

STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA

Dott. Fiorenzo DUMAS

Via Codena, 2

54033 – Carrara (MS)

Tel. 338-4979343

[fiorenzodumas@virgilio.it](mailto:fiorenzodumas@virgilio.it)

**ING. GIACOMO DEL NERO**

*INGEGNERE CIVILE, AMBIENTALE ED EDILE*

Via Venezia,1 54033 Marina di Carrara (MS)

Cel. +39 327 3750954

[giacomo.delnero@gmail.com](mailto:giacomo.delnero@gmail.com)

[giacomo.delnero@ingpec.eu](mailto:giacomo.delnero@ingpec.eu)

**PROGETTO DI COLTIVAZIONE DELLA CAVA N. 46  
“POLVACCIO”, REDATTO AI SENSI DELL’ART. 17 L.R.  
35/15, AUTORIZZATA CON DETERMINA N. 4117 DEL  
24.08.2023 E PROROGATA CON DETERMINA N. 5449 DEL  
22.10.2025, SITA NEL BACINO INDUSTRIALE N.° 2 TORANO  
– SCHEDA PIT/PPR N. 15 – PABE COMUNE DI CARRARA**

**16.0 STUDIO E VERIFICA DI STABILITÀ TECCHIA W DELLA CAVA  
N. 46 POLVACCIO**

**COMMITTENTE**: ESCAVAZIONE POLVACCIO S.r.l.

IL LEGALE RAPPRESENTANTE

Sig. Franco BARATTINI



I TECNICI

Dott. Geol. Fiorenzo DUMAS



Dott. Ing. Giacomo DEL NERO



- Luglio 2026 -

## Sommarario

|             |                                                                                                |    |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1           | PREMESSA E SCOPO.....                                                                          | 4  |
| 2           | ANALISI DELL'AMMASSO ROCCIOSO COSTITUENTE LA CAVA.....                                         | 4  |
| 2.1         | Caratterizzazione del sito .....                                                               | 4  |
| 2.2         | Caratterizzazione del Cantiere Polvaccio Alto .....                                            | 4  |
| 3           | INTERVENTI AUTORIZZATI ED ESEGUITI SULLA TECCHIA SW POST DET. DIR.<br>4117 DEL 24.08.2023..... | 5  |
| 4           | ANALISI DELLA STRUTTURA DELLA TECCHIA W.....                                                   | 9  |
| 4.1         | RAFFRONTI TRA LE CONDIZIONI AL MARZO 2022 E AL MAGGIO 2026 .....                               | 9  |
| 4.2         | SETTORE MERIDIONALE (SM).....                                                                  | 15 |
| 4.2.1       | Analisi Geostrutturale .....                                                                   | 15 |
| 4.2.2       | Analisi Cinematica.....                                                                        | 20 |
| 4.2.2.1     | Dominio Superiore o "Monte Vergine" .....                                                      | 20 |
| 4.2.2.1.1   | Orientazione fronti residui: N124/62°NE; N135/56°NE; N139/37°NE;<br>N147/57°NE;.....           | 20 |
| 4.2.2.1.1.1 | Verifiche Planari .....                                                                        | 20 |
| 4.2.2.1.1.2 | Verifiche Tridimensionali.....                                                                 | 21 |
| 4.2.2.1.1.3 | Verifiche Ribaltamento .....                                                                   | 22 |
| 4.2.2.1.2   | Analisi della Tecchia Dominio superiore o "monte vergine" Orientata:<br>N124/46°NE.....        | 24 |
| 4.2.2.1.2.1 | Verifica planare.....                                                                          | 24 |
| 4.2.2.1.2.2 | Verifica tridimensionale .....                                                                 | 24 |
| 4.2.2.1.2.3 | Verifica ribaltamento .....                                                                    | 24 |
| 4.2.2.2     | Dominio Inferiore o del "Versante a Scalinata".....                                            | 25 |
| 4.2.2.2.1   | Orientazione fronti .....                                                                      | 25 |
| 4.2.2.2.1.1 | Verifiche Planari .....                                                                        | 25 |
| 4.2.2.2.1.2 | Verifiche Tridimensionali.....                                                                 | 27 |
| 4.2.2.2.1.3 | Verifiche Ribaltamento .....                                                                   | 28 |
| 4.2.2.2.2   | Analisi della Tecchia dominio inferiore o "scalinata" orientata: N99/72NE ..                   | 30 |
| 4.2.2.2.2.1 | Verifica planare.....                                                                          | 30 |
| 4.2.2.2.2.2 | Verifica tridimensionale .....                                                                 | 31 |
| 4.2.2.2.2.3 | Verifica ribaltamento .....                                                                    | 31 |
| 4.3         | Conclusioni analisi tecchia settore meridionale.....                                           | 31 |
| 4.4         | Settore Centrale (Sc) .....                                                                    | 32 |
| 4.4.1       | Analisi Geostrutturale .....                                                                   | 32 |
| 4.4.2       | Analisi Cinematica.....                                                                        | 37 |
| 4.4.2.1     | Dominio Superiore o della "Struttura a Mazzo di Carte" .....                                   | 37 |
| 4.4.2.1.1   | Orientazione fronti residui: N116/81°NE; N132/82°NE; N117/79°NE; .....                         | 38 |
| 4.4.2.1.1.1 | Verifiche Planari .....                                                                        | 38 |
| 4.4.2.1.1.2 | Verifiche Tridimensionali.....                                                                 | 39 |
| 4.4.2.1.1.3 | Verifiche Ribaltamento .....                                                                   | 40 |
| 4.4.2.1.2   | Analisi della Tecchia Dominio superiore od a "mazzo di carte" Orientata N116/81°NE ..          | 41 |
| 4.4.2.1.2.1 | Verifica Planare.....                                                                          | 41 |
| 4.4.2.1.2.2 | Verifica Tridimensionale.....                                                                  | 41 |
| 4.4.2.1.2.3 | Verifica Ribaltamento .....                                                                    | 41 |
| 4.4.2.2     | Dominio Inferiore o del "Contrafforte marmoreo" .....                                          | 43 |
| 4.4.2.2.1   | Orientazione fronte residuo: N127° subverticale esposto NE.....                                | 43 |
| 4.4.2.2.1.1 | Verifica planare .....                                                                         | 43 |
| 4.4.2.2.1.2 | Verifica Tridimensionale.....                                                                  | 43 |
| 4.4.2.2.1.3 | Verifica Ribaltamento .....                                                                    | 43 |

|             |                                                                                  |    |
|-------------|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.4.3       | Verifica strutturale del sottocala nella tecchia del Cantiere Vecchia Cava ..... | 44 |
| 4.4.3.1     | Caratteristiche meccaniche della roccia intatta .....                            | 44 |
| 4.4.3.2     | Classificazione di Bieniawski (1989).....                                        | 44 |
| 4.4.3.3     | Definizione del GSI (1997) .....                                                 | 44 |
| 4.4.3.4     | Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso .....                           | 44 |
| 4.4.3.5     | Resistenza post-picco .....                                                      | 47 |
| 4.4.3.6     | Criteri di progettazione e verifica.....                                         | 48 |
| 4.4.3.6.1   | Azioni .....                                                                     | 48 |
| 4.4.3.6.2   | Caratterizzazione delle azioni .....                                             | 48 |
| 4.4.3.6.3   | Combinazione delle azioni .....                                                  | 48 |
| 4.4.3.7     | Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) .....                                   | 49 |
| 4.4.3.7.1   | Azioni .....                                                                     | 49 |
| 4.4.3.8     | Parametri geotecnici e resistenze .....                                          | 49 |
| 4.4.3.9     | Azioni dovute al sisma .....                                                     | 50 |
| 4.4.3.9.1   | Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera .....            | 50 |
| 4.4.3.10    | Tempo di ritorno del sisma.....                                                  | 50 |
| 4.4.3.11    | Categoria di sottosuolo .....                                                    | 51 |
| 4.4.3.12    | Condizioni topografiche .....                                                    | 51 |
| 4.4.3.13    | Valutazione dell'azione sismica .....                                            | 51 |
| 4.4.3.14    | valori di calcolo .....                                                          | 53 |
| 4.4.4       | Analisi del Sottocala .....                                                      | 54 |
| 4.4.4.1     | Condizioni geometriche .....                                                     | 54 |
| 4.4.4.2     | Verifiche.....                                                                   | 55 |
| 4.4.4.2.1   | Verifica strutturale della soletta di copertura .....                            | 55 |
| 4.4.5       | Conclusioni stabilità tecchia Settore Centrale .....                             | 59 |
| 4.5         | Settore settentrionale (Ss) .....                                                | 60 |
| 4.5.1       | Analisi Geostrutturale .....                                                     | 60 |
| 4.5.2       | Analisi Cinematica.....                                                          | 64 |
| 4.5.2.1     | Dominio settentrionale esterno (Dse) o della "Superficie del Contro", .....      | 64 |
| 4.5.2.1.1   | Orientazione Fronte residuo N143/67NE.....                                       | 64 |
| 4.5.2.1.1.1 | Verifica Planare .....                                                           | 64 |
| 4.5.2.1.1.2 | Verifica Tridimensionale .....                                                   | 64 |
| 4.5.2.1.1.3 | Verifica Ribaltamento.....                                                       | 65 |
| 4.5.2.2     | Dominio Settentrionale o interno (Dsi) del Vecchio Saggio Abbandonato .....      | 65 |
| 4.5.2.2.1   | Orientazione Fronti residui N150/63NE; N196/82W; N81/74N .....                   | 65 |
| 4.5.2.2.1.1 | Verifiche Planari .....                                                          | 65 |
| 4.5.2.2.1.2 | Verifiche Tridimensionali .....                                                  | 66 |
| 4.5.2.2.1.3 | Verifica ribaltamento .....                                                      | 67 |
| 4.6         | Verifica caduta masso lungo i Settori Centrale e Settentrionale.....             | 68 |
| 4.6.1       | Sezioni rappresentative .....                                                    | 69 |
| 4.6.2       | Caratteristiche dei materiali .....                                              | 70 |
| 4.6.3       | Definizione dei materiali costituenti le superfici morfologiche.....             | 71 |
| 4.6.4       | Definizione dei "Seeders" .....                                                  | 71 |
| 4.6.5       | Modellazione Statistica .....                                                    | 71 |
| 4.6.6       | Restituzioni Grafiche .....                                                      | 71 |
| 4.6.7       | Considerazioni Conclusive .....                                                  | 84 |

## 1 PREMESSA E SCOPO

Per incarico della Escavazione Polvaccio S.r.l., con sede in Via Roma 17 a Carrara, si è redatto l'aggiornamento dello studio della tecchia W della cava Polvaccio.

ottemperato all'Ordinanza Dirigenziale n. 547 del 08/07/2021 e in particolare al punto3):

A tal fine si è proceduto all'adeguamento dello studio geostrutturale eseguito nel marzo 2022 verificando:

- 1) il rilievo delle discontinuità principali o comunque più significative sotto il profilo cinematico;
- 2) l'analisi e verifica di stabilità dei fronti residui e della stessa tecchia;
- 3) l'analisi e verifica della traiettoria di un grave che si possa distaccare dalla parete;
- 4) l'analisi e verifica della trave e soletta marmorea soprastante l'ingresso del sottocala realizzato alla base della tecchia e interno all'area di seguito discussa come "contrafforte".

Prima di procedere all'aggiornamento Società Escavazione Polvaccio S.r.l. ha incaricato la Api An Coop. di procedere all'ispezione della tecchia al fine di disaggiare le eventuali masse instabili e potenzialmente tali mediante azione meccanica con mediante paletto manuale.

Si ricorda che il detrito giacente nel cantiere Vecchia Cava è quello residuo derivante dalla messa in sicurezza del ravaneto soprastante l'attuale dimora e che lo stesso è stato il primo tra gli interventi di bonifica/messa in sicurezza previsti nel "*Progetto di Ripresa dei Lavori dall'Alto, Bonifica dal Ravaneto di un Tratto di Versante su cui è prevista l'Apertura di un Nuovo Cantiere, coltivazione della Cava n. 46 Polvaccio, sita in località Polvaccio-Battaglino del Bacino n. 2 di Torano – Comune di Carrara*", autorizzato con Determinazione n. 8 del 27.01.2010.

L'asportazione del rimanente materiale è definita col Progetto di Variante in Scia Non Sostanziale presentato in data 23.02.2022, oltreché riproposta anche nella Prima Fase, Tav. 23, di questo progetto.

In considerazione dell'analisi e dei risultati ottenuti con il precedente studio, con questo aggiornamento si è ritenuto di analizzare e verificare le condizioni prodotte con l'evolversi dei lavori autorizzati, mantenendo validi i risultati inerenti alla caratterizzazione dell'ammasso roccioso acquisiti della Relazione 09.03.2022.

## 2 ANALISI DELL'AMMASSO ROCCIOSO COSTITUENTE LA CAVA

Per il paragrafo ed i sottoparagrafi seguenti rimane valido quanto sopra asserito.

### 2.1 Caratterizzazione del sito

Allo scopo si rimanda alla relazione precedente

### 2.2 Caratterizzazione del Cantiere Polvaccio Alto

Per quanto riguarda la caratterizzazione geostrutturale e geomeccanica del cantiere si mantengono validi i risultati ottenuti con la relazione del 09.03.2022.

### 3 INTERVENTI AUTORIZZATI ED ESEGUITI SULLA TECCHIA SW POST DET. DIR. 4117 DEL 24.08.2023

La Fig. 1 è lo stralcio fuori scala dello Stato attuale della Variante del Settembre 2022 autorizzata con Det. Dir. N. 4117 del 24.08.2022 e la Fig. 2 è lo stralcio fuori scala della Tav. 22 Stato Attuale progetto.

Dal confronto con le due cartografie emerge che sono state eseguite le seguenti operazioni:

- A) Attuale Ingresso cava
- 1) arretramento del piazzale di q. 569.52/596.60m s.l.m.;
  - 2) coltivazione del gradone di q. 590.99/591.04 con abbandono di gradone residuo di pari quota;
  - 3) apertura del nuovo ribasso di q. 582.69, al fine di utilizzarlo come piazzale d'accesso alla cava collegata con rampa su detrito al gradone residuo di q. 569.52m s.l.m. cava n. 50 Nocciola.
- B) Cantiere Polvaccio Alto
- 1) parziale coltivazione della parte meridionale del gradone di q. 603.13/603.24m s.l.m.
  - 2) parziale coltivazione del gradone di q. 597.06/597.11m s.l.m.;
  - 3) bonifica/messa in sicurezza della fascia cataclastica a confine tra le cave 45 e 50 Battaglino, gradone di q. 595.48m s.l.m, con conseguente ampliamento del sottostante gradone q. 588.83m s.l.m.;
  - 4) coltivazione della zona centrale del gradone di q. 588.88/588.83m s.l.m.;
  - 5) bonifica/messa in sicurezza del gradone di q. 588.88/588.83m s.l.m. su cui prosegue la fascia cataclastica a confine tra le cave 45 e 50 Battaglino, con abbandono di gradone residuo di pari quota;
  - 6) bonifica/messa in sicurezza zona centrale del gradone di q. 585.28/585.72m s.l.m.;
  - 7) coltivazione della zona meridionale del gradone di q. di q. 585.28/585.72m s.l.m.; con abbandono di bancata di pari quota;
  - 8) bonifica/messa in sicurezza del residuo dell'isolato alto morfologico di q. 585.72m s.l. ubicato nell'estremo settentrionale della cava;
  - 9) bonifica/messa in sicurezza della parte settentrionale del piazzale di q. 578.64/578.29m s.l.m., mediante ribasso di q. 573.00m s.l.m..

In sintesi confrontando la Fig. 1, Stato Attuale Variante 2022, con la Fig. 2, stralcio non in scala Tav. 22 Stato Attuale progettuale, risulta che:

- l'attuale ingresso della cava di q. 582.69m s.l.m. è stato abbassato di circa 14.0m;
- le zone occidentale e settentrionale del piazzale di q. 573.00m s.l.m. sono stati abbassati rispettivamente di circa 5.0 e 13m;
- la zona orientale del piazzale ha attuale q. 573.00 e 578.60m s.l.m., è stata abbassata di circa di 5.0m.

In sintesi le variazioni altimetriche sopra discusse oltre a trovare conferma nel confronto tra la Fig. 1 e la Fig. 2, sono osservabili anche nelle Foto 1 e 2, dove con linea rossa sono evidenziati il limite orientale dei piazzali.

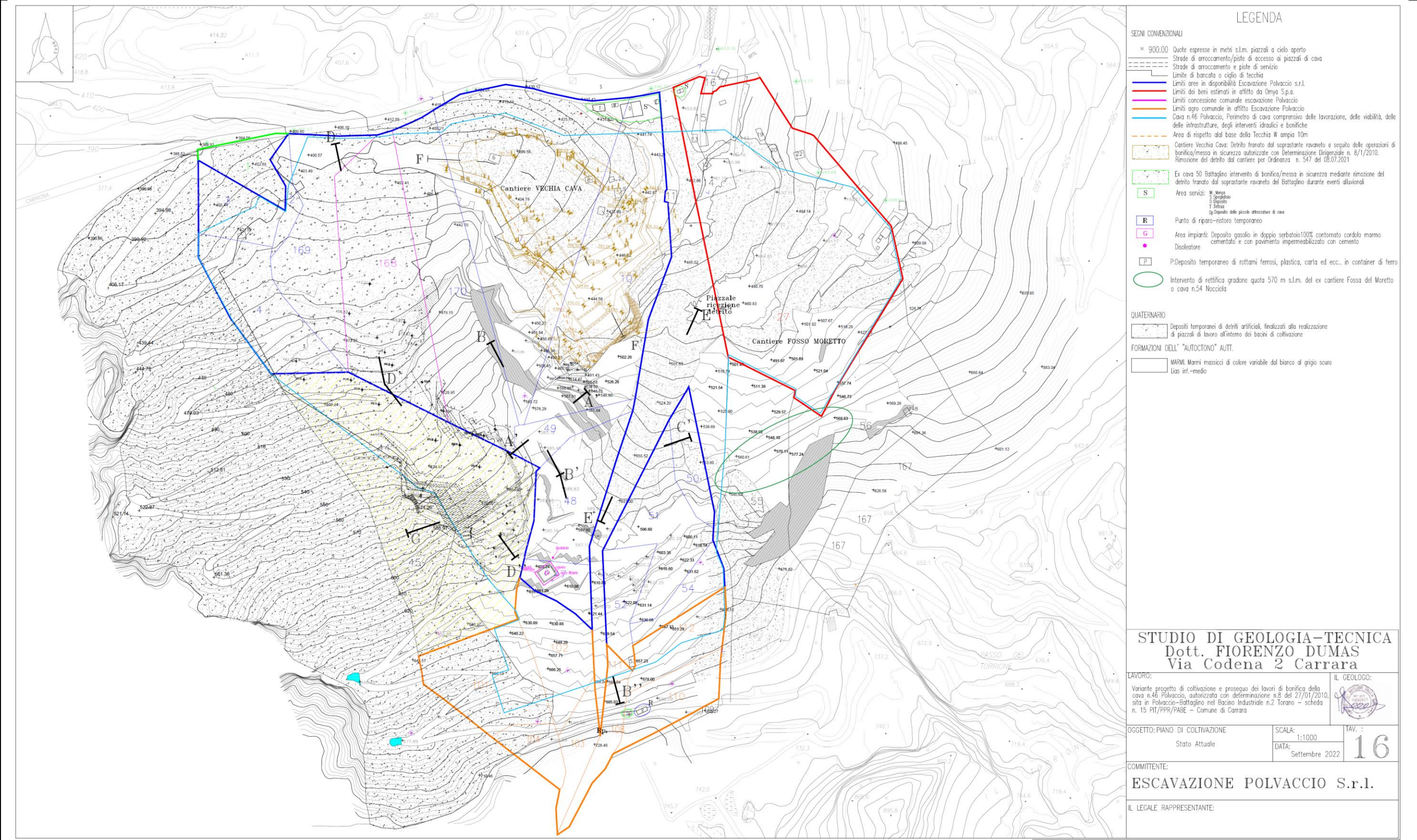


Fig.1: Stralcio non in scala della Tav.16 Stato Attuale Variante presentata nel Settembre 2022 ed autorizzata con Det. Dir. N. 4117 del 24.08.202.

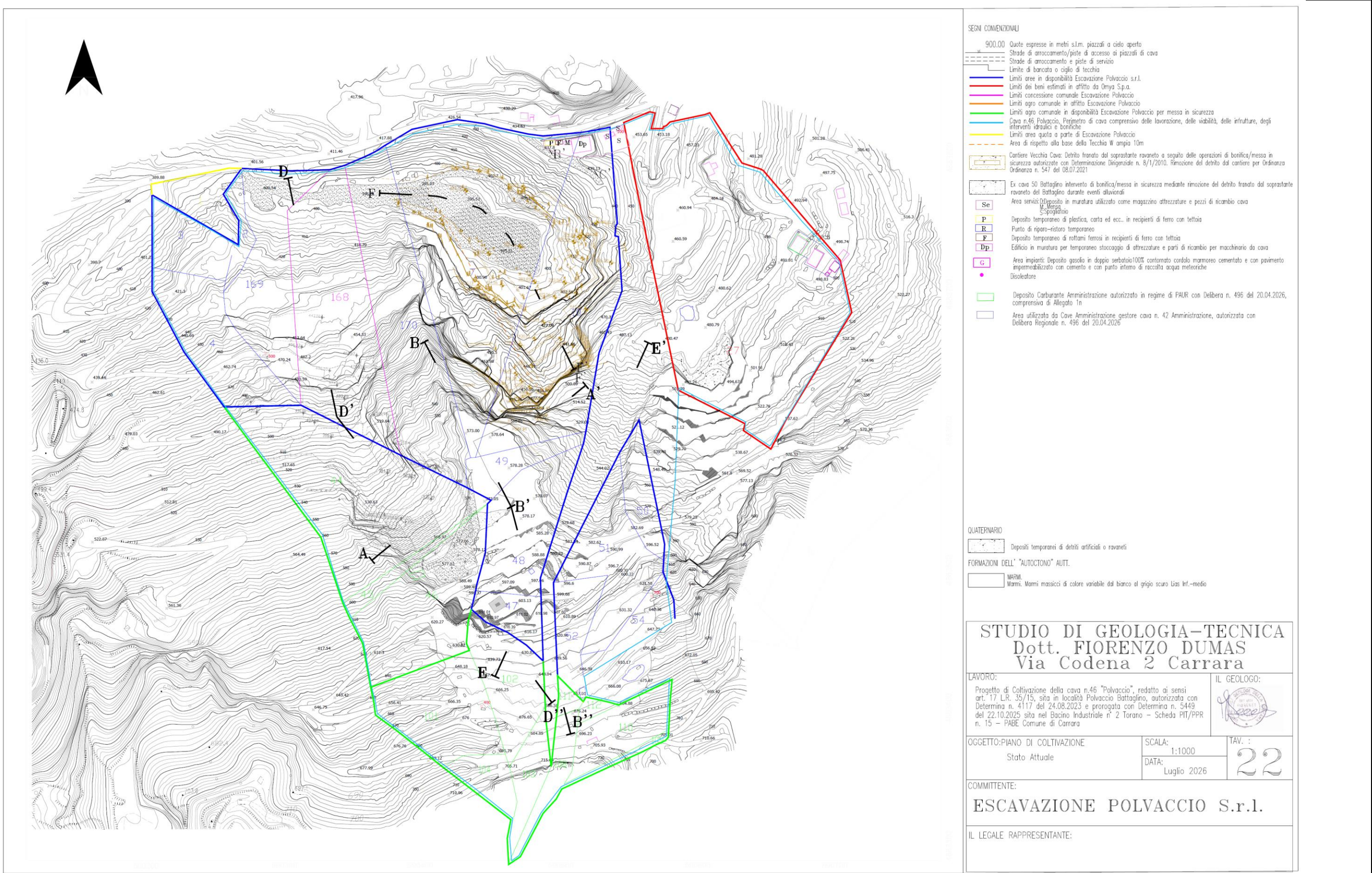


Fig.2: Stralcio non in scala della Tav.22 Stato Attuale Progetto in esame.



Foto 1: Variante 2022, panoramica della cava Polvaccio vista dalla cava Amministrazione, , evidenziata con linea rossa il limite della  
tecchia

Foto 2: Panoramica della cava Polvaccio vista dalla cava Amministrazione, Maggio 2026, evidenziata con linea rossa il  
limite della tecchia .

## 4 ANALISI DELLA STRUTTURA DELLA TECCHIA W

Premesso che i lavori autorizzati e condotti nel breve periodo Agosto 23/Maggio26, pur avendo ridotto l'altezza della tecchia in esame, nel loro complesso non hanno apportato variazioni significative alla struttura della tecchia, per cui si ritengono ancora validi i risultati ottenuti con lo studio del 2022.

Infatti, l'aver eseguito gli interventi di riduzione altimetrica mediante perforazioni e tagli meccanici, con movimentazione del materiale utilizzando pale ed escavatori, non ha prodotto sollecitazioni aggiuntive all'ammasso roccioso, come invece sarebbe accaduto se le medesime operazioni fossero state condotte con l'uso di esplosivo.

### 4.1 RAFFRONTO TRA LE CONDIZIONI AL MARZO 2022 E AL MAGGIO 2026

Al fine di rendere immediatamente comprensibili le variazioni altimetriche condotte nella tecchia, si è ritenuto di raffrontare la Foto 3, stato attuale di variante, con la Foto 4, stato attuale di progetto.

In considerazione delle relative modifiche subite dall'ammasso roccioso, anche in questa relazione si è ritenuto di mantenere la precedente struttura della tecchia individuata con i 3 precedenti settori, Foto 3 e 4, pur evidenziando nella Foto 4 le variazioni avvenute.

Per i 3 settori individuati è stata riconfermata l'ulteriore suddivisione in due domini, frazionamento effettuato in base alla condizione morfo-geostrutturale, come evidenziato nella Foto 5 e 6:

- 1) Settore Meridionale (Sm), suddiviso nel dominio meridionale superiore (Dms) e nel dominio meridionale inferiore (Dmi) in relazione alla giacitura della frattura J=045/59 che lo attraversa;
- 2) Settore Centrale (Sc), suddiviso nel dominio centrale superiore (Dcs) e nel Dominio centrale inferiore (Dci), condizione all'incirca coincidente con l'isoipsa 485.00m s.l.m.;
- 3) Settore Settentrionale (Sse), suddiviso nel dominio settentrionale esterno (Dse) e nel dominio settentrionale interno (Dsi), in relazione alla giacitura della frattura 1=351/74.

Allo scopo di conoscere e verificare la struttura della tecchia nel suo complesso si sono rilevate le discontinuità più significative sotto l'aspetto morfo-geostrutturale e cinematico, cumulandole in un unico grafico riferito a tutta la tecchia e poi analizzato per singolo settore.

Si evidenzia che le giaciture delle discontinuità sono state rilevate in campagna e successivamente verificate col software Col Compare, che consente, attraverso l'uso della nuvola di punti del rilievo fotogrammetrico di determinare la giacitura di piani e la distanza tra punti, con conseguente determinazione di aree e volumi delle masse rocciose da verificare.

Nella sottostante tabella sono riportate le giaciture e alcune caratteristiche fisico-meccaniche delle discontinuità rilevate; i cui valori sono state proiettate nelle proiezioni di Fig. 1/5, mentre di seguito i analizzano i domini individuati.

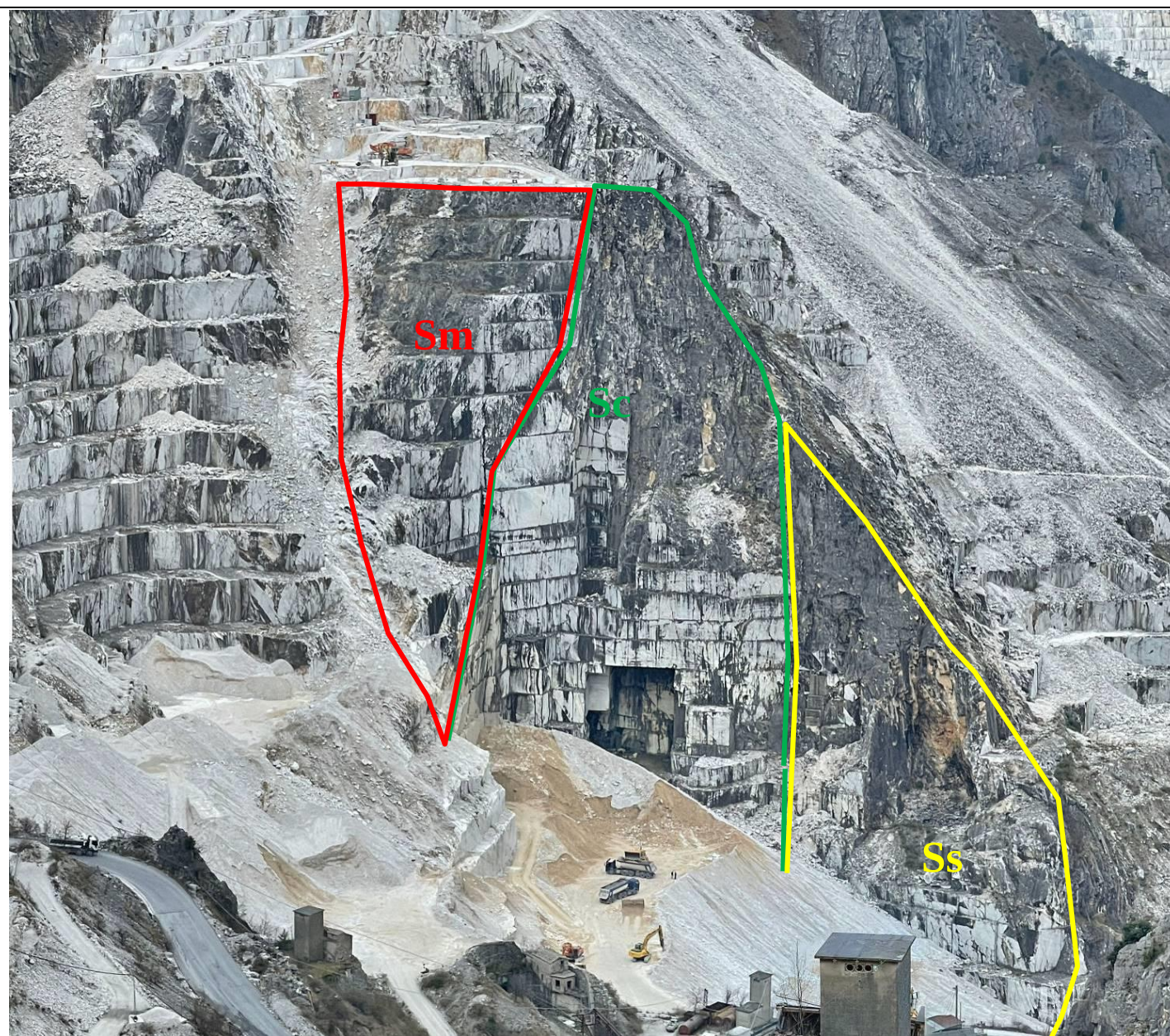


Foto 3: Stato Attuale di variante 2022 Immagine scattata dalla strada asfaltata di comparto, rettilo sopra cava Amministrazione. Suddivisione della tecchia in settori sulla base delle condizioni morfologiche e geostrutture, corrisponde alla Foto 1 nella variante.

**Sm= Settore meridionale**  
**Sc= Settore centrale**  
**Ss= Settore settentrionale**

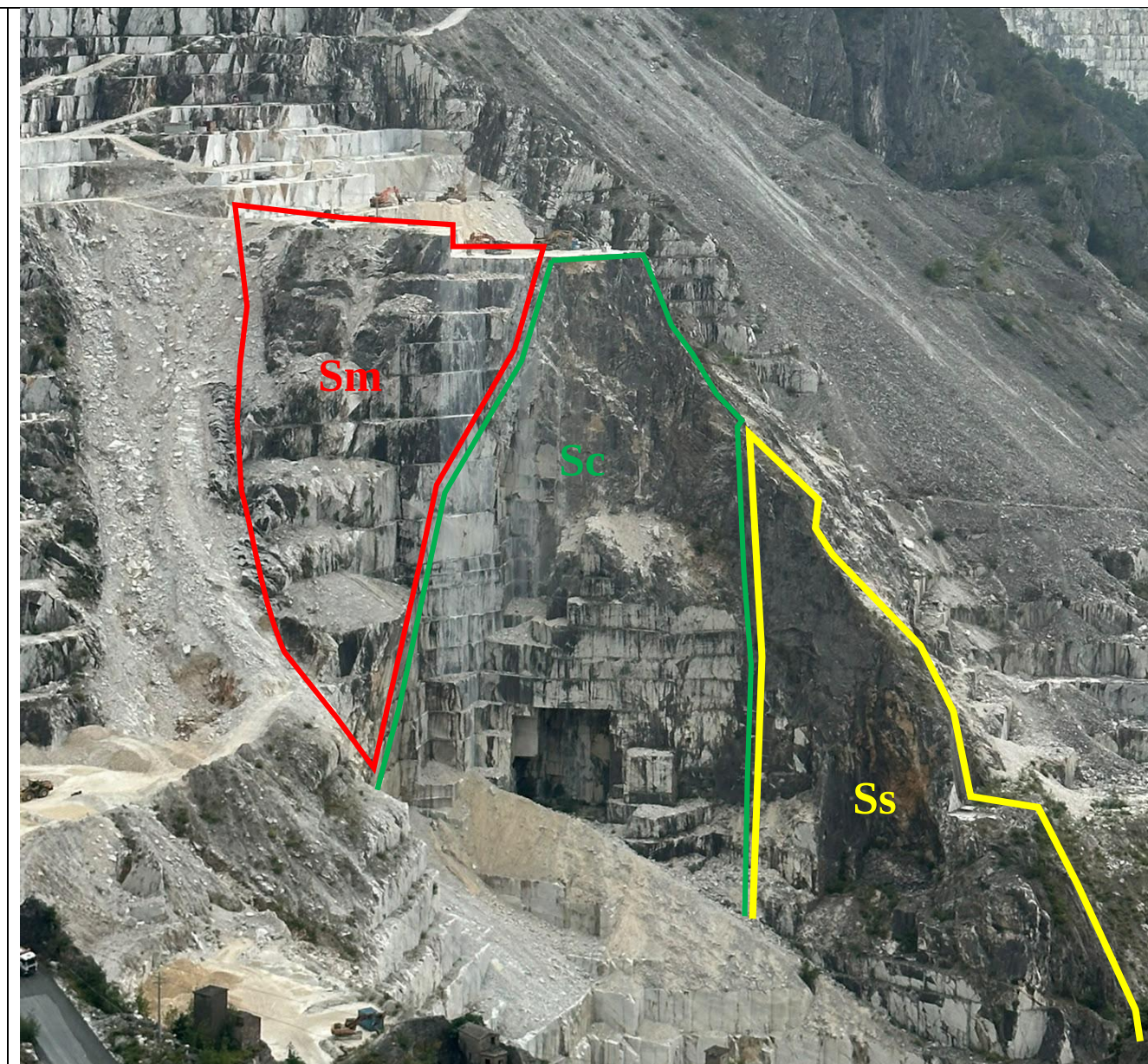


Foto 4: Stato Attuale di progetto. Immagine scattata dalla strada asfaltata di comparto, rettilo sopra cava Amministrazione, con posizione all'incirca uguale alla Foto 3. Suddivisione della tecchia in settori sulla base delle condizioni morfologiche e geostrutture.

**Sm= Settore meridionale**  
**Sc= Settore centrale**  
**Ss= Settore settentrionale**

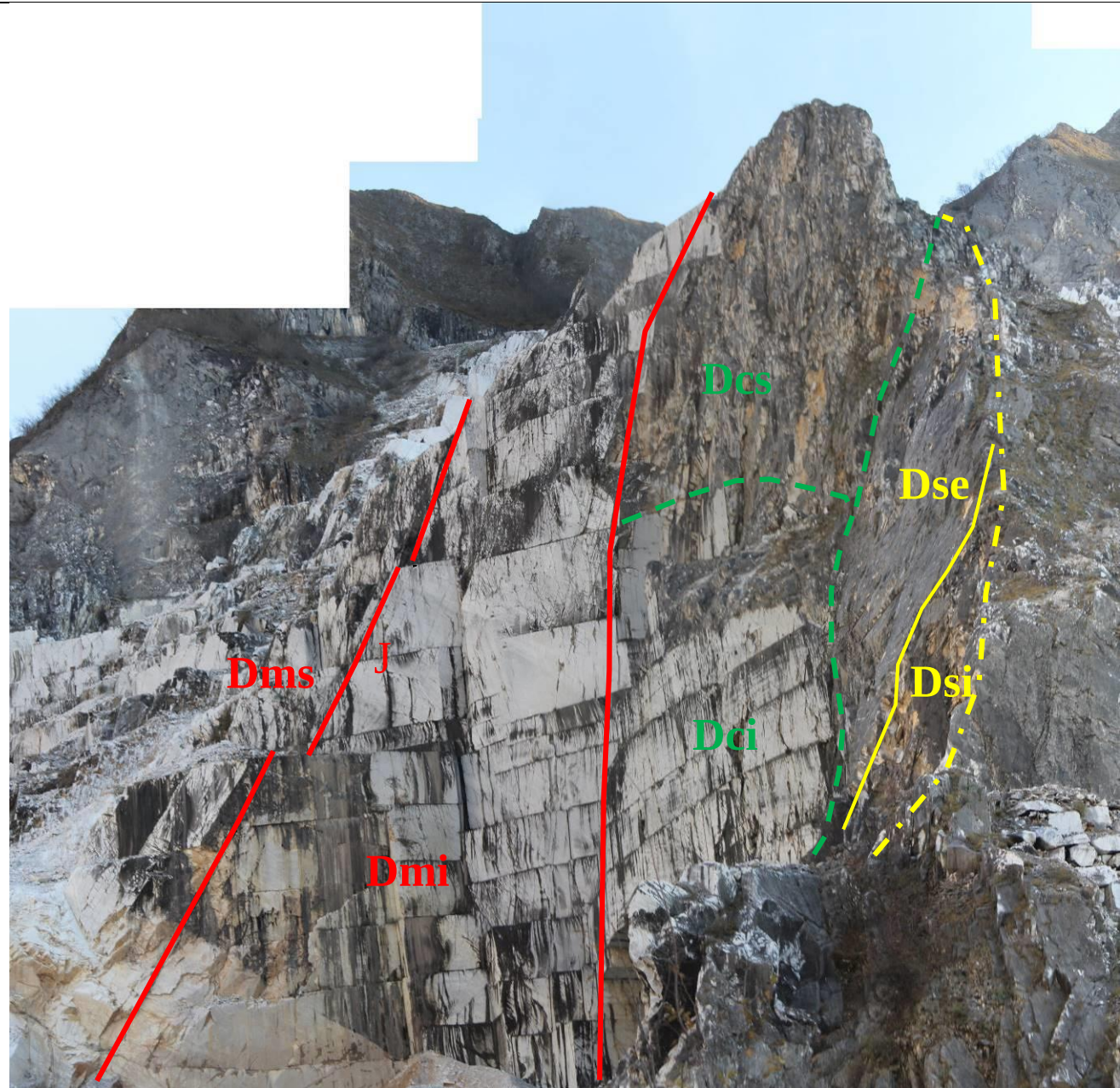


Foto 5: Stato Attuale variante 2022. Immagine scattata dalla strada comunale nei pressi dell'entrata superiore del Cantiere Vecchia Cava.  
La Frattura J= 045/64° suddivide il settore nei due domini:  
Dominio Meridionale superiore (Dms);    Dominio centrale superiore (Dcs)    Dominio settentrionale esterno (Dse)  
Dominio Meridionale inferiore (Dmi);    Dominio centrale inferiore (Dci)    Dominio settentrionale interno (Dsi)



Foto 6: Stato Attuale progetto. Immagine scattata dalla strada comunale nei pressi dell'entrata superiore del Cantiere Vecchia Cava, con posizione all'incirca uguale alla foto 5. La Frattura J= 045/64° suddivide il settore nei due domini:  
Dominio Meridionale superiore (Dms);    Dominio centrale superiore (Dcs)    Dominio settentrionale esterno (Dss);  
Dominio Meridionale inferiore (Dmi);    Dominio centrale inferiore (Dci)    Dominio settentrionale interno (Dsi)

| Discontinuità significative evidenziate all'interno della Tecchia W |                  |                  |           |             |                 |           |                      |
|---------------------------------------------------------------------|------------------|------------------|-----------|-------------|-----------------|-----------|----------------------|
| Sistema                                                             | Sottogruppo      | Discontinuità    | Giacitura | Persistenza | Tipo            | Scabrezza |                      |
| K <sub>a</sub>                                                      | K <sub>anb</sub> | X                | °         | m           | bancate/tecchia |           |                      |
| K <sub>c</sub>                                                      | /                | J                | 045/56    | >100        | x-x/x-x         | V         |                      |
| K <sub>c</sub>                                                      | /                | J <sub>1</sub>   | 049/37    | >50m        | x-x/r-r         | V         |                      |
| K <sub>c</sub>                                                      | /                | J <sub>2</sub>   | 057/57    | >10         | x-x/x-r         | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M                | 014/84    | ÷75.0       | x-x/x-r         | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>1</sub>   | 010/73    | ÷45.0       | x-x/x-d         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>2</sub>   | 046/84    | >100        | x-x/x-x         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>3</sub>   | 034/62    | >100        | x-x/x-x         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>4</sub>   | 044/73    | >100        | x-x/x-x         | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>5</sub>   | 012/79    | ÷15         | x-x/x-d         | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>6</sub>   | 026/78    | ÷76         | x-x/x-r         | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a1</sub> | R                | 358/58    | ÷22         | x-dx-r-r        | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a1</sub> | R <sub>1</sub>   | 345/77    | >60         | x-x/x-xx-d      | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a1</sub> | R <sub>2</sub>   | 350/70    | ÷8.5        | x-d/x-d         | VII       |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a1</sub> | R <sub>3</sub>   | 351/78    | ÷10         | r-r/r-r         | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>1</sub>   | 146/82    | >20         | x-x/d-d         | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>2</sub>   | 149/82    | ÷64         | x-x/r-x         | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>3</sub>   | 146/84    | ÷69         | x-x/r-x         | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>4</sub>   | 142/85    | >50         | x-x/x-x         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>a</sub>   | 26/81     | >50         | x-x/x-x         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>b</sub>   | 42/82     | ÷80         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>bb</sub>  | 33/71     | ÷80         | x-x             | VIII      | Interne<br>volume Fb |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>bbb</sub> | 25/74     | ÷80         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>c</sub>   | 27/79     | ÷78         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b1</sub> | F <sub>1</sub>   | 130/84    | ≥100        | x-x             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b2</sub> | F <sub>2</sub>   | 290/82    | ÷63         | x-r             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b2</sub> | F <sub>3</sub>   | 285/84    | ÷52         | x-r             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b2</sub> | F <sub>4</sub>   | 292/85    | ÷70         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b2</sub> | F <sub>5</sub>   | 308/86    | ÷50         | x-r             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>6</sub>   | 045/70    | ÷44         | x-r             | V esposta |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | F <sub>7</sub>   | 340/82    | ÷74.50      | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | F <sub>8</sub>   | 55/68     | >51         | x-x             | V esposta |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | F <sub>9</sub>   | 346/75    | ÷83.50      | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b2</sub> | F <sub>10</sub>  | 310/76    | ÷74         | x-x             | VIII      |                      |
| Misura Random                                                       |                  | F <sub>11</sub>  | 109/44    | 69          | x-r             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>1</sub>   | 146/82    | >20         | x-x/d-d         | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>2</sub>   | 149/82    | 64          | x-x/r-x         | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | D <sub>3</sub>   | 146/84    | 69          | x-x/r-x         | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>6</sub>   | 30/88     | >85         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>7</sub>   | 32/84     | >80         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>8</sub>   | 34/84     | >70         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | M <sub>9</sub>   | 29/87     | ÷92         | x-d             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | T <sub>1</sub>   | 48/71     | ÷34         | r-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | T <sub>2</sub>   | 33/84     | ÷29         | r-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | T <sub>3</sub>   | 35/85     | ÷37         | r-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | T <sub>4</sub>   | 39/80     | ÷39         | r-x             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2a2</sub> | 1                | 351/74    | >60         | x-x             | V         |                      |
| Misura Random                                                       |                  | 2                | 04/89     | >55         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | 3                | 24/71     | ÷17         | x-d             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | 4                | 60/63     | ÷34         | x-x             | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1b2</sub> | 5                | 66/89     | ÷32         | x-x             | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1b2</sub> | 6                | 85/89     | ÷17         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1b2</sub> | 6°               | 97/83     | ÷17         | x-r             | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1b2</sub> | 6b               | 86/85     | ÷12         | x-r             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>1b2</sub> | 6c               | 90/85     | ÷30         | x-x             | VIII      |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b1</sub> | 7                | 286/82    | ÷40         | x-x             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b1</sub> | 7a               | 280/85    | ÷29         | x-d             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b1</sub> | 7b               | 290/83    | ÷24         | x-d             | V         |                      |
| K <sub>2</sub>                                                      | K <sub>2b1</sub> | 6d               | 286/85    | ÷12         | x-d             | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | 8                | 48/64     | ÷10         | d-d             | VIII      |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | 9                | 40/67     | ÷10         | x-x             | V         |                      |
| K <sub>1</sub>                                                      | K <sub>1a2</sub> | 10               | 53/67     | >51         | x-x             | V         |                      |
|                                                                     |                  |                  |           |             |                 |           |                      |

Nelle sottostanti figure sono state proiettate le discontinuità rilevate nella tecchia W.

