di raccolta e valutare le condizioni di efficienza degli ancoraggi in testa e al piede. Gli ancoraggi al piede della rete devono essere realizzati in maniera tale da consentirne lo svuotamento.

10.2 INDICAZIONI PROGETTUALI

a) Sulla base dei calcoli statistici eseguiti per la caduta massi (**vedi allegati**) si è optato per **l'inserimento di tre Barriere paramassi elastiche**: le prime due barriere (**1 e 2 in Fig. 61),** a quota inferiore, con una capacità di 3000 KJ e **altezza di 3 m,** mentre per la terza barriera (**barriera 3 in Fig. 42**) capacità 3000 KJ e altezza **pari a 5 m**. NON si ritiene necessario rimuovere le barriere esistenti: ancorchè sottodimensionate possono integrare il sistema ideato.

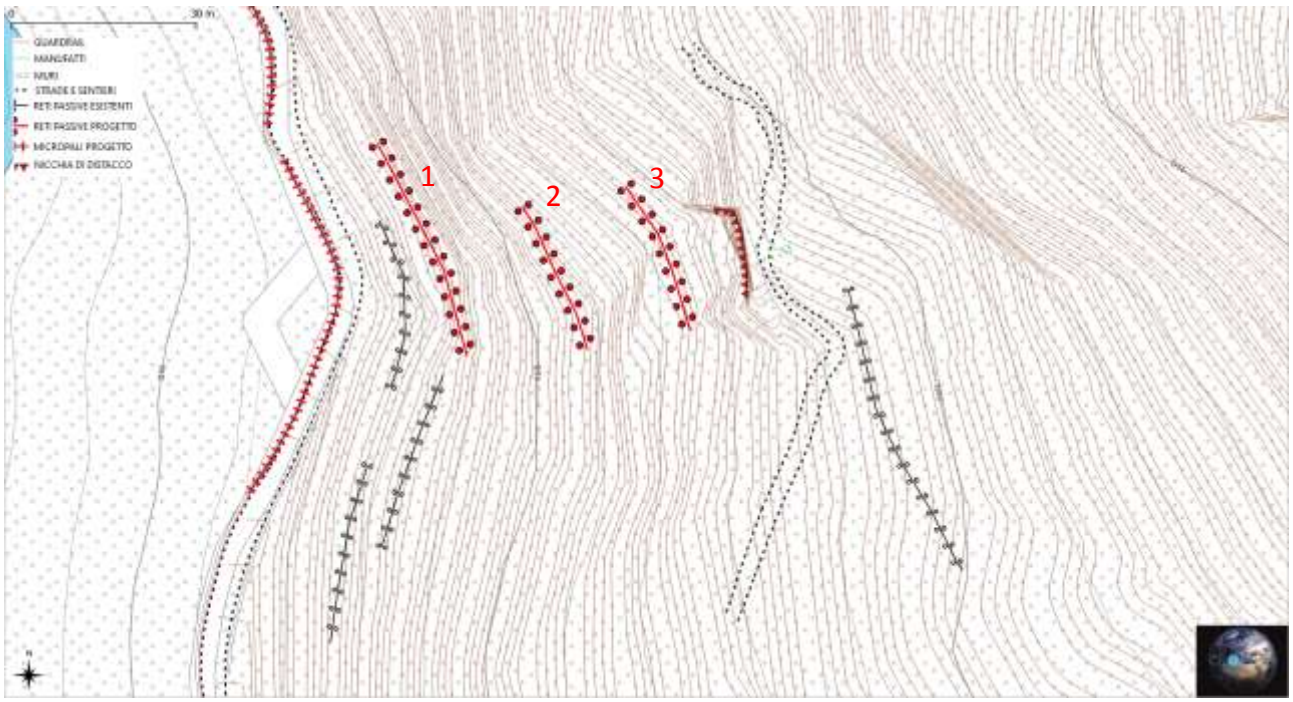


Figura 61: Le barriere in progetto sono rappresentate in figura da linee rosse con, a fianco, puntini rossi e sono numerate in modo progressivo da valle a monte.

Come "linea di distacco", ovvero la parete su cui è partita la simulazione di caduta blocchi (Vedi allegati), è stata considerata la parete con nicchia di distacco esistente (vedi Fig. 61 e allegati) a monte delle tre barriere. La dimensione dei blocchi è stata inoltre verificata con l'osservazione statistica del detrito sottostante le nicchie di distacco. Il valore maggiormente rappresentativo è quantificabile in circa 1 m^3. Il peso di volume dei blocchi è stato quantificato con 25 (+/- 2) KN/m^3.

b) Le **reti "attive" sono costituite da pannelli con maglia in fune d'acciaio**; dovranno essere ampliate per estensione e posizionate in seguito a disgaggio dei massi pericolanti. In particolare si è scelto di ampliare le superfici dei pannelli esistenti (anche senza rimuovere l'esistente) e di posizionarli nello specifico su pareti immergenti ad Ovest (240-280 di immersione) e con angolo di inclinazione superiore a 70°, pareti che sulla base dei dati raccolti dai test di Markland **sono più soggette a potenziali cinematismi di crolli** di blocchi tridimensionali. **Si suggerisce di posizionare almeno 200 mq totali di pannelli (vedi Fig. 62).**

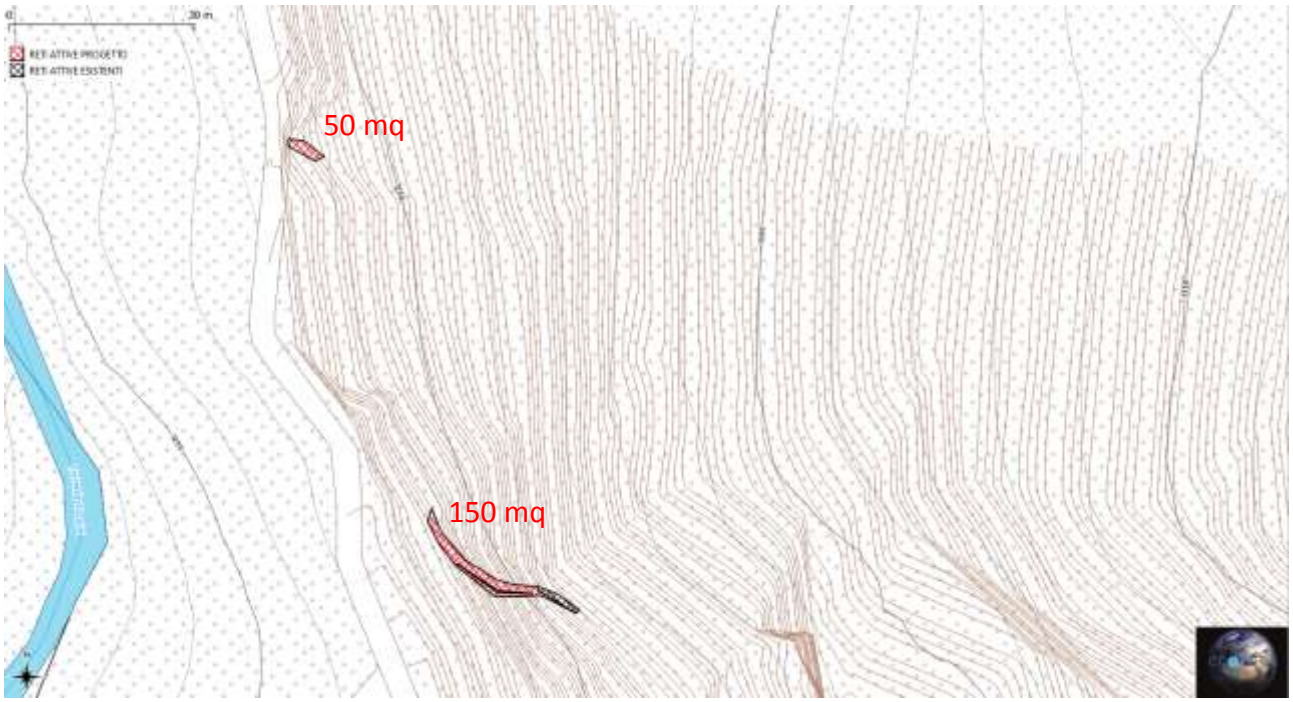


Figura 62: Le reti attive in progetto sono rappresentate in figura da poligoni retinati in rosso per una stima complessiva di 200 mq.

I pannelli con maglia in fune d'acciaio dovranno essere installati secondo i disegni di progetto, le relazioni geologica e geotecnica, le specifiche tecniche, nonché secondo le particolari prescrizioni che saranno date all'atto esecutivo dalla Direzione dei Lavori.

I pannelli dovranno essere installati quanto più possibile **in aderenza alla parete** da consolidare da squadre d'operai rocciatori di comprovata esperienza, che lavorano esclusivamente

in cordata, muniti di tutte le necessarie attrezzature di sicurezza. Le squadre di operai che opereranno in parete dovranno essere costituite esclusivamente da rocciatori idoneamente formati in base al D.Lgs. 09/04/2008 n. 81 e D.Lgs. 08/07/2003 n. 235. Tale condizione dovrà essere dimostrata dalla ditta con i relativi attestati nominativi, per ciascun lavoratore. Indicativamente è prevista la fornitura e posa in opera di pannelli con maglia in fune di acciaio costituiti da elementi rettangolari aventi area non inferiore a 12 mq e non superiori 24 mq, in funi di filo d'accialo zincato. I pannelli saranno formati da teli di rete aventi, ciascuno, una larghezza minima di 3,5 m e un peso non superiore a 1.4 kg/mq, al fine di facilitarne il corretto posizionamento e dovranno essere costituiti da un'orditura di trefoli d'acciaio armonico 6.5mm (costruzione 1x3) a maglia approssimativamente quadrata di dimensione 385mm x 415mm (superficie della maglia non inferiore a 1550 cm^2). Il trefolo da utilizzare dovrà essere costituito da tre fill di diametro 3 mm con resistenza unitaria del filo elementare di 1770 N/mm^2 (UNI ISO 2408), protetti mediante rivesti mento in lega Zn-Al secondo UNI EN 10264-2; i nodi delle maglie sono ottenuti intrecciando l'una sull'altra, così da impedire il reciproco sfilamento, due parti del trefolo piegato all'incirca a 90°. La fune perimetrale (fune di bordo), con diametro non inferiore a 16 mm sarà chiusa agli estremi mediante manicotto in alluminio pressato. Le funi di maglia (funi di orditura) con diametro non superiore a 8 mm presenteranno agli incroci delle maglie dei rinforzi costituiti da graffe galvanizzate a doppio guscio chiuse a pressione. Saranno inoltre presenti delle funi di contenimento che determinano un’orditura romboidale. Tali funi presentano un diametro non inferiore ai 12 mm.

Il fissaggio del pannello sarà ottenuto mediante ancoraggi in barre d’acciaio ad aderenza migliorata del diametro di 24 mm e di lunghezza non inferiore ai 2,5 m posti in appositi fori del diametro di 41 mm intasati con boiacca acqua/cemento, con rapporto acqua/cemento non superiore a 1:1,5, addittivata con antiritiro, pompando la miscela dal fondo del foro fino a rifiuto.

I pannelli saranno collegati agli ancoraggi mediante asole in fune diametro 12 mm opportunamente morsettate. Le funi perimetrali, di maglia e di collegamento saranno fissate agli ancoraggi tramite dei golfari femmina. **Quanto sopra dovrà essere vagliato, eventualmente modificato ed approvato dal Progettista.**

c) **Per stabilizzare la carreggiata stradale**, sul lato di valle della strada comunale si prevede la realizzazione di un **cordolo di sostegno in cls armato, ancorato al substrato con micropali e tiranti.**

E' previsto che **la collocazione dei micropali sia limitata ai settori indicati in Fig. 64**, evitando di interferire con il tratto dove si esercitano le maggiori spinte dissestive e lasciare libero sfogo al movimento del versante, monitorato da ARPA Piemonte. Presumibilmente saranno necessari **41 pali lunghi dieci metri,** interasse un metro, a partire a monte del sondaggio S1, intorno al muro in pietra in curva **20 di otto metri**, **altri 41 di sei metri** dal muro a fine curva verso monte **(Fig.64).**

Ad es. **micropalo Tubfix (Fig. 63): l'esecuzione prevede l'introduzione di un'armatura tubolare d'acciaio di forte spessore** in un foro eseguito per trivellazione, spesso con circolazione di fango bentonitici. Il tubo d'acciaio ha una serie di valvole di non ritorno disposte a interasse di 30-50 cm nel tratto terminale, in corrispondenza degli strati di terreno cui si intende trasferire il carico. In una prima fase, dalla valvola più profonda, viene iniettata una malta cementizia che, risalendo dal basso verso l'alto, occupa l'intercapedine tra la parete del foro e il tubo di armatura. In una seconda fase, è iniettata malta ad alta pressione attraverso ciascuna valvola, una per volta, dal basso verso l'alto. Ciò produce la rottura della guaina e la formazione di sbulbature di diametro tanto maggiore quanto più tenero è il terreno circostante. Per tale motivo la capacità portante del sistema palo-terreno dipende assai più dalle caratteristiche del micropalo che non da quelle del terreno.