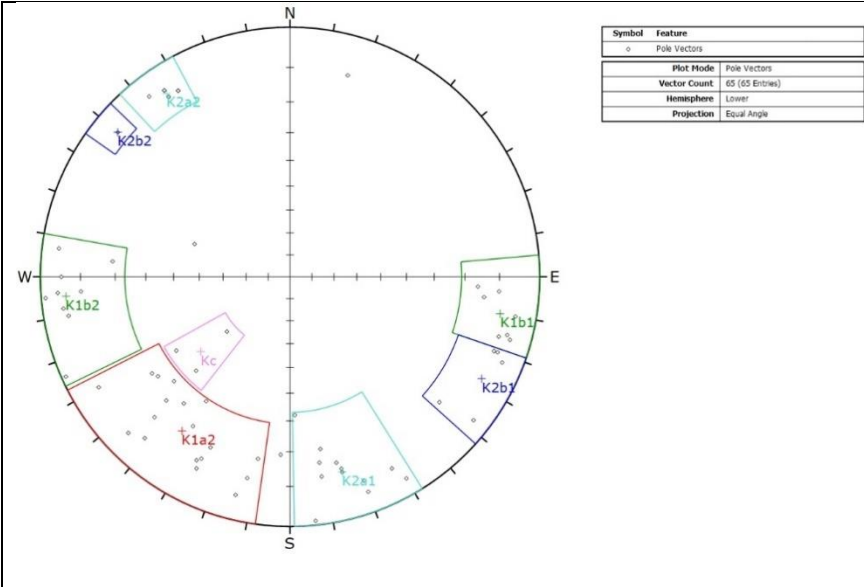


Fig. 1: Proiezione polare su diagramma di Wulff dei poli delle discontinuità rilevate nella tecchia W

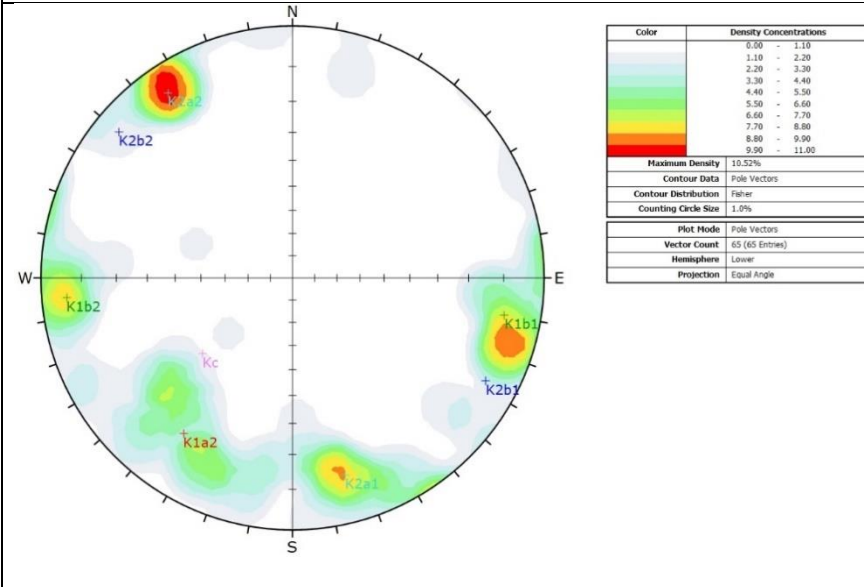


Fig. 2: Definizione massimi frequenza su diagramma di Wulff delle discontinuità rilevate nella tecchia W

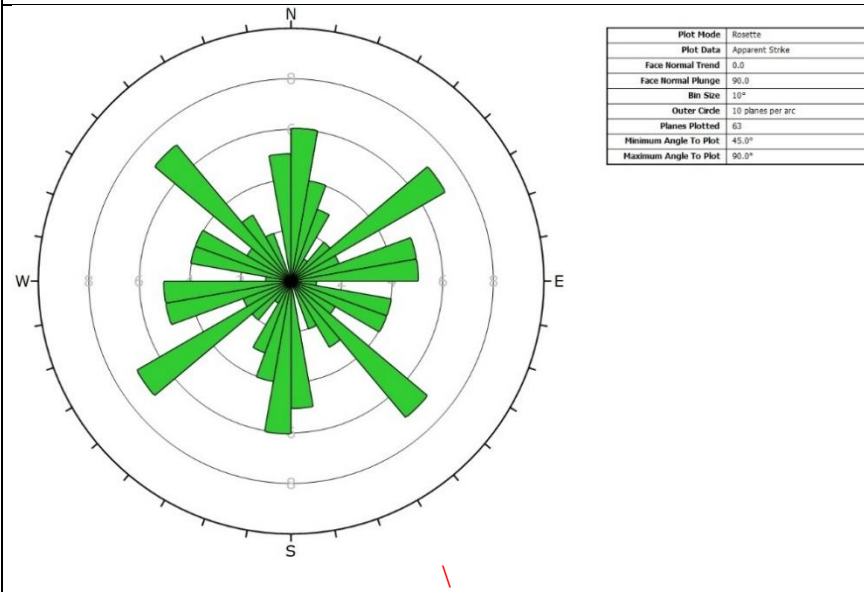


Fig. 3: Diagramma a rose su reticolo polare di Wulff della frequenza delle discontinuità rilevate nella tecchia W.

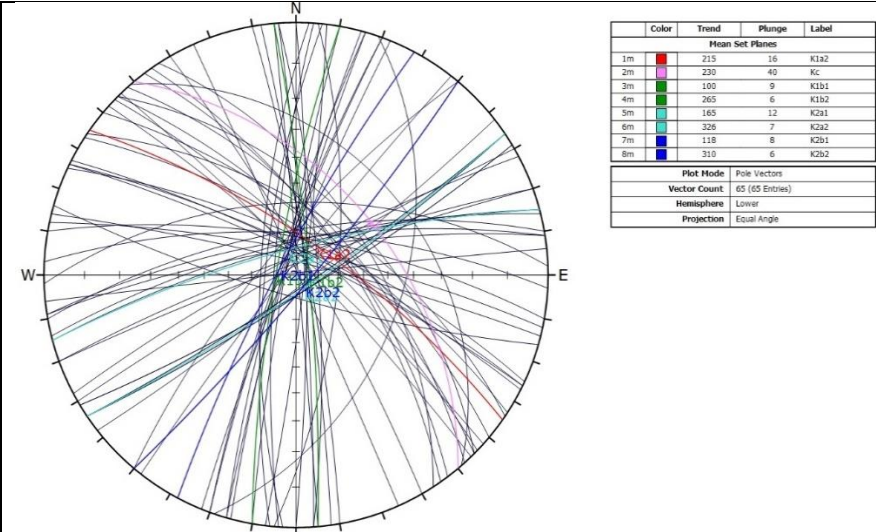


Fig. 4: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani delle discontinuità rilevate nella tecchia W.

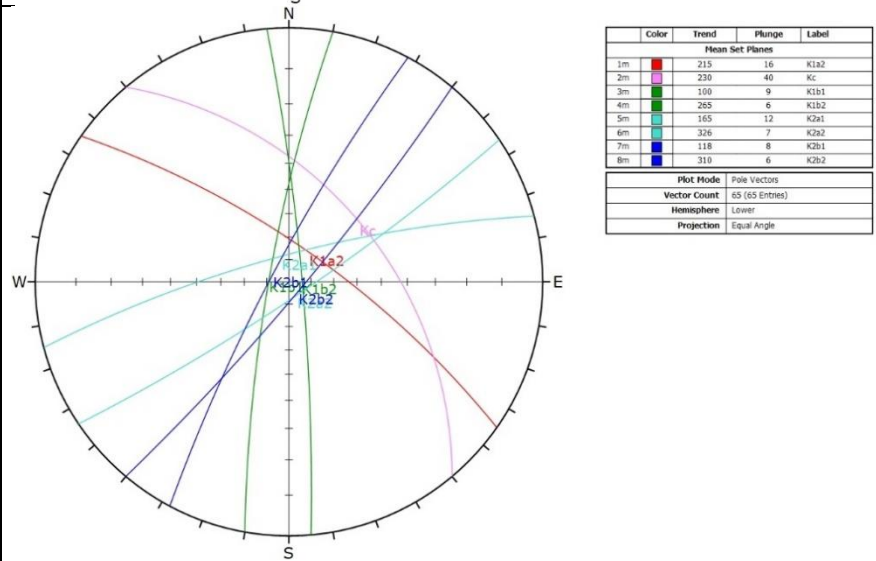


Fig. 5: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei piani rappresentativi dei sistemi rilevate nella tecchia W.

## 4.2 SETTORE MERIDIONALE (SM)

### 4.2.1 Analisi Geostrutturale

Il settore occupa la parte meridionale della tecchia, definita in rosso nelle Foto 1 e 2, risultando costituito prevalentemente dalla gradonatura residua compresa: tra q. 578.29 e q. 502.26m s.l.m., Foto 1 della variante, e tra q. 578.64 e q. 500.89m s.l.m., Foto 2 del progetto, anche se un'areale lungo circa 10.0m del piazzale si trova già a q. 573.00m s.l.m.. Nell'estremo sud il settore coincide con affioramenti di monte vergine.

Elemento geostrutturale saliente è la frattura pervasiva  $J=045/64^\circ$  ascrivibile al sistema  $K_c$  o del "Contro Reale", Foto. 7 e 8, che suddivide il settore in due differenti domini:

- 1) Dominio Superiore o "Monte Vergine": rimane costituito da fronti residui coincidenti con fratture ascrivibili al sistema  $K_c$  o del "Contro Reale". Il dominio è intensamente fratturato, con netta prevalenza di queste discontinuità e in subordine di quelle del sistema  $K_2$  o sistema "Verso meccanico", Foto 5 e 6. Le fratture hanno persistenza variabile da metrica a decametrica;
- 2) Dominio Inferiore o "Versante a Scalinata": rimane costituito da residui di bancate residue, sotto il profilo morfologico apparterebbero al settore meridionale, mentre per intensità e distribuzione della fratturazione è da considerarsi in continuità strutturale col Dominio Inferiore del Settore centrale, Foto. 5-6.

Parametro discriminante che separa questi due domini sono il tipo ed il valore di persistenza delle discontinuità affioranti ed in particolar modo delle discontinuità più significative ascrivibili ai sistemi  $K_c$  e  $K_2$  riportate nella Tab. 5. Queste, con la frattura **J**, caratterizzano i due subdomini.

Le fratture **D<sub>1</sub>** e **D<sub>3</sub>** delimitano un'ampia fascia localizzata a confine tra il bordo interno del settore meridionale e il limite orientale del Settore centrale, Foto 7 e 8. Di questa fascia sono state rilevate le 3 principali discontinuità pur rimanendo presenti altre 4 fratture tutte ascrivibili al sottogruppo  $K_{2a2}$ , tutte con giacitura e caratteristiche fisico-meccaniche simili.

| Discontinuità significative evidenziate all'interno del Settore meridionale Tab. 5 |             |               |           |             |                 |           |                        |
|------------------------------------------------------------------------------------|-------------|---------------|-----------|-------------|-----------------|-----------|------------------------|
| Sistema                                                                            | Sottogruppo | Discontinuità | Giacitura | Persistenza | Tipo            | Scabrezza | Note                   |
| $K_a$                                                                              | $K_{anb}$   |               | °         | m           | bancate/tecchia |           |                        |
| $K_c$                                                                              | /           | J             | 045/56    | >100        | x-x/x-x         | V         | Dominio superiore      |
| $K_c$                                                                              | /           | $J_1$         | 049/37    | >50m        | x-x/r-r         | V         | Dominio superiore      |
| $K_c$                                                                              | /           | $J_2$         | 057/57    | >10         | x-x/x-r         | V         | Dominio superiore      |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | M             | 014/84    | ÷75.0       | x-x/x-r         | V         | Dominio inferiore      |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_1$         | 010/73    | ÷45.0       | x-x/x-d         | VIII      | Su $D_1$ /Dominio S    |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_2$         | 046/84    | >100        | x-x/x-x         | VIII      | Dominio sup.           |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_3$         | 034/62    | >100        | x-x/x-x         | VIII      | Dominio sup.           |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_4$         | 044/73    | >100        | x-x/x-x         | V         | Dominio sup.           |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_5$         | 012/79    | ÷15         | x-x/x-d         | V         | Su $D_1$ /Dominio inf. |
| $K_1$                                                                              | $K_{1a2}$   | $M_6$         | 026/78    | ÷76         | x-x/x-r         | V         | Dominio inferiore.     |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a1}$   | R             | 358/58    | ÷22         | x-dx-r-r        | V         | Dominio superiore      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a1}$   | $R_1$         | 345/77    | >60         | x-x/x-xx-d      | VIII      | Dominio superiore      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a1}$   | $R_2$         | 350/70    | ÷8.5        | x-d/x-d         | VII       | Su J/Dominio inf.      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a1}$   | $R_3$         | 351/78    | ÷10         | r-r/r-r         | V         | Dominio sup.           |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a2}$   | $D_1$         | 146/82    | >20         | x-x/d-d         | VIII      | Dominio inferiore      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a2}$   | $D_2$         | 149/82    | ÷64         | x-x/r-x         | VIII      | Dominio inferiore      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a2}$   | $D_3$         | 146/84    | ÷69         | x-x/r-x         | VIII      | Dominio inferiore      |
| $K_2$                                                                              | $K_{2a2}$   | $D_4$         | 142/85    | >50         | x-x/x-x         | VIII      | Dominio inferiore      |

La proiezione su reticolo polare di Wulf delle giaciture relative alle principali fratture rilevate nel settore ha consentito di confermare l'appartenenza di queste ai precedenti sistemi individuati, Fig. 1-4

Nelle Foto 9 e 10 si raffronta l'area sommità del Dominio Settentrionale Esterno (Dse), a cui si evince che sono stati seguiti interventi di disaggio manuale con paletto di massi instabili, rimanendo l'impalcatura strutturale stabile e non modificata nel tempo.

La Foto. 11 è il particolare del Dominio Meridionale Inferiore, vi sono indicate le fratture più significative individuate sia nello stato attuale di variante sia di stato attuale di progetto, Fig. 12.

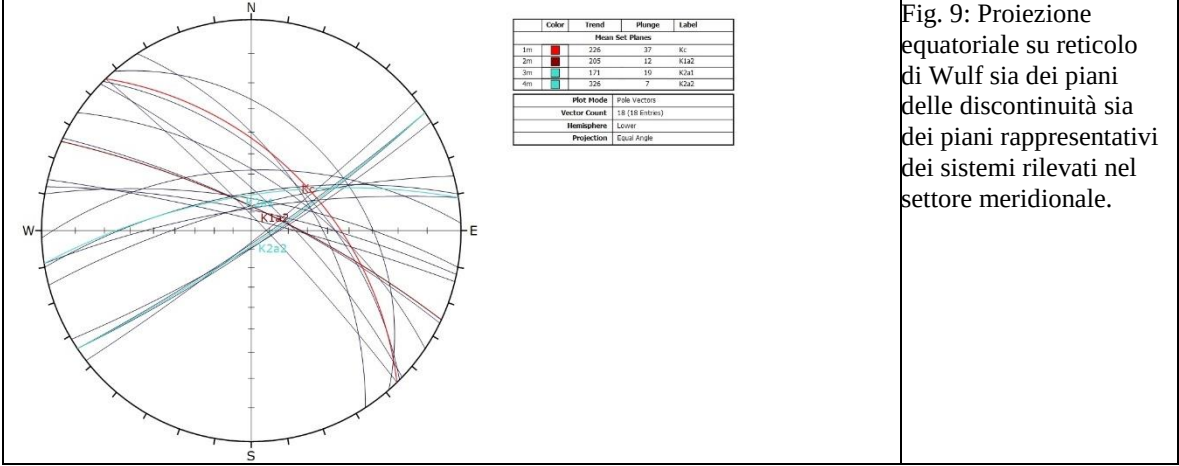
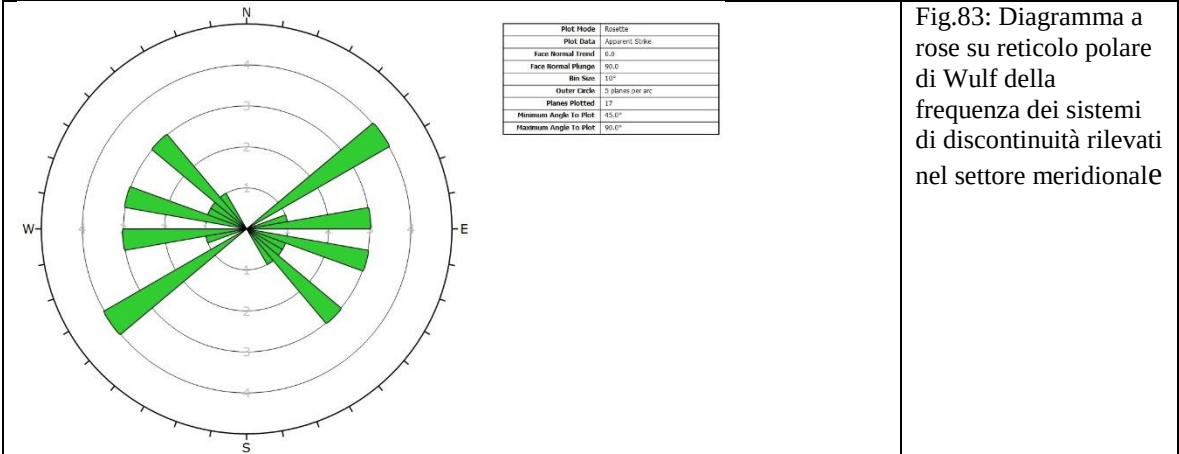
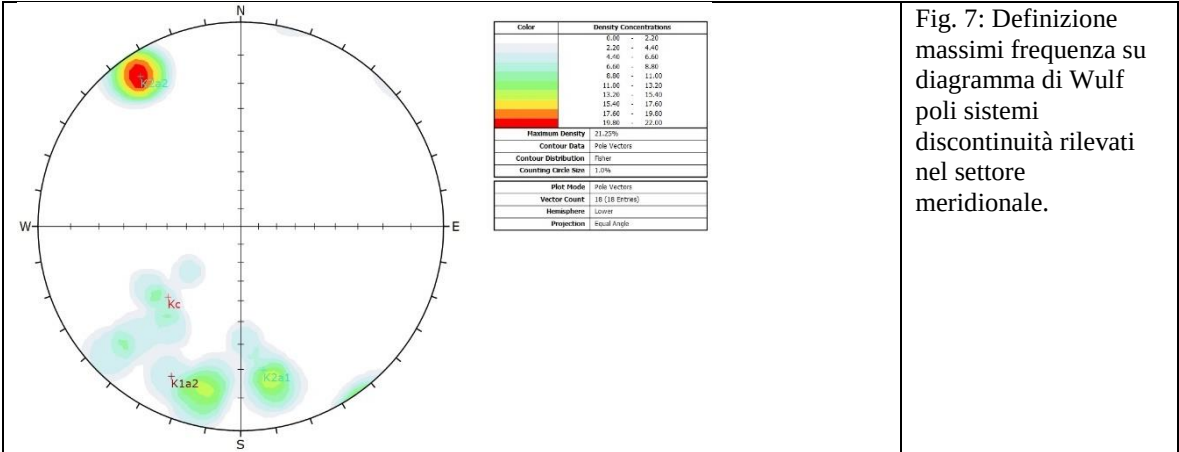
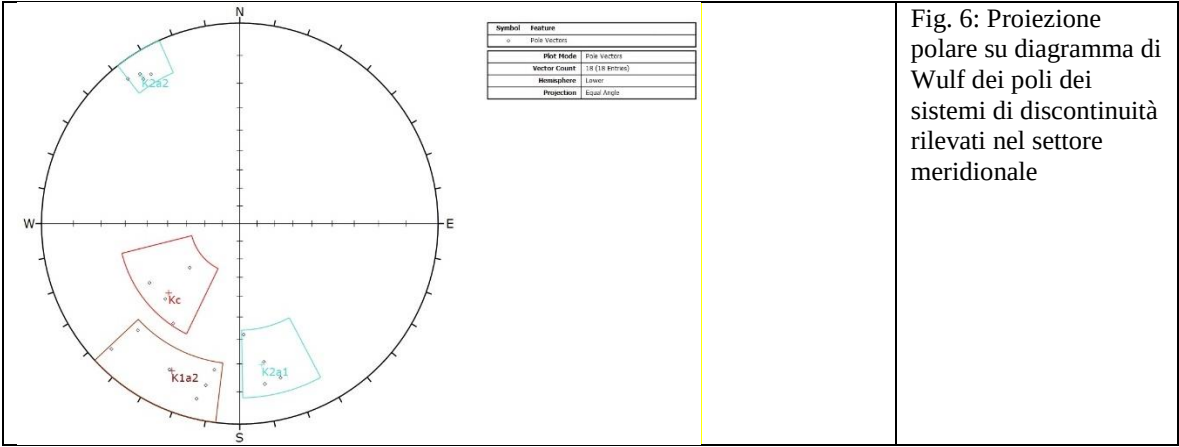




Foto 7: Stato attuale variante. Immagine scattata dalla strada asfaltata di comparto, rettilo sopra cava Amministrazione. In evidenza le fratture principali e più significative del settore meridionale.



Foto 8: Stato attuale progetto. Immagine scattata dalla strada asfaltata di comparto, rettilo sopra cava Amministrazione, con posizione all'incirca uguale alla Foto 5. In evidenza le fratture principali e più significative del settore meridionale.

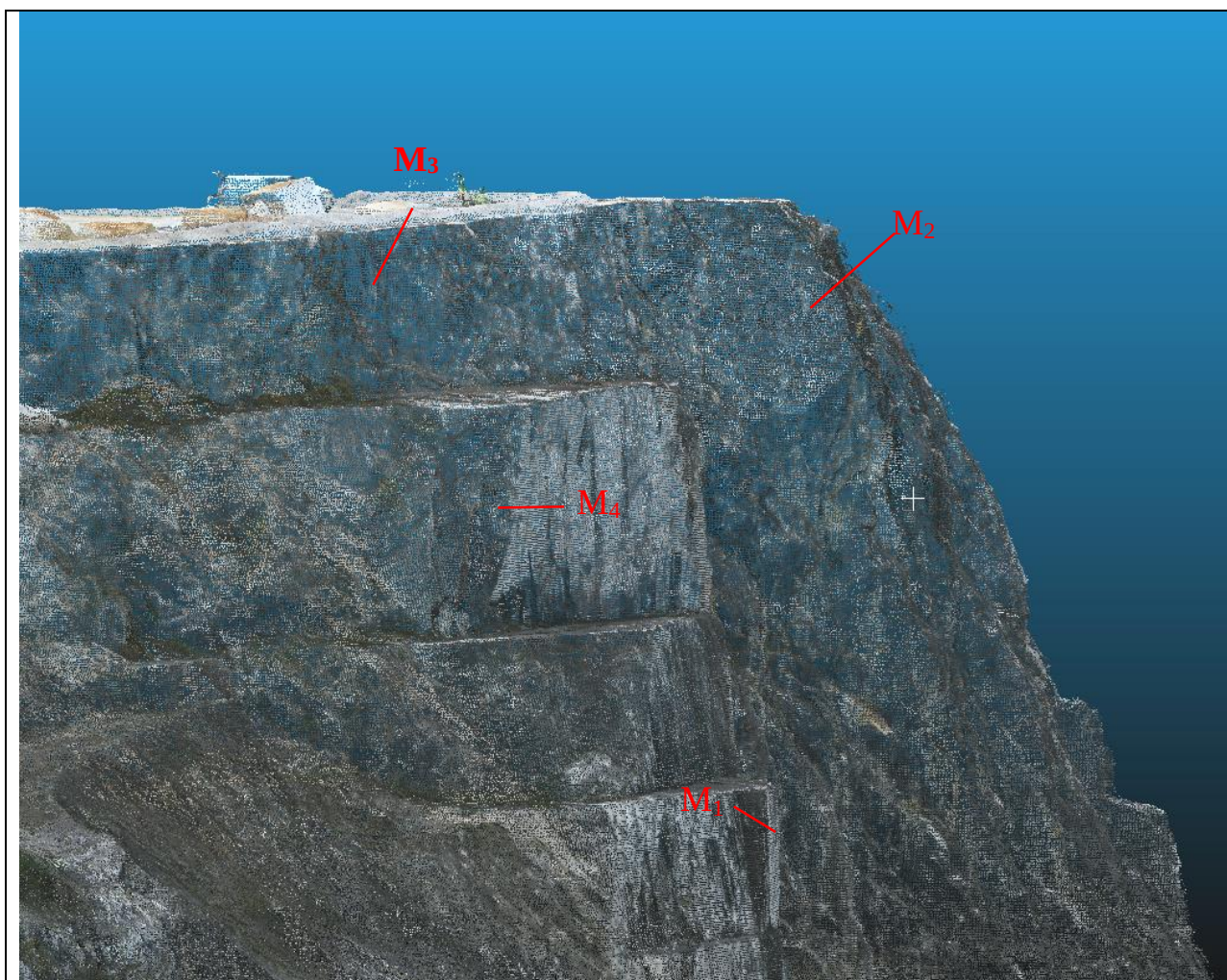


Foto 9: Settore Settentrionale Esterno, estratto dalla nuvola di punti della variante tramite il software Cloud Compare dalla nuvola di punti del rilievo topografico



Foto 10: Settore Settentrionale Interno, estratto dalla nuvola di punti del progetto tramite il software Cloud Compare dalla nuvola di punti del rilievo topografico



Foto 11: Settore Meridionale, particolare Dominio inferiore, variante 2022



Foto 12: Settore Meridionale, particolare Dominio inferiore, progetto 2026.

## 4.2.2 Analisi Cinematica

L'analisi interessa i due domini che costituiscono il settore ed è stata condotta mediante proiezione su diagramma di Markland delle giaciture delle discontinuità più significative affioranti negli stessi. Queste ultime e l'orientazione dei fronti residui esposti sono state rilevate in loco e verificate tramite il software Coud Compare. L'analisi grafica con Test di Markland consente di definire le interazioni che si possano sviluppare tra fronti/fratture e tra fratture/fratture, quindi individuare i cinematismi potenzialmente instabili nelle condizioni planare, tridimensionale e ribaltamento, per poi passare a sopralluoghi mirati atti a identificare l'esistenza in loco di questi cinematismi identificati con Markland.

### 4.2.2.1 Dominio Superiore o "Monte Vergine"

Nel dominio i fronti coincidono con discontinuità esposte, individuate con lettera **J**. La verifica è stata affrontata per tutti i fronti esistenti, nonostante che il valore della direzione di alcuni di questi rimanga interno al range di  $\pm 10^\circ$ , normalmente utilizzato come valore limite nelle verifiche di stabilità.

Nella verifica del fronte analizzato oltre alle giaciture delle discontinuità rilevate nel settore si sono proiettati anche le giaciture delle discontinuità  $K_c$  che originano gli altri fronti residui esposti; così da identificare il massimo numero di cinematismi potenzialmente sviluppabili. L'inserimento all'interno dei test di queste ultime discontinuità è avvenuto a titolo precauzionale, in quanto si è voluto analizzare tutte le possibili interazioni tra fronte e discontinuità, così da verificare in campagna l'esistenza di eventuali fratture con giacitura uguale o simile ad uno dei fronti residui che potenzialmente generano cinematismi.

#### 4.2.2.1.1 Orientazione fronti residui: N124/62°NE; N135/56°NE; N139/37°NE; N147/57°NE;

##### 4.2.2.1.1.1 Verifiche Planari

##### Fronte N135/56° esposto NE

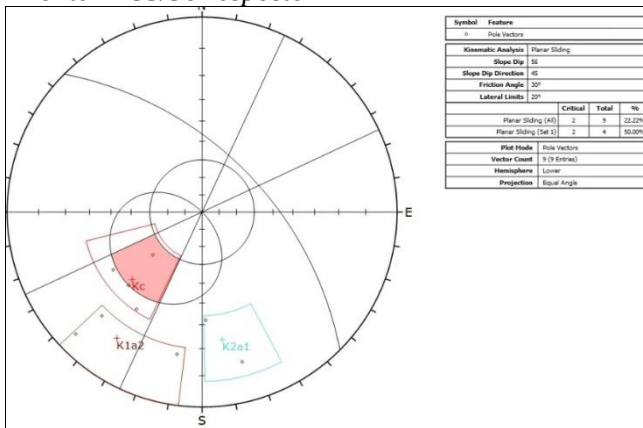


Fig. 10: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza fronte residuo e frattura  $J=045/56^\circ$  fa sì che si possano generare potenziali cinematismi con fratture che abbiano giacitura uguale o molto prossima alla frattura  $J_1=049/37^\circ$ , valore che rappresenta, appunto, uno dei fronti residui vergini. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

##### Fronte N139/37° esposto NE

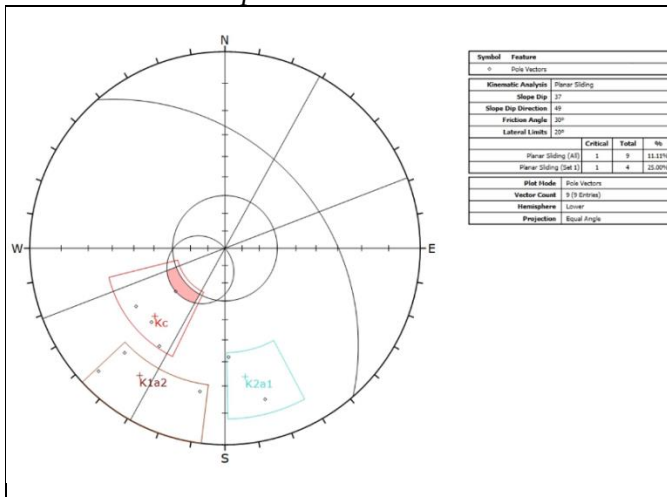


Fig. 11: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza il fronte residuo con la frattura  $J_1=049/37^\circ$ , fa sì che non si possano generare cinematismi planari. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N147/57° esposto NE

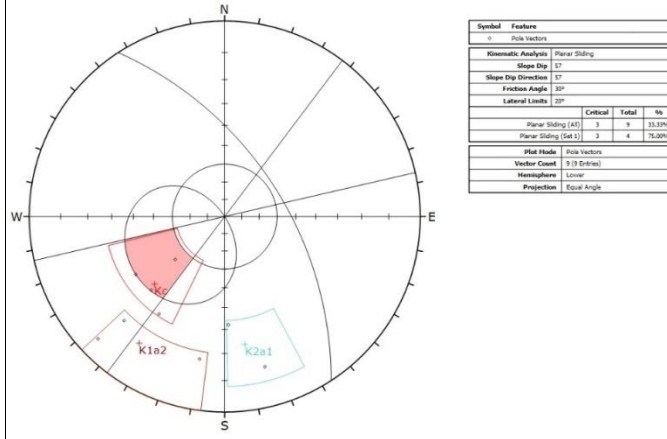


Fig. 12: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza il fronte residuo con la frattura J= 057/57° comporta che si possano generare potenziali cinematismi con fratture che abbiano giacitura uguale o molto prossima alla frattura J<sub>1</sub>= 049/37°, valore che rappresenta, appunto, uno dei fronti residui vergini. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N124/62° NE

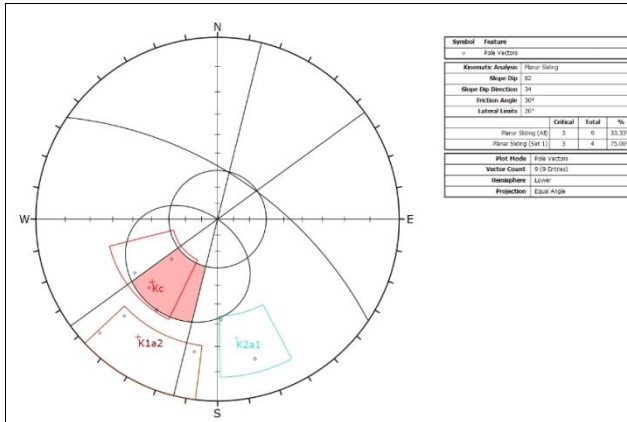


Fig. 13: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza il fronte residuo con la frattura M3= 034/62 fa sì che si possano generare potenziali cinematismi con fratture che abbiano giacitura uguale o molto prossima alle fratture J= 045/56° e J<sub>1</sub>= 049/37°, valore che rappresenta, appunto, uno dei fronti residui vergini. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.2.2.1.1.2 Verifiche Tridimensionali

Fronte N135/56° esposto NE

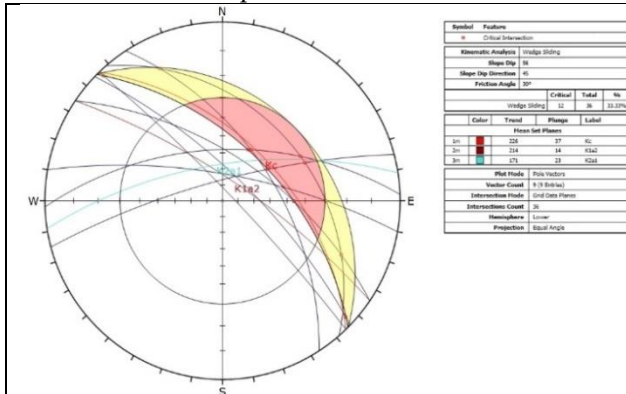
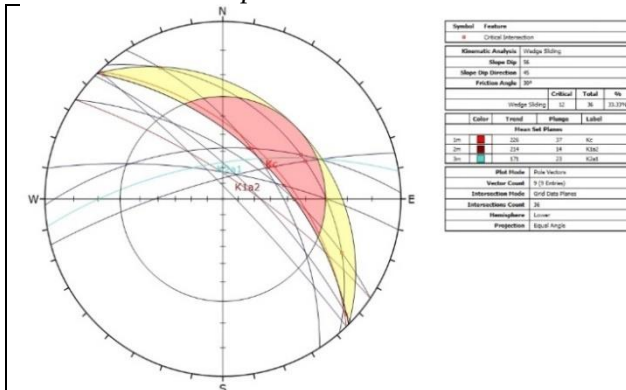


Fig. 14: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture Kc-K2a1. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N139/37° esposto NE



Fronte N147/57° esposto NE

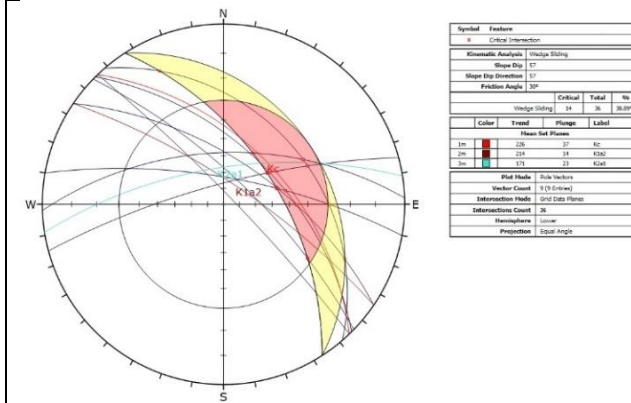


Fig. 16: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture Kc-K2a1; Kc-K1a2. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N124/62° NE

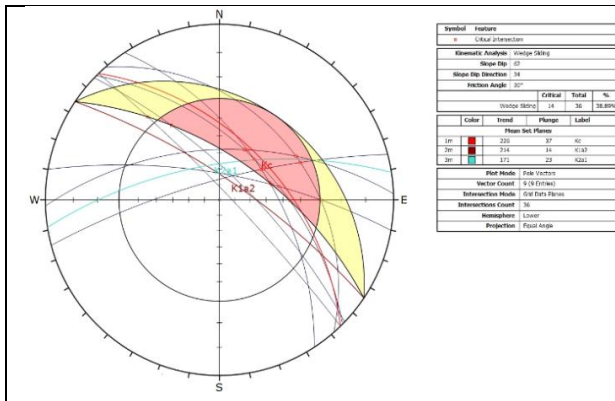


Fig. 17: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture Kc-K2a1; Kc-K1a2. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.2.2.1.1.3 Verifiche Ribaltamento

Nonostante che, i fronti esaminati abbiano una inclinazione compresa nel range tra 37/62°, quindi per condizione geometrica non soggetti a possibili ribaltamenti, si è ritenuto di procedere alla loro verifica.

Fronte N135/56° esposto NE

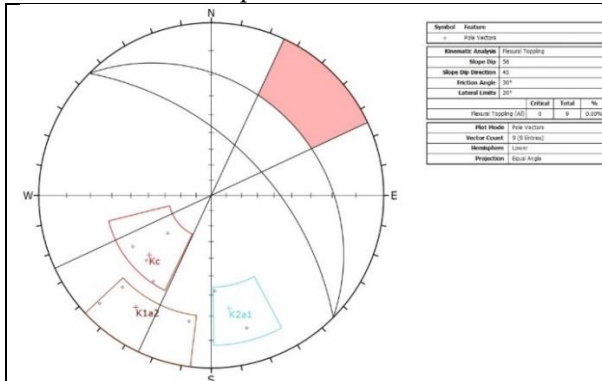


Fig. 18: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N139/37° esposto NE

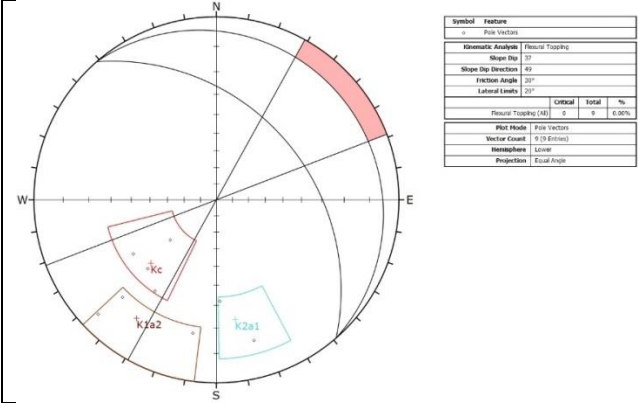


Fig. 19: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N147/57° esposto NE

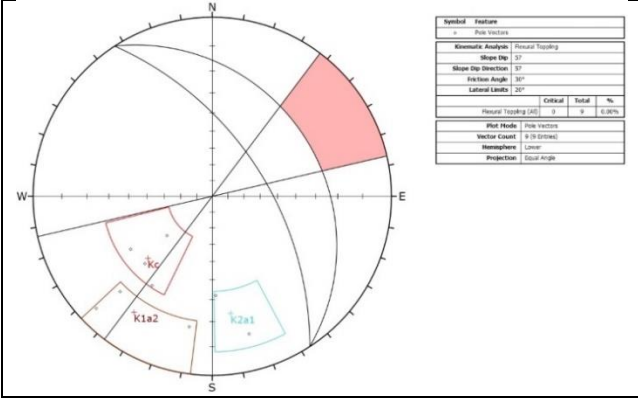


Fig. 20: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N124/62° NE

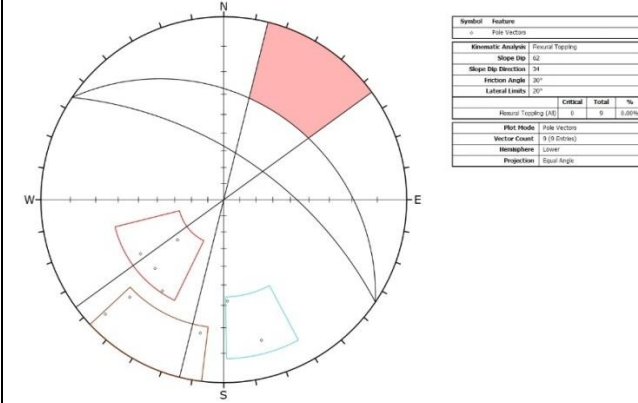


Fig.21: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.2.2.1.2 Analisi della Tecchia Dominio superiore o “monte vergine” Orientata: N124/46°NE

Premesso che, la “tecchia” del dominio risulta essere costituita da ampie pedate e da fronti coincidenti con fratture ascrivibili al sistema  $K_c$ , al fine di verificarne la stabilità si è ritenuto di determinare l’inclinazione di 46° della sua superficie di involucro; la quale è rappresentata dal piano che si genera unendo q. 567.91m s.l.m. del gradone residuo sottostante il piazzale di q. 573.00/578.64m s.l.m. del Cantiere Alto alla q. 490.79m s.l.m. del gradone residuo Cantiere Vecchia Cava.

##### 4.2.2.1.2.1 Verifica planare

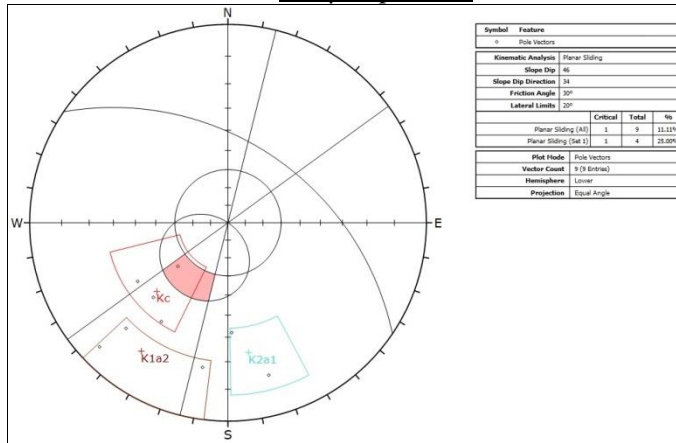


Fig. 22: Verifica planare eseguita con Test di Markland. Dalla analisi grafica risulterebbe un potenziale scivolamento generato dalla frattura  $J_1 = 049/37^\circ$ , che coincide con uno dei fronti residui. Tale condizione cinematica non si può verificare perché a livello della tecchia la frattura ha persistenza del tipo r-r, con lunghezza >50m; quindi inferiore alla lunghezza della superficie di involucro di circa 90m. L’osservazione in loco ha confermato l’assenza di questo cinematisma evidenziato e di altri che possano generare franamenti di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

##### 4.2.2.1.2.2 Verifica tridimensionale

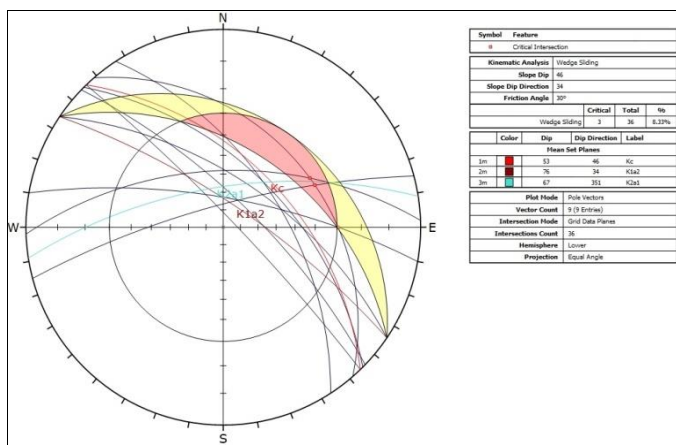


Fig. 23: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall’analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_c$ - $K_{2a1}$ . L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

##### 4.2.2.1.2.3 Verifica ribaltamento

Nonostante che la superficie d’involucro generata dai fronti residui abbia una inclinazione di 46°, quindi per condizione geometrica non soggetta a possibili ribaltamenti, si è ritenuto di procedere alla verifica.

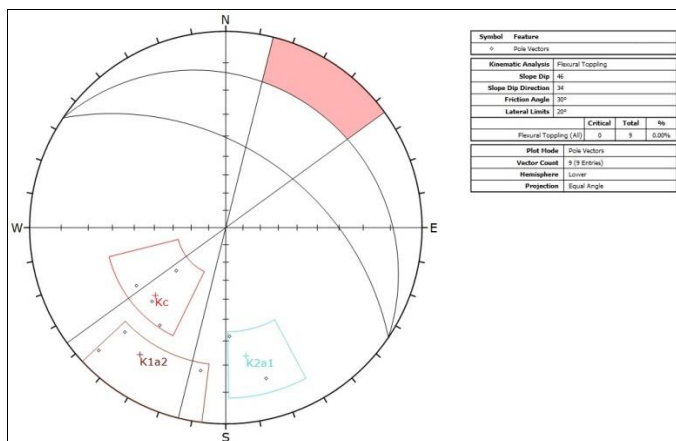


Fig. 24: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

4.2.2.2 Dominio Inferiore o del “Versante a Scalinata”

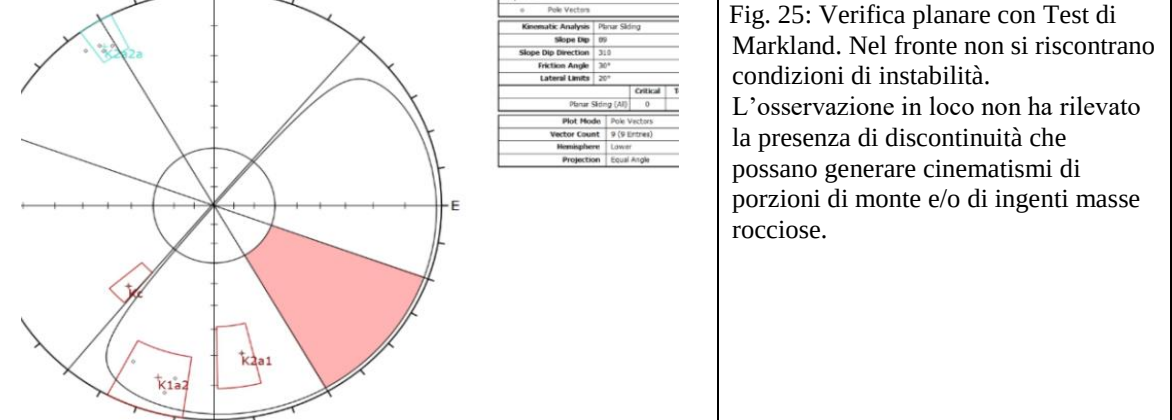
Nel dominio i fronti sono costituiti da residui di bancate la cui orientazione azimutale è sotto riportata. La verifica è stata affrontata per tutti i fronti esistenti, considerando che il singolo fronte può avere una variazione della direzione all'interno di  $\pm 10^\circ$ , valore angolare limite utilizzato nelle verifiche di stabilità.

4.2.2.2.1 Orientazione fronti

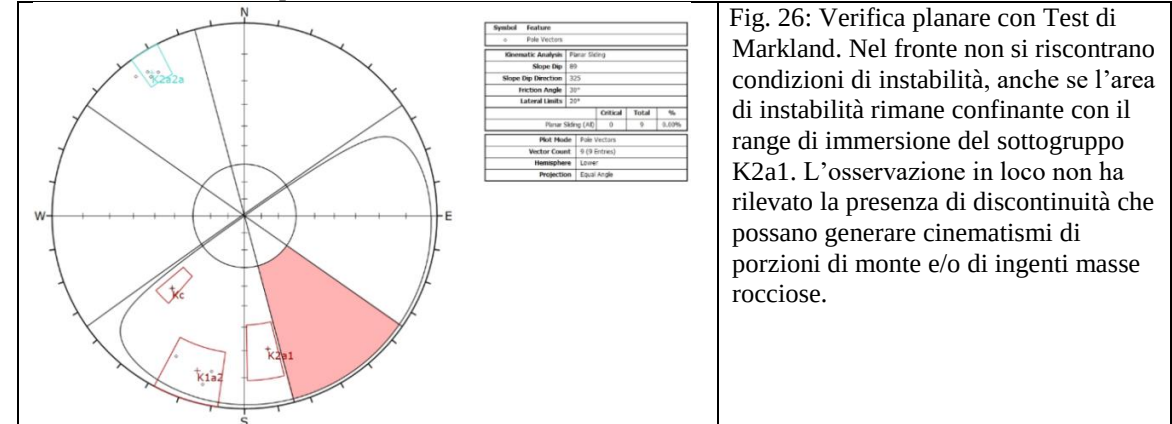
|               |               |                |              |
|---------------|---------------|----------------|--------------|
| N40° vert. NW | N55° vert. NW | N64° vert. NNW | N79° vert. N |
| N93° vert. N  | N106° vert. N | N113 vert. NNE |              |

4.2.2.2.1.1 Verifiche Planari

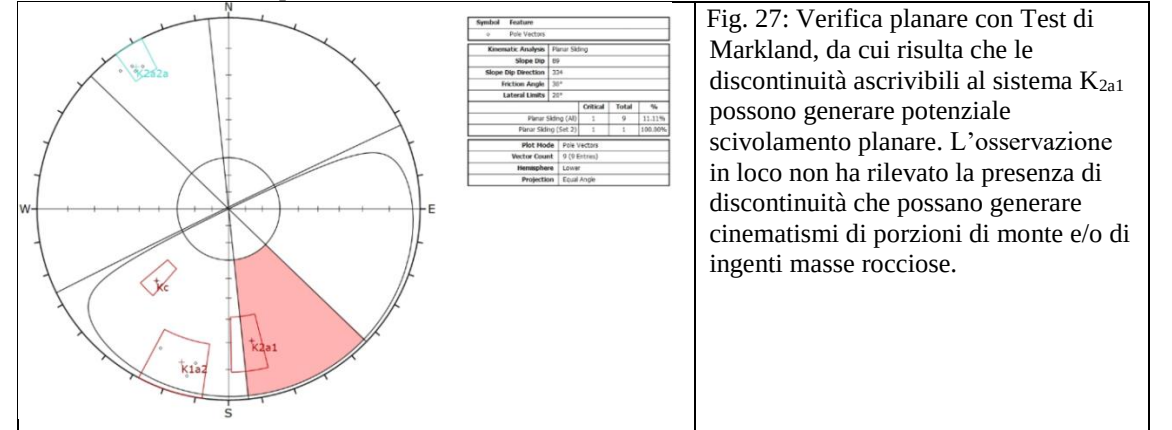
Fronte N40 verticale esposto NW



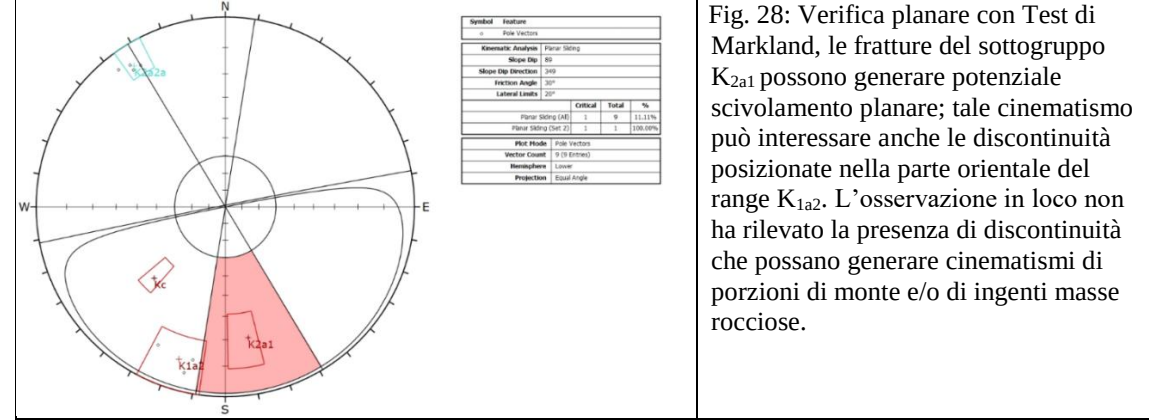
Fronte N55 verticale esposto NW



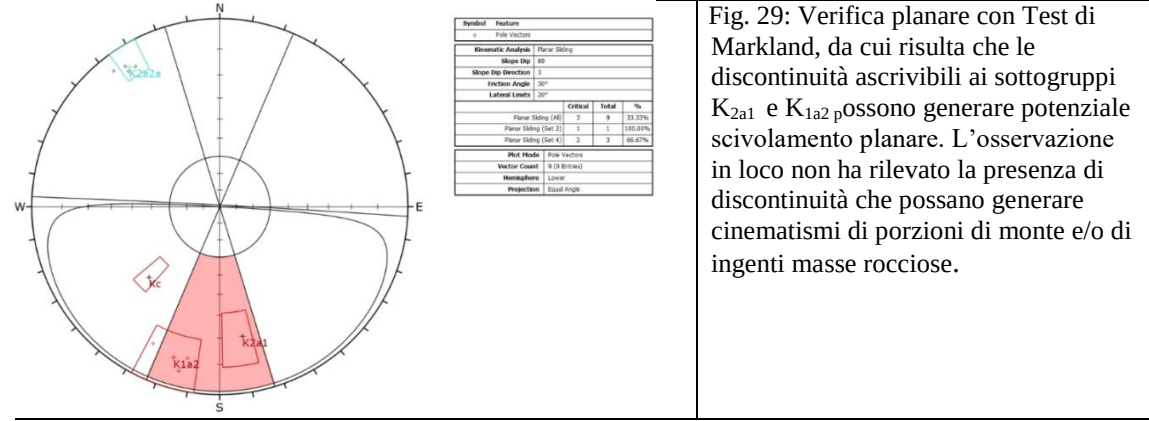
Fronte N64 verticale esposto NW



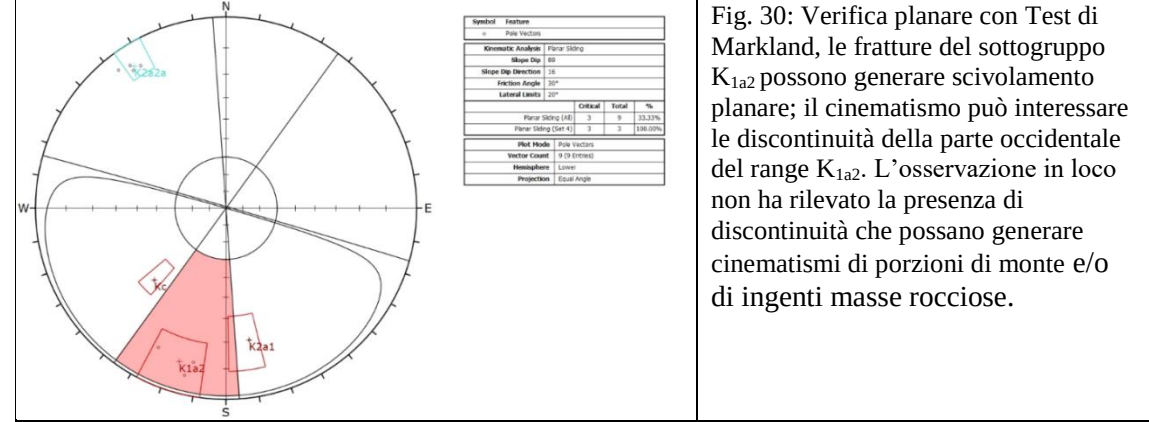
Fronte N79 verticale esposto N



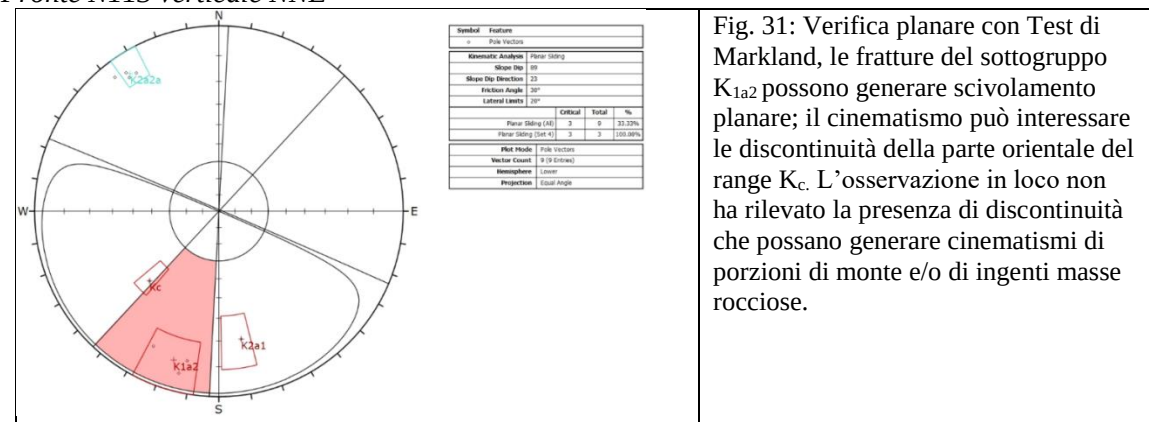
Fronte N93 verticale esposto N



Fronte N106 verticale esposto N



Fronte N113 verticale NNE



4.2.2.2.1.2 Verifiche Tridimensionali

Fronte N40 verticale esposto NW

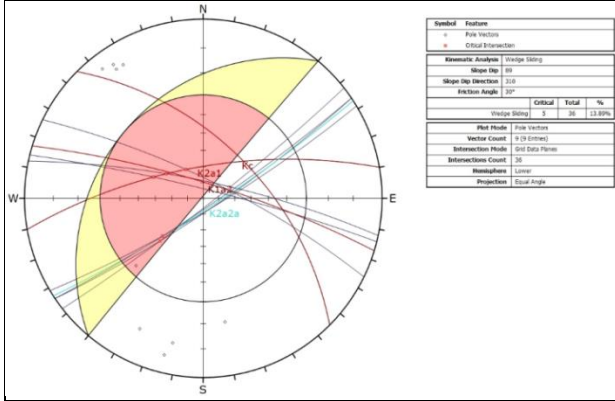


Fig. 32: Verifica tridimensionale con Test di Markland. Dall’analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie  $K_c$ - $K_{2a1}$  e  $K_{2a1}$ - $K_{1a2}$ . I cinematismi prodotti dalla intersezione con fratture del sotto gruppo  $K_{2a2}$ , pur potendo generarsi non si evolvono per il basso angolo tra componente cinematica e fronte. La osservazione in loco non ha rilevato fratture che coinvolgano cinematismi di porzioni monte e/o ingenti masse rocciose.

Fronte N55 verticale esposto NW

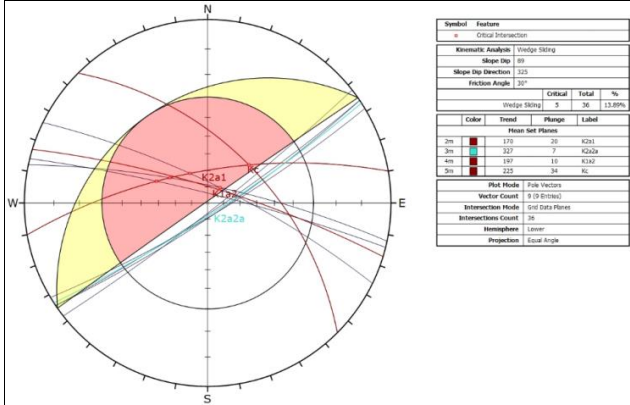


Fig. 33: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_c$ - $K_{2a1}$  e  $K_{2a1}$ - $K_{1a2}$ . L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N64 verticale esposto NW

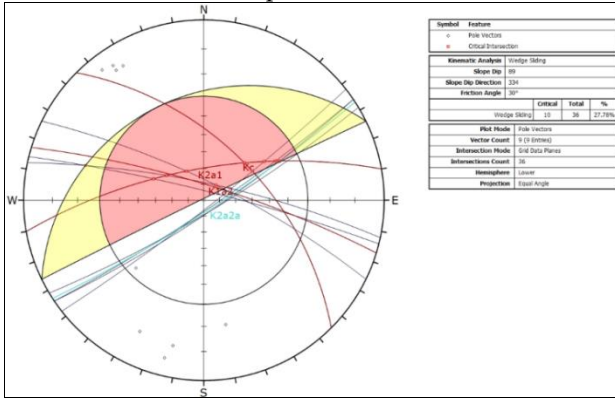


Fig. 34: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall’analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_c$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1a2}$ ,  $K_c$ - $K_{2a2}$ . L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N79 verticale esposto N

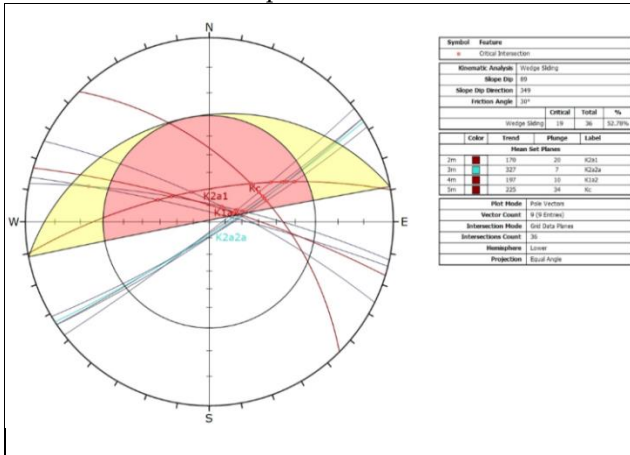


Fig. 35: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall’analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_c$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1a2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_c$ - $K_{2a2}$ . L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N93 verticale esposto N

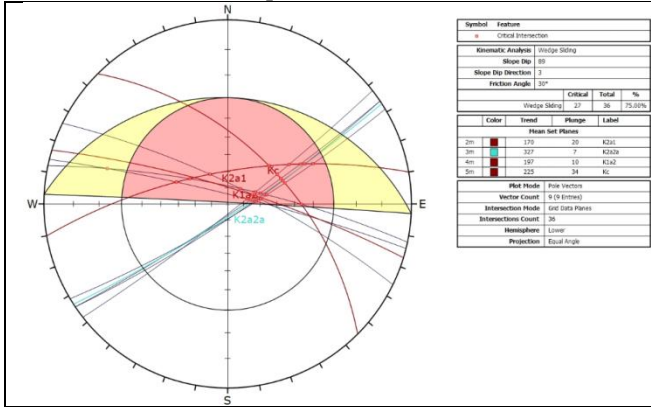


Fig. 36: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture K<sub>c</sub>-K<sub>2a1</sub>, K<sub>2a1</sub>-K<sub>1a2</sub>, K<sub>1a2</sub>-K<sub>2a2</sub>-K<sub>c</sub>-K<sub>2a2</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N106 verticale esposto N

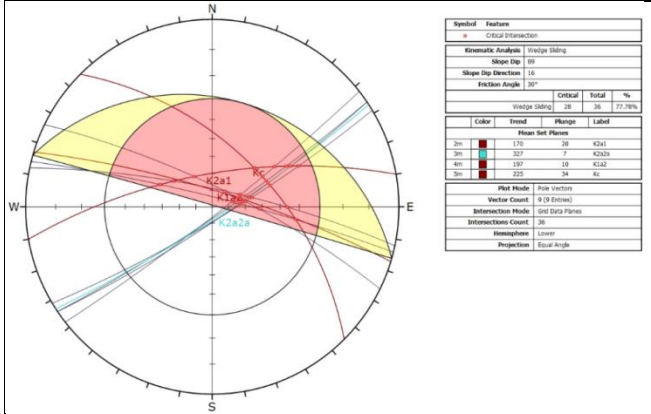


Fig. 37: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture K<sub>c</sub>-K<sub>2a1</sub>, K<sub>2a1</sub>-K<sub>1a2</sub>, K<sub>1a2</sub>-K<sub>2a2</sub>, K<sub>c</sub>-K<sub>2a2</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Fronte N113 verticale NNE

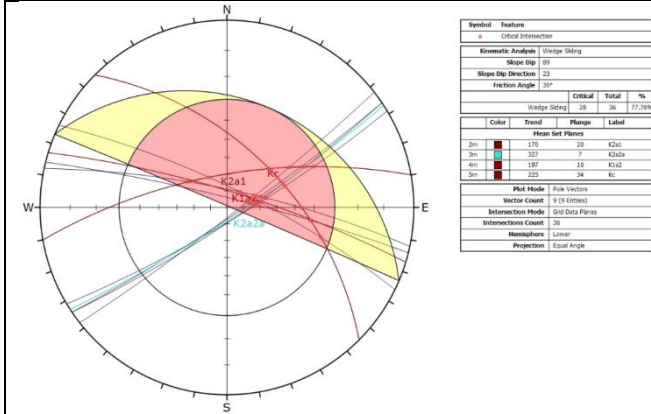


Fig. 38: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture K<sub>c</sub>-K<sub>2a1</sub>, K<sub>2a1</sub>-K<sub>1a2</sub>, K<sub>1a2</sub>-K<sub>2a2</sub>, K<sub>c</sub>-K<sub>2a2</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

4.2.2.2.1.3 Verifiche Ribaltamento

Fronte N40 verticale esposto NW

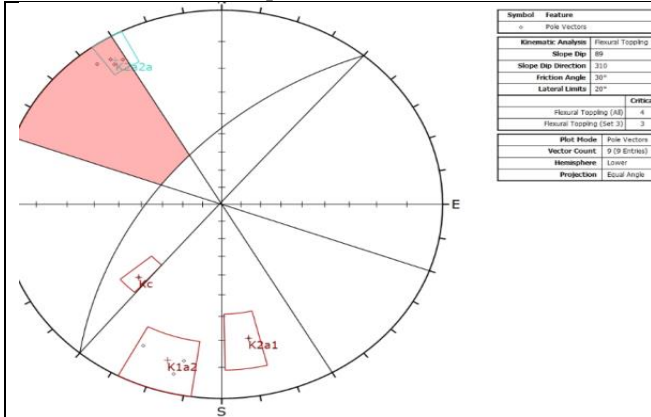
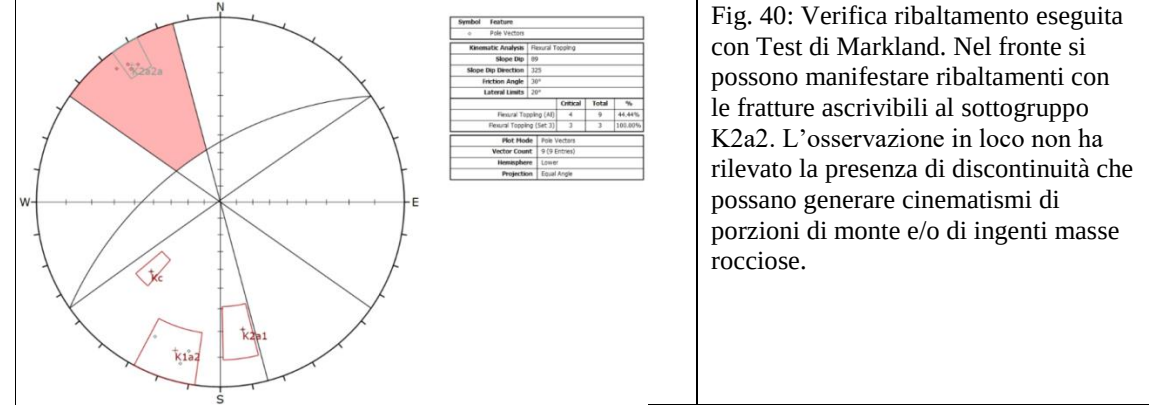
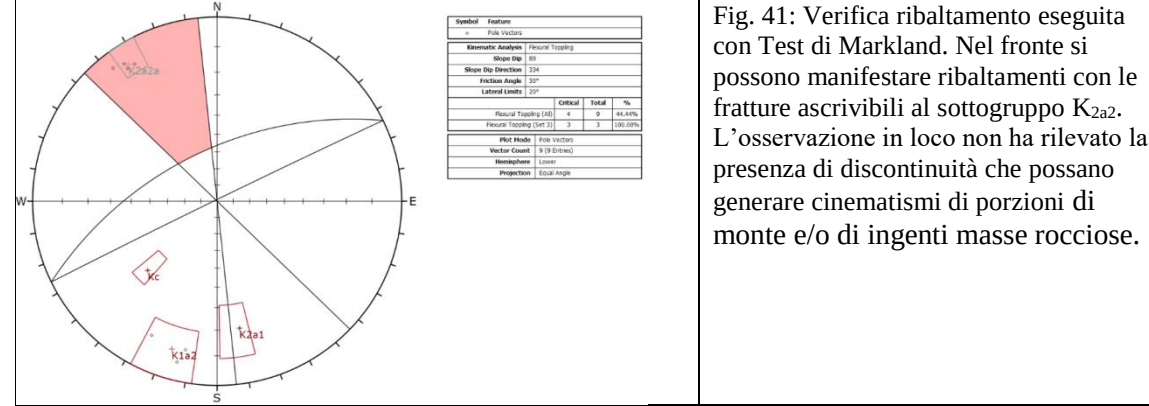


Fig. 39: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte si possono manifestare ribaltamenti con le fratture ascrivibili al sottogruppo K<sub>2a2</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

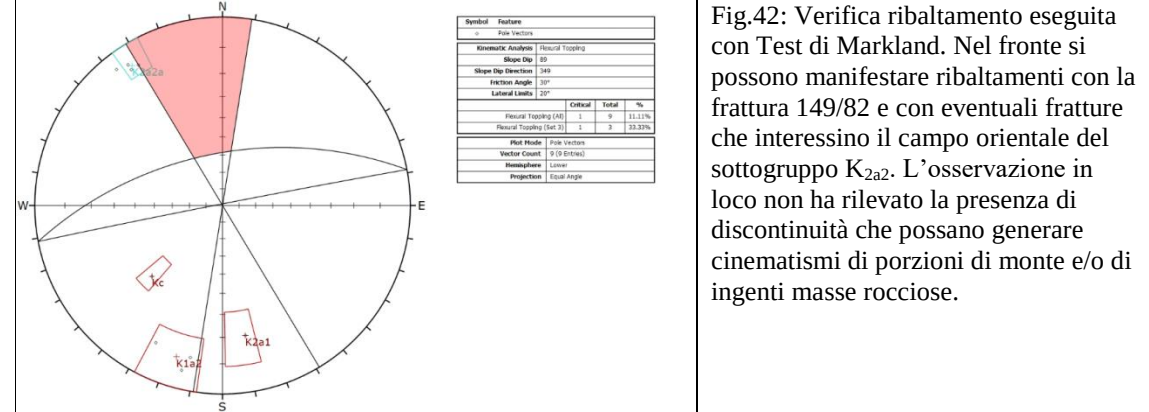
Fronte N55 verticale esposto NW



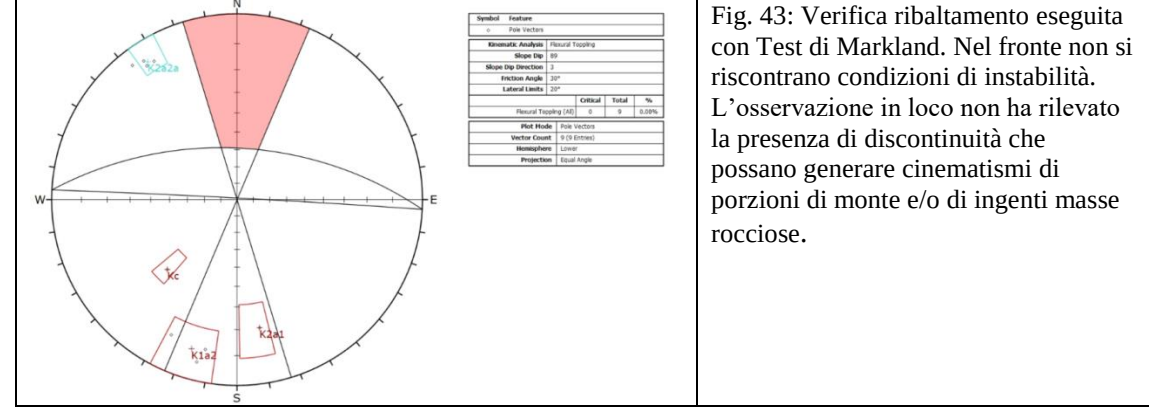
Fronte N64 verticale esposto NW



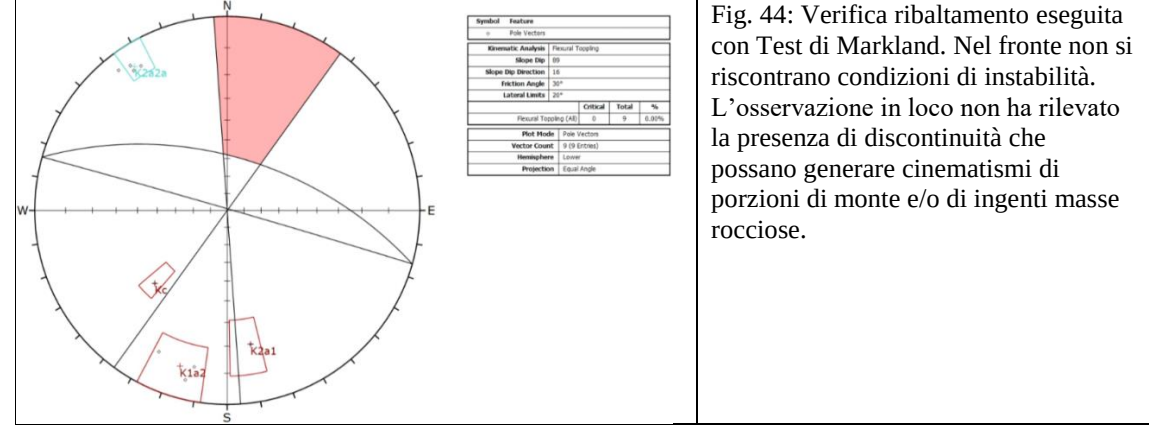
Fronte N79 verticale esposto N



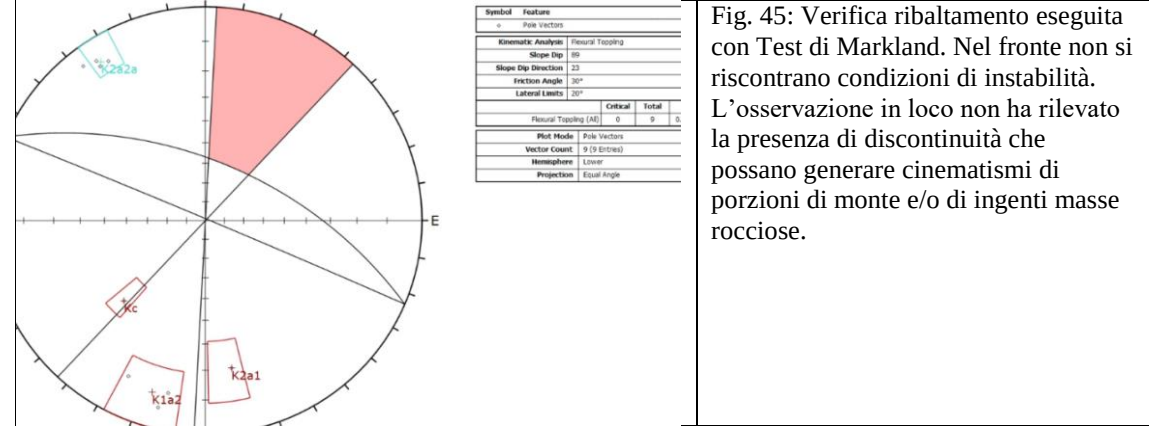
Fronte N93 verticale esposto N



Fronte N106 verticale esposto N



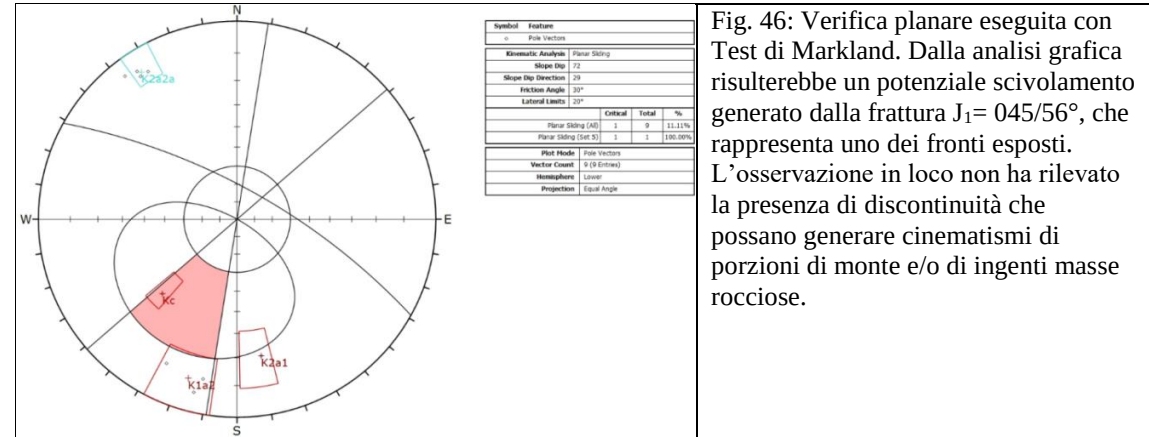
Fronte N113 verticale NNE



4.2.2.2.2 Analisi della Tecchia dominio inferiore o “scalinata” orientata: N99/72NE

Premesso che, la tecchia rimane costituita da una serie di bancate residue abbandonate durante l’operazione della ristrutturazione avvenuta nel 1998, al fine di verificarne la stabilità si è determinata l’inclinazione di 72° della superficie media di involucro che si estende tra q. 578.17m s.l.m. del piazzale Cantiere Alto e q. 455.79m s.l.m. del gradone residuo Cantiere Vecchia Cava.