Diametro del foro (mm)	*Diametro del tubo di armatura (mm)*		*Carico massimo ammissibile (kN)*	
	esterno	*interno*	*a trazione*	*a compressione*
85	48,3	39,3	70	175
	51,0	35,0	135	235
100	60,3	44,3	165	300
	60,3	35,3	210	370
120	76,1	60,1	235	410
	76,1	51,1	280	510
145	82,5	66,5	255	520
	82,5	57,5	330	630
175	88,9	72,9	280	675
	88,9	63,9	360	795
200	101,6	85,6	320	845
	101,6	76,6	460	985

Figura 63: Tabella diametro foro, tubo di armatura e carico ammissibile per micropali di tipo Tubfix

Si suggerisce l'utilizzo di **pali con diametro del foro da 200 mm** e carico massimo ammissibile di 460-985 kN per i carichi massimi ammissibili rispettivamente a trazione e a compressione. Il corretto dimensionamento sarà comunque valutato dal progettista sulla base dei parametri geotecnici qui forniti.

Si suggerisce sulla base della campagna geognostica eseguita nell'area di posizionare **da Nord a sud: 41 pali con interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 6 metri; 20 pali con interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 8 metri; 41 pali interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 10 metri (vedi Fig. 64).**

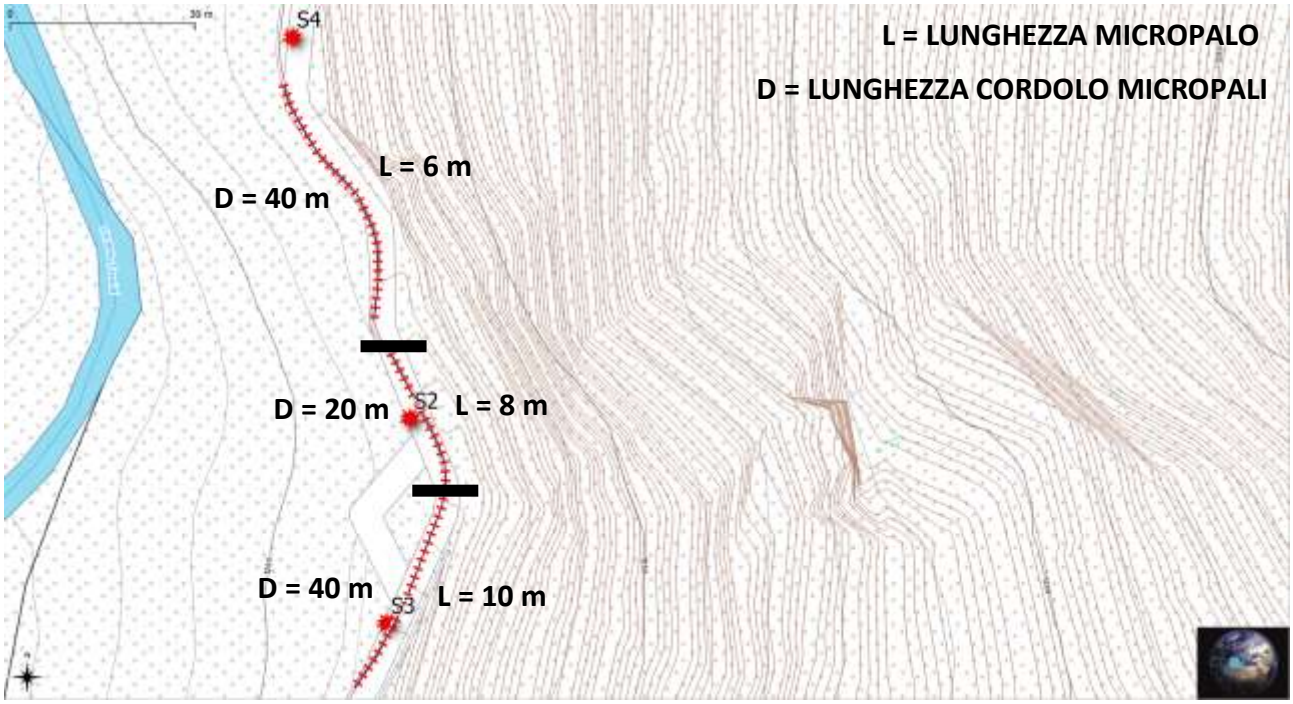


Figura 64: Stralcio BDTRE2021 con posizione dei micropali (linea tratteggiata rossa) rispetto ai sondaggi geognostici eseguiti nell'area (stelle rosse). In figura viene rappresentata la lunghezza (L) dei micropali e la lunghezza totale del cordolo di micropali (D). Da Nord a Sud: 41 pali (partendo da sotto S4 a scendere) con interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 6 metri; 20 pali (a cavallo di S2) con interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 8 metri; 41 pali (scendendo fino a S3 e poco oltre) con interasse 1 metro e lunghezza del micropalo pari a 10 metri.

11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dai sopralluoghi, dalle indagini svolte, dall'esame del pregresso e dalle considerazioni effettuate, si possono definire due cinematismi principali del fenomeno franoso di Ostana – Località Ciampagna, che coinvolge la strada oggetto di indagine:

1. **Fenomeni di distacco e scivolamento di blocchi tridimensionali dalla parete rocciosa a monte della strada** (più a N), interessata da una serie di famiglie di discontinuità che porta al distacco di blocchi e ad evidenti cinematismi di crollo.
2. **Scivolamento composito (prevalentemente roto-traslativo) dell'accumulo di frana** individuato nei sondaggi, con una **componente di movimento prevalente verso S**.

L'accumulo di frana è spinto verso S dal distacco e movimento di blocchi a monte dell'accumulo, dall'elevata pendenza, dai piani di scistosità disposti a franapoggio rispetto ai pendii esposti a S, dal peso notevole dell'accumulo (numerosi blocchi e clasti), aggravato poi in caso di eventi metereologici di forte entità (aumenta il peso dell'accumulo, diminuzione di forze resistenti al pendio ed aumento delle forze agenti).