4.2.2.2.2.1 Verifica planare



4.2.2.2.2.2 Verifica tridimensionale

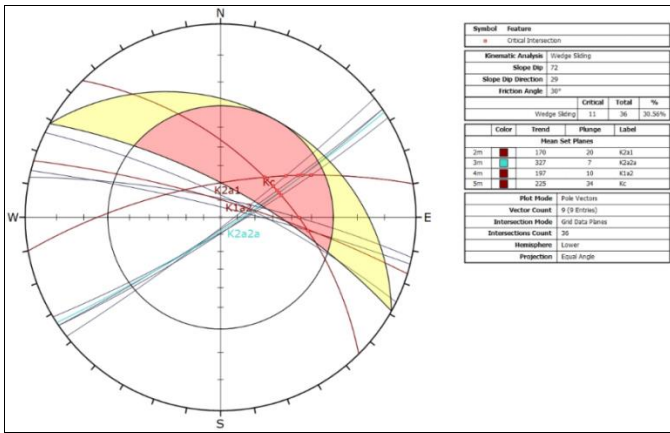


Fig. 47: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generate dalle coppie di fratture  $K_c$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{21}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_c$ - $K_{2a2}$ ,  $K_c$ - $K_{1a2}$ , anche se questi ultimi cinematismi non si possono verificare perché la risultante di scivolamento forma un basso angolo con la direzione del fronte. L’osservazione in loco non ha rilevato la discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

4.2.2.2.2.3 Verifica ribaltamento

Malgrado che la superficie di involuppo generata dai fronti residui abbia una inclinazione di 72°, quindi per condizione geometrica non soggetta a possibili ribaltamenti, si è ritenuto di procedere alla sua verifica.

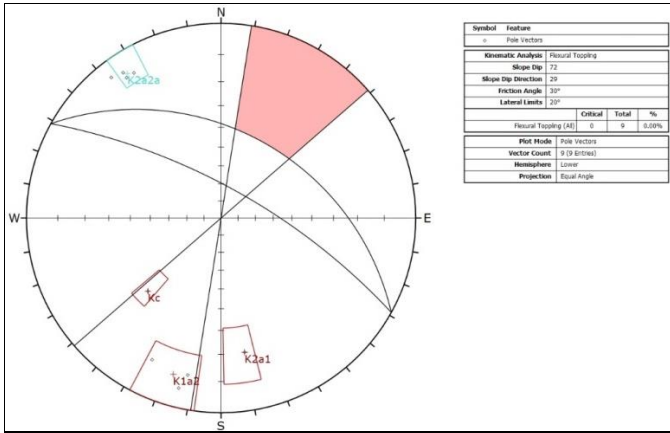


Fig. 48: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L’osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

Dalla osservazione in loco non sono state individuate condizioni instabili, anche nella forma potenziale, che possano determinare il franamento del settore di tecchia o di consistenti porzioni rocciose.

4.3 **Conclusioni analisi tecchia settore meridionale**

Sulla base delle indagini condotte risulta che questo settore della tecchia W, nella sua struttura principale, è stabile, condizione confermata nei sopralluoghi condotti dove non si è riscontrata la presenza di discontinuità pervasive che possano generare condizioni instabili del settore e/o di consistenti porzioni rocciose.

4.4 Settore Centrale (Sc)

4.4.1 Analisi Geostrutturale

Il settore centrale rimane interno alla tecchia W, Foto 1, stato attuale variante 2022, e Foto 2, stato attuale progetto. Sulla base della condizione morfo-strutturale può essere suddiviso in due domini differenti, all’incirca coincidenti con l’isoipsa 510.00m s.l.m., Foto 5 stato attuale variante 2022 e Foto 6 progetto.

- 1) il Dominio superiore o della “Struttura a Mazzo di Carte” (Dcs), Foto 15 e 16, rimane compreso tra il piazzale di q. 578.64/573.00 m s.l.m. e la isoipsa 510.00m s.l.m., è costituito da fronti esposti coincidenti con persistenti fratture ascrivibili al sistema K<sub>1</sub>, mentre fratture ascrivibili al sistema K<sub>2</sub> lo attraversano all’incirca perpendicolarmente, vedi schemi di seguito riportati.;
- 2) il Dominio inferiore o del “Contrafforte” (Dci), rimane compreso tra la isoipsa di 510.00m s.l.m. ed il gradone residuo di q. 471.68m s.l.m., interno al cantiere Vecchia Cava, rimanendo questo ubicato nella fascia dei 10 m abbandonata dalla base della tecchia e ricoperta da detrito. Il dominio è costituito da un “contrafforte marmoreo” di forma schematicamente assimilabile ad un parallelepipedo con base all’incirca trapezoidale, Foto 15 e 16. Nella sua parte centro meridionale esiste un sottocala costituito da due camere, la prima perpendicolare alla tecchia e la seconda parallela a quest’ultima, che è stato oggetto di relazione di stabilità strutturale redatta dall’Ing. Giacomo del Nero. Soprastante ma leggermente spostato verso meridione è presente un incavo con forma ad “U molto ristretta”; dove sono presenti due piazzole a differente quota, il superiore a q. 491.24m s.l.m. e l’inferiore a q. 485.00m s.l.m.. la posizione di quest’ultimo riduce lo spessore sia della trave sia della soletta, il quale varia anche in relazione alla posizione morfologica dei vari gradoni residui ivi abbandonati. La stabilità è analizzata nel paragrafo 4.4.4.42.1. Verifica strutturale della soletta eseguita dall’Ing. Del Nero.

Questo incavo, oggi occupato da detriti ivi caduti con le varie operazioni di taglio dell’ammasso roccioso eseguite già col primo intervento di ristrutturazione della tecchia e con il successivo progetto approvato del 2010, era, fino al termine degli anni 1970, utilizzato come cisterna dell’acqua derivata dalla autorizzata stazione di Torano.

L’utilizzo di questo incavo come cisterna di accumulo per ‘l’acqua da impiegare nel ciclo produttivo fu dismesso con l’avvento del filo diamantato, perché i circa 50mc di acqua stoccabile erano insufficienti per soddisfare sia il nuovo fabbisogno delle tagliatrici a filo e a catena, sia il vecchio fabbisogno delle due monolame allora, in cava operanti.

Nella sottostante Tab. 6 sono riportate le giaciture e le caratteristiche fisiche delle principali discontinuità rilevate all’interno del settore centrale, successivamente proiettate su diagramma di Wulf.

|                                                                                                                                       |                                                                                       |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                    |   |
| Foto 13: panoramica della tecchia W dalle adiacenze dell’entrata di q. 558.25m s.l.m. del cantiere AS1 della cava 42 Amministrazione. | Foto 14: panoramica della tecchia W dalla stessa posizione, all’incirca della foto 13 |

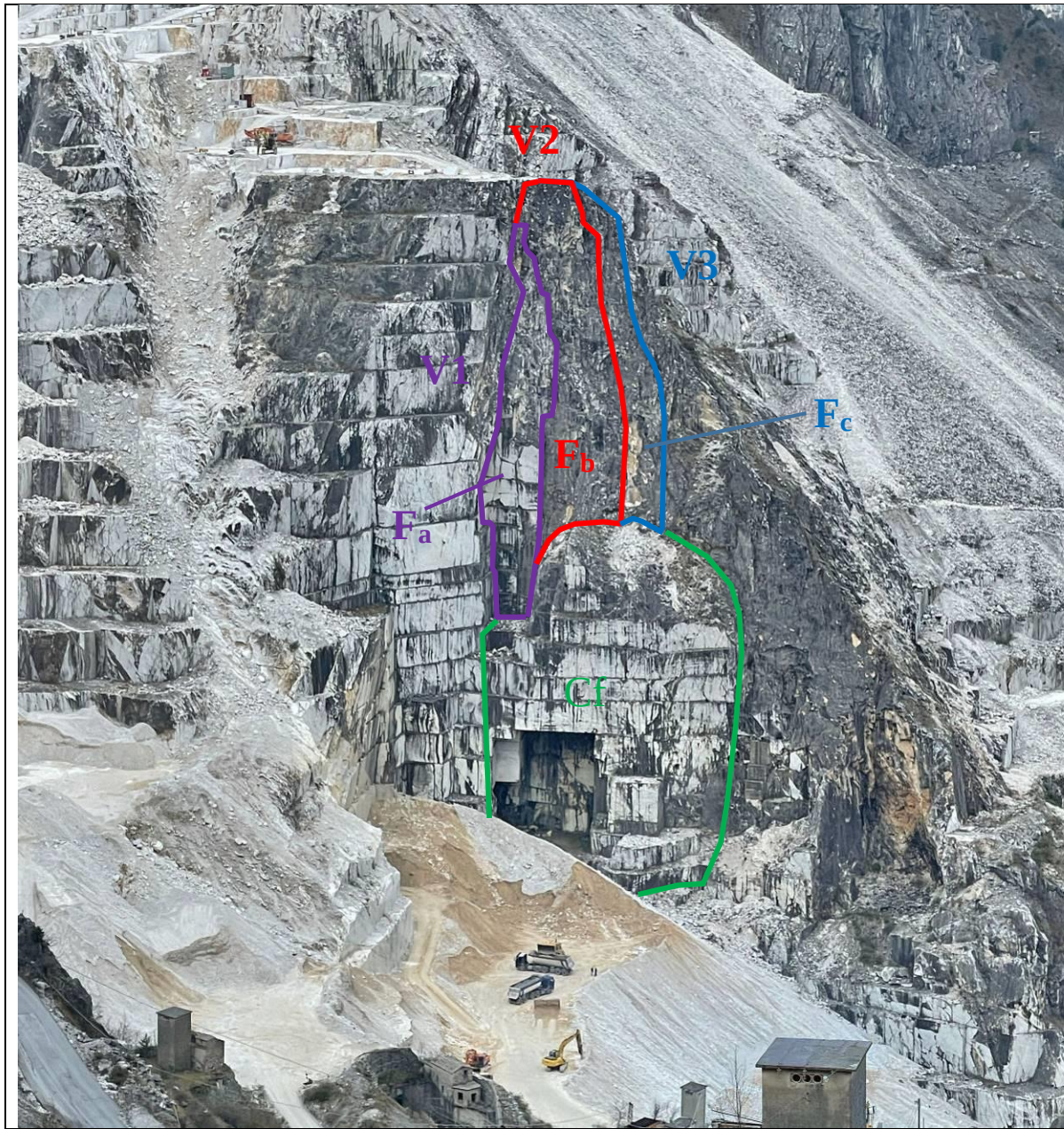


Foto 15: Settore centrale (Sc), stato attuale variante, definizione:  
1) dei fronti esposti e delle volumetrie di forma tabulare, che originano la struttura “a mazzo di carte”;  
2) del “contrafforte marmoreo”, posto nella parte centro-basale del settore, con l’apertura del sottocala e l’incavo utilizzato come cisterna;  
3) le fratture Fn evidenziate indicano le principali del dominio.

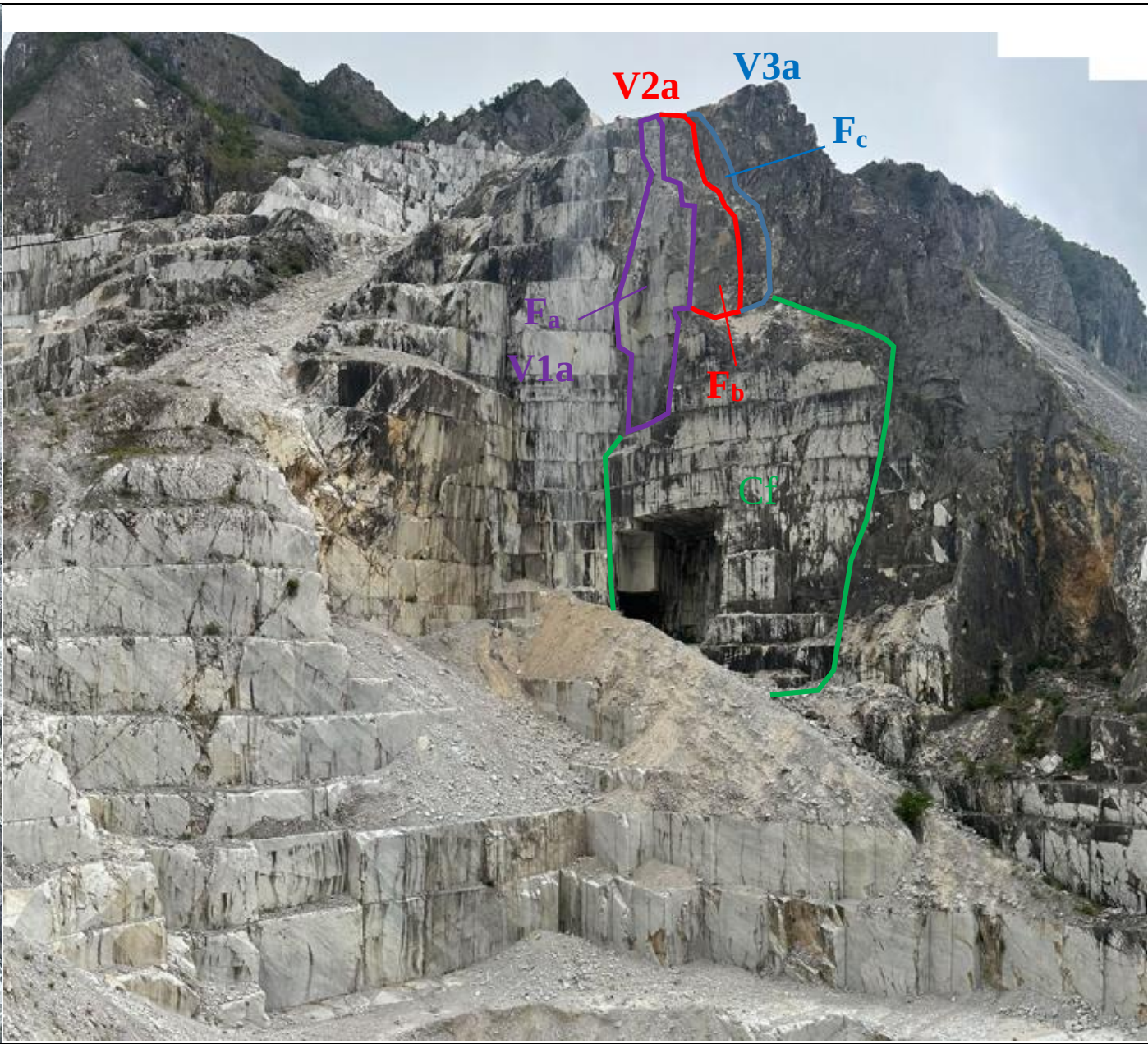
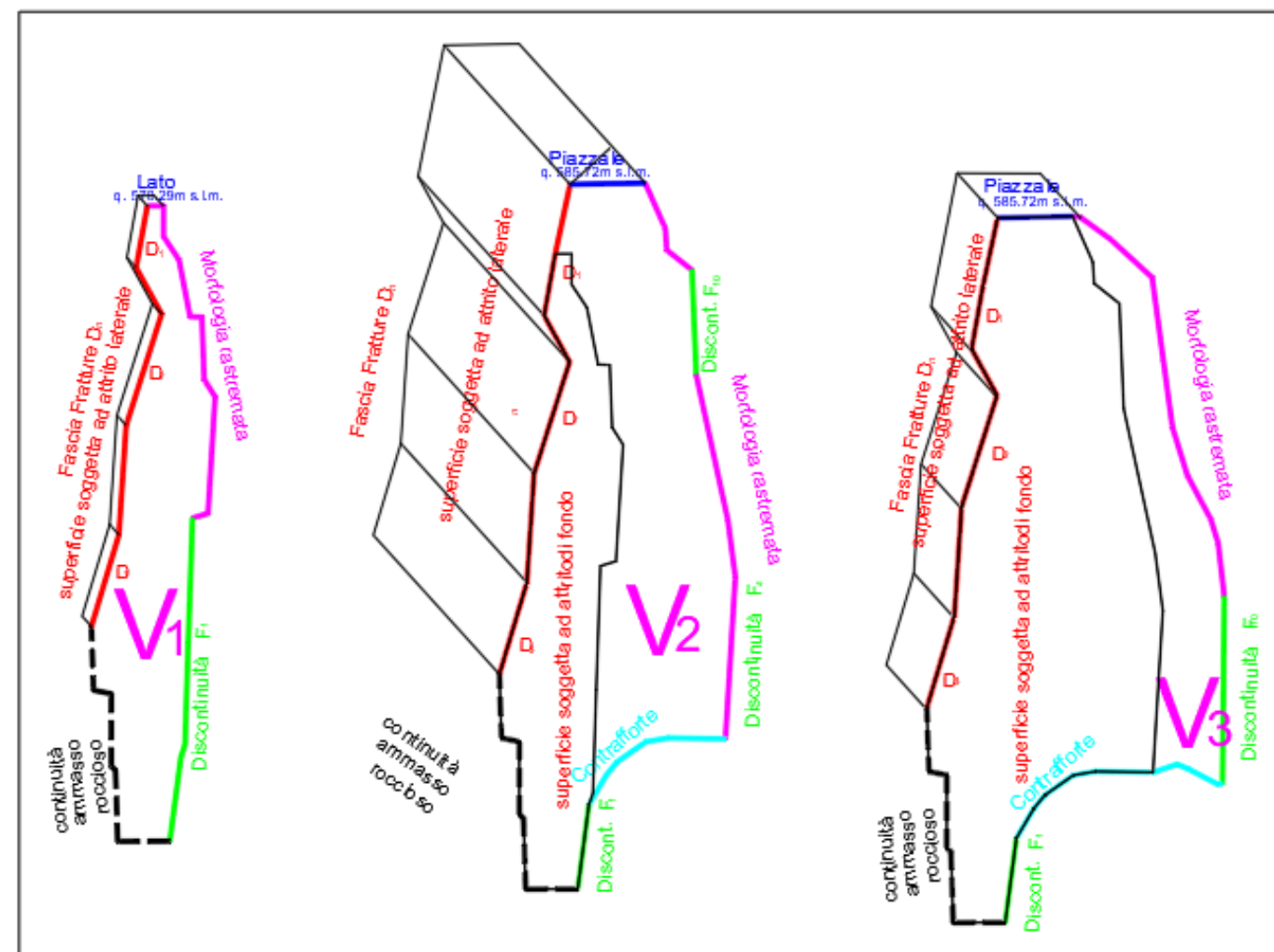


Foto 16: Settore centrale (Sc), stato attuale progetto 2026, definizione:  
1) dei fronti esposti e delle volumetrie di forma tabulare, che originano la struttura “a mazzo di carte”;  
2) del “contrafforte marmoreo”, posto nella parte centro-basale del settore, con l’apertura del sottocala e l’incavo utilizzato come cisterna;  
3) le fratture Fn evidenziate indicano le principali del dominio

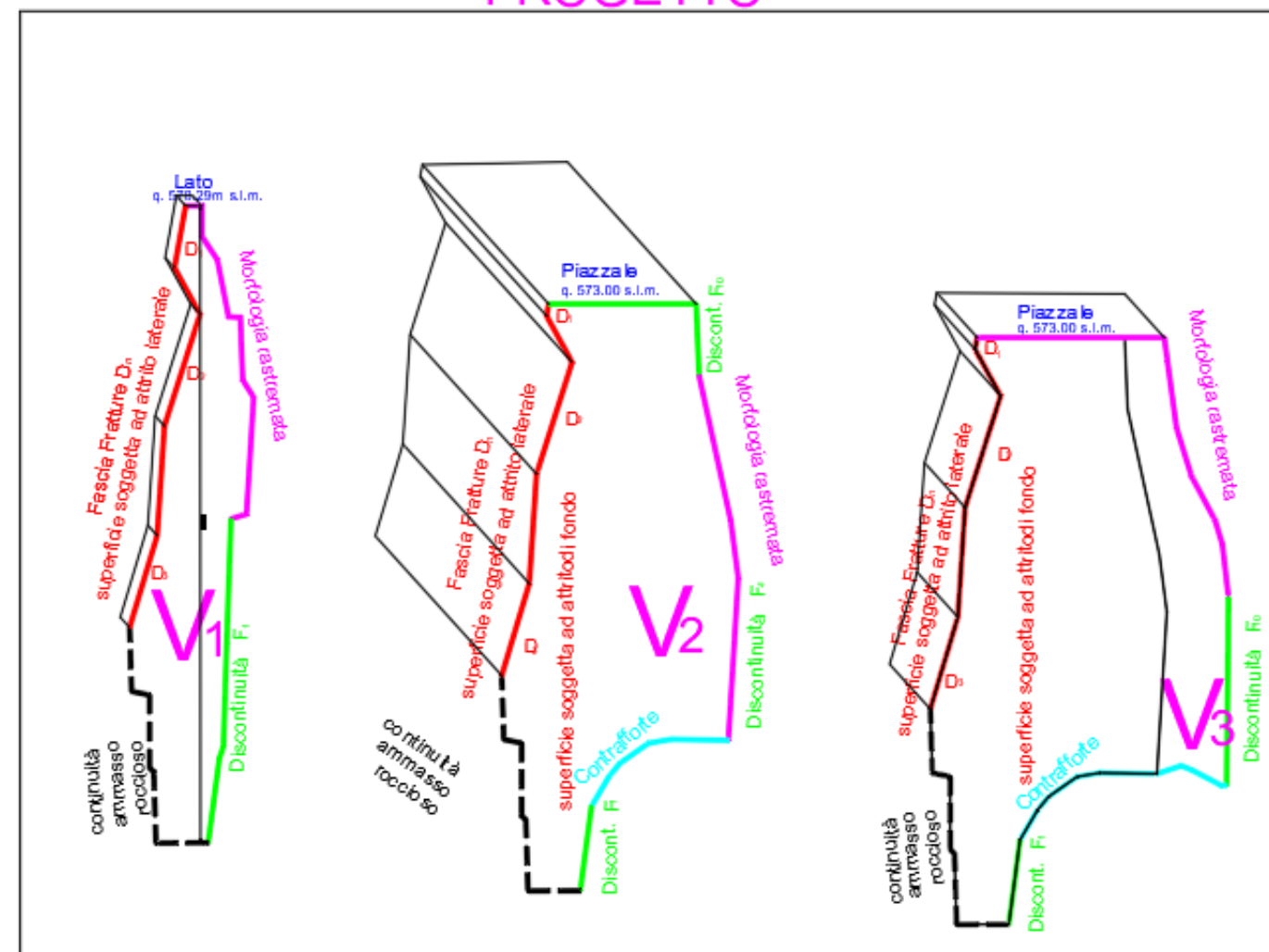
## SCHEMA A

### VARIANTE



Variante: Stato attuale, schema volumi componenti la struttura a “mazzo di carte” del Dominio superiore (Dcs).

### PROGETTO



Progetto: Stato attuale schema volumi componenti la struttura a “mazzo di carte” del Dominio superiore (Dcs)

Variante - Settore centrale – Dominio superiore -Volumi struttura a mazzo di carte

| Volume ammasso | Superficie mq | Spessore medio m | Volume mc | peso spec. ton/mc | Peso ton |
|----------------|---------------|------------------|-----------|-------------------|----------|
| V1             | 866           | 3                | 2.598     | 2,70              | 7.015    |
| V2             | 2.121         | 20               | 42.420,   | 2,70              | 114.534  |
| V3             | 2.711         | 12               | 32.532    | 2,70              | 87.836   |

Progetto - Settore centrale – Dominio superiore -Volumi struttura a mazzo di carte

| Volume ammasso | Superficie mq | Spessore medio m | Volume mc | peso spec ton/mc | Peso ton |
|----------------|---------------|------------------|-----------|------------------|----------|
| V1             | 866           | 3                | 2'598     | 2,7              | 7'015    |
| V2             | 1.848         | 20               | 36.960    | 2,70             | 99.792   |
| V3             | 2.3647        | 12               | 28.164    | 2,70             | 76.043   |



Foto 17: Variante: Stato attuale definizione delle discontinuità principali rilevate e all'interno del settore centrale viste dalla strada asfaltata di comparto.

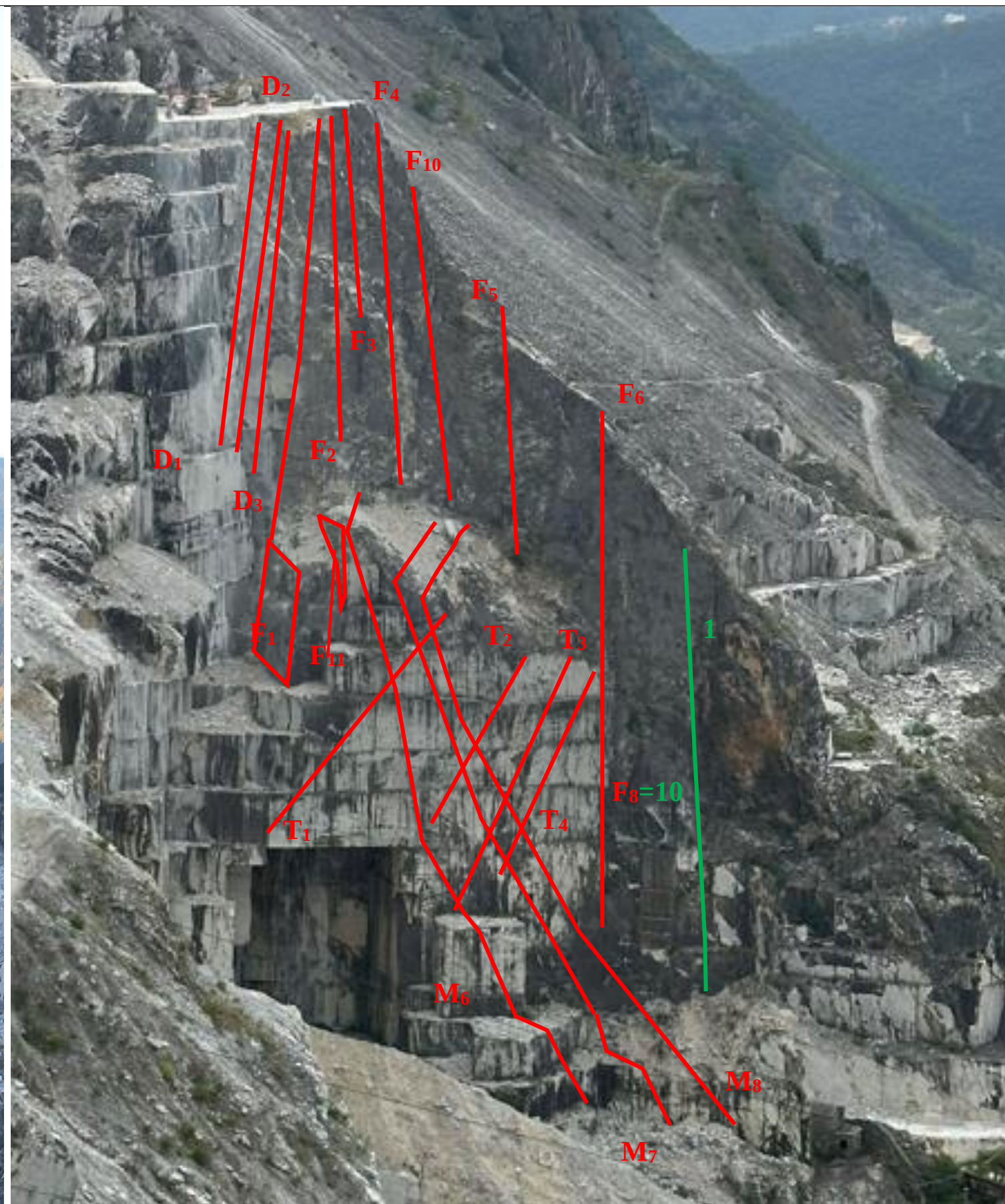


Foto 18: Progetto: Stato attuale definizione delle discontinuità principali rilevate all'interno del settore centrale, viste sempre dalla strada di comparto asfaltata. Il punto di osservazione, pur essendo molto prossimo alla foto precedente, non consente di ubicare esattamente la frattura M9.

| Discontinuità significative evidenziate all'interno del settore centrale della Tecchia W Tab. 6 |           |           |        |        |         |           |                   |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-----------|--------|--------|---------|-----------|-------------------|
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_a$     | 26/81  | >50    | x-x/x-x | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_b$     | 42/82  | ÷80    | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_{bb}$  | 33/71  | ÷80    | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_{bbb}$ | 25/74  | ÷80    | x-x     | VIII      | Interne volume Fb |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_c$     | 27/79  | ÷78    | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b1}$ | $F_1$     | 130/84 | ≥100   | x-x     | V         | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b2}$ | $F_2$     | 290/82 | ÷63    | x-r     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b2}$ | $F_3$     | 285/84 | ÷52    | x-r     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b2}$ | $F_4$     | 292/85 | ÷70    | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b2}$ | $F_5$     | 308/86 | ÷50    | x-r     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_6$     | 045/70 | ÷44    | x-r     | V esposta | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2a2}$ | $F_7$     | 340/82 | ÷74.50 | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $F_8$     | 55/68  | ÷34    | x-r     | V esposta | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2a2}$ | $F_9$     | 346/75 | ÷83.50 | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2b2}$ | $F_{10}$  | 310/76 | ÷74    | x-x     | VIII      | Dominio superiore |
| Misura Random                                                                                   |           | $F_{11}$  | 109/44 | 69     | x-r     | V         |                   |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2a2}$ | $D_1$     | 146/82 | >20    | x-x/d-d | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2a2}$ | $D_2$     | 149/82 | 64     | x-x/r-x | VIII      | Dominio superiore |
| $K_2$                                                                                           | $K_{2a2}$ | $D_3$     | 146/84 | 69     | x-x/r-x | VIII      | Dominio superiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $M_6$     | 274/80 | >85    | x-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $M_7$     | 276/76 | >80    | x-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $M_8$     | 273/74 | >70    | x-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $M_9$     | 196/80 | ÷92    | x-d     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $T_1$     | 95/71  | ÷34    | r-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $T_2$     | 80/84  | ÷29    | r-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $T_3$     | 82/85  | ÷37    | r-x     | VIII      | Dominio inferiore |
| $K_1$                                                                                           | $K_{1a2}$ | $T_4$     | 86/80  | ÷39    | r-x     | VIII      | Dominio inferiore |

La proiezione su reticolo polare di Wulf delle giaciture relative alle principali fratture rilevate nel settore ha consentito di confermare l'appartenenza di queste ai precedenti sistemi individuati.

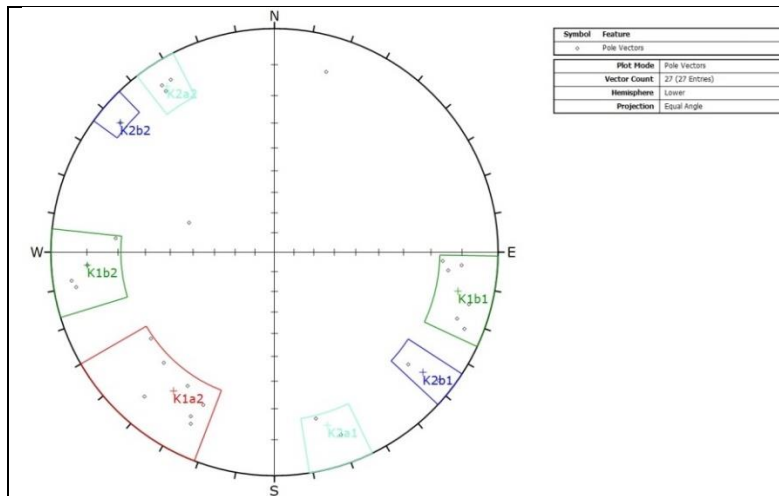


Fig. 49: Proiezione polare su diagramma di Wulf dei poli delle discontinuità rilevate nel settore centrale.

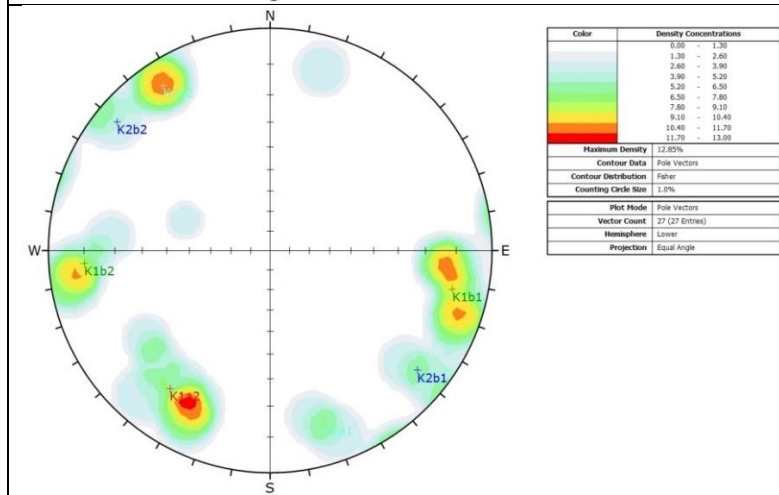
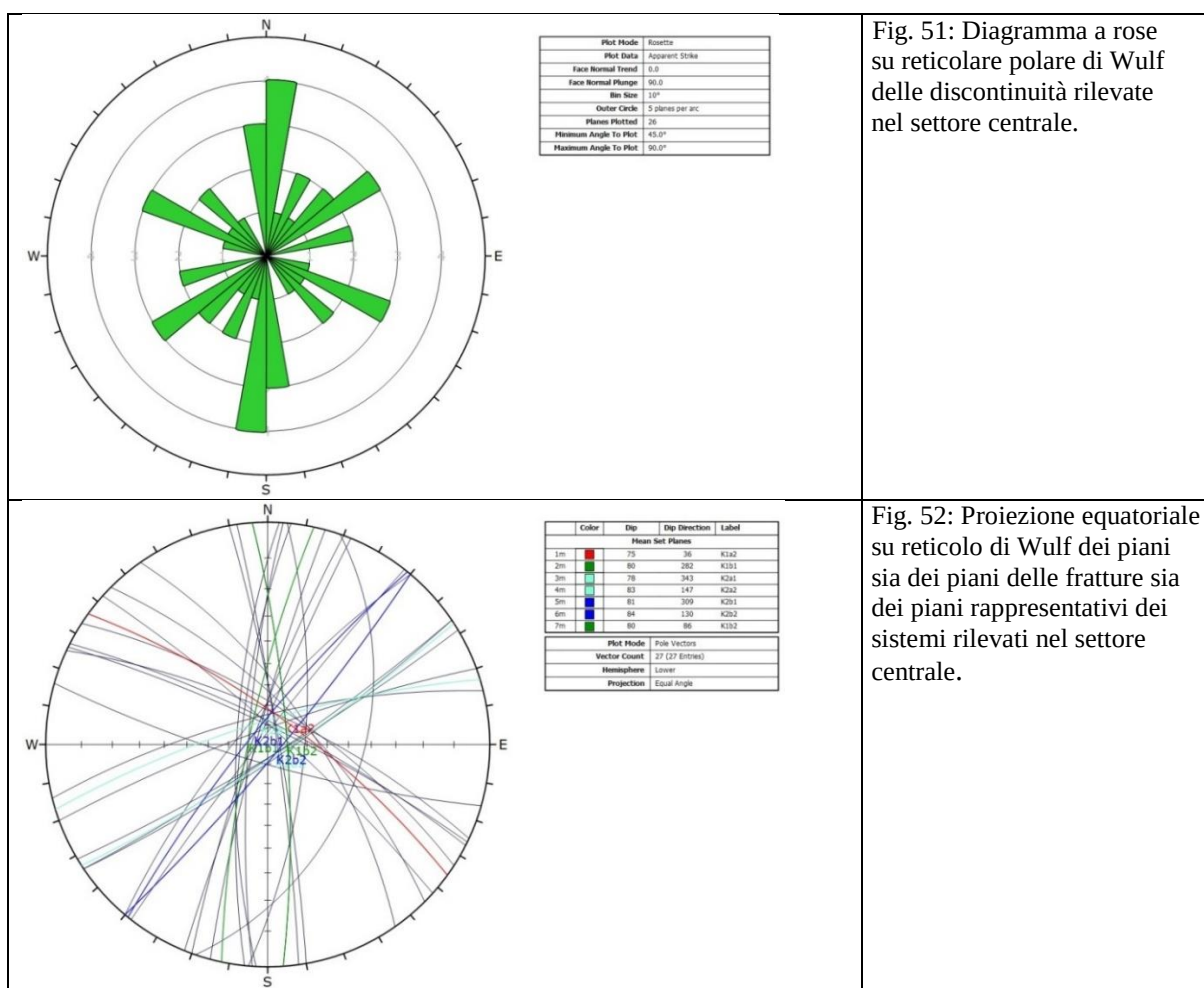


Fig. 50: Definizione dei massimi di frequenza su diagramma di Wulf delle discontinuità rilevate nel settore centrale.



#### 4.4.2 Analisi Cinematica

L'analisi interessa i due domini che costituiscono il settore ed è stata condotta mediante proiezione su diagramma di Markland dei fronti e delle discontinuità più significative ivi affioranti. Inoltre, l'analisi di stabilità della trave e soletta soprastante l'ingresso del vecchio sottocala interno al dominio inferiore (Dci) è stata affrontata dal Dott. Ing. Giacomo Del Nero, argomento già affrontato dal Dott. Ing. Renzo Gennaro nel Luglio 1998. L'analisi grafica con Test di Markland consente di definire le interazioni che si possano sviluppare tra fronti/fratture e tra fratture/fratture, quindi individuare i cinematismi potenzialmente instabili nelle condizioni planare, tridimensionale e ribaltamento, per poi passare a sopralluoghi mirati atti ad identificare l'esistenza in loco di questi cinematismi. Inoltre, tramite il programma ROCFALL della Rocscience® è stata valutata la potenziale traiettoria di caduta di massi aventi  $0.37V \leq 3.70mc$  che si possono distaccare dalla tecchia. La verifica non ha interessato il settore meridionale perché l'eventuale distacco di un grave cade all'interno della pedata del gradone successivo.

A tal fine sono state realizzate n. 3 sezioni topografiche che attraversano la tecchia e terminano nel conoide che ricopre temporaneamente il Cantiere Vecchia Cava.

##### 4.4.2.1 Dominio Superiore o della "Struttura a Mazzo di Carte"

Nel dominio i fronti esposti, che costituiscono la struttura a "mazzo di carte", coincidono con le discontinuità:

- 1)  $F_a = 26/81$ , che rappresenta la superficie esposta del volume  $V_1$ ;
- 2)  $F_b = 42/82$ , che rappresenta la superficie esposta del volume  $V_2$ ;
- 3)  $F_c = 27/79$  che rappresenta la superficie esposta del volume  $V_3$ .

Per struttura a "mazzo di carte" si intende una particolare struttura tabulare dove più volumi giustapposti hanno altezza molto maggiore rispetto alle altre due dimensioni e dove il volume retrostante ha almeno

l'altezza o un lato che sopravanza rispetto al volume precedente. Nel dominio in esame sono stati definiti n. 3 volumi tabulari delimitati i cui fronti coincidono con le fratture  $F_a$ ,  $F_b$  e  $F_c$ . I volumi definiti con la Variante 2022 ammontavano a:  $V_1=2'598\text{mc}$ ;  $V_2=42'420\text{mc}$ ;  $V_3=35'532\text{mc}$ , mentre nel Progetto consistono in:  $V_1=2'598\text{mc}$ ;  $V_2=36.960\text{mc}$ ;  $V_3=28.164\text{mc}$ , riduzione connessa con i lavori eseguiti nel periodo. Nella struttura tabulare particolare importanza la riveste la verifica al ribaltamento che è stata eseguita sia in forma grafica che analitica.

#### 4.4.2.1.1 Orientazione fronti residui: $N116/81^\circ\text{NE}$ ; $N132/82^\circ\text{NE}$ ; $N117/79^\circ\text{NE}$ ;

Al fine di verificare il massimo numero di cinematismi potenzialmente sviluppabili nella analisi cinematica sono state proiettate tutte le discontinuità rilevate nel dominio.