Sulla base delle indagini svolte per l'area in esame, si possono effettuare queste considerazioni:

- **Per stabilizzare la strada oggetto di indagine, oltre al ripristino della carreggiata,** si provvederà alla **realizzazione sul lato di valle di cordolo in cls armato sostenuto da micropali con tiranti**; come concordato con Arpa Piemonte e tecnici regionali/comunali, il posizionamento sarà limitato al tratto nei pressi dei sondaggi S2 ed S4. Non si prevedono invece micropali nei pressi dei sondaggi S1 e sotto S3, in quanto un tentativo di contrasto diretto al piede della frana potrebbe incrementare l'energia potenziale della stessa e peggiorare le condizioni attuali. **Si ritiene inoltre si possa ridurre progressivamente lunghezza e quantità dei micropali procedendo verso N, verso S2, arrivando addirittura ad azzerarli a S di S4 (vedere schema di fig. 64). Complessivamente si prevedono sufficienti 41 micropali da 6 metri, 20 da 8 metri e 41 da 10 metri, salvo diverse disposizioni del Progettista strutturale e della DDLL.**

La sicurezza del transito sarà garantita migliorando i sistemi di ritenuta sul versante, come segue:

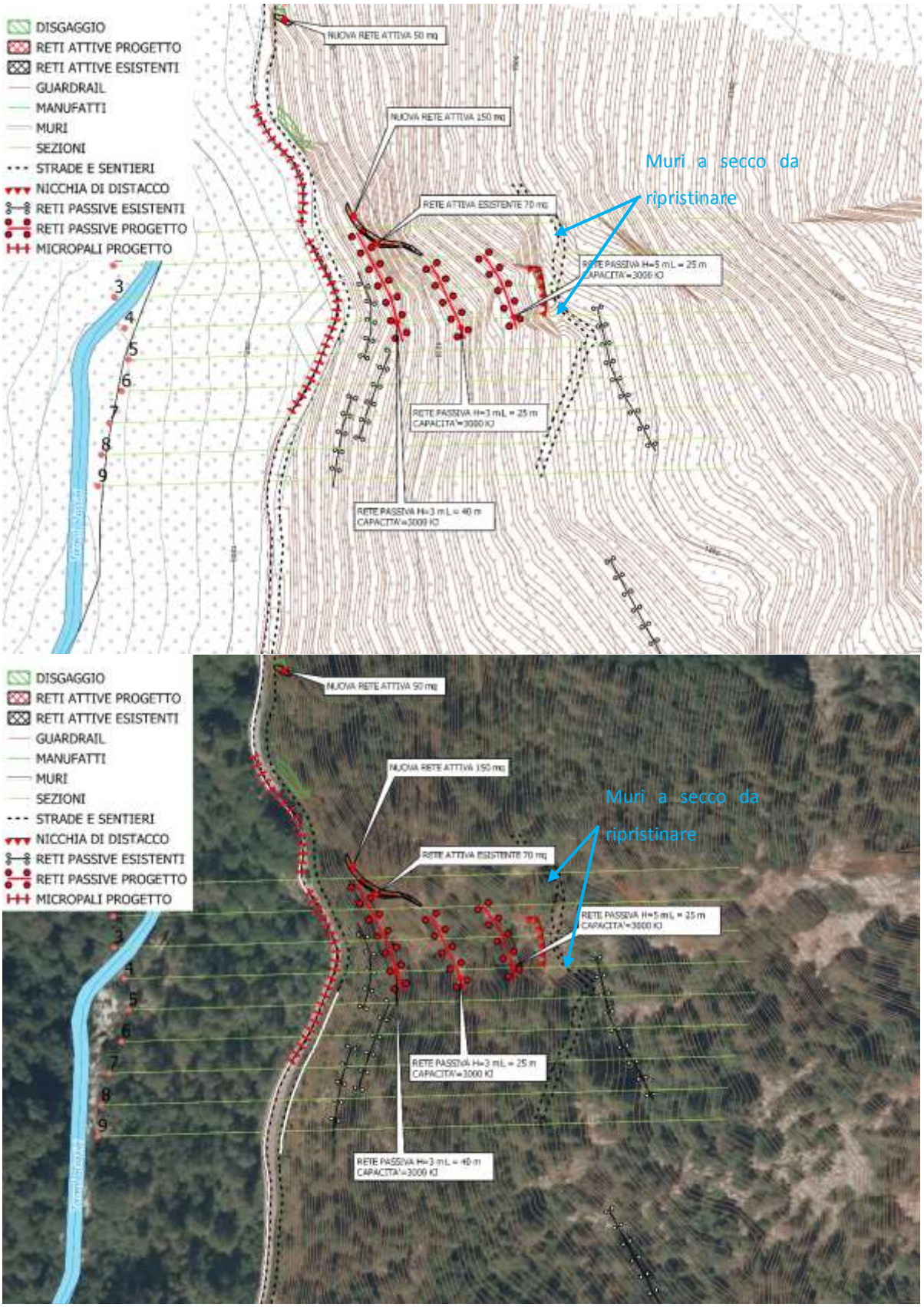
- Posizionamento di **reti "attive"** (Fig. 62), costituite da pannelli con maglia in fune d'acciaio, che dovranno essere ampliate per estensione rispetto alle attuali e posizionate in seguito a disgaggio dei massi pericolanti. L'intervento richiederà di ampliare le superfici dei pannelli attualmente in essere (anche senza rimuovere l'esistente) e di posizionarli nello specifico su pareti immergenti ad Ovest (240-280 di immersione) e con angolo di inclinazione superiore a 70°, pareti che sulla base dei dati raccolti dai test di Markland sono più soggette a potenziali cinematismi di crolli di blocchi tridimensionali.

- Inserimento di **tre Barriere paramassi elastiche:** le prime due barriere **(1 e 2 in Fig. 42),** a quota inferiore, con una capacità di **3000 KJ e altezza di 3 m**, mentre per la terza barriera (**barriera 3 in Fig. 42**) si prevede **capacità di 3000 KJ ma altezza pari a 5 m**. (vedere simulazioni di caduta in Allegati). **NON si ritiene necessario rimuovere le barriere esistenti:** ancorchè sottodimensionate possono integrare il sistema ideato.