##### 4.4.2.1.1.1 Verifiche Planari

###### Fronte $N116/81$ esposto NE

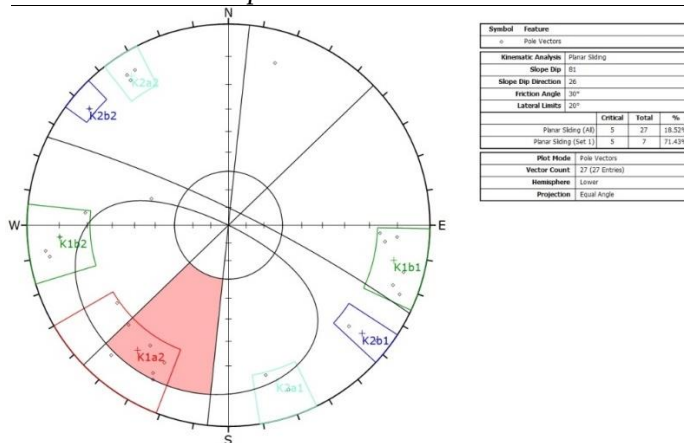


Fig. 53: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza fronte residuo e frattura  $F_a=26/81^\circ$  fa sì che si possano generare potenziali cinematismi solo con le 5 fratture proiettate del sottogruppo  $K_{1a2}$  aventi inclinazione compresa tra  $80/69^\circ$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

###### Fronte $N132/82^\circ$ esposto NE

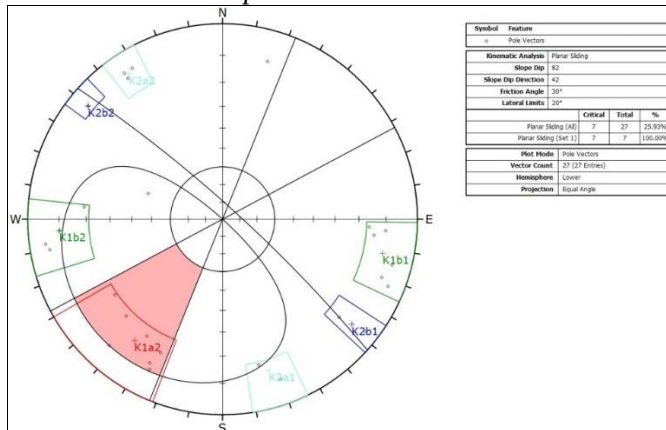


Fig. 54: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza fronte residuo e frattura  $F_b=42/82^\circ$  fa sì che si possano generare potenziali cinematismi solo con le 7 fratture proiettate del sottogruppo  $K_{1a2}$  aventi inclinazione compresa tra  $81/69^\circ$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

###### Fronte $N117/79^\circ$ esposto NE

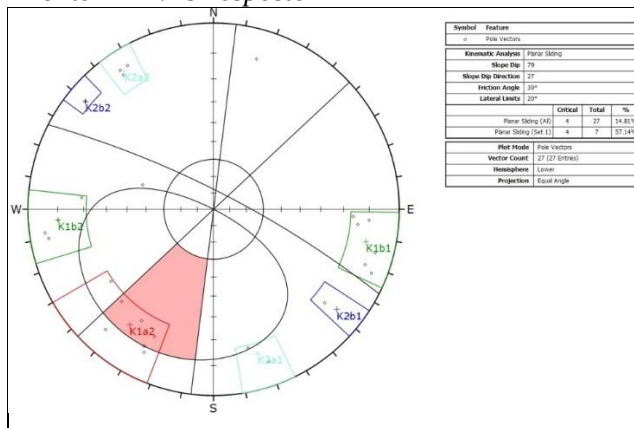


Fig. 55: Verifica planare eseguita con Test di Markland. L'aver posto in coincidenza fronte residuo e frattura  $F_c=27/79^\circ$  fa sì che si possano generare potenziali cinematismi solo con le 4 fratture proiettate del sottogruppo  $K_{1a2}$  aventi inclinazione compresa tra  $79/69^\circ$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.4.2.1.1.2 Verifiche Tridimensionali

##### Fronte N116/81 esposto NE

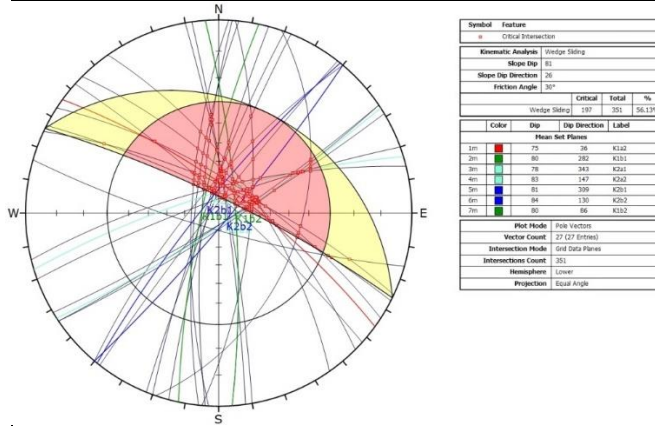


Fig. 56: Verifica tridi eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1b1}$ - $K_{1b2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

##### Fronte N132/82° esposto NE

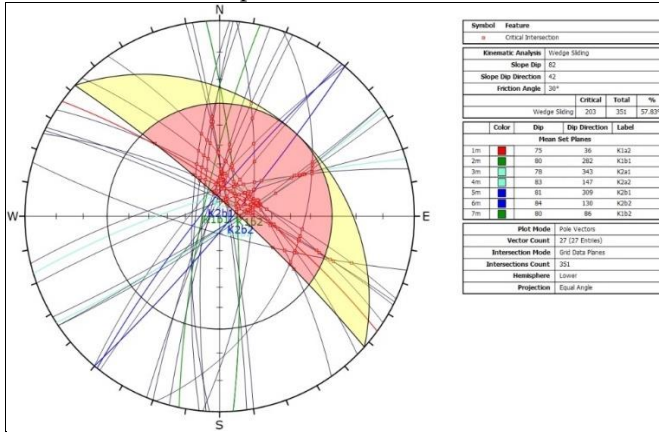


Fig. 57: Verifica tridi eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1b1}$ - $K_{1b2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

##### Fronte N117/79° esposto NE

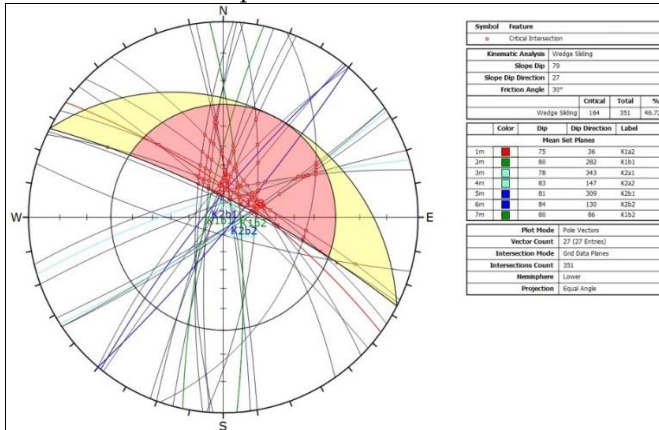


Fig. 58: Verifica tridi eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2a1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2a2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{2b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2b1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1b1}$ - $K_{1b2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.4.2.1.1.3 Verifiche Ribaltamento

Al fine di verificare l'esistenza di un potenziale cinematismo per ribaltamento dei fronti, gli stessi, malgrado non presentino condizioni di sottoscampa e che la massima inclinazione posseduta sia di  $82^\circ$ , sono stati oggetto di verifica grafica mediante test di Markland.

*Fronte N116/81 esposto NE*

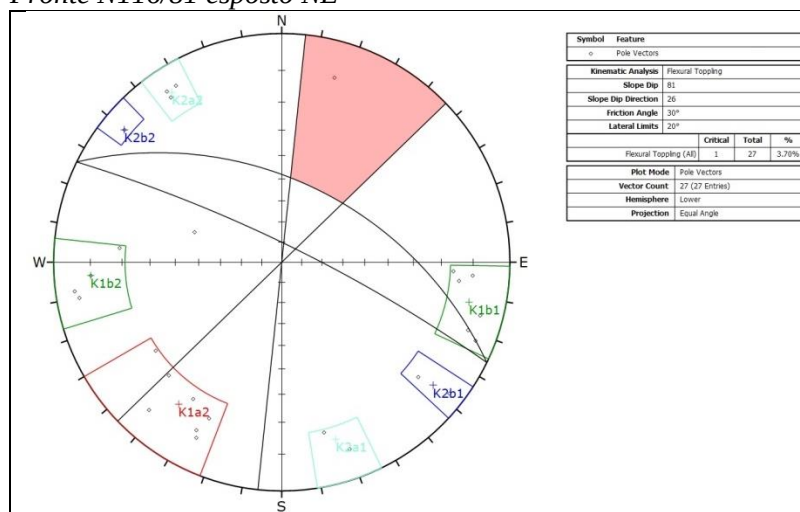


Fig. 59: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

*Fronte N132/82° esposto NE*

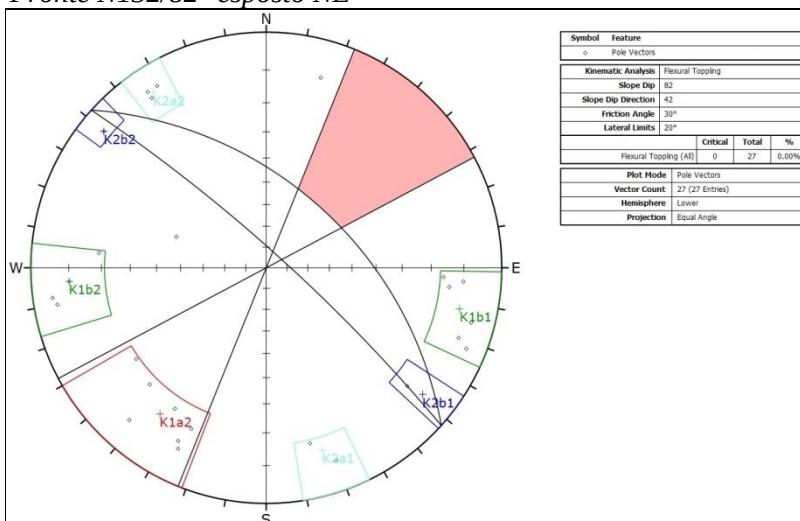


Fig. 60: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

*Fronte N117/79° esposto NE*

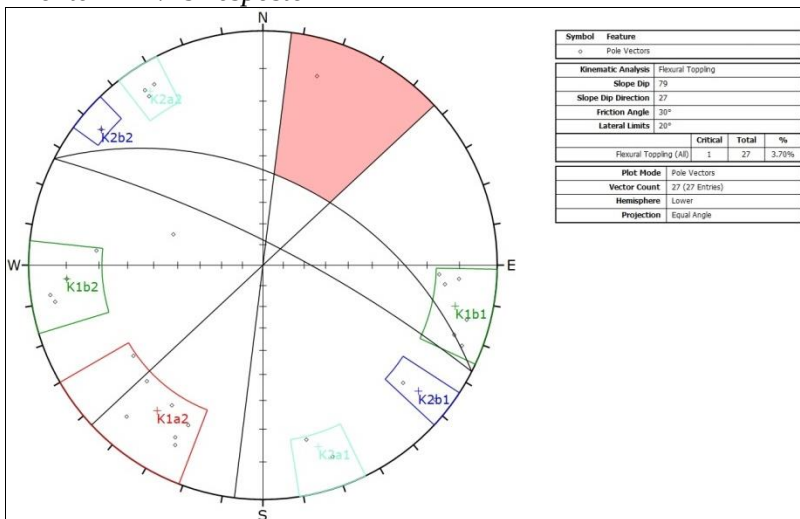


Fig. 61: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

### Analisi della Tecchia Dominio superiore od a “mazzo di carte” Orientata N116/81°NE

In considerazione della particolare struttura già discussa, l'analisi di stabilità può essere intrapresa analizzando e verificando i singoli volumi  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$ , come è già stato affrontato nei precedenti paragrafi; od in alternativa analizzando e verificando la superficie media di inviluppo da loro generata, che corrisponde ad un piano con giacitura N140/78°.

#### 4.4.2.1.1.4 Verifica Planare

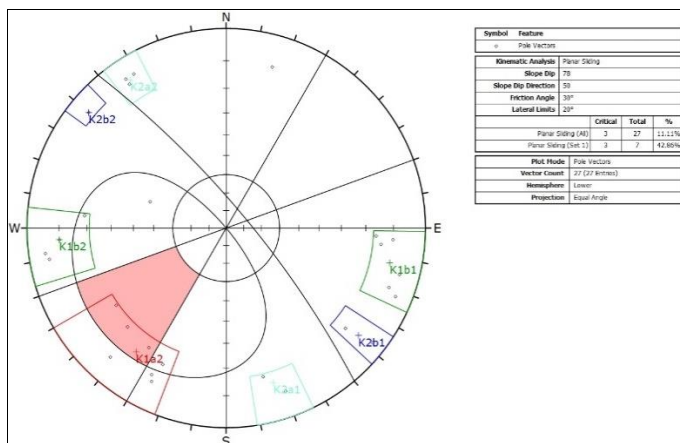


Fig. 62: Verifica planare eseguita con Test di Markland, risulta che si potrebbe avere scivolamento planare per le discontinuità  $F_{bb}=33/71$ ;  $F_6=45/70$ ;  $F_8=34$ . Tali cinematismi sono di natura potenziale, in quanto la prima frattura, pur essendo di tipo persistente, rimane contenuta all'interno del volume  $V_2$ , mentre le altre due discontinuità originano fronti esposti, liberi da volumi che vi possono scivolare sopra. La osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.4.2.1.1.5 Verifica Tridimensionale

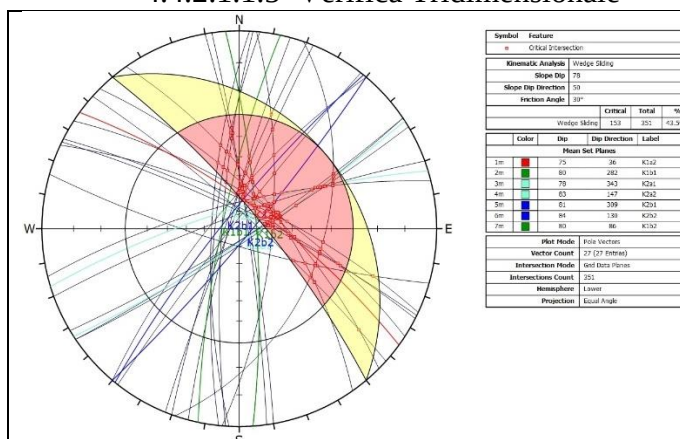


Fig. 63: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dalle coppie delle fratture  $K_{1a2}$ - $K_{2a1}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{2a2}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{1b2}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{2b1}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ;  $K_{2a1}$ - $K_{2a2}$ ;  $K_{2a1}$ - $K_{1b1}$ ;  $K_{2a1}$ - $K_{1b2}$ ;  $K_{2a1}$ - $K_{2b1}$ ;  $K_{2a1}$ - $K_{2b2}$ ;  $K_{2a2}$ - $K_{2b1}$ ;  $K_{2a2}$ - $K_{2b2}$ ;  $K_{2b1}$ - $K_{2b2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

#### 4.4.2.1.1.6 Verifica Ribaltamento

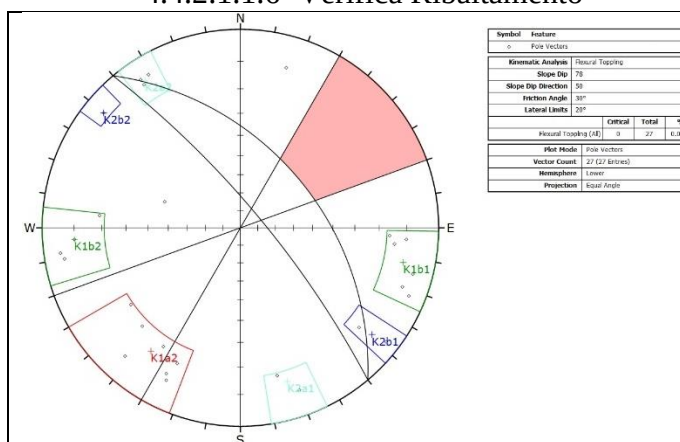


Fig. 64: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

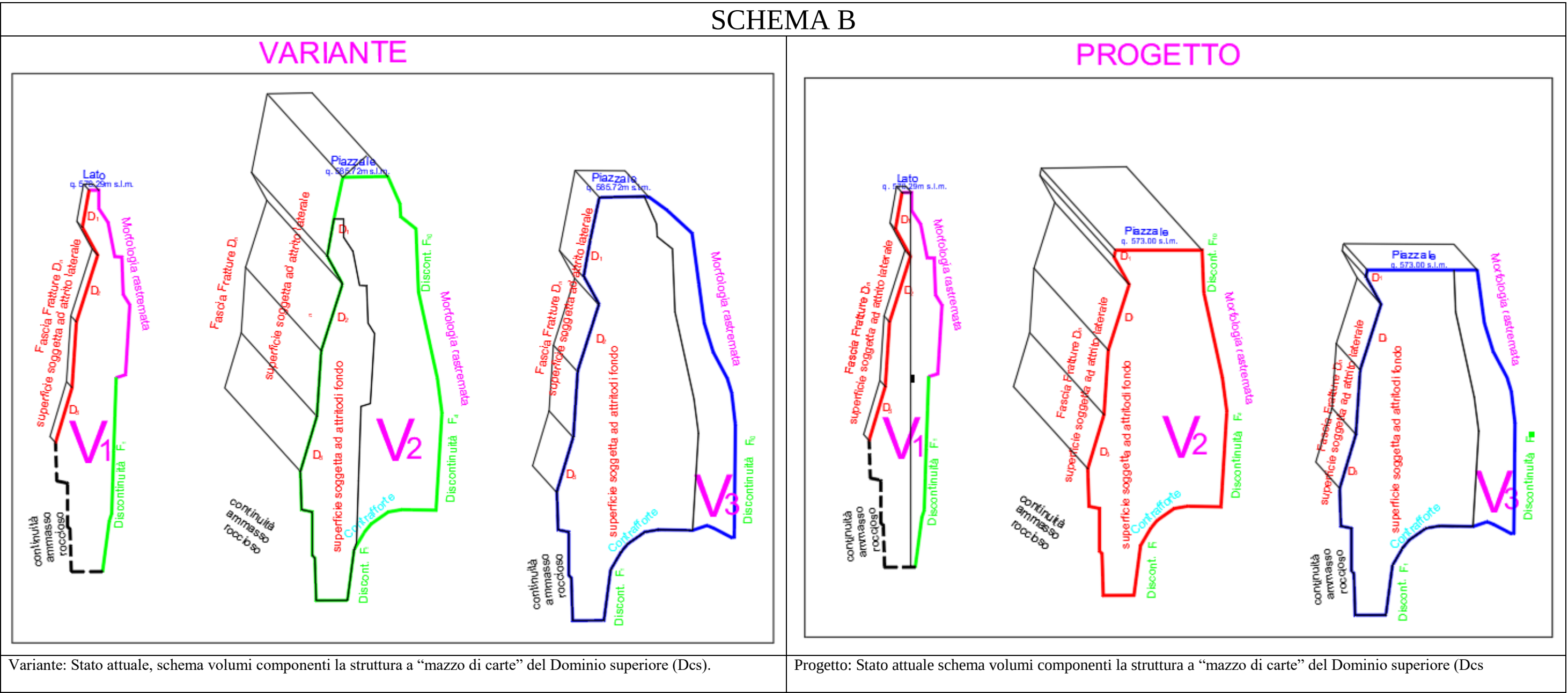
Le osservazioni in loco hanno escluso per il dominio superiore, dove esiste la struttura a “mazzo di carte”, il verificarsi:

- di cinematismi planari e tridimensionali, in quanto non sono state riscontrate fratture e/o discontinuità in genere che possano funzionare come piani di scivolamento;
- di cinematismi di ribaltamento coinvolgenti i volumi  $V_1$ ,  $V_2$  e  $V_3$ , in quanto tutti caratterizzati da valori di inclinazione  $>90^\circ$ . In particolare, per il volume  $V_1$  più esterno, quindi quello più soggetto al cinematismo,
- di cinematismi di ribaltamento nella condizione rappresentata dalla superficie di inviluppo della tecchia è escluso dal valore di inclinazione  $78^\circ$ .

Altro fattore che gioca a favore della sicurezza è la condizione geometrica del lato meridionale e quello retrostante di ciascuno dei 3 volumi indicati, Schema B, dove:

- 1) lungo il lato meridionale, coincidente in parte con le discontinuità  $D_1= 146/82^\circ$ ;  $D_2= 149/82^\circ$  e  $D_3= 146/84^\circ$ , il volume è impedito nel movimento di ribaltamento verso l’esterno dalla continuità e dal ponte di roccia costituiti dal “corsi di marmo” delimitati dalle coppie  $D_1=D_2$ ;  $D_2=D_3$  e dalla continuità dell’ammasso roccioso nella parte basale di SE dei 3 volumi (tratteggio nero);
- 2) lungo le superfici di contatto retrostanti alle coppie  $V_1=V_2$ ;  $V_2=V_3$ , dove:
  - a) lungo la superficie di contatto della prima coppia si sviluppa una componente d’attrito  $P_1= 976,24 \text{ ton/mc}$ ;
  - b) lungo la superficie di contatto della seconda coppia si sviluppa una componente d’attrito  $P_t= P_1+P_2= 976,24+15940,05= 16916.30\text{ton/mc}$ ;
  - c) su ambedue le superficie di contatto si sviluppano componenti d’attrito dovuti alla rugosità a grande scala che richiede lo “scavallamento” degli elementi rugosi.

SCHEMA B



#### 4.4.2.2 Dominio Inferiore o del “Contrafforte marmoreo”

Il dominio rimane costituito dal “contrafforte marmoreo”, nella cui parte meridionale inferiore è aperto il sottocala. Nel paragrafo oltre a procedere alla verifica grafica mediante il test di Markland, così da definire eventuali cinematismi potenzialmente instabili da verificare successivamente in loco, il Dott. Ing. Giacomo Del Nero ha verificato le condizioni di stabilità strutturale della trave e soletta soprastante l'accesso al sottocala non attivo.

Sotto il profilo morfologico il “contrafforte marmoreo”, realizzato mediante tagli a filo elicoidale ha forma schematicamente assimilabile ad un parallelepipedo con base all'incirca trapezoidale e le cui dimensioni sono riportate nella relazione dell'Ing. Il fronte residuo da questo originato è orientato N 127° subverticale esposto NE. Nelle verifiche di Markland sono state proiettate le giaciture delle discontinuità principali rilevate.

##### 4.4.2.2.1 Orientazione fronte residuo: N127° subverticale esposto NE

###### 4.4.2.2.1.1 Verifica planare

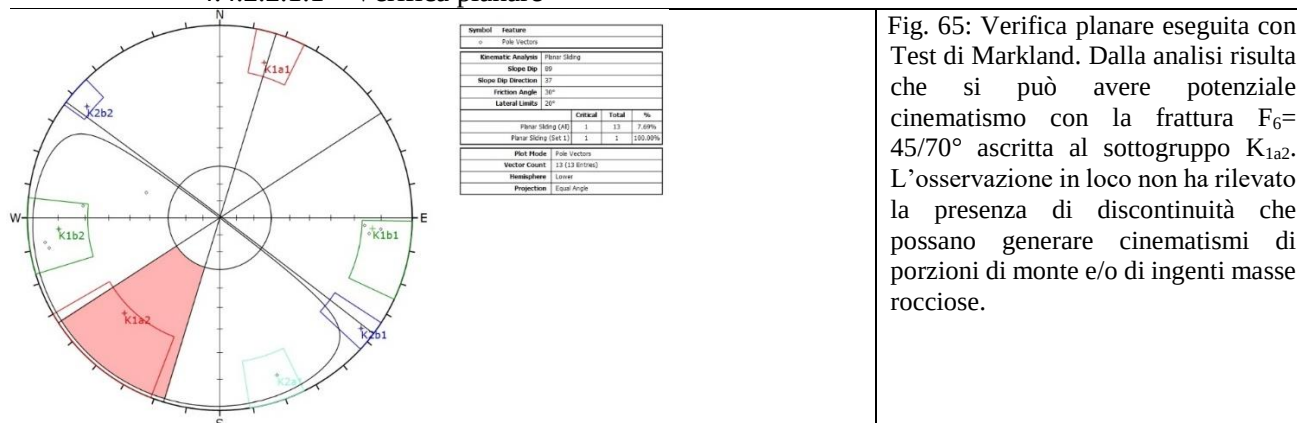


Fig. 65: Verifica planare eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risulta che si può avere potenziale cinematismo con la frattura  $F_6 = 45/70^\circ$  ascritta al sottogruppo  $K_{1a2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

###### 4.4.2.2.1.2 Verifica Tridimensionale

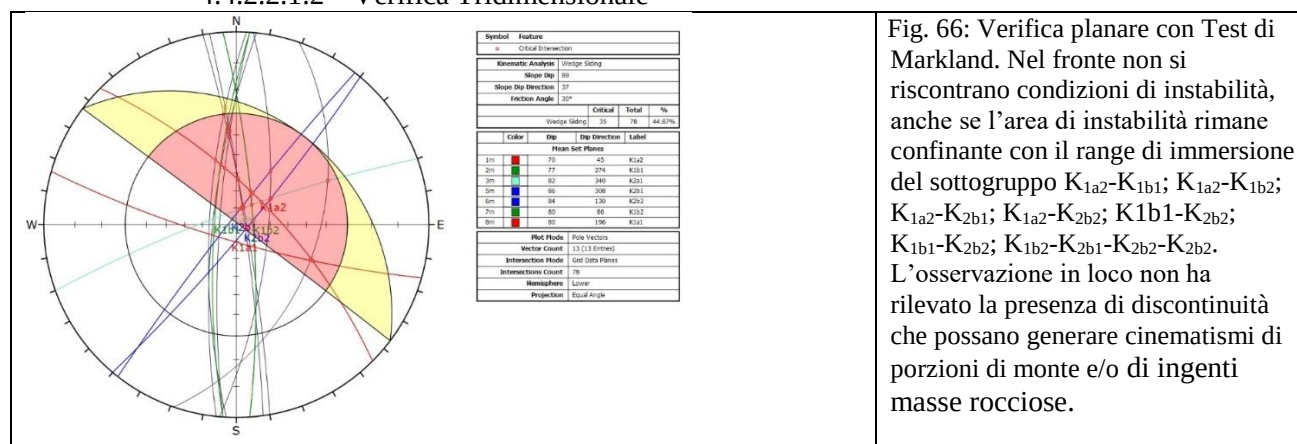


Fig. 66: Verifica planare con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità, anche se l'area di instabilità rimane confinante con il range di immersione del sottogruppo  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{1b2}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{2b1}$ ;  $K_{1a2}$ - $K_{2b2}$ ;  $K_{1b1}$ - $K_{2b2}$ ;  $K_{1b2}$ - $K_{2b1}$ - $K_{2b2}$ - $K_{2b2}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

###### 4.4.2.2.1.1 Verifica Ribaltamento

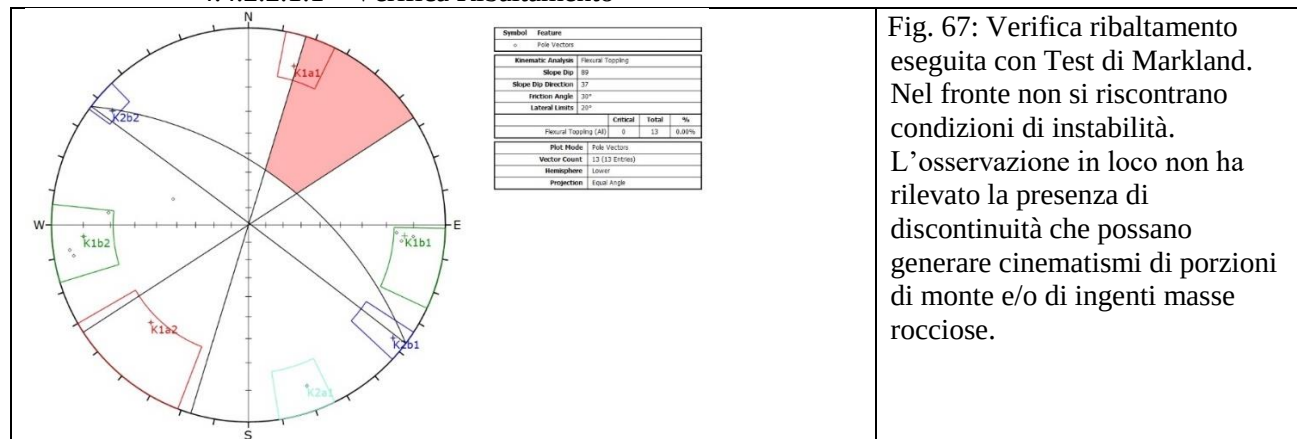


Fig. 67: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

### 4.4.3 Verifica strutturale del sottocala nella tecchia del Cantiere Vecchia Cava

In considerazione che i lavori eseguiti hanno interessato il cantiere Polvaccio Alto e che nell'interno del cantiere della Vecchia Cava non sono stati intrapresi nessun lavoro di coltivazione/o che abbia intaccato l'area del sottocale, il Progettista ha verificato lo studio e lo ripropone.

#### 4.4.3.1 Caratteristiche meccaniche della roccia intatta

I parametri di resistenza della roccia intatta sono stati ottenuti attraverso la consultazione del "GUIDA TECNICA MARMI ITALIANI, (ISTITUTO COMMERCIO ESTERO)" ed in particolare riferendosi alle caratteristiche meccaniche del marmo "ORDINARIO CARRARA", proprie delle litologie dominanti in sito.

Per quei parametri non disponibili è stato invece sfruttato l'intervallo di esistenza dei parametri medi della matrice rocciosa del Bacino Marmifero Apuano (Pierotti et al, 2014), come riportato in **Errore. L'origine iferimento non è stata trovata.**

| CARATTERISTICHE MECCANICHE            | ORDINARIO |
|---------------------------------------|-----------|
| RESISTENZA A COMPREX UNIASSIALE (MPa) | 125.0     |
| RESISTENZA A FLESSIONE (MPa)          | 16.0      |
| RESISTENZA A TRAZIONE (MPa)           | 8±3       |
| RESISTENZA A TAGLIO (MPa)             | 20±5      |
| PESO SPECIFICO (ton/mc)               | 2.720     |
| MODULO DI ELASTICITA' (MPa)           | 60'000    |
| Coefficiente di Poisson medio         | 0.25±0.15 |
| Angolo di Attrito interno (°)         | 37±3      |
| Coesione (MPa)                        | 5±2       |

Tabella 1: Caratteristiche meccaniche delle varietà merceologiche costituenti l'ammasso roccioso.

#### 4.4.3.2 Classificazione di Bieniawski (1989)

La classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, secondo il metodo di Bieniawski (indice RMR), eseguita nel corso di precedenti studi permette di collocare l'ammasso roccioso dell'unità estrattiva in classe "BUONA":

$$\text{RMR}_b = 79$$

#### 4.4.3.3 Definizione del GSI (1997)

Il parametro ottenuto dalla classificazione di Bieniawski, è stato associato al Geological Strenght Index (GSI, Hoek-Brown 1997) mediante una formulazione empirica che mettesse in correlazione il GSI con il  $\text{BMR}_{89}$ . Il  $\text{BMR}_{89}$ , viene definito considerando  $\text{bRMR}$  nella condizione di assenza di acqua nelle fratture (coefficiente idrico 15),

$$\text{GSI} = \text{RMR}_{89} - 5 = 79 - 5 = 74$$

Poiché la stima, come raccomandato dagli autori (Hoek, 2003), non deve essere troppo rigida è opportuno definire un intervallo di esistenza che descriva in maniera esaustiva lo stato effettivo dell'ammasso. Dai risultati ottenuti si ritiene che il GSI ricada con buona approssimazione all'interno dell'intervallo **65-75**.

#### 4.4.3.4 Caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso

La classificazione geomeccanica fa ricadere l'ammasso roccioso della Cava 46 Polvaccio all'interno dell'intervallo di validità del Criterio di Hoek-Brown 2002 (**GSI < 75**).

A differenza delle leggi precedenti l'aggiornamento del 2002 considera anche un fattore di disturbo D (da 0 a 1) che tiene conto della pervasività antropica dovuta alle metodologie di scavo utilizzate.

L'inviluppo di resistenza curvilineo, definito dalla seguente legge è stato ricavato utilizzando il programma di calcolo *Rocklab* della *Rocscience*®.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

Dove:  $\sigma_1, \sigma_3$  tensioni principali massima e minima a collasso (il criterio non tiene infatti conto della tensione intermedia  $\sigma_2$ ) ;

$\sigma_{ci}$  resistenza a compressione monoassiale roccia intatta, circa 100MPa;  
 $m_b, s$  ed  $a$  costanti funzione del GSI (criterio di Hoek-Brown, 2002).

Per **GSI > 25** :

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-3D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = 0.5 + \frac{1}{6} \left( e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Dove :  $m_i = 9$  costante adimensionale mediana della roccia intatta che per il marmo, da prove di Franklin e Hoek, viene assunto  $9 \pm 3$ ;  
 GSI = 65 è il valor minimo dell'intervallo di esistenza del geological strenght index derivante dalla classificazione vista nel capitolo precedente ;  
 D = 0 è il fattore di disturbo assunto NULLO per l'assenza di metodologie di escavazione che possano implicare l'uso di esplosivo.

Nel caso in esame le costanti elastiche di Hoek-Brown sono riportate in Tabella 2 .

| COSTANTI ELASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN |        |        |        |
|-------------------------------------------|--------|--------|--------|
| CAVA N°6 POLVACCIO                        | $m_b$  | s      | a      |
|                                           | 2.5790 | 0.0205 | 0.5020 |

Tabella 2: Costanti elastiche di Hoek-Brown (2002) ricavati con il software *RocLab Rocscience®*.

Attraverso la Legge di Hoek-Brown modificata, per i cui dettagli si rimanda alle pubblicazioni di Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002), è stato quindi possibile ricavare i valori di resistenza dell'ammasso roccioso (Tabella 3), tra cui:

- $\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$  resistenza a compressione semplice derivata per confinamento nullo  $\sigma_3 = 0$  ;
- $\sigma_t = \frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$  resistenza a trazione derivata imponendo  $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_t$  ;
- $\sigma_{cm}$  resistenza globale dell'ammasso roccioso ;
- $E_m = \left( 1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$  modulo di deformabilità.

| PARAMETRI DI RESISTENZA CRITERIO DI HOEK-BROWN (MPa) |            |            |               |        |
|------------------------------------------------------|------------|------------|---------------|--------|
| CAVA N°6 POLVACCIO                                   | $\sigma^c$ | $\sigma^t$ | $\sigma_{cm}$ | E      |
|                                                      | 14.197     | -0.794     | 23.609        | 23'714 |

Tabella 3: Parametri di Resistenza elastici ricavati attraverso il software *RocData Rocscience®*.

Le condizioni al contorno sono funzione delle dimensioni e delle tipologie delle strutture analizzate ed influenzano in modo differente l'involuppo di rottura e pertanto anche le resistenze meccaniche.

Per l'analisi del sottocala sono state scelte due condizioni di copertura (tunnels) corrispondenti ai valori estremi di ricoprimento (trave e soletta).

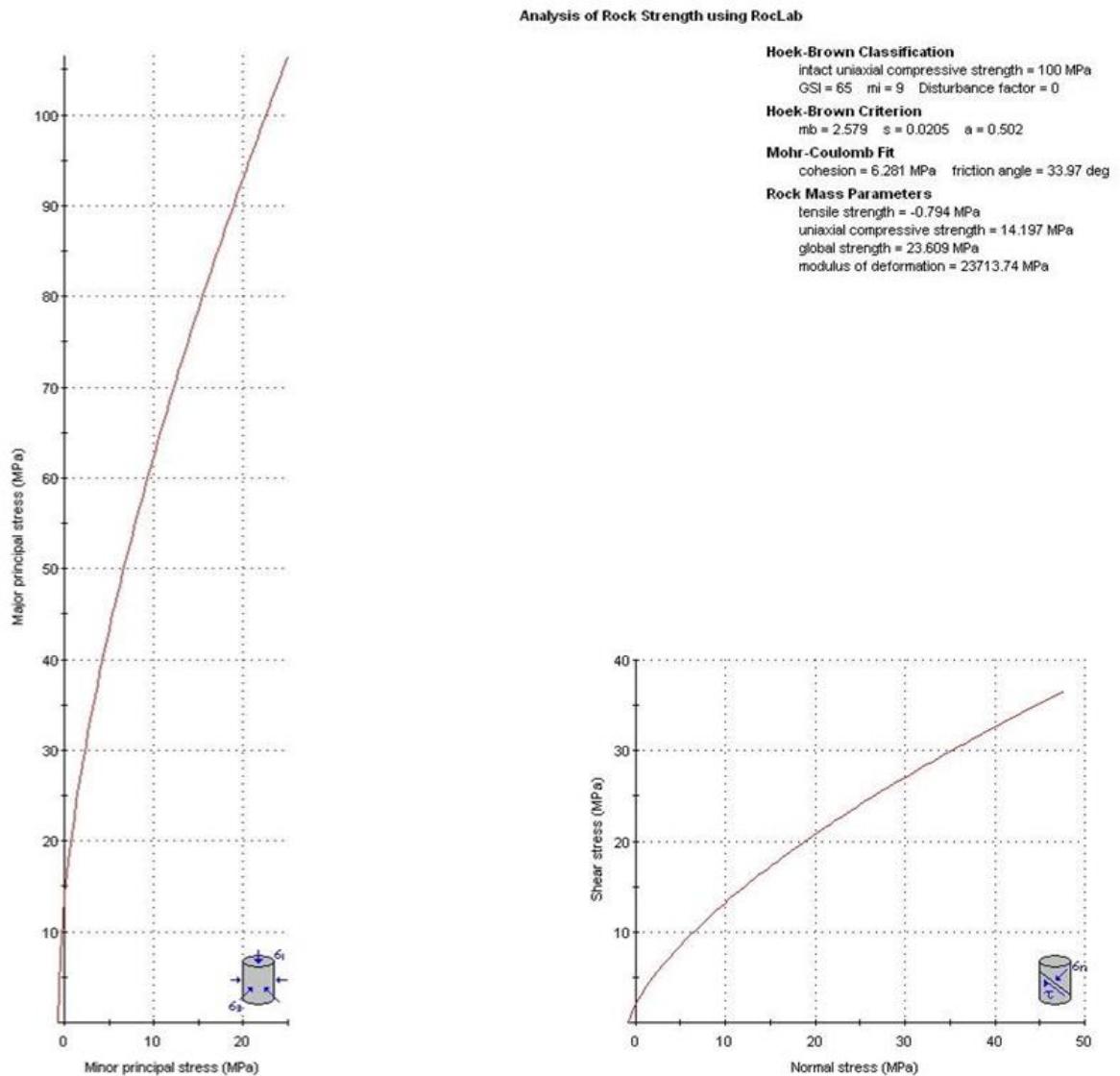


Figura 1: Curve di involuppo e parametri di resistenza generali dell'ammasso roccioso della Cava N.46 Polvaccio ricavati attraverso il programma RocData® (Rocscience). resistenza delle discontinuità.

In Figura 4 si riportano gli involuppi di rottura ottenuti attraverso un procedimento analitico di regressione dei risultati fino alla ricostruzione della curva di involuppo di rottura sia nel piano delle tensioni principali  $\sigma_1$ - $\sigma_3$  che nel piano  $\tau$ - $\sigma$  con il software RocData della Rocscience ®. La resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso, utilizzata per le successive verifiche risulta essere funzione dello stato tensionale previsto ed è stata stimata attraverso il Criterio di Hoek-Brown:

$$\tau = A \left( \frac{\sigma'_n - \sigma_{tm}}{\sigma_{ci}} \right)^B$$

Dove: A e B sono costanti del materiale;

$\sigma'_n$  è lo stato tensionale normale, nella condizione litostatica;

$\sigma_{tm}$  è la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso secondo l'espressione di Hoek-Bray;

$\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione monoassiale del materiale intatto.

Dai risultati riportati in Tabella 4 si osserva che la resistenza tangenziale risulta compresa tra 3.0 e 8.5MPa.

| PARAMETRI ELASTICI      |                 |                 |                 |                 |                      |                 |                    |                    |
|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| CAVA N°16 POLVACCIO     | c (Mpa)         |                 | φ (°)           |                 | σ <sup>n</sup> (Mpa) |                 | τ (Mpa)            |                    |
|                         | n <sub>in</sub> | n <sub>ax</sub> | n <sub>in</sub> | n <sub>ax</sub> | n <sub>in</sub>      | n <sub>ax</sub> | Mc n <sub>in</sub> | MC n <sub>ax</sub> |
| COPERTURA (20.0-140.0m) | 2.13            | 2.16            | 59.79           | 58.23           | 0.53                 | 3.71            | 2.98               | 8.53               |

Tabella 4: Parametri Elastici dell'ammasso relativi al sottocala del cantiere Vecchia Cava.

#### 4.4.3.5 Resistenza post-picco

Il comportamento meccanico post-picco dell'ammasso roccioso rappresenta un elemento fondamentale per valutare, prevalentemente nei sotterranei, gli effetti di una variazione di sollecitazione che, superando i limiti di validità del campo elastico, porta il materiale ad un comportamento di tipo plastico prima della definitiva rottura.

La sola analisi tensionale in campo elastico risulta infatti limitativa poiché l'eventuale comportamento duttile, rammollente o fragile del materiale, durante la plasticizzazione, non viene tenuta in considerazione.

In relazione alle basse coperture litostatiche, sia originarie che attuali, lo stato tensionale in sito è sempre stato ampiamente inferiore ai 30 MPa, e quindi da rilevante sperimentali (Friedrich, 1989) è opportuno ritenere il comportamento dell'intero ammasso roccioso fragile o "strain softening".