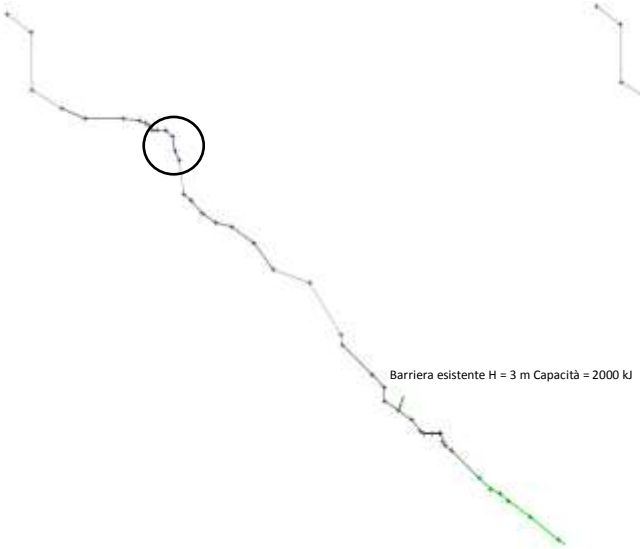
- A completamento sarà inoltre previsto un **disgaggio dei blocchi pericolanti**, l'uso di **collanti per chiudere le fessure** residue ed impedire l'infiltrazione idrica superficiale, il **posizionamento di una canaletta di raccolta** delle acque lungo il bordo di valle della strada. Sarà infine curato il ripristino del fondo stradale e della carreggiata e confermato un sistema di monitoraggio e controllo del movimento franoso.

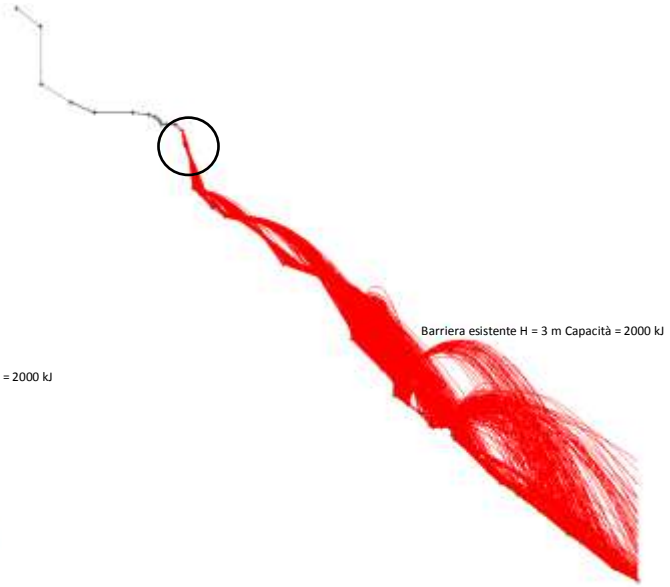
- Sono poi da ripristinare alcuni muri a secco esistenti ma fatiscenti, a valle del sentiero che delimita a monte l'area di intervento, in quanto pericolanti e a rischio di crollo (vedi foto allegate)

12. ALLEGATI

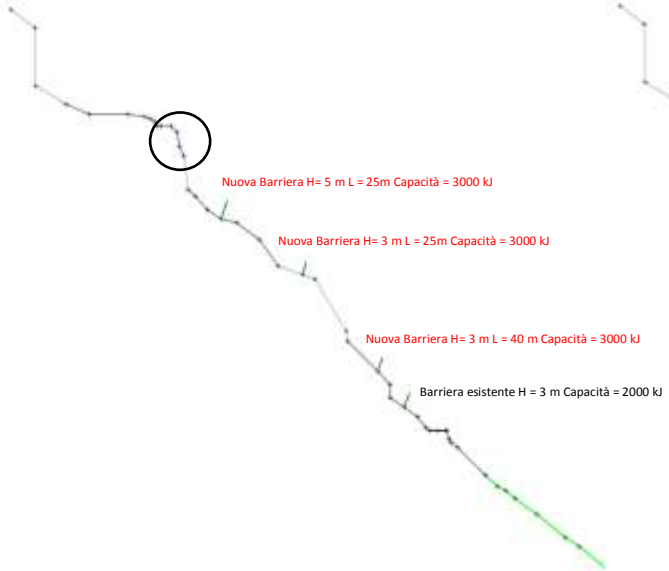


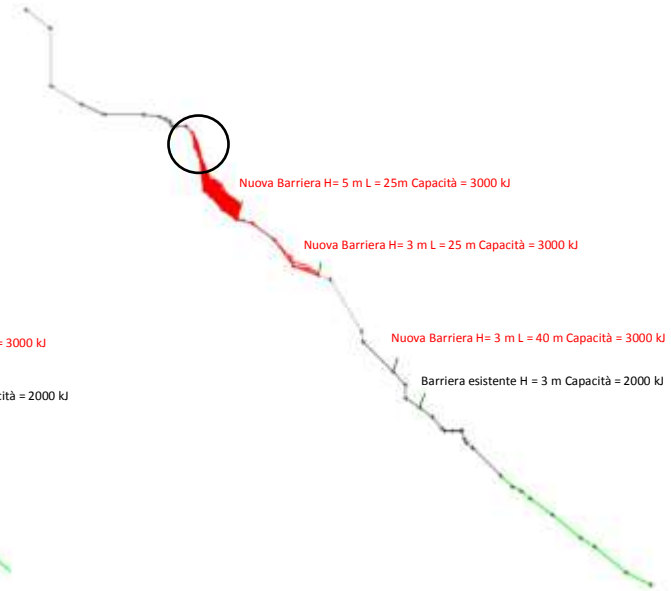
Planimetria BDTRE e ORTOFOTO con indicazione delle opere esistenti (nero), dei profili (linee verdi) e delle opere in progetto (rosso).



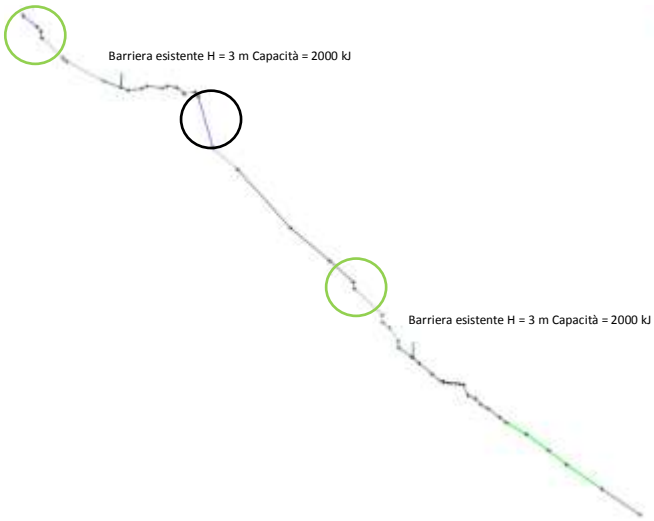


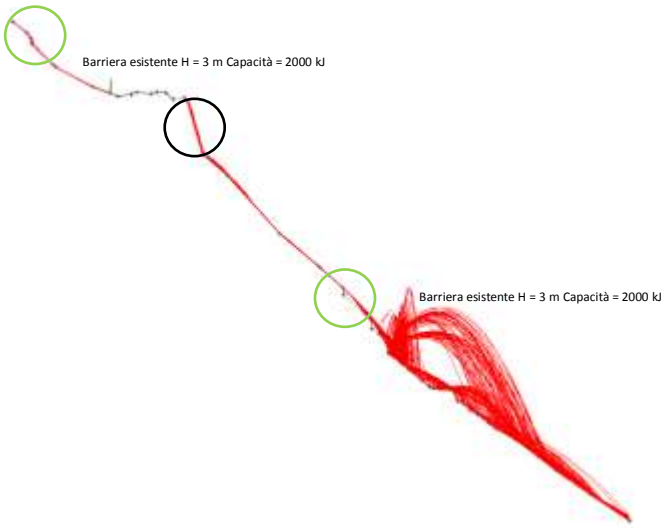
Verifica di caduta massi (simulazione con 500 massi) su **<u>profilo 3 allo stato attuale</u>** con linea di distacco dei blocchi posizionata lungo la nicchia di distacco esistente (cerchiata in nero). Dimensione dei massi fino a 1 m^3. Peso di volume 2500 +/- 200 kg/m^3.



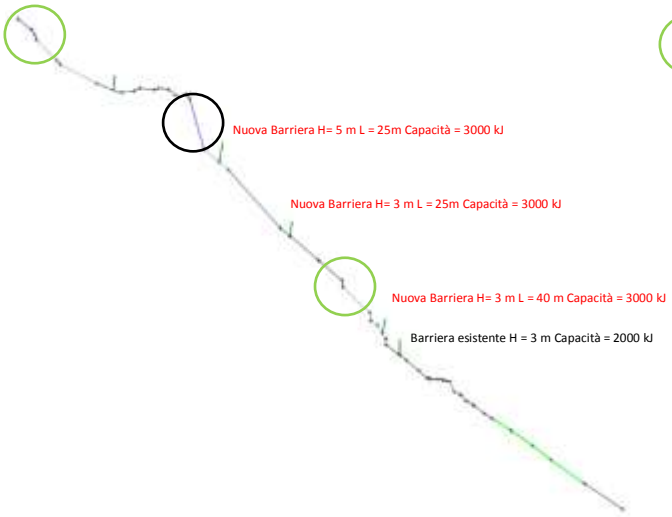


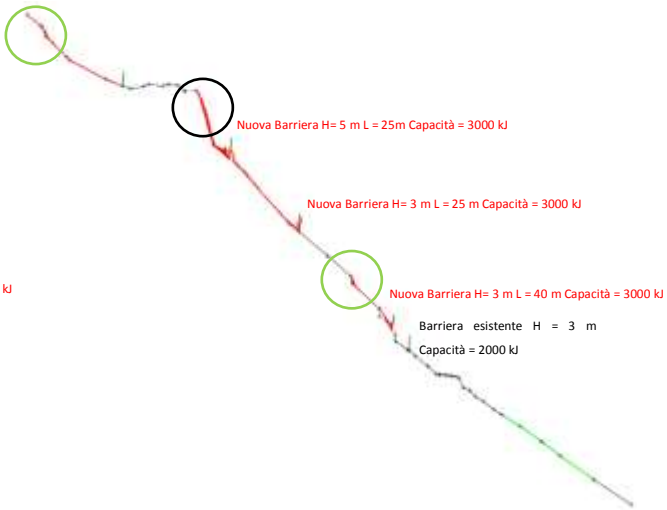
Verifica di caduta massi (simulazione con 500 massi) su **<u>profilo 3 allo stato di progetto</u>** con linea di distacco dei blocchi posizionata lungo la nicchia di distacco esistente (cerchiata in nero). Dimensione dei massi fino a 1 m^3. Peso di volume 2500 +/- 200 kg/m^3.





Verifica di caduta massi (simulazione con 500 massi) su **<u>profilo 4 allo stato attuale</u>** con linee di distacco dei blocchi posizionate una lungo la nicchia di distacco esistente (cerchiata in nero) e due in settori a monte delle barriere paramassi esistenti (cerchiate in verde). Dimensione dei massi fino a 1 m^3. Peso di volume 2500 +/- 200 kg/m^3.





Verifica di caduta massi (simulazione con 500 massi) su **<u>profilo 4 allo stato di progetto</u>** con linee di distacco dei blocchi posizionate una lungo la nicchia di distacco esistente (cerchiata in nero) e due in settori a monte delle barriere paramassi esistenti (cerchiate in verde). Dimensione dei massi fino a 1 m^3. Peso di volume 2500 +/- 200 kg/m^3.

Vista verso S (sinistra) e verso N (destra) dell'ubicazione del sondaggio S1

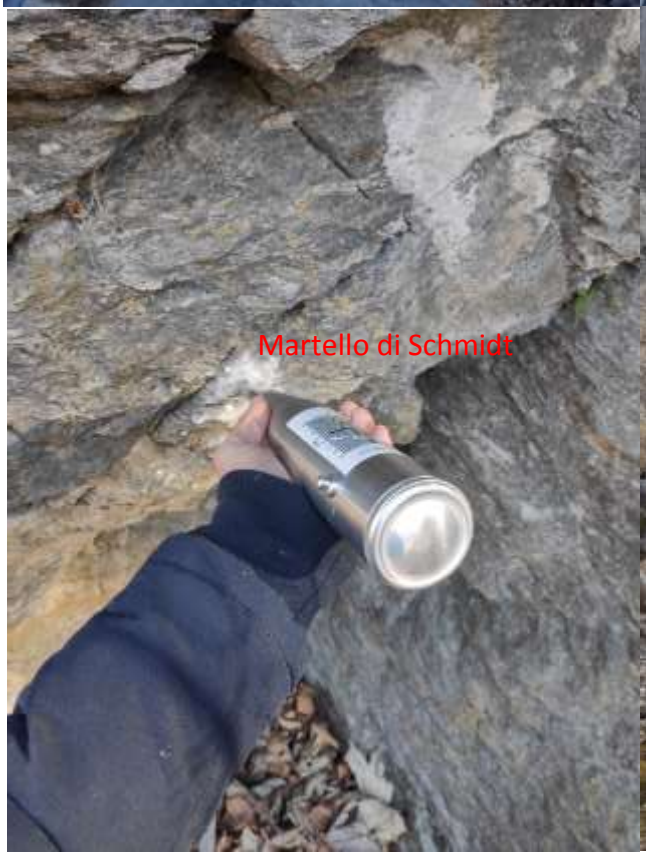
Vista verso SW (sinistra) e verso NE (destra) dell'ubicazione del sondaggio S3