Recenti studi connessi a campagne di misurazioni in sito presso unità estrattive del bacino apuano evidenziano che le cosiddette "forzature" sono da attribuirsi a processi di fratturazione fragile della roccia causati dal superamento del limite di resistenza compressivo a confinamento nullo, ed equivalente pertanto al deviatorico ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) (Pierotti et al., 2014).

Il comportamento dell'ammasso roccioso risulta governato, nella fase iniziale plastica, dalla sola componente coesiva della resistenza; mentre la componente attrittiva viene mobilitata in un secondo momento a causa della propagazione delle fratture e all'incipiente movimentazione.

Per tener conto di questi aspetti nel valutare il comportamento elasto-plastico secondo il Criterio di rottura di Hoek-Brown si è ritenuto plausibile considerare nella resistenza residua una componente attrittiva (rappresentata da  $m_r$ ) NULLA mentre la componente coesiva (rappresentata da  $s$ ),  $a$ ,  $D$  e  $GSI$  restano costanti (Hoek Post-Peak Strength Guidelines), come riportato in Tabella 5.

| COSTANTI PLASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN |                |        |        |
|-------------------------------------------|----------------|--------|--------|
| CAVA N°16 POLVACCIO                       | n <sub>b</sub> | s      | a      |
|                                           | 0.0000         | 0.0205 | 0.5020 |

Tabella 5: Parametri di Resistenza elasto-plastici ricavati attraverso il software RocLab<sup>®</sup> per il sottocala del cantiere Vecchia Cava.

La tensione deviatorica limite per l'ammasso roccioso costituente la Cava POLVACCIO viene calcolata come segue:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_{ci} s^a = 14.21 \text{ MPa}$$

Il limite elastico dell'ammasso roccioso è pertanto equiparabile alla resistenza deviatorica di 14.21 MPa che è prossimo alla resistenza a compressione uniassiale (assenza di confinamento laterale).

Analisi numeriche riferite a rotture progressive in sotterraneo (Hoek, 2005), hanno comunque dimostrato che l'applicazione di tale criterio stabilisce solo la possibilità di fenomeni di "forzatura" concentrati nelle porzioni più superficiali degli scavi, ovvero in reale assenza di confinamento laterale. Tali fenomeni, seppur non trascurabili, quali monito delle condizioni tensionali al contorno e per problematiche legate alla sicurezza degli addetti (fenomeni di spalling), non rappresentano tuttavia un indizio di un possibile cedimento globale della struttura.

La pericolosità a grande scale è infatti minima fino a quando le tensioni non raggiungono la resistenza globale ("global strength") e provocano l'effettivo collasso delle strutture portanti.

Tale resistenza viene definita attraverso la relazione di Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) per un intervallo della tensione principale minima  $0 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$ , che alle condizioni tensionali riscontrabili nel bacino apuano risulta sempre verificato.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \left( \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \right) = 23.61 \text{ MPa}$$

La resistenza globale dell'ammasso roccioso, da considerare per le successive verifiche, è quindi 23.61 MPa.

#### 4.4.3.6 Criteri di progettazione e verifica

Le verifiche di sicurezza riportate di seguito saranno effettuate agli Stati Limite Ultimo (SLU) per le condizioni statiche ed allo Stato di Salvaguardia della Vita (SLV) per le condizioni sismiche ai sensi dei Capitoli 2.6, 6.2.4 e 7.11.1 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) di cui al DM 17-01-2018.

##### 4.4.3.6.1 Azioni

Nella definizione delle azioni si distinguono i carichi permanenti (G) quali pesi propri strutturali (G1) e non strutturali (G2), i carichi variabili Q (sovraccarichi, neve, vento e temperatura), i carichi eccezionali A (incendio, urti, esplosioni) ed i carichi sismici (E). Data l'entità dei carichi (G), le sollecitazioni dovute ai carichi accidentali, alla neve e al ghiaccio risultano trascurabili e nelle successive analisi non verranno tenuti in considerazione.

##### 4.4.3.6.2 Caratterizzazione delle azioni

Per le azioni variabili si tiene conto dei coefficienti di combinazione di Tab.2.5.I NTC18, di seguito riportati.

| Categoria/Azione variabile                                                                                                                  | $\Psi_{0j}$                | $\Psi_{1j}$ | $\Psi_{2j}$ |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|-------------|-------------|
| Categoria A - Ambienti ad uso residenziale                                                                                                  | 0,7                        | 0,5         | 0,3         |
| Categoria B - Uffici                                                                                                                        | 0,7                        | 0,5         | 0,3         |
| Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento                                                                                         | 0,7                        | 0,7         | 0,6         |
| Categoria D - Ambienti ad uso commerciale                                                                                                   | 0,7                        | 0,7         | 0,6         |
| Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale<br>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0                        | 0,9         | 0,8         |
| Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)                                  | 0,7                        | 0,7         | 0,6         |
| Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)                                     | 0,7                        | 0,5         | 0,3         |
| Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione                                                                                   | 0,0                        | 0,0         | 0,0         |
| Categoria I - Coperture praticabili                                                                                                         | da valutarsi caso per caso |             |             |
| Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)                                                                          |                            |             |             |
| Vento                                                                                                                                       | 0,6                        | 0,2         | 0,0         |
| Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)                                                                                                         | 0,5                        | 0,2         | 0,0         |
| Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)                                                                                                            | 0,7                        | 0,5         | 0,2         |
| Variazioni termiche                                                                                                                         | 0,6                        | 0,5         | 0,0         |

##### 4.4.3.6.3 Combinazione delle azioni

Per ogni stato limite affrontato si prevede una specifica combinazione di azioni:

###### COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

###### COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

###### COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

###### COMBINAZIONE RARA (SLE irrev.)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

###### COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE rev.)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

###### COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE l.t.)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

|               |                                                                 |
|---------------|-----------------------------------------------------------------|
| $G_1$         | = azioni permanenti strutturali;                                |
| $G_{k2}$      | = azioni permanenti non strutturali                             |
| $P$           | = forza di precompressione;                                     |
| $Q_{k1}$      | = azione variabile di base;                                     |
| $Q_{ki}$      | = azioni variabili tra loro indipendenti ;                      |
| $\gamma_{G1}$ | = coefficiente parziale dei carichi permanenti ;                |
| $\gamma_{G2}$ | = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali; |
| $\gamma_P$    | = coefficiente di sicurezza dei carichi concentrati;            |
| $\gamma_{Qi}$ | = coefficiente di sicurezza dei carichi variabili;              |
| $\psi_{ij}$   | = coefficiente di combinazione delle azioni variabili .         |

#### 4.4.3.7 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Per gli stati limite ultimo deve essere soddisfatta la relazione:  $R_d \geq E_d$

Dove:  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico  
 $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Nelle verifiche agli stati limite ultimo si distinguono:

- lo stato limite per perdita di equilibrio (EQU);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza strutturale (STR);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza del terreno (GEO).

La verifica della condizione di stato limite ultimo deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (EQU, A1,A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci distinti ed alternativi:

**APPROCCIO 1: COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1) per la verifica STRUTTURALE**  
**COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) per la verifica GEOTECNICA**  
**APPROCCIO 2: COMBINAZIONE UNICA (A1+M2+R3 (GEO) o R1 (STR)).**

##### 4.4.3.7.1 Azioni

Per le azioni si utilizzano i coefficienti riduttivi riportati in Tab.6.2.I NTC18.

|                                  | Effetto     | Coefficiente Parziale<br>$\gamma_F$ (o $\gamma_E$ ) | EQU | (A1) | (A2) |
|----------------------------------|-------------|-----------------------------------------------------|-----|------|------|
| Carichi permanenti $G_1$         | Favorevole  | $\gamma_{G1}$                                       | 0,9 | 1,0  | 1,0  |
|                                  | Sfavorevole |                                                     | 1,1 | 1,3  | 1,0  |
| Carichi permanenti $G_{2}^{(1)}$ | Favorevole  | $\gamma_{G2}$                                       | 0,8 | 0,8  | 0,8  |
|                                  | Sfavorevole |                                                     | 1,5 | 1,5  | 1,3  |
| Azioni variabili Q               | Favorevole  | $\gamma_{Qi}$                                       | 0,0 | 0,0  | 0,0  |
|                                  | Sfavorevole |                                                     | 1,5 | 1,5  | 1,3  |

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{c1}$

#### 4.4.3.8 Parametri geotecnici e resistenze

I parametri geotecnici saranno ridotti attraverso il coefficiente parziale sicurezza  $\gamma_M$ , indicati in Tabella 6.2.II NTC18) e tenendo conto, ove necessario, degli ulteriori coefficienti  $\gamma_R$  specificati dalla stessa normativa per i diversi tipi di opera.

| Parametro                                    | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|----------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$                                       | $\gamma_{\varphi'}$              | 1,0  | 1,25 |
| Coesione efficace                            | $c'_k$                                                  | $\gamma_{c'}$                    | 1,0  | 1,25 |
| Resistenza non drenata                       | $c_{uk}$                                                | $\gamma_{cu}$                    | 1,0  | 1,4  |
| Peso dell'unità di volume                    | $\gamma_\gamma$                                         | $\gamma_\gamma$                  | 1,0  | 1,0  |

Per gli ammassi rocciosi al valore caratteristico di resistenza a taglio  $\tau_R$  si applica un coefficiente parziale  $\gamma_{\tau R}=1.0$  (M1) e  $\gamma_{\tau R}=1.25$  (M2), mentre al valore caratteristico della resistenza uni-assiale  $q_u$ , anche se le NTC18 non si esprimono, è stato utilizzato il coefficiente parziale dell'EC7  $\gamma_{qu}=1.0$  (M1) e  $\gamma_{qu}=1.4$  (M2).

Per le opere in sotterraneo, intese come i contorni a vuoti dello scavo di progetto, il Cap.6.7.5 NTC18 impone che le verifiche globali agli stati limite ultimi vengano eseguiti secondo la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) dell'APPROCCIO 1 con valori dei coefficienti parziali di resistenza R1 ed R2 unitari.

Anche se la norma nulla dice in relazione alle verifiche sismiche, si è ritenuto a scopo cautelativo di inserire il contributo sismico all'interno delle verifiche effettuate secondo l'approccio A2+M2+R2 considerando tutti i coefficienti parziali di resistenza unitari.

La verifica globale del cantiere sotterraneo è stata eseguita pertanto agli stati limite SLU e SLV nella consapevolezza che gli stati limite ultimi restituiscano valori in termini di tensioni e deformazioni più gravosi rispetto agli stati limite di esercizio.

#### 4.4.3.9 Azioni dovute al sisma

##### 4.4.3.9.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera

Le strutture da verificare rientrano, ai sensi del Cap. 2.4.1 NTC18 nella categoria 2 delle “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” per le quali la vita nominale di progetto, dalla Tabella 2.4.I NTC18 è:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Tale scelta rappresenta di fatto un aumento delle condizioni di sicurezza dal momento che l'intero piano di coltivazione avrebbe ai sensi della normativa vigente una durata di CINQUE anni e pertanto l'opera rientrerebbe nella Categoria 1.

Anche la destinazione d'uso della struttura viene cautelativamente classificata in Classe d'Uso II (Cap. 2.4.2. NTC18): “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti,...[omissis]...” dove il coefficiente dedicato risulta da Tab.2.4.II  $C_u = 1.0$

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per le azioni sismiche è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

##### 4.4.3.10 Tempo di ritorno del sisma

Dal momento che si intende eseguire le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) dalla Tab.3.2.I NTC18 viene definita una probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$$P_{VR \text{ SLV}} = 10\%.$$

$$P_{VR \text{ SLD}} = 63\%.$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  in funzione dello stato limite considerato

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

In relazione al periodo di riferimento dell'opera ed alla probabilità di superamento si ottiene un tempo di ritorno per SLV di 475 anni, che confrontati ai tempi di realizzazione dell'intervento risultano **estremamente cautelativi**.

#### 4.4.3.11 Categoria di sottosuolo

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni, D.M. 14/01/18, al paragrafo 3.2.II. definiscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo.

L'ammasso roccioso appartiene alla **Categoria di sottosuolo 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." Tabella 3.2.II NTC18.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica                                                                                                                                                                                                                                                               |
|-----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 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.                                             |
| B         | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina 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.                                            |
| C         | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.   |
| D         | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E         | Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.                                                                                                                                    |

#### 4.4.3.12 Condizioni topografiche

Il sito appartiene alla Categoria T4: "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $i > 30^\circ$ " Tab.3.2.III NTC18.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

#### 4.4.3.13 Valutazione dell'azione sismica

Le analisi in presenza di sisma sono effettuate con il metodo pseudo-statico.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

|                         | Categoria di sottosuolo |            |
|-------------------------|-------------------------|------------|
|                         | A                       | B, C, D, E |
|                         | $\beta_s$               | $\beta_s$  |
| $0,2 < a_g(g) \leq 0,4$ | 0,30                    | 0,28       |
| $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$ | 0,27                    | 0,24       |
| $a_g(g) \leq 0,1$       | 0,20                    | 0,20       |

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente costante e proporzionale alle forze gravitative potenzialmente instabili costituita di una componente orizzontale e di una componente verticale espresse mediante un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) ed un coefficiente sismico verticale ( $k_v$ ), valutati mediante le seguenti relazioni del §7.11.3.5.2 NTC18:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

Dove:

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = Accelerazione di gravità;

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0.27 per le verifiche SLV o 0.20 per le verifiche SLD da Tabella 7.11.I NTC18.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

| Categoria sottosuolo | $S_s$                                                           | $C_c$                        |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------|------------------------------|
| A                    | 1,00                                                            | 1,00                         |
| B                    | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$ |
| C                    | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$ |
| D                    | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$ |
| E                    | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$ |

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito è valutata con la seguente espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) Tab.3.2.IV NTC18 e topografica ( $S_T$ ) Tab.3.2.V NTC18.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento                                               | $S_T$ |
|-----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|-------|
| T1                    | -                                                                                     | 1,0   |
| T2                    | In corrispondenza della sommità del pendio                                            | 1,2   |
| T3                    | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30° | 1,2   |
| T4                    | In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°       | 1,4   |

I parametri di pericolosità sismica sono stati definiti attraverso il programma Edilus-MS della ACCA Software®, ove è sufficiente indicare un punto di riferimento medio che per il caso in esame presenta coordinate WGS84 44.10185, 10.131137

| Parametri di pericolosità Sismica |                 |                |              |                |
|-----------------------------------|-----------------|----------------|--------------|----------------|
| Stato Limite                      | $T_r$<br>[anni] | $a_g/g$<br>[-] | $F_o$<br>[-] | $T_c^*$<br>[s] |
| Operatività                       | 30              | 0.051          | 2.449        | 0.240          |
| Danno                             | 50              | 0.065          | 2.464        | 0.252          |
| Salvaguardia Vita                 | 475             | 0.162          | 2.394        | 0.288          |
| Prevenzione Collasso              | 975             | 0.208          | 2.384        | 0.296          |

L'accelerazione sismica risulta essere 0.162 g per SLV.

Tabella 6: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava N.46 Polvaccio (Edilus-MS ACCA Software®).

Per il sito in esame si ha (cfr. Appendice A):

- $S_s = 1.00$  (A) o 1.50 (E) rispettivamente coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) per suolo di tipo A ed E (Tabella 3.2.II NTC18);
- $S_T = 1.40$  coefficiente di amplificazione topografica ( $S_T$ ) per "pendii con inclinazione  $i \geq 30^\circ$  - in corrispondenza della sommità del pendio" (A) (Tabella 3.2.III NTC18);

da cui:  $a_{\max(A)} = S \cdot a_g \text{ SLV} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.162g \cdot 1.00 \cdot 1.4 = 0.2268g$   
 $k_{hA} = 0.06123$   $k_{vA} = 0.03615$

La possibilità di variare il segno dei coefficienti sismici (+ o -) permette di avere quattro condizioni di analisi, tuttavia nelle successive trattazioni verranno valutate, se possibile, le sole condizioni peggiorative per la stabilità.

#### 4.4.3.14 valori di calcolo

I parametri geotecnici ottenuti per la roccia intatta, le discontinuità e l'ammasso roccioso, secondo i diversi comportamenti ipotizzati, sono stati opportunamente ridotti impiegando i fattori correttivi previsti dalle NTC18 e dall'Eurocodice 7, come riportato in Tabella 7. Le Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici indicano di assimilarli al valor medio dal momento che per strutture sufficientemente rigide, quali un ammasso roccioso, sussiste una compensazione delle eterogeneità e le azioni vengono trasferite dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per mezzo dei ponti di roccia. Tuttavia a scopo cautelativo sono stati scelti i valori minimi sia per l'ammasso roccioso che per i sistemi di discontinuità.

| CAVA N°6 POLVACCIO                              |     | VALORI DI |        |
|-------------------------------------------------|-----|-----------|--------|
|                                                 |     | M1        | M2     |
| Resistenza a Compressione Uniaxiale (MPa)       |     | 100.00    | 71.43  |
| Resistenza Globale Ammasso Roccoso (MPa)        |     | 23.61     | 16.86  |
| Resistenza a Compressione Ammasso Roccoso (MPa) |     | 14.20     | 10.14  |
| Tensione Deviatorica Ammasso Roccoso (MPa)      |     | 14.21     | 10.15  |
| Resistenza a Trazione Ammasso Roccoso (MPa)     |     | -0.79     | -0.64  |
| Resistenza a Taglio Ammasso Roccoso (MPa)       |     | 2.98      | 2.39   |
| Modulo di Elasticità (Gpa)                      |     | 23.714    |        |
| Indici ammasso roccioso<br>(Hek-Brown)          | nib | 2.5790    | 2.0632 |
|                                                 | sb  | 0.0205    | 0.0164 |
|                                                 | a   | 0.5020    |        |

Tabella 7: Valori di calcolo dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso

#### 4.4.4 Analisi del Sottocala

##### 4.4.4.1 Condizioni geometriche

Il sottocala della Cava n.46 Polvaccio è ubicato tra q.442.0-471.0m s.l.m. nella tecchia esposta a NE e ricompresa tra i cantieri Polvaccio Alto e Vecchia Cava.

Il vuoto sotterraneo è stato realizzato in più fasi successive prima del definitivo abbandono:

- A. E' stata realizzata la bocca di accesso in direzione SW pressappoco sub-ortogonale alle discontinuità del sistema K2 e luce libera di 16.4m, altezza di 28.0-29.0m e profondità compresa tra 14.0-18.0m;
- B. Nella spalla sinistra è stato realizzato un ulteriore tassello esplorativo ricompreso tra 442.0-456.5m s.l.m. in direzione SE, pressappoco sub-parallelo alle discontinuità K2 riscontrate in sito, per una luce libera di 15.0-17.3m e profondità di 10.7-17.7m.
- C. E' stato rimossa una porzione di tetto in corrispondenza della spalla sinistra andando circa ad allinearlo al soffitto dell'accesso.

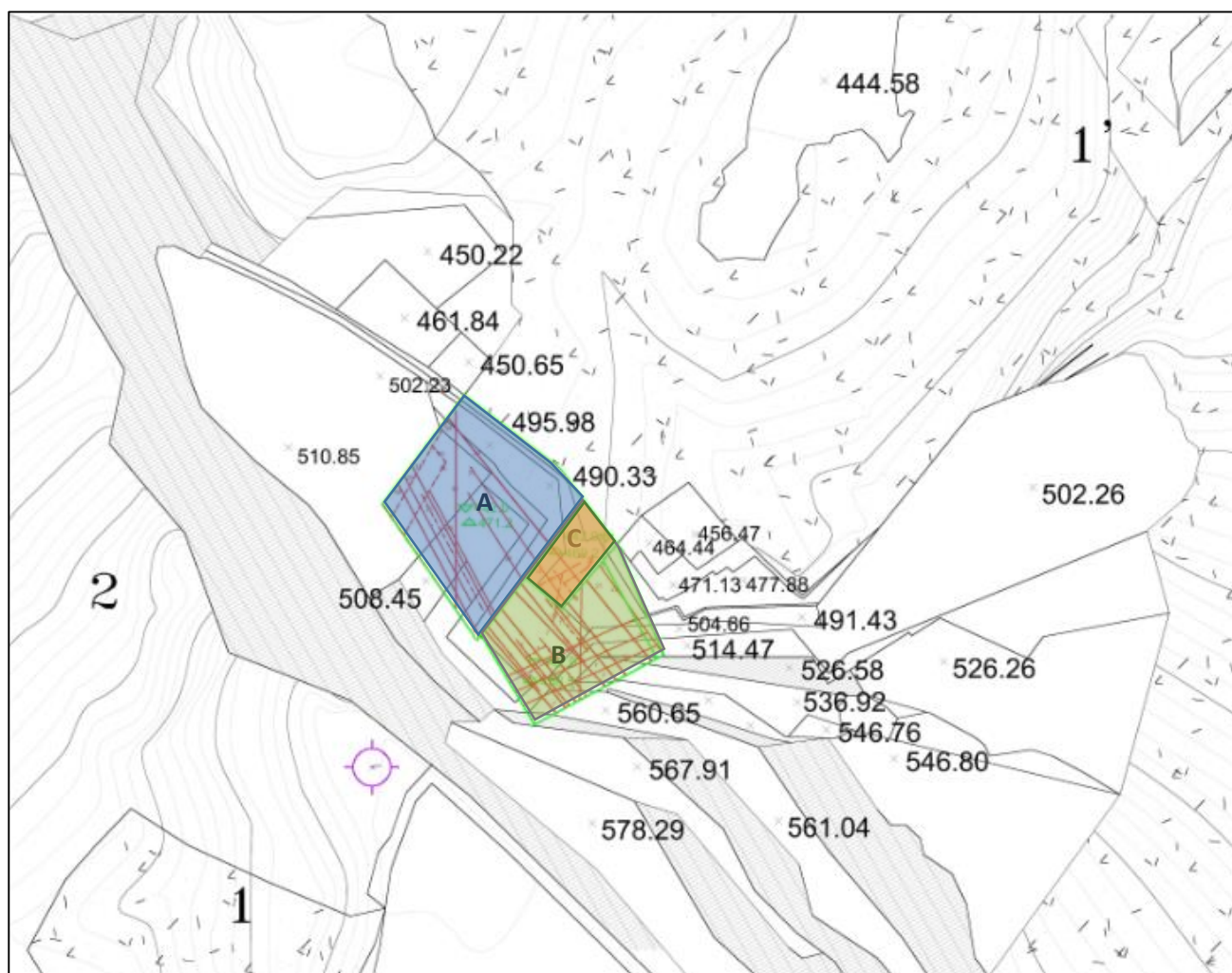


Figura 2: Stralcio planimetrico della Cava n.46 Polvaccio con indicato il perimetro del sottocala, le principali discontinuità in rosso e le varie fasi di realizzazione.

Allo stato attuale pertanto il sottocala si presenta con una profondità di 14.0-18.0m ed una luce libera complessiva (A+B) di 27.4-33.5m, corrispondenti alle dimensioni della trave di copertura che presenta anche uno spessore variabile tra 20.0-110.0m.



Figura 3: Ripresa della tecchia esposta a NE con il sottocala.

#### **4.4.4.2 Verifiche**

In relazione alle condizioni di discontinuità le analisi di stabilità hanno interessato la verifica analitica e strutturale della soletta di copertura del sottocala in appoggio sulle spalle laterali.

##### **4.4.4.2.1 Verifica strutturale della soletta di copertura**

La soletta è stata trattata alla stregua di un telaio bidimensionale dotato in sommità di una trave elastica orizzontale vincolata alle estremità attraverso puri incastri o appoggi.

Per le verifiche è stata impostata un'analisi strutturale riducendo il problema alla “teoria della trave elastica” ed “a conci” come proposto da Diederichs e Kaiser (1999).

In particolare la verifica è stata condotta, come previsto dalle Norme Tecniche (NTC18) agli stati limite ultimi (SLU) per le sollecitazioni tensionali, tangenziali e flessionali e agli stati limite di esercizio (SLE) per le deformazioni assiali.

Il metodo semplificato proposto da Diederichs e Kaiser prevede di considerare la parte sospesa dell'arco alla stregua di una “trave elastica”.

Per le verifiche strutturali “classiche” la trave risulta soggetta alla sola componente tangenziale del peso proprio ed agli eventuali carichi accidentali (neve e vento trascurabili vista la mole delle grandezze in gioco), in funzione dei quali è stato ricavato il momento flettente massimo in mezzzeria, la tensione massima nel lembo superiore e lo

sforzo di taglio sulla superficie di contatto con i piedritti, mentre la deformazione massima è quella dovuta all'inflessione in mezzzeria. Le varie sollecitazioni e deformazioni sono state ricavate secondo le formule e gli schemi riportate in Figura 8.

Allo scopo di considerare la presenza di discontinuità persistenti che suddividano in più parti la soletta, potenzialmente instabili, è stata sfruttata la teoria della “trave elastica a conci”.

In quest'ultima verifica, ipotizzando un basso confinamento laterale, ovvero la presenza di carichi litostatici orizzontali trascurabili, si ritiene che all'interno della trave si possa formare un arco parabolico in compressione che trasmetta i carichi verticali agenti ai piedritti laterali infinitamente rigidi. La bassa tensione di confinamento associata all'ipotetica presenza di fratture persistenti trasversali allo scavo può produrre fenomeni di ribaltamento o schiacciamento, quest'ultimi in caso di rapporto  $L/h \geq 10$  contrastabili dalle resistenze meccaniche residuali e dall'esistenza di ponti di roccia.

Studi a riguardo hanno evidenziato che sono sufficienti minime porzioni di continuità dell'ammasso roccioso (0.5% della potenziale sezione della discontinuità) per avere contributi non trascurabili alla stabilità (Diederichs, 2003). Pertanto per ciascuna struttura ad arco “fratturata” saranno affrontate le verifiche a ribaltamento, schiacciamento, all'azione tangenziale, ed alla deformazione per inflessione, attraverso le seguenti formule:

Per le successive analisi sono state utilizzate le combinazioni di carico ed i coefficienti illustrati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) e riportati nel capitolo dedicato; mentre per le resistenze del materiale si rimanda ai valori ridotti di Tabella 7. In particolare il portale verrà verificata:

- agli Stati Limiti Ultimi per azioni tensionali, tangenziali e flessionali;
- agli Stati Limiti di Esercizio per le deformazioni flessionali.

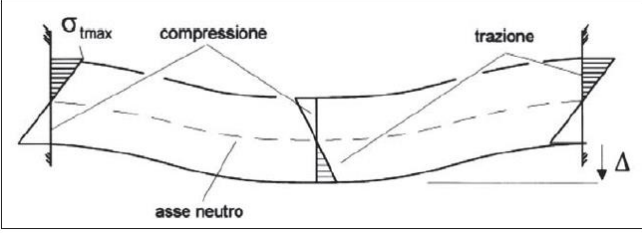
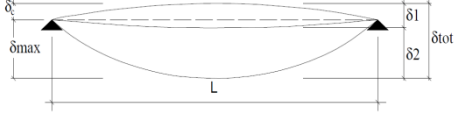
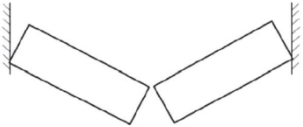
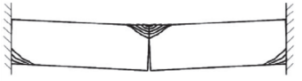
| TRAZIONE                                                                                                                                | TAGLIO                                                     | DEFORMAZIONE                                                                                       |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                       |                                                            |                |
| $\sigma_{tmax} = \frac{M}{Z_x} = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{W \cdot L}{2 \cdot b \cdot h^2} = \frac{\gamma \cdot L^2}{2h}$ | $V = \frac{W}{2} = 0.5 \gamma h B L$                       | $\Delta = \frac{W \cdot L^3}{384 E_{rm} \cdot I_x} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32 E_{rm} \cdot h^2}$ |
| RESISTENZA A TRAZIONE                                                                                                                   | RESISTENZA TANGENZIALE                                     | DEFORMAZIONE MASSIMA                                                                               |
| $\sigma_{r,t}$                                                                                                                          | $R = c + T \tan \phi = \sigma_{tmax} h (2b + L) \tan \phi$ | $\Delta_{lim} = \frac{L}{400}$                                                                     |
| VERIFICHE DI SICUREZZA                                                                                                                  |                                                            |                                                                                                    |
| $FS_t = \frac{\sigma_{r,t}}{\sigma_{tmax}}$                                                                                             | $FS_\tau = \frac{R}{V}$                                    | $\Delta < \frac{L}{400}$                                                                           |

Figura 4: Modello di comportamento di una trave elastica fissata alle estremità (modificato da Diederichs e Kaiser, 1999).

| BUCKLING                                                                            | SCHIACCIAMENTO                                                                      | TAGLIO                                                                               | DEFORMAZIONI         |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|
|  |  |  |                      |
| MOMENTO FLETTENTE                                                                   | TENSIONE MASSIMA                                                                    | TENSIONE TANGENZIALE                                                                 | INFLESSIONE ELASTICA |
| $M_w = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h \cdot L^2$                                  | $f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$<br>(N = 0.50)                               | $V = 0.5 \gamma_e \cdot L \cdot h$                                                   | $\Delta = Z_0 - Z$   |

| MOMENTO RESISTENTE                                                     | RESISTENZA CRUSH                     | RESISTENZA TANGENZIALE                                                                                                         | DEF.LIM. SNERVAMENTO    |
|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| $M_R = \frac{1}{2} \cdot f_{max} \cdot N \cdot h \cdot Z$ $(N = 0.75)$ | $\frac{\sigma_c}{2} = \frac{UCS}{2}$ | $R = T \tan \phi =$ $0.5 f_{max} N h \tan \phi$ $0.5 f_{max} \cdot N \cdot h \cdot \tan \phi$ $N = \frac{1}{(0.22 L/h) + 2.7}$ | $\Delta_{lim} = 0.1 h$  |
| VERIFICHE DI SICUREZZA                                                 |                                      |                                                                                                                                |                         |
| $FS_{buck} = \frac{M_R}{M_w}$                                          | $FS_{crush} = \frac{UCS}{f_{max}}$   | $FS_{\tau} = \frac{R}{V}$                                                                                                      | $\Delta < \Delta_{lim}$ |

Dove:  $M = \frac{WL}{12} = \frac{\gamma h B L^2}{12}$  momento flettente agente sulla trave;  
 $W = \gamma V$  carico verticale peso proprio della trave e carico accidentale;  
 $L$  luce libera della trave;  
 $h$  spessore della trave;  
 $B$  la profondità della trave;  
 $Z_x = \frac{B h^2}{6}$  modulo di resistenza della sezione;  
 $E_{rm}$  modulo di elasticità dell'ammasso roccioso;  
 $c$  l'angolo d'attrito di picco dell'ammasso roccioso;  
 $T$  la componente ortogonale al piedritto.

$f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$  è la tensione massima di compressione, per cui prima dell'inflessione elastica,  
 $N$  è assunto 0.75 (buckling) e  $Z = Z_0$

$Z_0 = h \left(1 - \frac{2}{3} N\right)$  è il braccio del momento per cui;

$Z = N h$  è lo spessore del lembo di compressione;  
dopo l'inflessione elastica ( $N=0.5$  per crushing)

$l = L + \frac{8}{3} \frac{Z_0^2}{L}$  è la lunghezza dell'arco parabolico ;

$f_{av} = \frac{1}{3} f_{max} \left(\frac{2}{3} + N\right)$  è il valore medio della tensione di compressione.

$\Delta l = l \frac{f_{av}}{E_{rm}}$  è l'accorciamento elastico dell'arco compresso;

$Z = \sqrt{\frac{3}{8} L \left(\frac{8}{3L} Z_0^2 - \Delta l\right)}$  è il braccio del momento dopo l'accorciamento elastico;

$Z = Z_0 - \Delta_{lim}$  è il valore critico del braccio del momento per cui verificare lo schiacciamento .

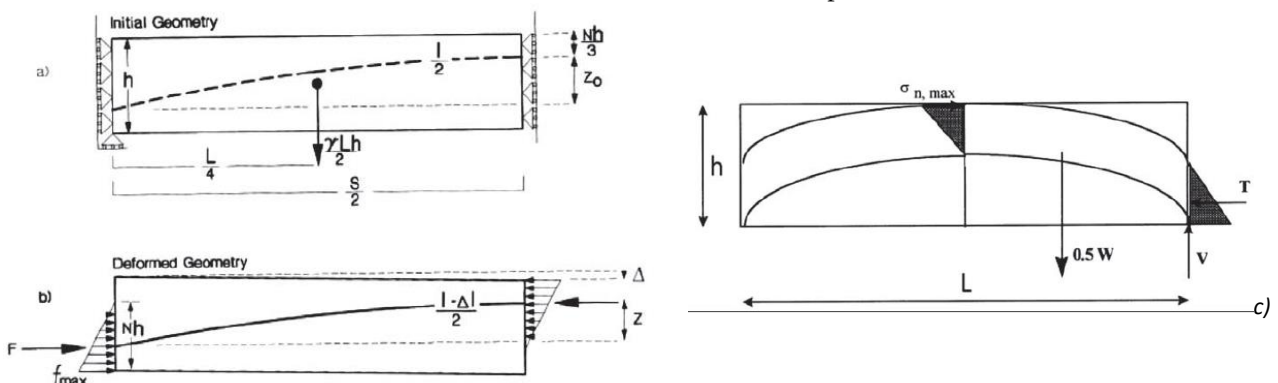


Figura 5: modello della trave a concii iniziale (a) e deformata (b) e di roccia fratturata (c), secondo la trattazione di Diederichs e Kaiser (1999).

La soletta di copertura si presenta con un'altezza compresa tra 20.0 e 37.0 metri, (media di 36.2m), mentre la copertura non contribuyente alle resistenze viene stimata in circa 5.9 anche se si concentra prevalentemente in corrispondenza della spalla sinistra, ove oltre a presentare uno spessore superiore, potrebbe avvenire una

ridistribuzione dei carichi sul sostegno laterale. Per le verifiche, a scopo cautelativo, è stato trascurato il contributo della parete in profondità del sottocala e del diaframma adiacente la spalla sinistra.

Dalle analisi, effettuate secondo l'APPROCCIO 1 COMBINAZIONE 2 A2+M2+R2 si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale a taglio e trazione con fattore di sicurezza minimo FS = 1.6.

| VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI SOTTOCALA TECCH A POLVACCIO |                             |                     |                   |            |        |                      |
|------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|---------------------|-------------------|------------|--------|----------------------|
| ALTO VECCHIA CAVA - CAVA N 46 POLVACCIO                                |                             |                     |                   |            |        |                      |
| CARATTERISTICHE GEOMETRICHE                                            |                             |                     | CARICHI           |            |        |                      |
| profondità (b)                                                         | 16.00                       | m                   | permanenti        |            | 26.50  | kN/m                 |
| altezza (h)                                                            | 5.90                        | m                   | accidentali       |            | 2.00   | kN/m                 |
| altezza trave (h)                                                      | 36.20                       | m                   | carichi totali    |            | 26.56  | kN/m                 |
| Luce (L)                                                               | 30.50                       | m                   | coef. Permanenti  |            | 1.00   |                      |
| Volume                                                                 | 20544.80                    | m³                  | coef. Accidentali |            | 1.00   |                      |
| SOLLECITAZIONI                                                         |                             |                     | G (MN)            | Q acc (MN) | V (MN) | M <sub>t</sub> (MNh) |
|                                                                        |                             |                     | 544.44            | 0.98       | 272.71 | 1'386.26             |
| VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA                                       | VERIFICA A TRAZIONE (SLU)   |                     |                   |            |        |                      |
|                                                                        | RESISTENZA                  | σ <sub>r,tx</sub>   | 0.64              | MPa        |        |                      |
|                                                                        | SOLLECITAZIONE              | σ <sub>tx max</sub> | 0.40              | MPa        |        |                      |
|                                                                        | FATTORE DI SICUREZZA        | F <sub>st rax</sub> | 1.61              |            |        |                      |
|                                                                        | VERIFICA A TAGLIO (SLU)     |                     |                   |            |        |                      |
|                                                                        | RESISTENZA                  | R                   | 100.62            | MN         |        |                      |
|                                                                        | SOLLECITAZIONE              | V                   | 17.04             | MN         |        |                      |
|                                                                        | FATTORE DI SICUREZZA        | F <sub>st ang</sub> | 5.90              |            |        |                      |
|                                                                        | VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE) |                     |                   |            |        |                      |
|                                                                        | DEF. LIMITE                 | Δ <sub>lim</sub>    | 76.25             | mm         |        |                      |
|                                                                        | DEFORMAZIONE                | Δ                   | 0.00              | mm         |        |                      |
|                                                                        | FATTORE DI SICUREZZA        | F <sub>SΔcont</sub> | 2.03E+04          |            |        |                      |

Le verifiche della trave a conci sono state invece omesse non sussistendo condizioni geostrukturali tali da poter definire nella trave elementi isolati aventi geometrie tali da poter generare potenziali cedimenti/deformazioni per buckling, schiacciamento o taglio lungo i piani di discontinuità.

La maggior parte delle discontinuità rintracciate nel sottocala sono infatti ascrivibili al sistema K2, ovvero sub-parallele alla soletta.

Le condizioni di stabilità globale vengono inoltre confermata dall'assenza di cinematismi a grande scala dal suo abbandono fino ad oggi.

04/02/22, 16:21

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA software

## EdiLus-MS

### Mappe Sismiche

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica c località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

CAVA N46 POLVACCIO



Google

50 m

Dati mappa ©2022 Immagini ©2022, Ma

44.09694788, 10.13705783

Latitudine (WGS84) 44.10008519 Longitudine (WGS84) 10.13005659

Latitudine (ED50) 44.10185 Longitudine (ED50) 10.131137

Altitudine (mt) ..... 506

Classe dell'edificio  
II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti

Vita Nominale Struttura ..... 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica ..... 50

#### Parametri di pericolosità Sismica

| Stato Limite         | $T_r$<br>[anni] | $a_g/g$<br>[-] | $F_o$<br>[-] | $T_c^*$<br>[s] |
|----------------------|-----------------|----------------|--------------|----------------|
| Operatività          | 30              | 0.051          | 2.449        | 0.240          |
| Danno                | 50              | 0.065          | 2.464        | 0.252          |
| Salvaguardia Vita    | 475             | 0.162          | 2.394        | 0.288          |
| Prevenzione Collasso | 975             | 0.208          | 2.384        | 0.296          |

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdilLus-MS](#)



ACCA SOFTWARE  
Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35  
P.IVA 01883740647 - E-mail: [info@acca.it](mailto:info@acca.it)

<https://www.acca.it/edilLus-ms/>

1/2

### 4.4.5 Conclusioni stabilità tettoia Settore Centrale

Sulla base di quanto sopra esposto si possono escludere:

- 1) per il Dominio superiore costituito dalla "struttura a mazzo di carte" ribaltamenti di porzioni dei volumi  $V_1$ ,  $V_2$ ,  $V_3$ , sia frontali che laterali;
- 2) per il Dominio del "contrafforte marmoreo" cedimenti della trave e soletta marmorea soprastante l'ingresso del sottocala.

## 4.5 Settore settentrionale (Ss)

### 4.5.1 Analisi Geostrutturale

Si premette che il settore non è stato interessato dai lavori eseguiti, per cui si ritiene di rappresentare le medesime fotografie in cui si può osservare la condizione geostrutturale.