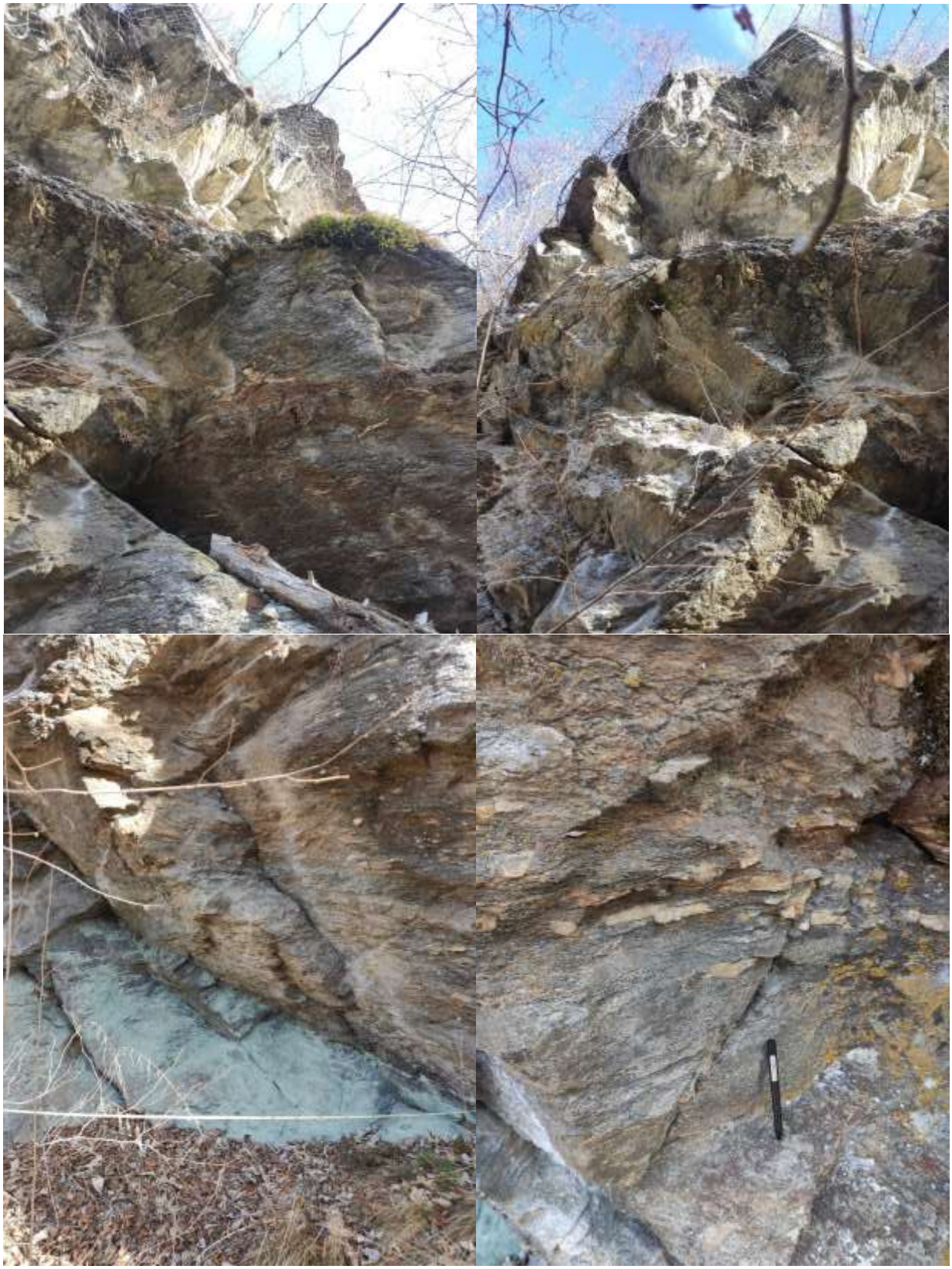
Vista verso SE dell'ubicazione del sondaggio S2