Il settore coincide con la parte terminale della Tecchia, Foto 5 -6; la quale, anche in questo caso per facilitarne l'esposizione, rimane suddivisa in due domini, Foto 5-6:

- 1) il dominio esterno (Dse) o della “Superficie del Contro”, dove il fronte esposto coincide con la discontinuità  $F_8=10$  ascrivibile al sistema  $K_1$ , sottogruppo  $K_{1a2}$ , o del “Contro scontrato”, con giacitura  $F_8=55/68=n.10=53/67^\circ$ , anche se l'inclinazione pone la medesima nei pressi del margine di “range” del sistema, Foto 19;
- 2) il dominio interno (Dsi) o del “Vecchio Saggio Abbandonato”, Foto 20, dove:
  - a) il fronte centrale rimane costituito dalle fratture n. **4**, con giacitura  $60/63^\circ$ , e **5**, con giacitura  $66/89^\circ$ , ascrivibili al sistema  $K_1$ , e rispettivamente ai sottogruppi  $K_{1a2}$  e  $K_{1b2}$ ;
  - b) il fronte laterale meridionale coincide con la frattura n. **1** con giacitura  $351/74^\circ$ , ascrivibile al sistema  $K_2$ , sottogruppo  $K_{2a2}$ ;
  - c) il fronte settentrionale formato dalle fratture n. **7** con giacitura  $286/82^\circ$ , ascrivibile al sistema,  $K_2$  sottogruppo  $K_{2b1}$ , e n. **6d** con giacitura  $52/76^\circ$ , ascrivibile al sistema  $K_1$ , sottogruppo  $K_{1a2}$ .

| Discontinuità significative evidenziate all'interno del Settore settentrionale Tab. 7 |           |       |        |           |     |      |                        |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-------|--------|-----------|-----|------|------------------------|
| $K_2$                                                                                 | $K_{2a2}$ | 1     | 351/74 | >60       | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| Misura Random                                                                         |           | 2     | 354/89 | >55       | x-x | VIII | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 3     | 356/71 | $\div 17$ | x-d | VIII | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 4     | 60/63  | $\div 34$ | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1b2}$ | 5     | 66/89  | $\div 32$ | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1b2}$ | 6     | 85/89  | $\div 17$ | x-x | VIII | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1b2}$ | 6a    | 97/83  | $\div 17$ | x-r | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1b2}$ | 6b    | 86/85  | $\div 12$ | x-r | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_2$                                                                                 | $K_{1b2}$ | 6c    | 90/85  | $\div 30$ | x-x | VIII | Dominio Settentrionale |
| $K_2$                                                                                 | $K_{2b1}$ | 7     | 286/82 | $\div 40$ | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_2$                                                                                 | $K_{2b1}$ | 7°    | 280/85 | $\div 29$ | x-d | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_2$                                                                                 | $K_{2b1}$ | 7b    | 290/83 | $\div 24$ | x-d | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 6d    | 52/76  | $\div 12$ | x-d | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 8     | 48/64  | $\div 10$ | d-d | VIII | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 9     | 40/67  | $\div 10$ | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | 10    | 53/67  | >51       | x-x | V    | Dominio Settentrionale |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | $S_1$ | 340/85 | $\div 25$ | r-x | VIII | Dominio Meridionale    |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | $S_2$ | 345/78 | $\div 57$ | r-x | VIII | Dominio Meridionale    |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | $S_3$ | 332/82 | $\div 22$ | r-r | VIII | Dominio Meridionale    |
| $K_1$                                                                                 | $K_{1a2}$ | $S_4$ | 330/86 | $\div 73$ | x-x | VIII | Dominio Meridionale    |

La proiezione su reticolo polare di Wulf delle giaciture relative alle principali fratture rilevate nel settore ha consentito di confermare l'appartenenza di queste ai precedenti sistemi individuati.

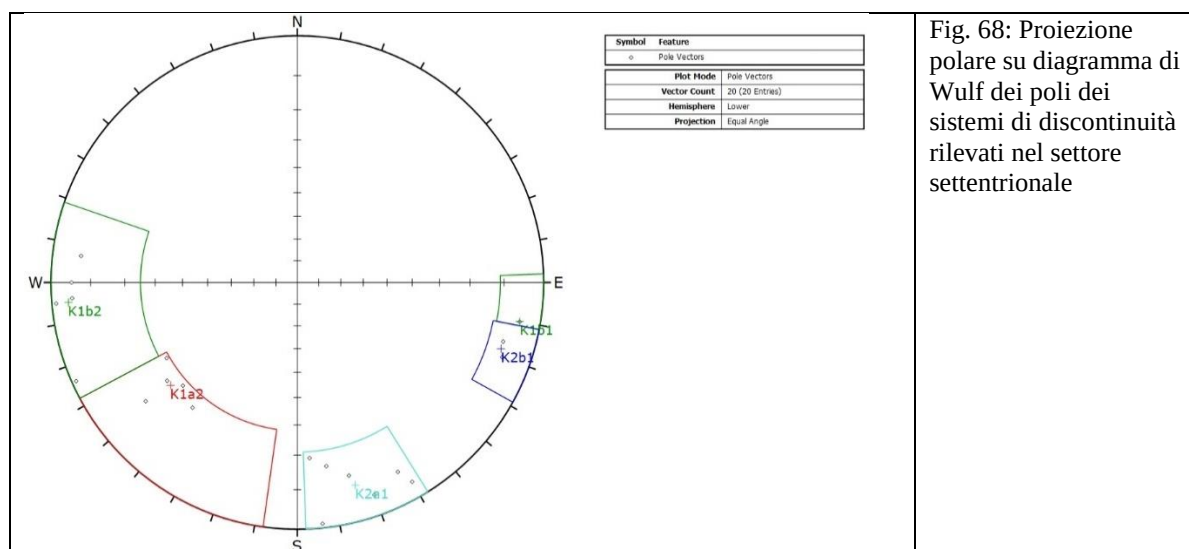


Fig. 68: Proiezione polare su diagramma di Wulf dei poli dei sistemi di discontinuità rilevati nel settore settentrionale

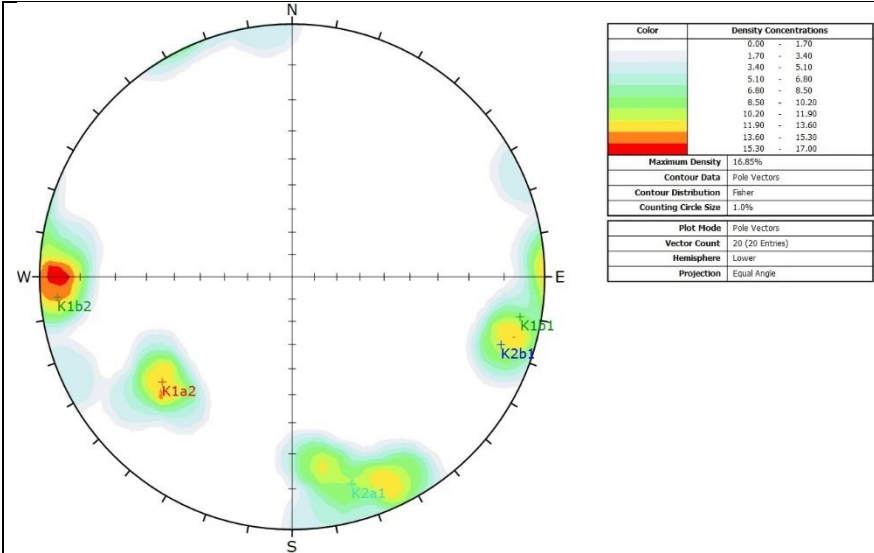


Fig. 69: Definizione massimi frequenza su diagramma di Wulff poli sistemi discontinuità rilevati nel settore settentrionale.

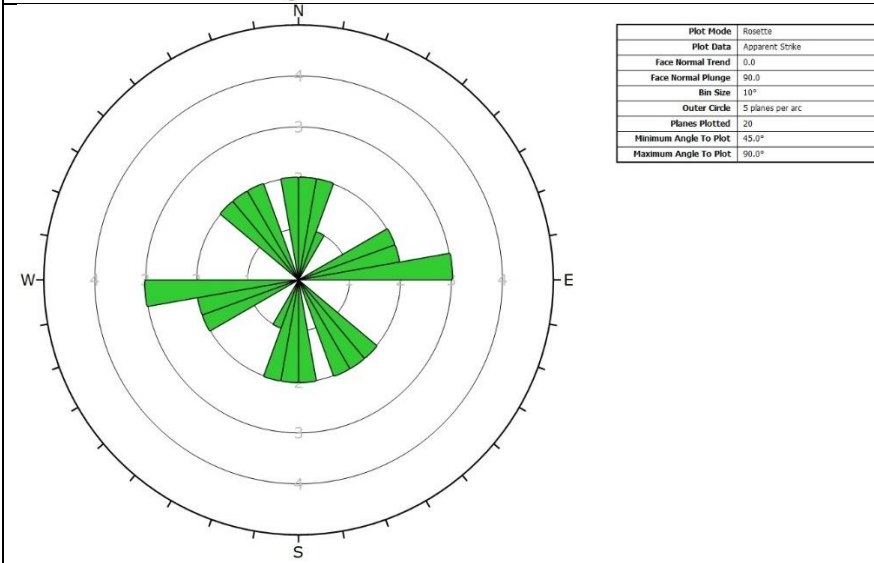


Fig. 70: Diagramma a rose su reticolo polare di Wulff della frequenza dei sistemi di discontinuità rilevati nel settore settentrionale

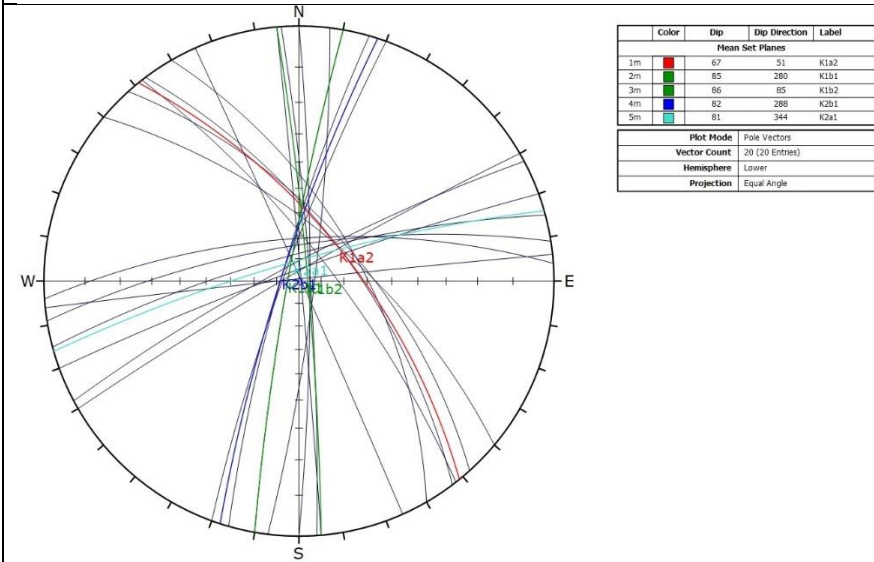


Fig. 71: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulff sia dei piani delle discontinuità sia dei piani rappresentativi dei sistemi rilevati nel settore settentrionale.



Foto 19: Settore Settentrionale, panoramica Dominio esterno (Dse) con evidenziate le principali fratture.

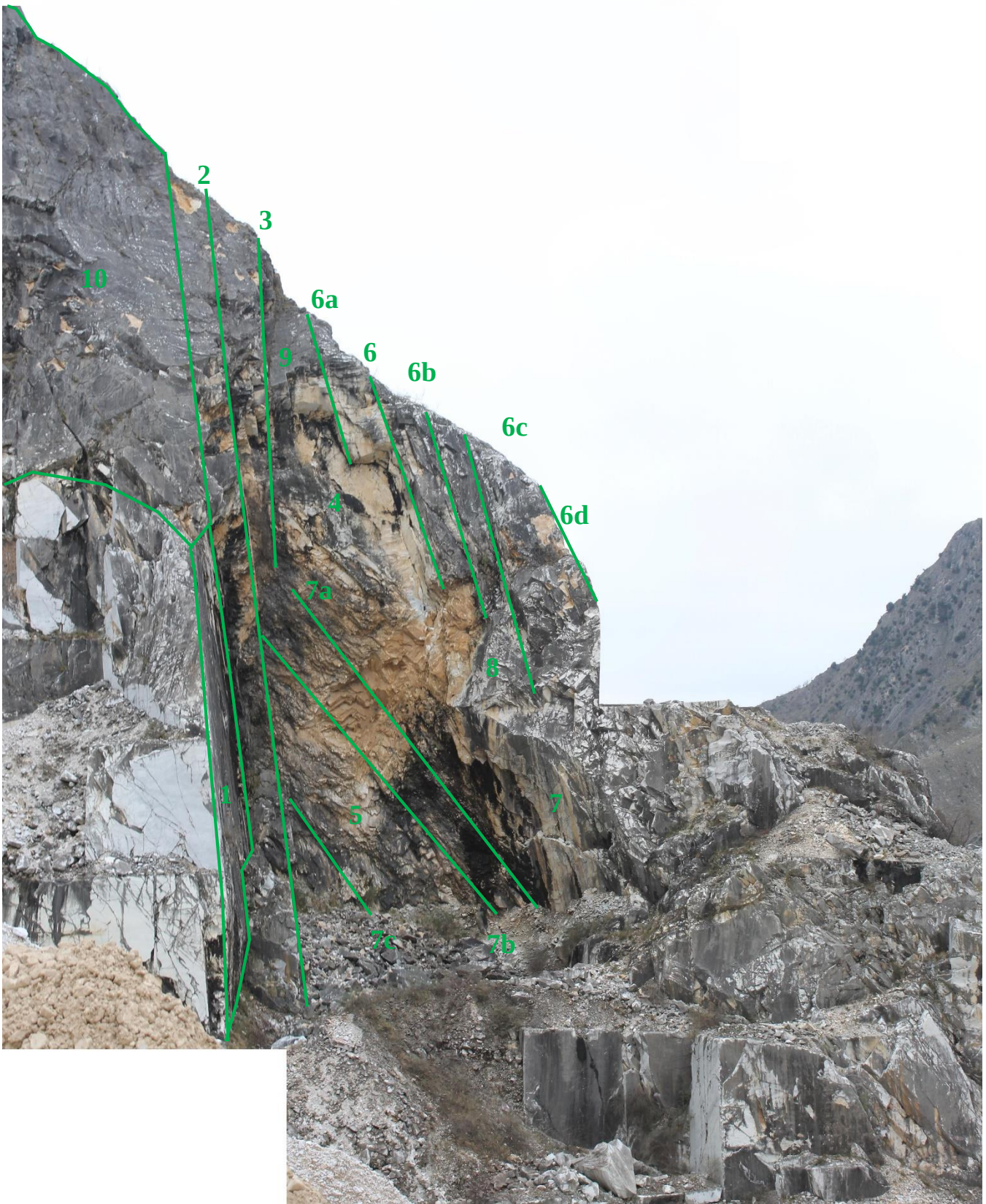


Foto 20: Settore settentrionale panoramica del Dominio interno (Dsi), con evidenziate le principali fratture.

## 4.5.2 Analisi Cinematica

L'analisi interessa i due domini che costituiscono il settore ed è stata condotta mediante proiezione su diagramma di Markland delle giaciture delle discontinuità più significative affioranti negli stessi. Le giaciture delle fratture e l'orientazione dei fronti residui esposti sono state rilevate in loco e verificate tramite il software Coud Compare.

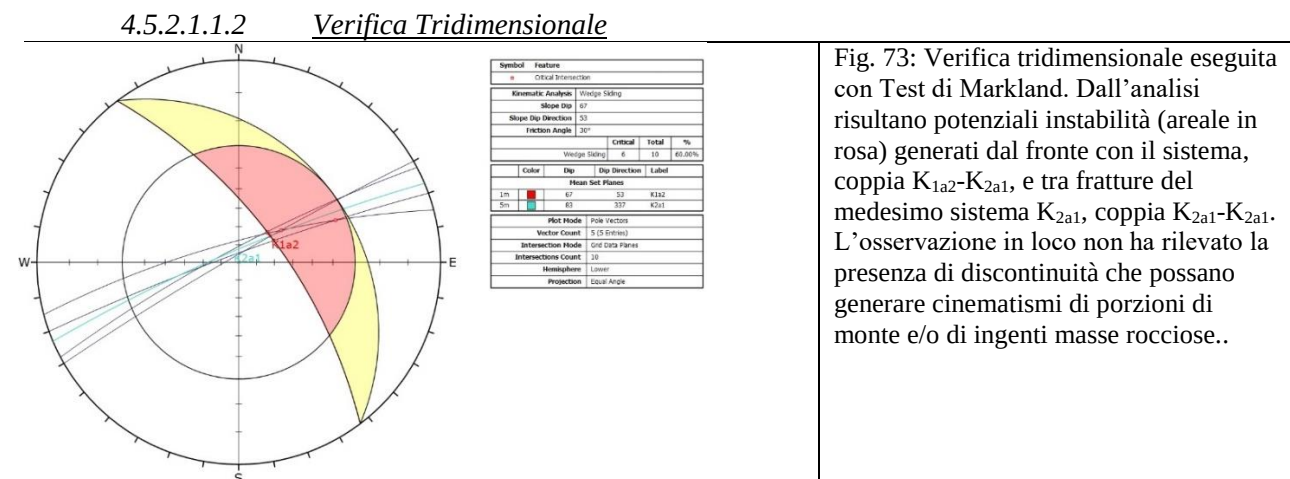
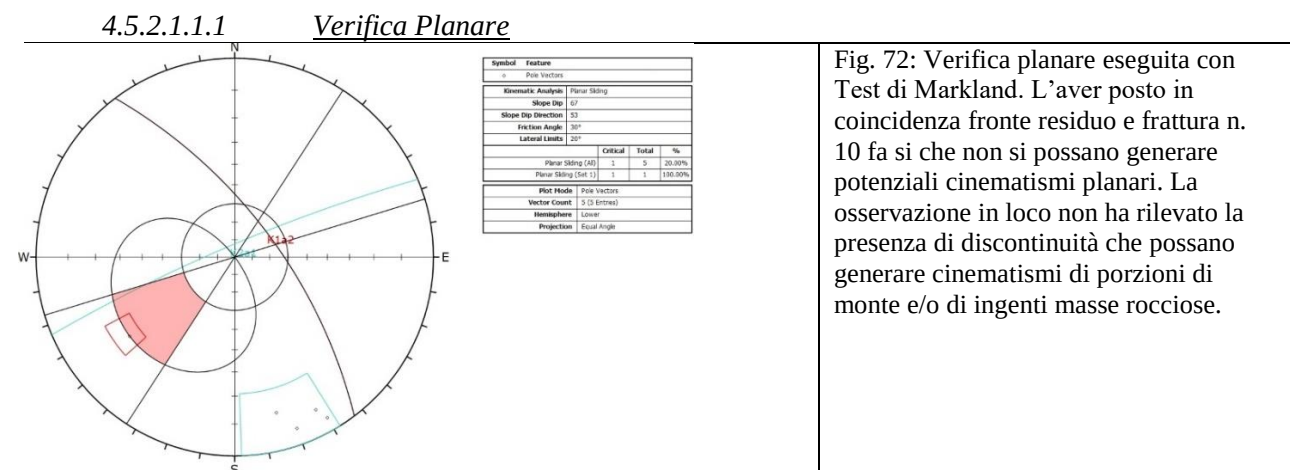
L'analisi grafica con Test di Markland consente di definire le interazioni che si possano sviluppare tra fronti/fratture e tra fratture/fratture, quindi individuare i cinematismi potenzialmente instabili nelle condizioni planare, tridimensionale e ribaltamento, per poi passare a sopralluoghi mirati atti ad identificare l'esistenza in loco di questi quietismi identificati con Markland.

### 4.5.2.1 Dominio settentrionale esterno (Dse) o della “Superficie del Contro”,

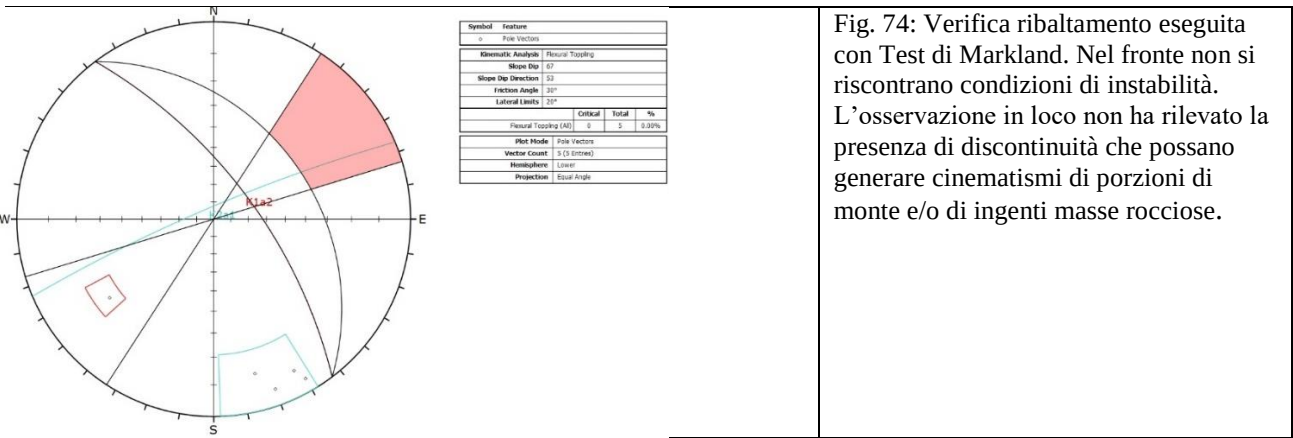
Il dominio coincide con la superficie di frattura ascrivibile al sistema  $K_1$  del “Contro scontrato”, per cui il fronte esposto è rappresentato dalla frattura n. 10  $F_{1a2}=53/67^\circ$ ; anche se il basso valore d'inclinazione pone la frattura nei pressi del margine inferiore del range d'inclinazione.

L'ascrizione della superficie di frattura alla classe **V** di “scabrosità a grande scala” fa sì che si verifichino delle leggere dispersioni nei valori di giacitura, che comunque non vanno ad influenzare le condizioni di stabilità del fronte stesso. Inoltre, l'esposizione completa dello specchio di frattura è una condizione che giova a favore della sicurezza, non essendovi “placcati” sopra volumi cinematicamente rimovibili. Al fine di verificare i cinematismi potenzialmente sviluppabili, nella analisi cinematica sono state proiettate tutte le discontinuità rilevate nel dominio.

#### 4.5.2.1.1 Orientazione Fronte residuo N143/67NE



4.5.2.1.1.3 Verifica Ribaltamento



4.5.2.2 **Dominio Settentrionale o interno (Dsi) del Vecchio Saggio Abbandonato**

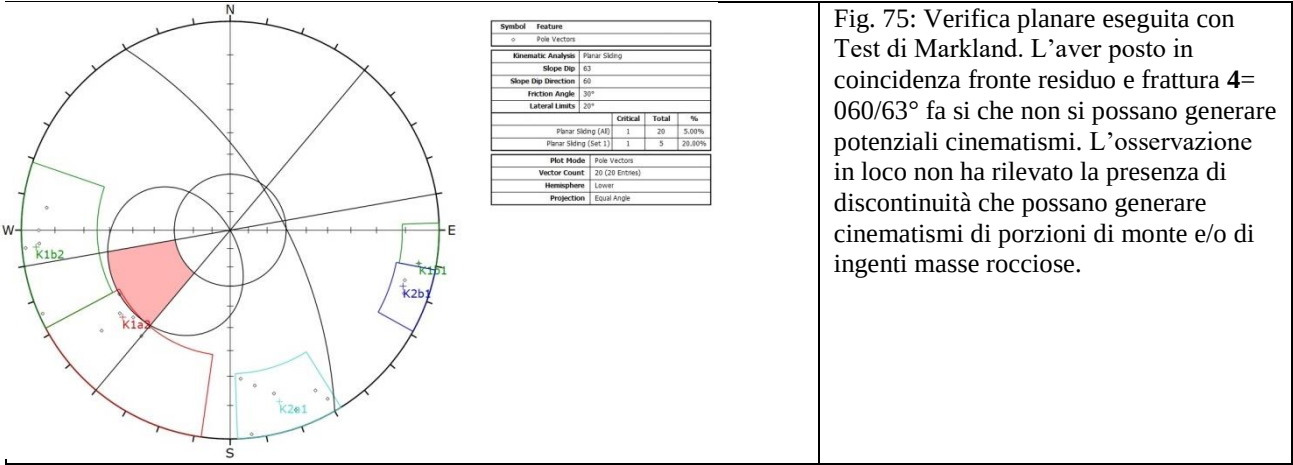
Al fine di verificare il massimo numero di cinematismi potenzialmente sviluppabili, nella analisi cinematica sono state proiettate tutte le discontinuità rilevate nel dominio.

4.5.2.2.1 Orientazione Fronti residui N150/63NE; N196/82W; N81/74N

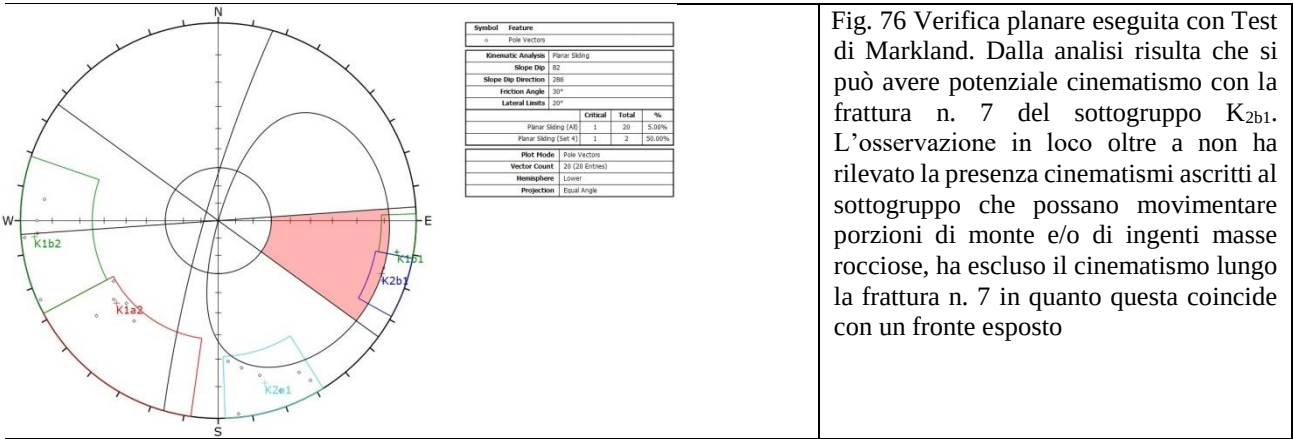
4.5.2.2.1.1 Verifiche Planari

Al fine di verificare il massimo numero di cinematismi potenzialmente sviluppabili, nella analisi cinematica sono state proiettate tutte le discontinuità rilevate nel dominio.

Fronte N150/63NE



Fronte N196/82W



### Fronte N81/74N

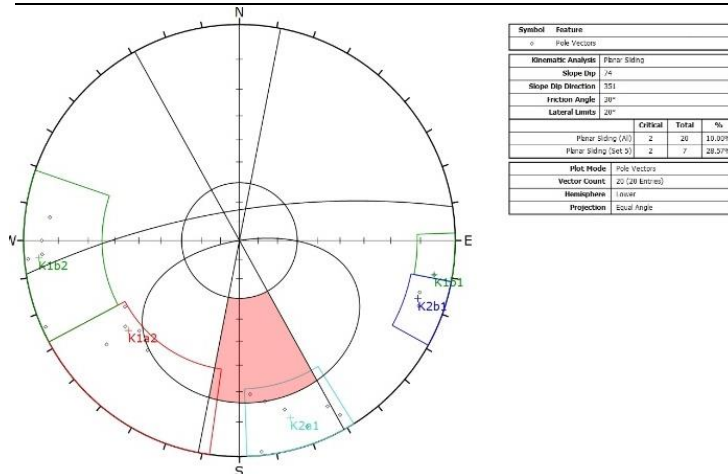


Fig. 77: Verifica planare eseguita con Test di Markland. Dalla analisi risulta che si può avere potenziale cinematismo con le fratture del sottogruppo K<sub>2a1</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza cinematismi ascritti al sottogruppo che possano movimentare porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose.

### 4.5.2.2.1.2 Verifiche Tridimensionali

### Fronte N150/63NE

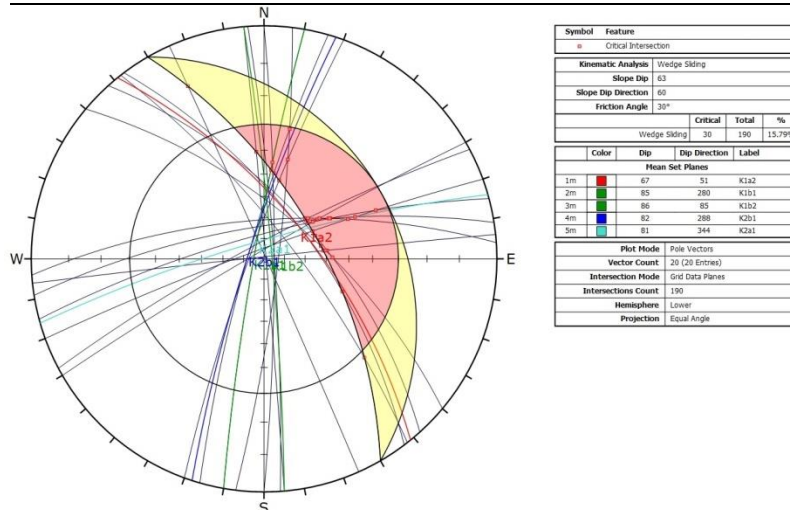


Fig. 78: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dal fronte con la coppia K<sub>1a2</sub>-K<sub>1a2</sub>, e con tra questo medesimo gruppo K<sub>1b</sub>, coppie K<sub>2b1</sub>-K<sub>1b2</sub>, . K<sub>2b1</sub>-K<sub>1b1</sub>; L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose

### Fronte N196/82W

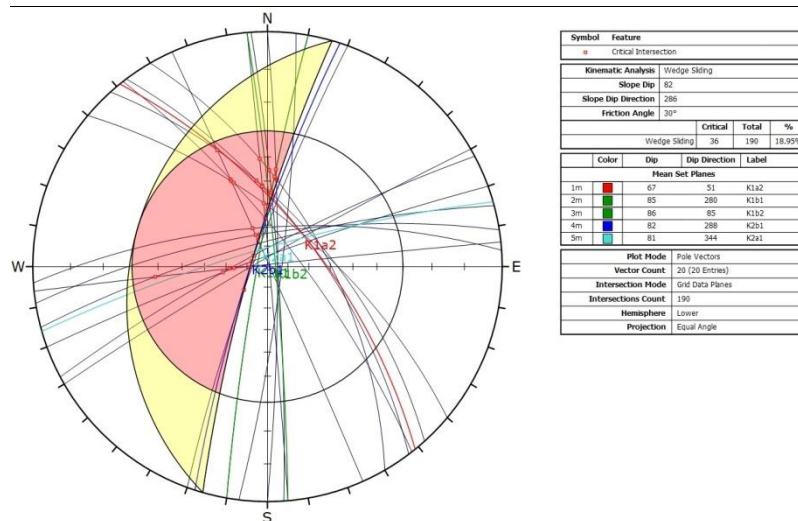


Fig. 79: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dal fronte con le coppie K<sub>2a1</sub>-K<sub>1b1</sub>, K<sub>2a1</sub>-K<sub>2b1</sub>, K<sub>1a2</sub>-K<sub>1b1</sub>, K<sub>1a2</sub>-K<sub>1b2</sub>. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose

### Fronte N81/74N

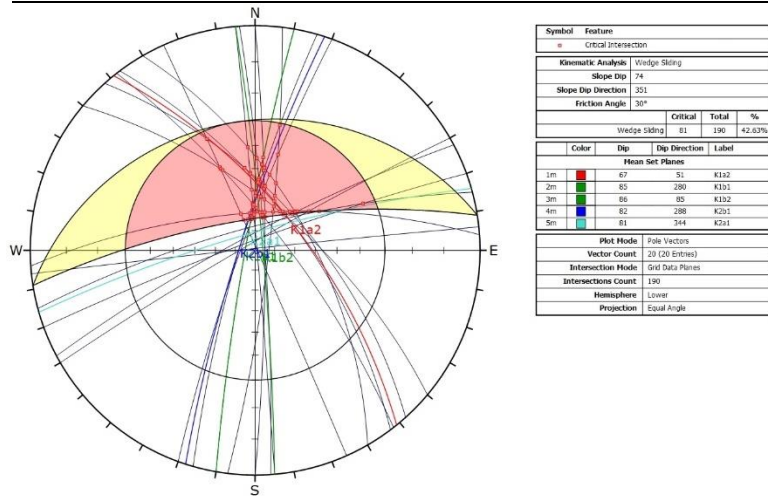


Fig. 80: Verifica tridimensionale eseguita con Test di Markland. Dall'analisi risultano potenziali instabilità (areale in rosa) generati dal fronte con la coppia  $K_{2a1}$ - $K_{2b1}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{2a1}$ - $K_{1b1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{2b1}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b2}$ ,  $K_{1a2}$ - $K_{1b1}$ . L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti masse rocciose

### 4.5.2.2.1.3 Verifica ribaltamento

#### Fronte N150/63NE

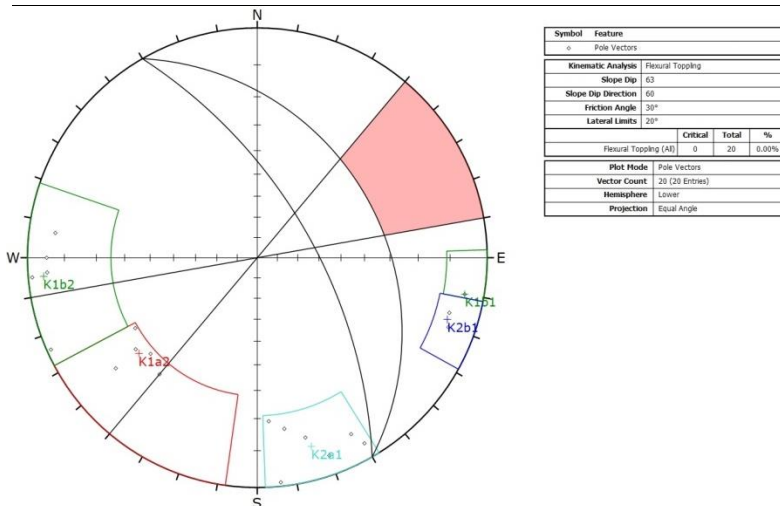


Fig. 81: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti

#### Fronte N196/82W

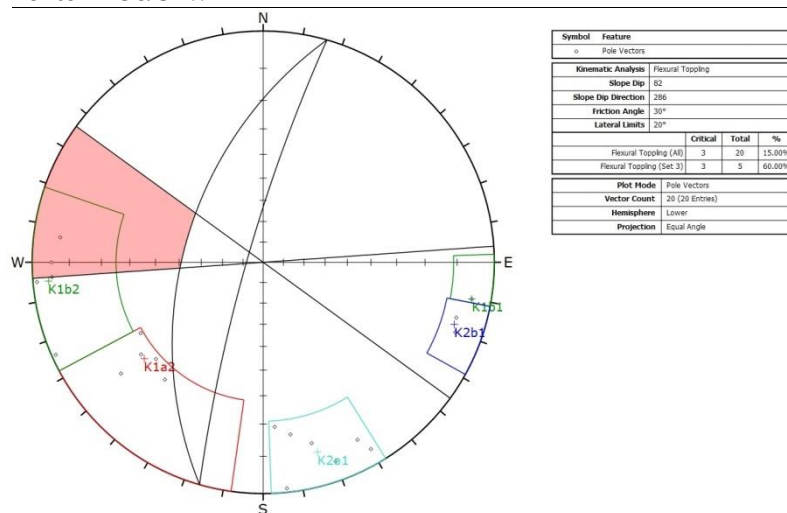


Fig. 82: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte si riscontrano condizioni di instabilità con le tre fratture 6a, 6b, 6c del sottogruppo  $K_{1b2}$ , ma che in realtà rimangono racchiuse all'interno dell'ammasso roccioso. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti

Fronte N81/74N

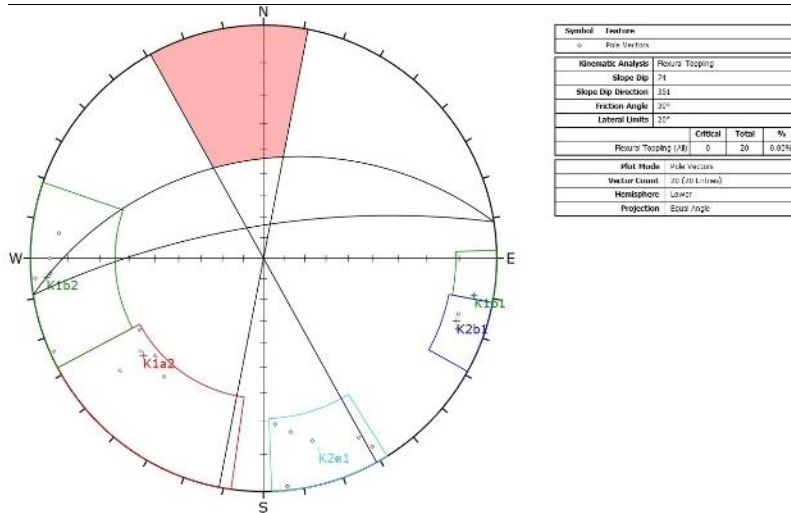


Fig. 83: Verifica ribaltamento eseguita con Test di Markland. Nel fronte non si riscontrano condizioni di instabilità. L'osservazione in loco non ha rilevato la presenza di discontinuità che possano generare cinematismi di porzioni di monte e/o di ingenti

#### 4.6 Verifica caduta massa lungo i Settori Centrale e Settentrionale

La pericolosità della tecchia compresa tra i cantieri Polvaccio Alto e Vecchia Cava ed esposta a nord est, è stata valutata in riferimento alla potenziale caduta massi di ridotte dimensioni (<5mc) all'interno del conoide detritico oggetto di asportazione.

Al tal fine si è provveduto a realizzare su quattro sezioni rappresentative un'analisi statistica mediante il programma ROCFALL della Rocscience®.

Il software, basandosi sul metodo "lumped mass", mediante un'analisi statistica delle traiettorie potenziali, permette di definire sul piano bidimensionale, la vulnerabilità di un'area di studio al rischio di crollo di materiale roccioso dal versante soprastante in funzione delle proprietà cinematiche e cinetiche in gioco.

Le traiettorie di caduta, desunte dalla modellazione, sono funzione sia della massa che dei coefficienti di restituzione tangenziale e normale del pendio, nonché del coefficiente di attrito al roto-scivolamento dei materiali con i quali l'elemento in moto viene a contatto lungo il profilo topografico.

Al termine della modellazione è possibile ottenere oltre alla traiettoria, anche l'energia cinetica, la velocità, l'altezza di rimbalzo ed il punto di arrivo di ciascun elemento analizzato lungo il versante.

Lo schema tipico di ROCFALL consiste in:

- Definizione della sezione rappresentativa del versante;
- Definizione delle caratteristiche dei materiali che costituiscono la superficie morfologica del versante;
- Assegnazione dei materiali ai tratti di versante;
- Definizione dei "seeders" di partenza e delle dimensioni degli elementi in caduta;
- Modellazione statistica;
- Restituzione dell'analisi grafica e tabulata .



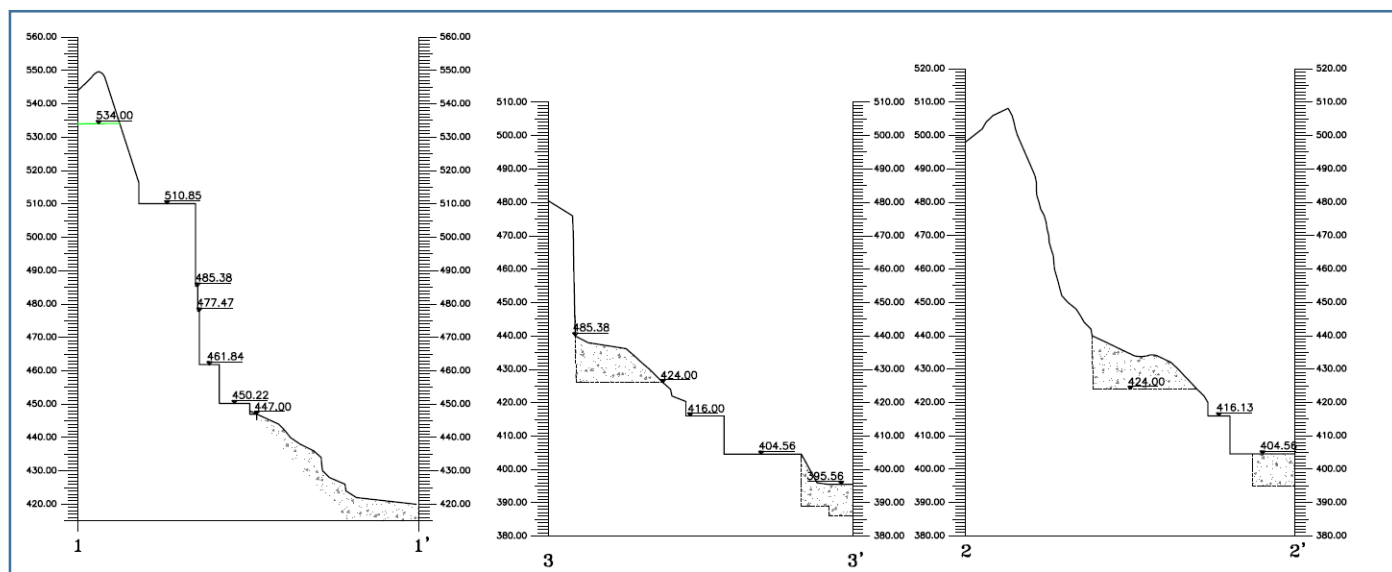


Figura 7: sezione rappresentativa della tecchia compresa tra il cantiere Polvaccio Alto e Vecchia Cava della Cava n.46.

#### 4.6.2 Caratteristiche dei materiali

Per il versante in esame le superfici morfologiche sono state ascritte a:

- Ammasso roccioso per le gradonature ed i versanti ad elevata acclività che costituiscono la tecchia attuale;
- Detrito eterogeneo per il materiale che costituisce il conoide incoerente depositato nella parte basale della tecchia.