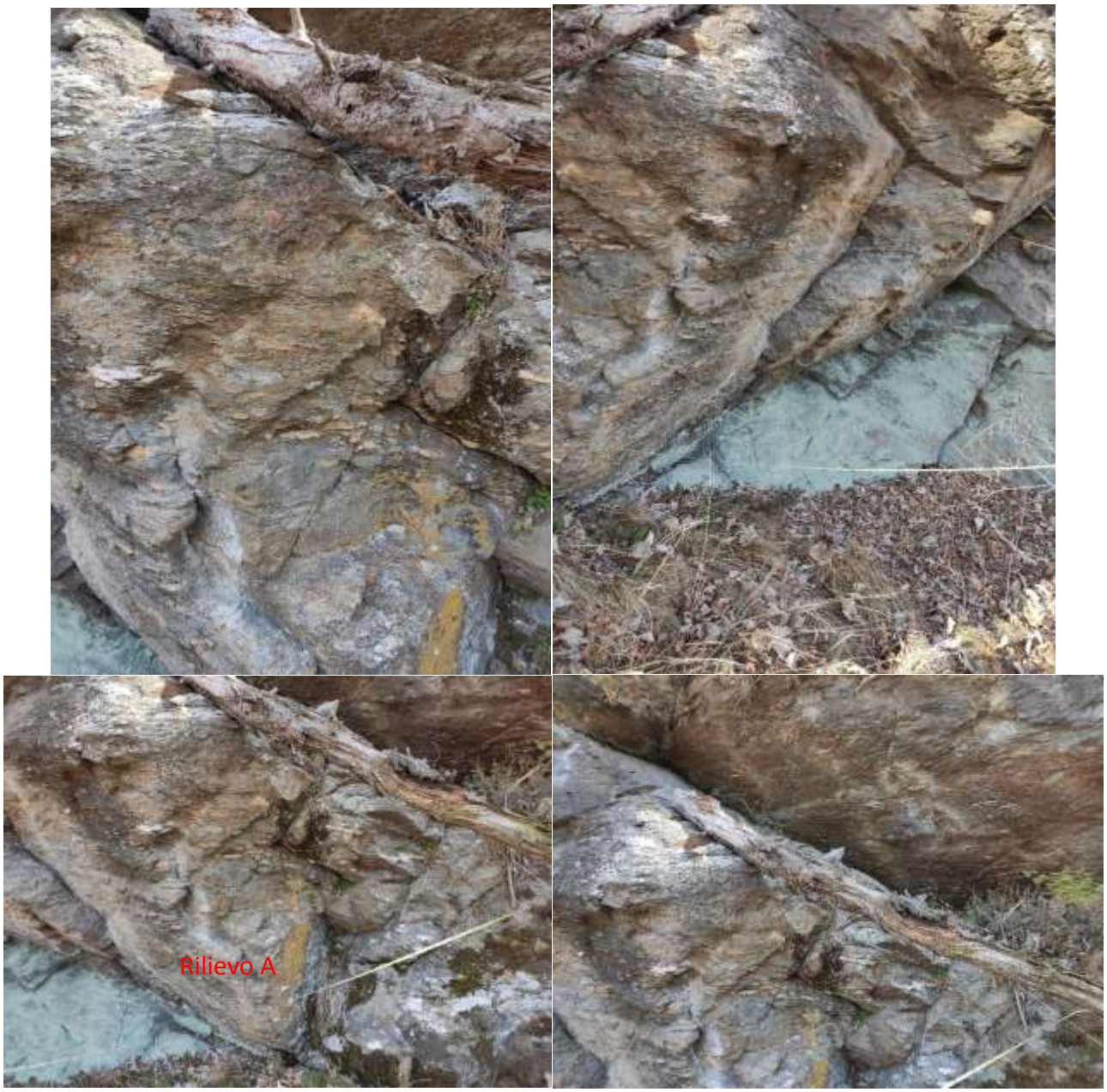
Vista verso S (sinistra) e verso N (destra) dell'ubicazione del sondaggio S4

Vista dal basso delle
barriere esistenti

Vista dal basso delle
barriere esistenti


Martello di Schmidt

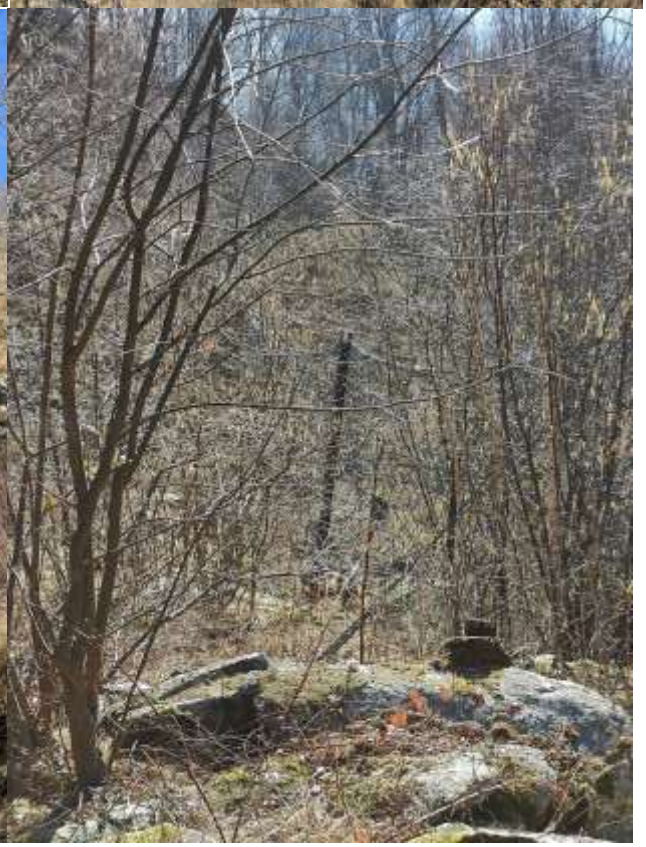


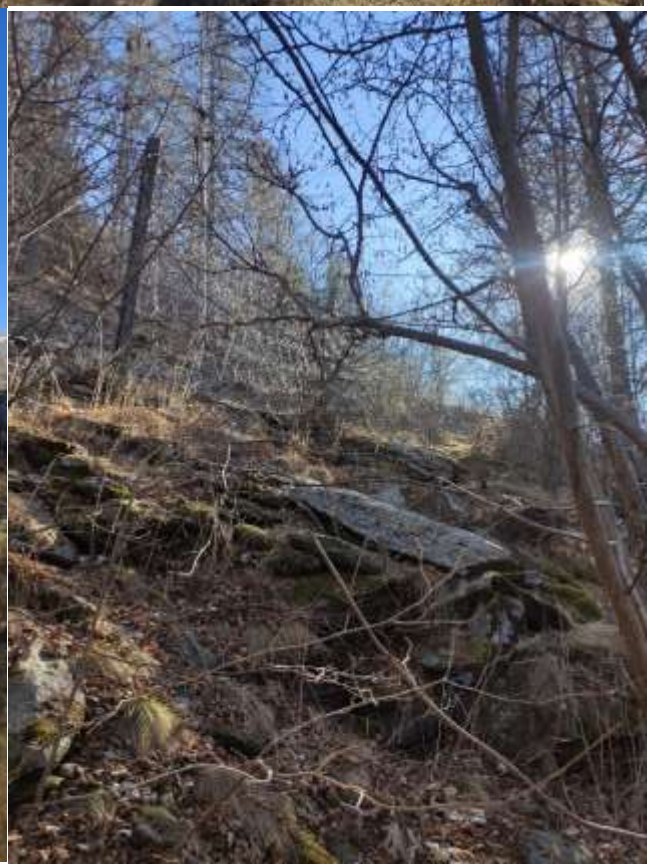

Rilievo A

Nicchia di distacco principale
posizionata sotto il sentiero

Muro a secco da ripristinare

Reti attive esistenti costituite
da pannelli in fune d'acciaio





La Vio des Boste

Documentazione fotografica del sito oggetto d’indagine