Al fine di procedere alla modellazione sono state definiti i coefficienti di restituzione normale ( $R_n$ ) e tangenziale ( $R_t$ ), l'angolo di attrito ( $\varphi$ ) e la rugosità.

Il valor medio e la deviazione standard di ciascun coefficiente viene riportato di seguito, ed è stato desunto da bibliografia tra cui quelli consigliati da Pfeiffer e Bowen (1989), Richards (1988) e Hoek (2000).

I parametri, riferiti ai gradoni residuali, hanno anche tenuto conto della presenza di uno strato di materiale detritico a copertura dell'ammasso roccioso.

| MATERIALE        | COEFF.RESTITUZIONI NORMALE ( $R_n$ ) |         | COEFF. RESTITUZIONE TANGENZIALE ( $R_t$ ) |         | ANGOLO DI ATTRITO ( $\varphi$ , °) |         | RUGOSITA' (°) |
|------------------|--------------------------------------|---------|-------------------------------------------|---------|------------------------------------|---------|---------------|
|                  | Media                                | Dev.st. | Media                                     | Dev.st. | Media                              | Dev.st. | Dev.st.       |
| AMMASSO ROCCIOSO | 0.35                                 | 0.05    | 0.85                                      | 0.05    | 31.00                              | 2.00    | 0.00          |
| DETRITO          | 0.30                                 | 0.10    | 0.45                                      | 0.10    | 38.00                              | 5.00    | 0.00          |

Tabella 8: Parametri elastici e di resistenza dei materiali costituenti le superfici morfologiche valutate.

### **4.6.3 Definizione dei materiali costituenti le superfici morfologiche**

Le sezioni di valutazione sono state suddivisi nei materiali precedentemente caratterizzati al fine di attribuire le caratteristiche elastiche e meccaniche di resistenza a ciascun tratto morfologico. Per ciascuna sezione si è pertanto proceduto ad attribuire le caratteristiche:

- dell'“ammasso roccioso” al versante roccioso medio-superiore che si presenta con acclività superiore a 60° o corrisponde ai gradoni residuali costituenti la tecchia;

del “detrito al tratto basale ove si riconosce la presenza di materiale incoerente eterogeneo ivi accumulato quale area di precedente scarico.

### **4.6.4 Definizione dei “Seeders”**

Il “seeders” è stato arbitrariamente definito dal momento che, per condizioni di stabilità o geostrutturali, rappresenta il potenziale punto o linea di distacco del materiale roccioso che si avvia a crollare lungo il versante.

In considerazione delle precedenti analisi deterministiche, si è scelto di attribuire tale vulnerabilità ad una polilinea coincidente con il versante ad elevata acclività soprastante i gradoni residuali/relitti mediante l'addizione delle “line seeders” nel modello.

Durante l'attribuzione si è potuto definire la massa (in Kg) degli elementi da valutare durante il crollo e le iniziali condizioni cinematiche (velocità orizzontale, verticale e radiale).

In relazione alle attuali condizioni di equilibrio in cui riversa il versante si è deciso di ipotizzare le masse in condizioni iniziali di velocità nulla, e vista l'eterogeneità degli elementi potenzialmente instabili, si è deciso di eseguire un'analisi parametrica considerando, per ciascuna sezione, elementi aventi rispettivamente masse di 1'000 e 10'000 Kg, ovvero di dimensioni variabili in un intervallo compreso tra 0.37-3.70mc.

### **4.6.5 Modellazione Statistica**

Per la sezione rappresentativa si è provveduto a eseguire quattro analisi statistiche in relazione alla variabilità delle dimensioni dei massi in crollo.

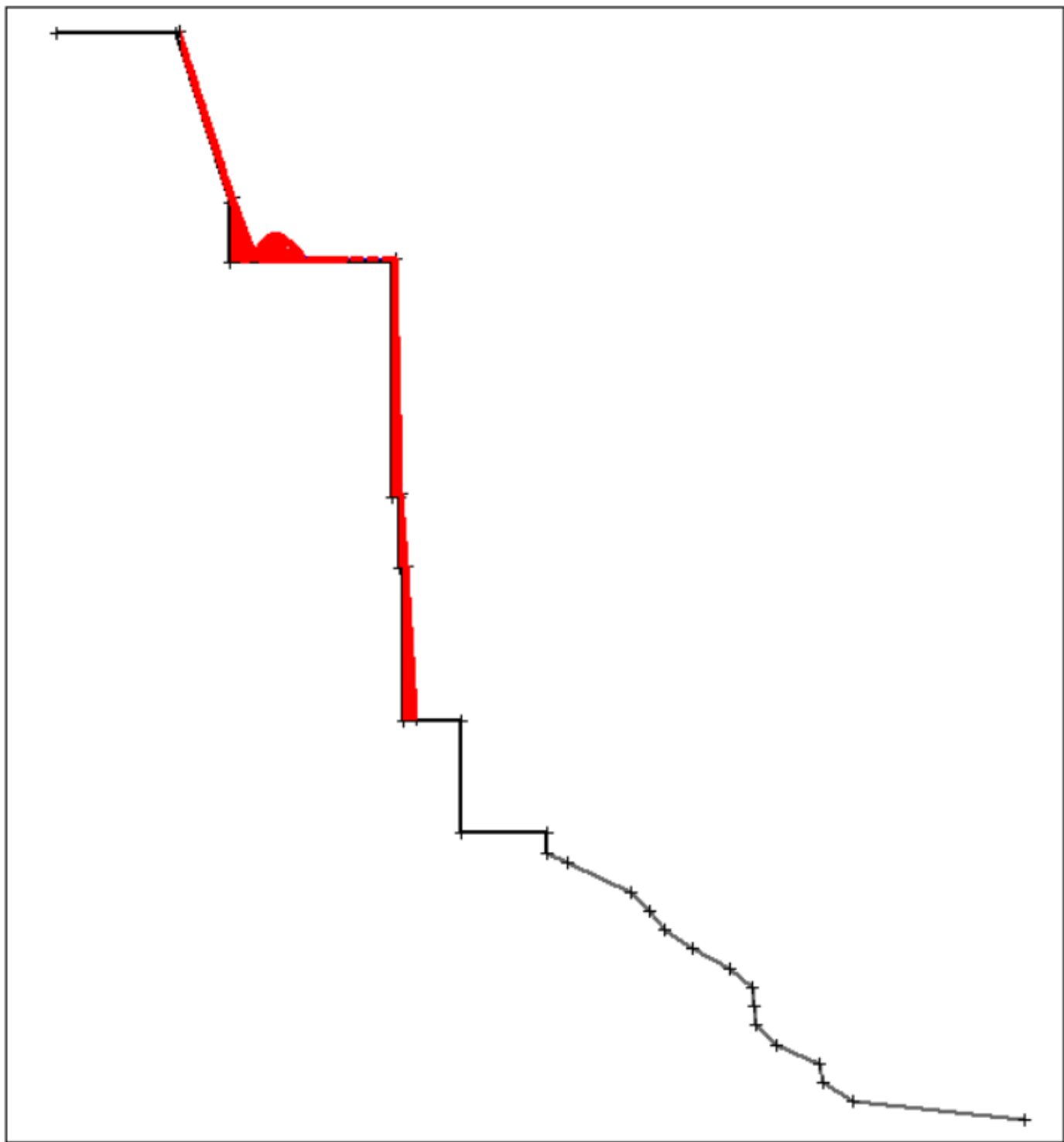
Al fine di aumentare la valenza statistica del modello, ciascuna computazione ha elaborato il crollo di 1'000 elementi lungo la “line seeders”.

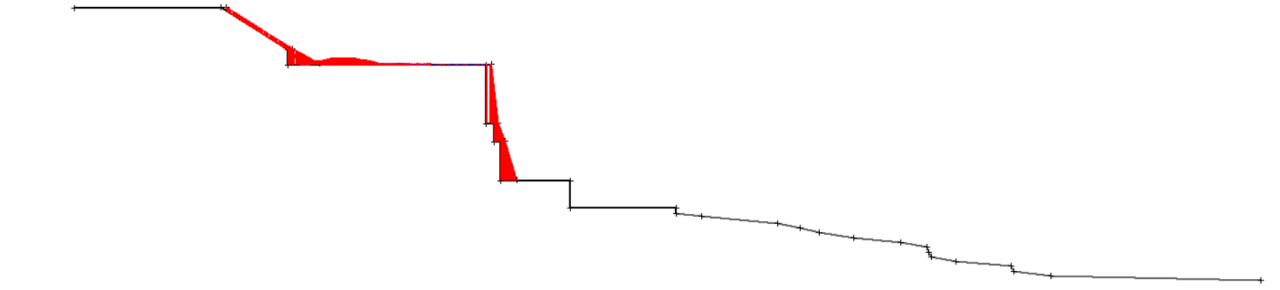
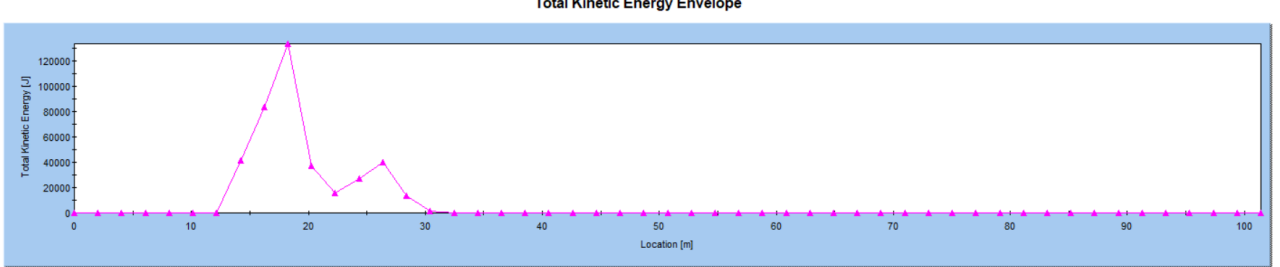
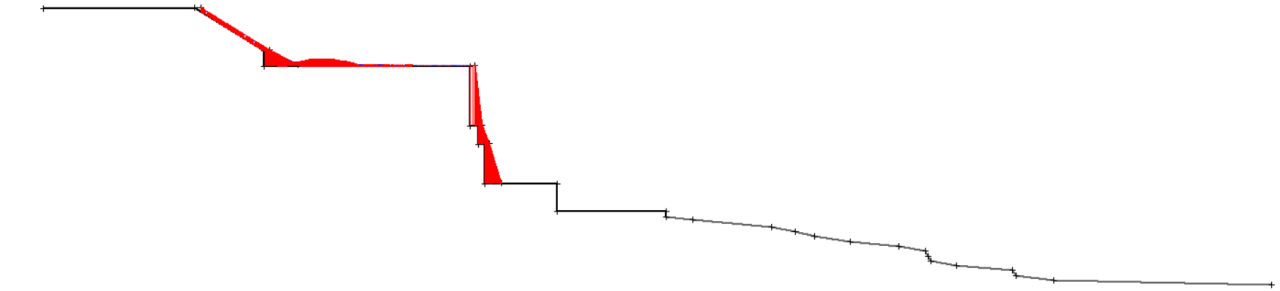
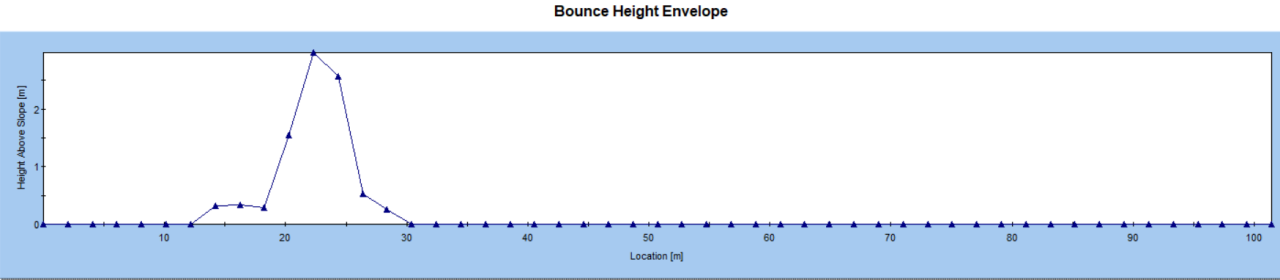
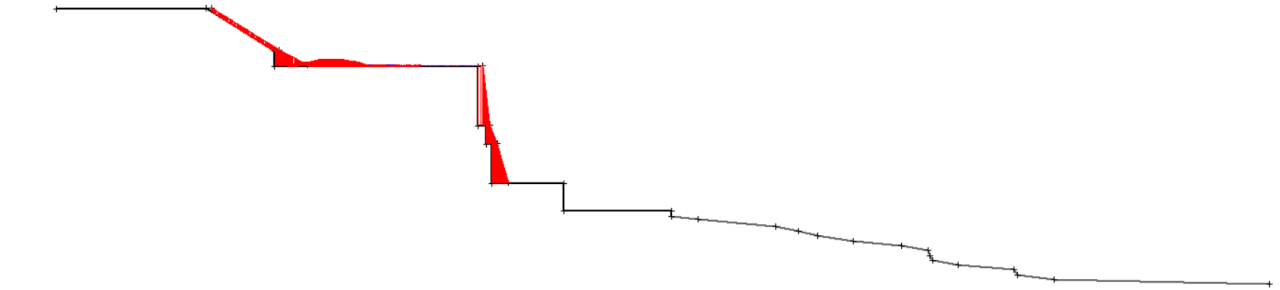
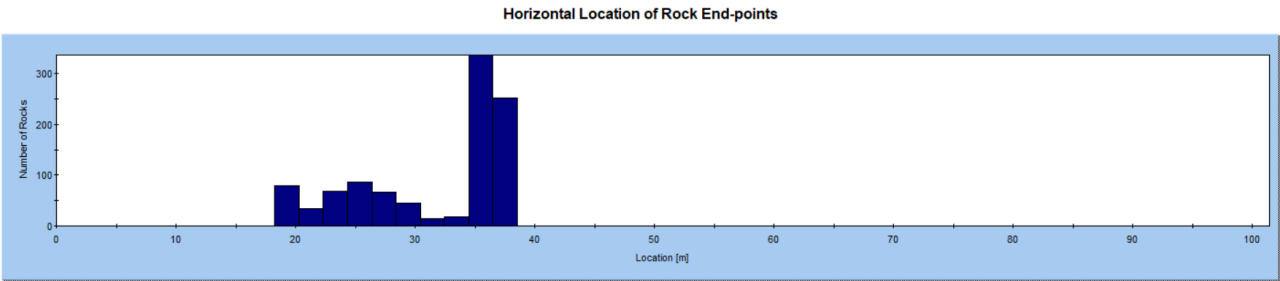
Per le forme e le grandezze in gioco si è inoltre deciso di trascurare la resistenza dell'aria al moto.

### **4.6.6 Restituzioni Grafiche**

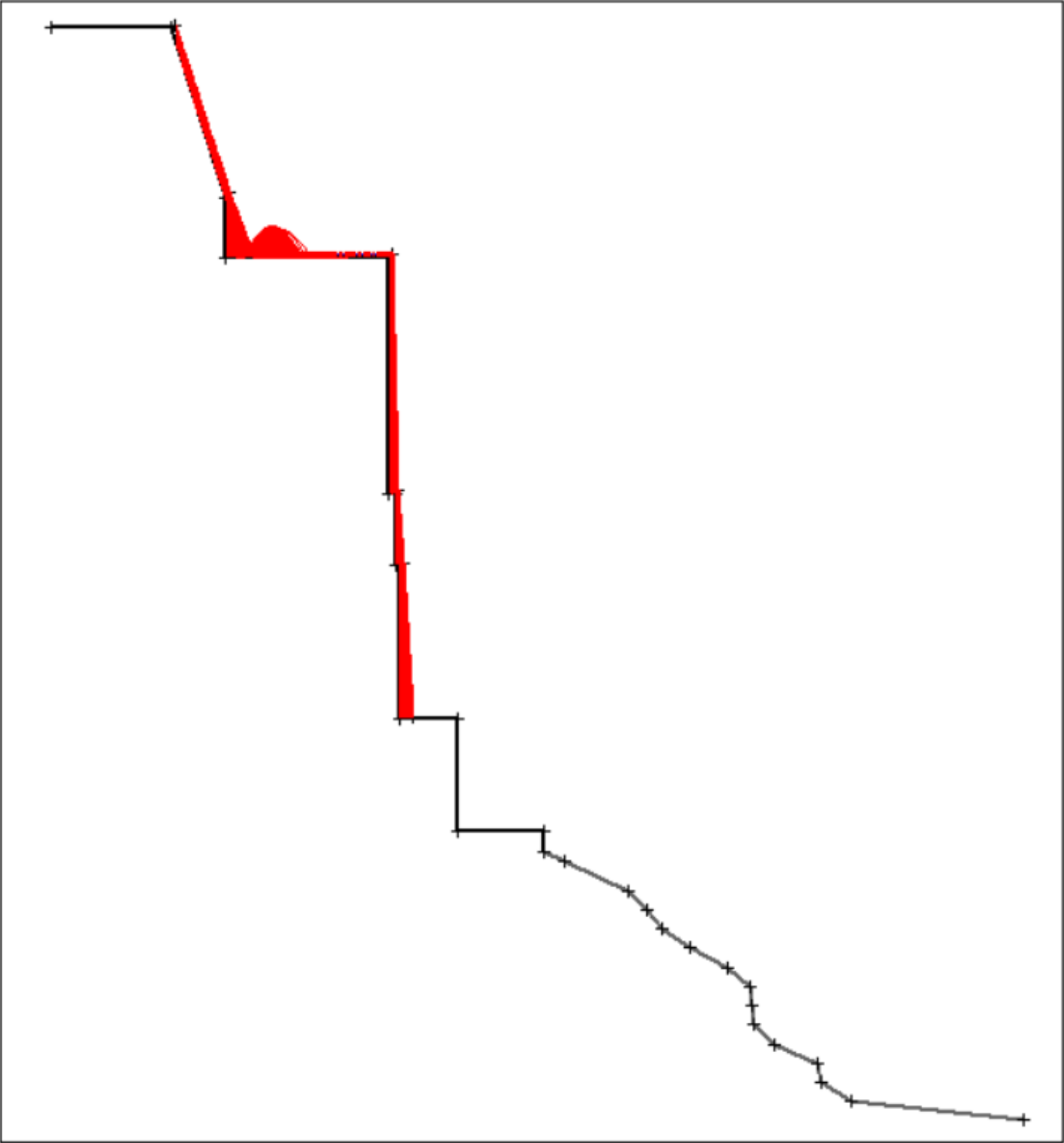
Di seguito si allega, per ciascuna sezione e massa computata, le traiettorie di potenziale crollo roccioso e

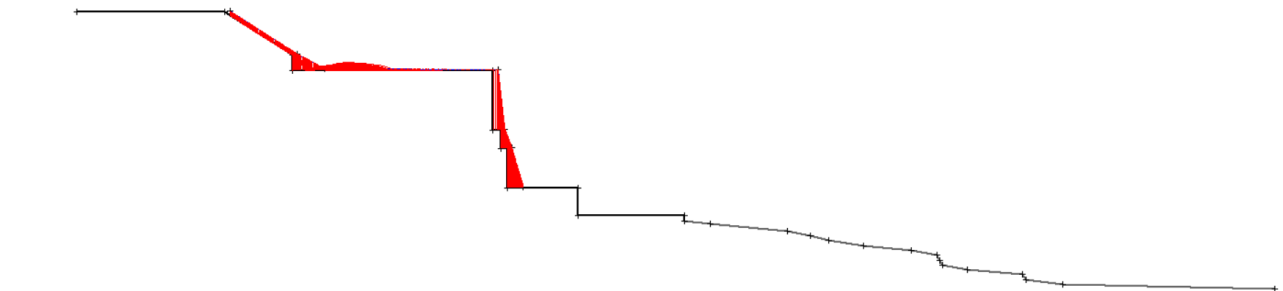
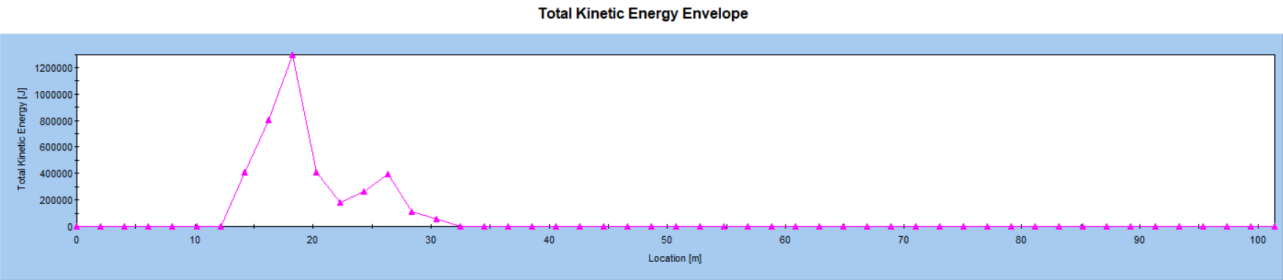
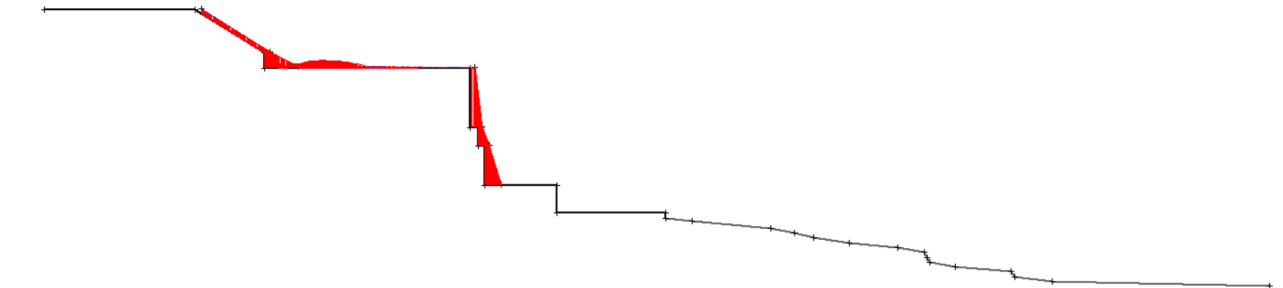
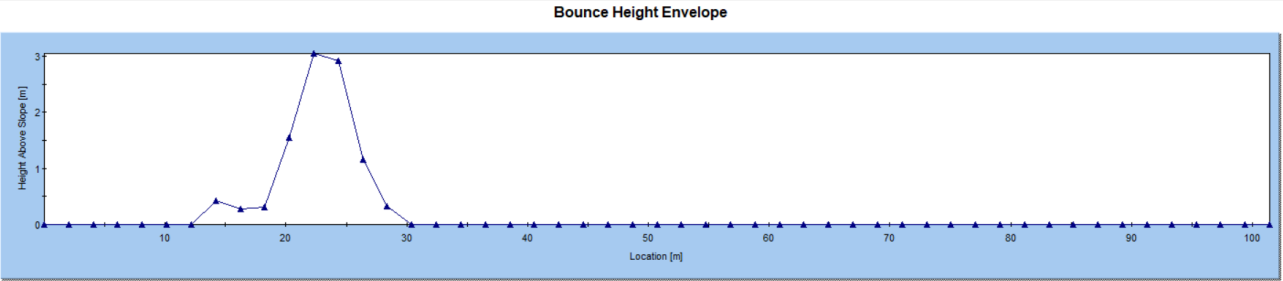
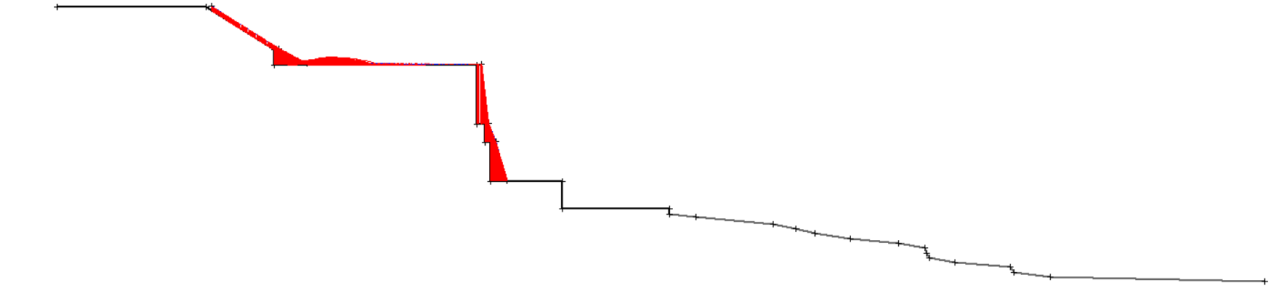
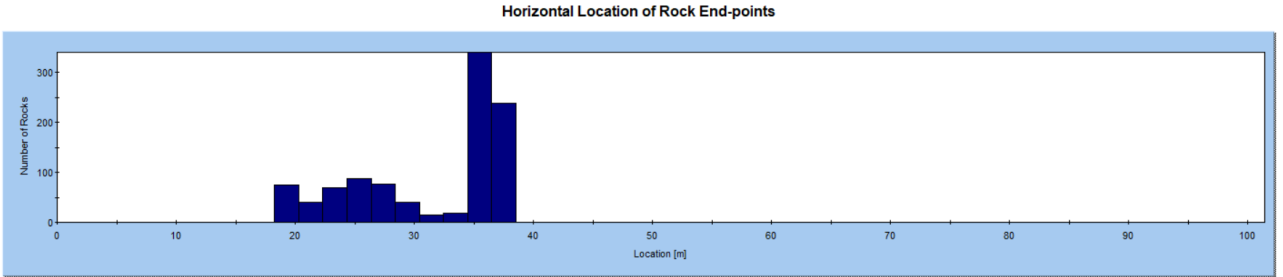
SEZIONE 1  
VOLUME 1'000Kg



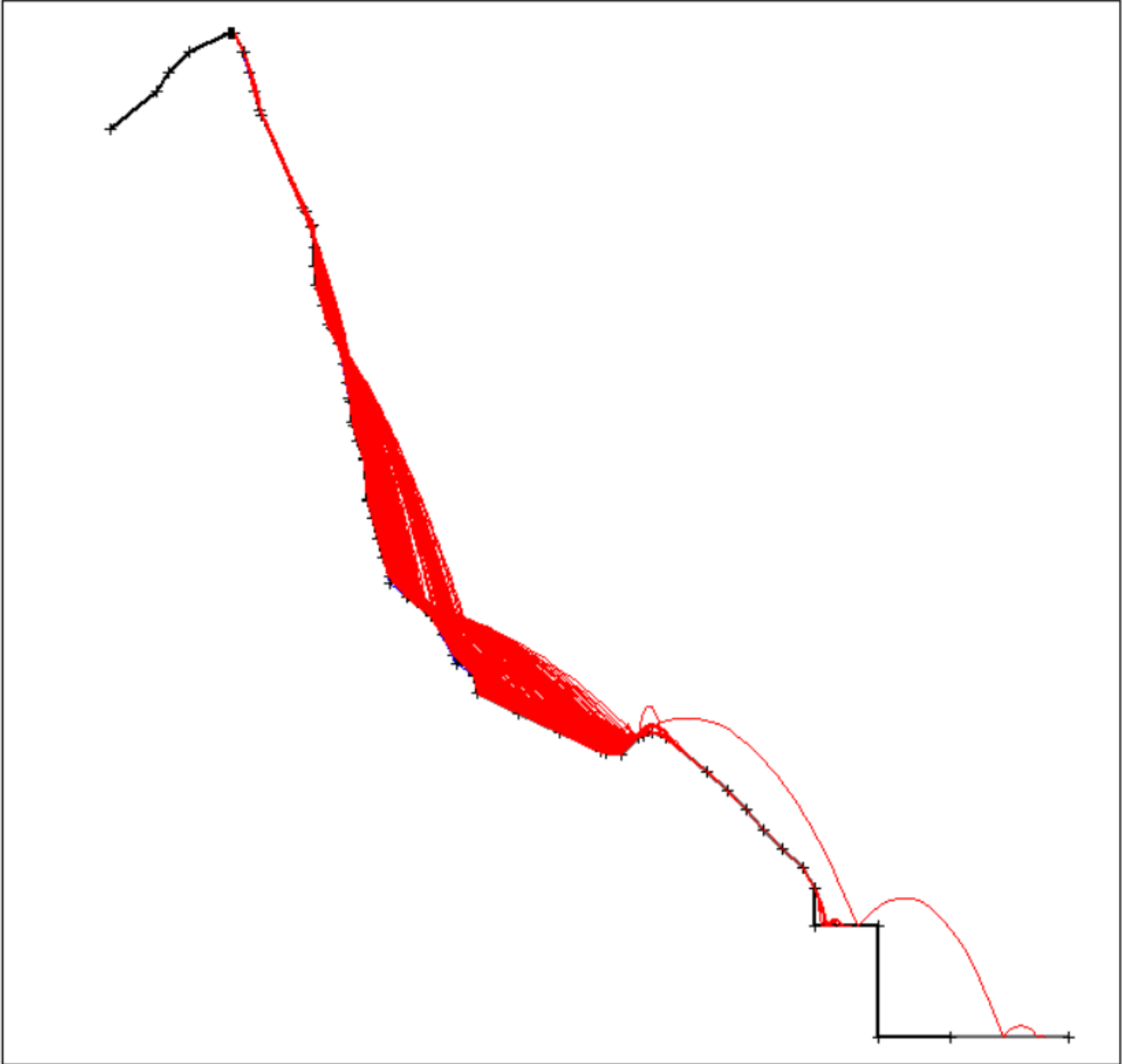


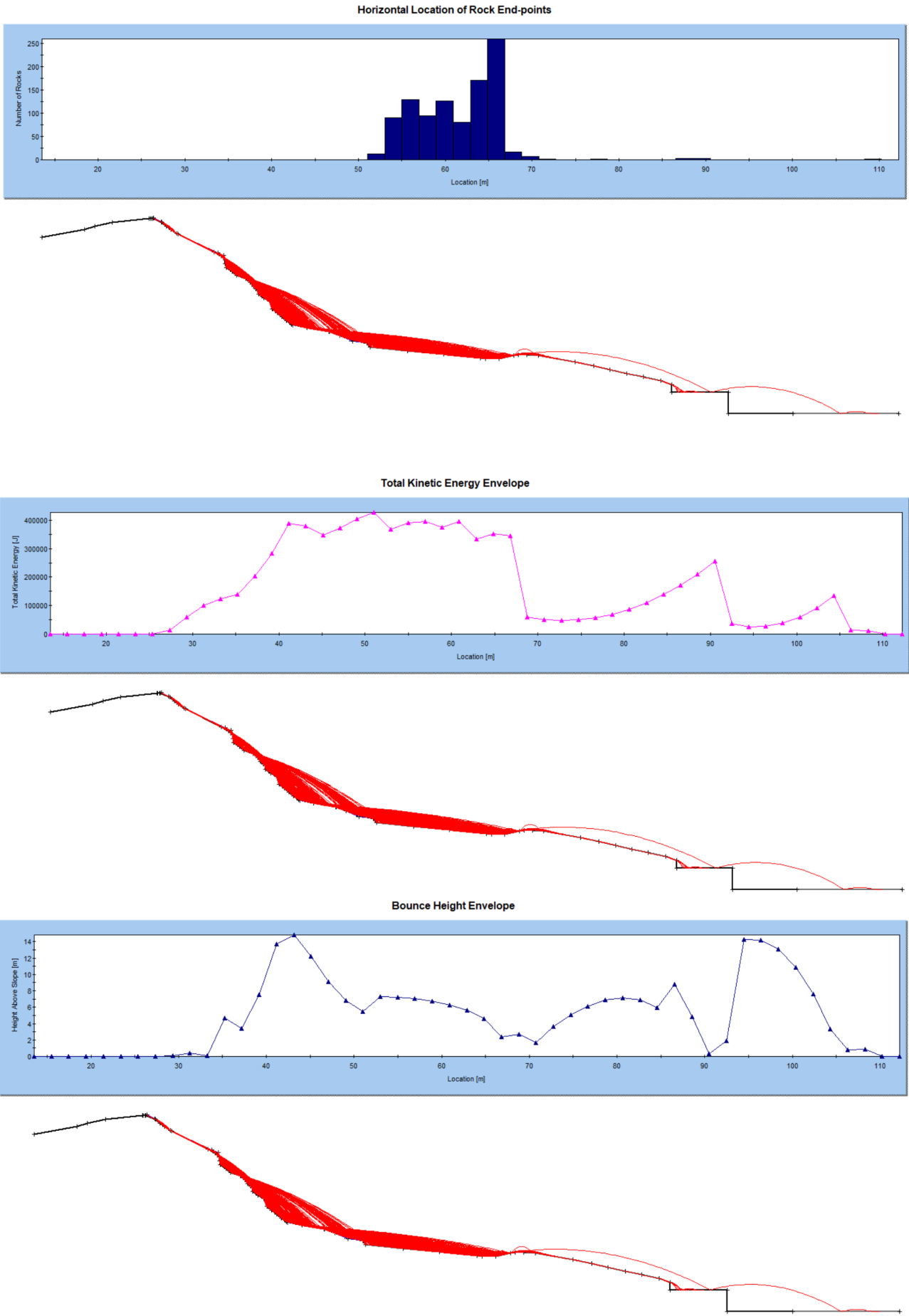
SEZIONE 1  
VOLUME 10.000Kg



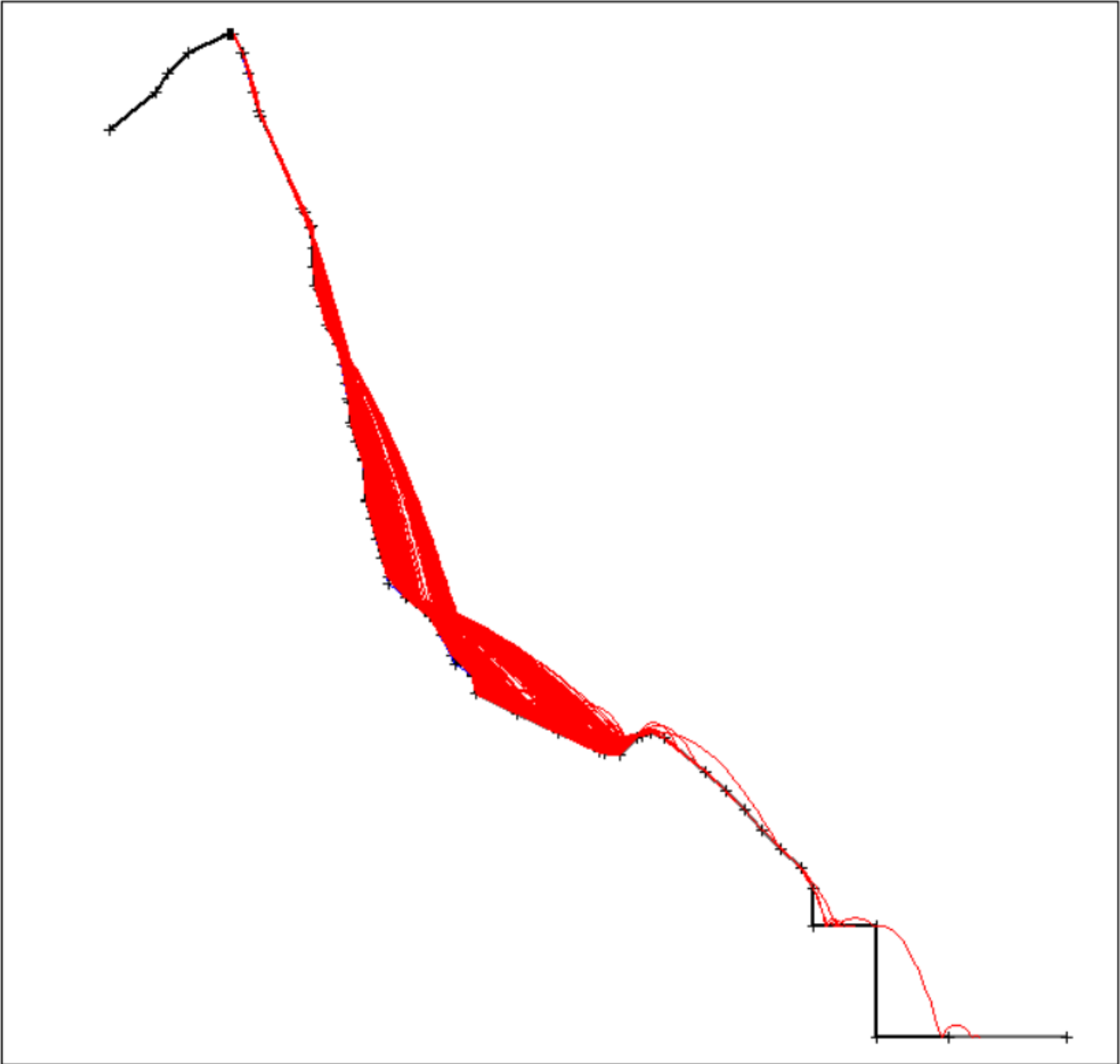


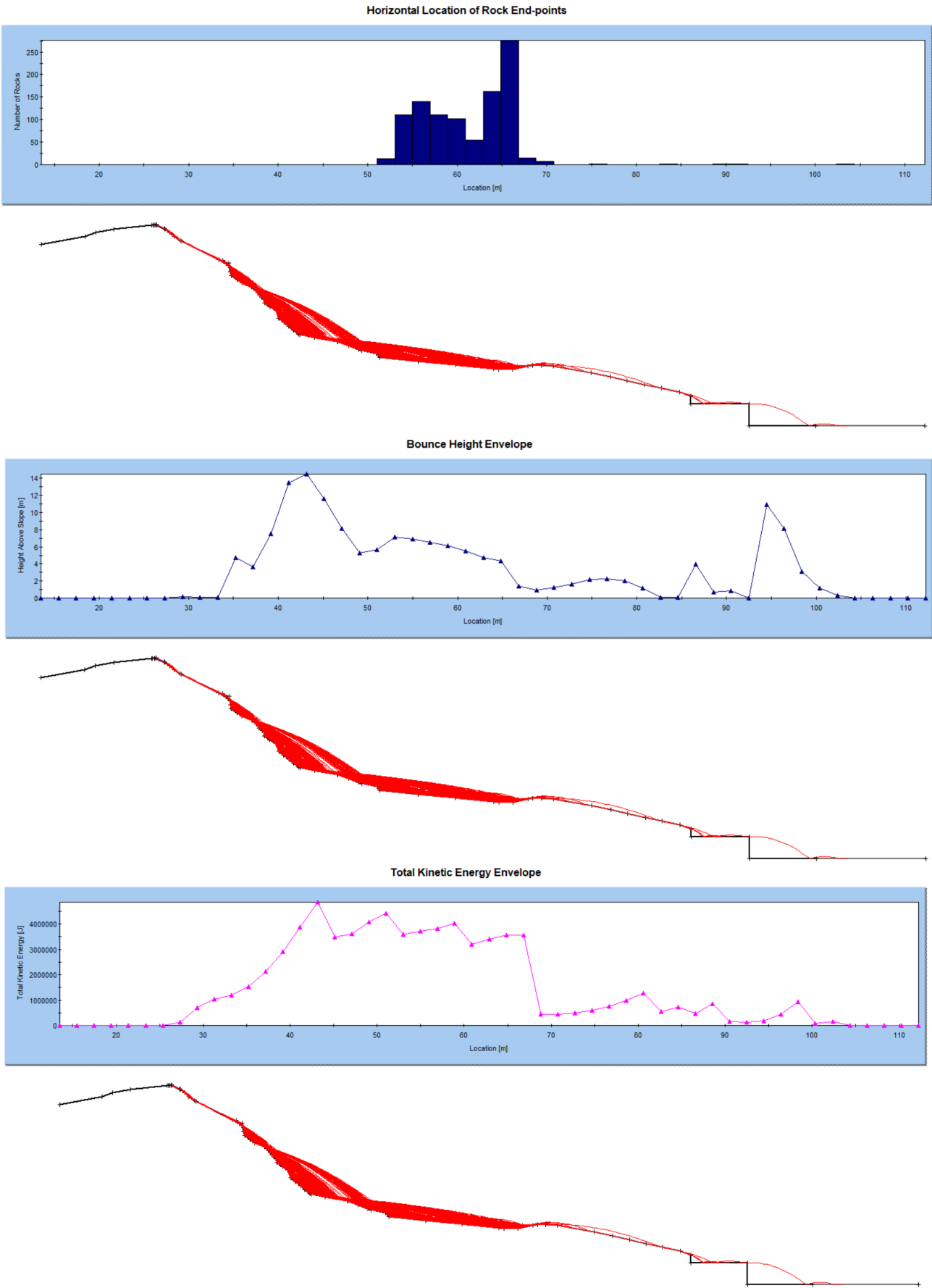
SEZIONE 2  
VOLUME 1.000g



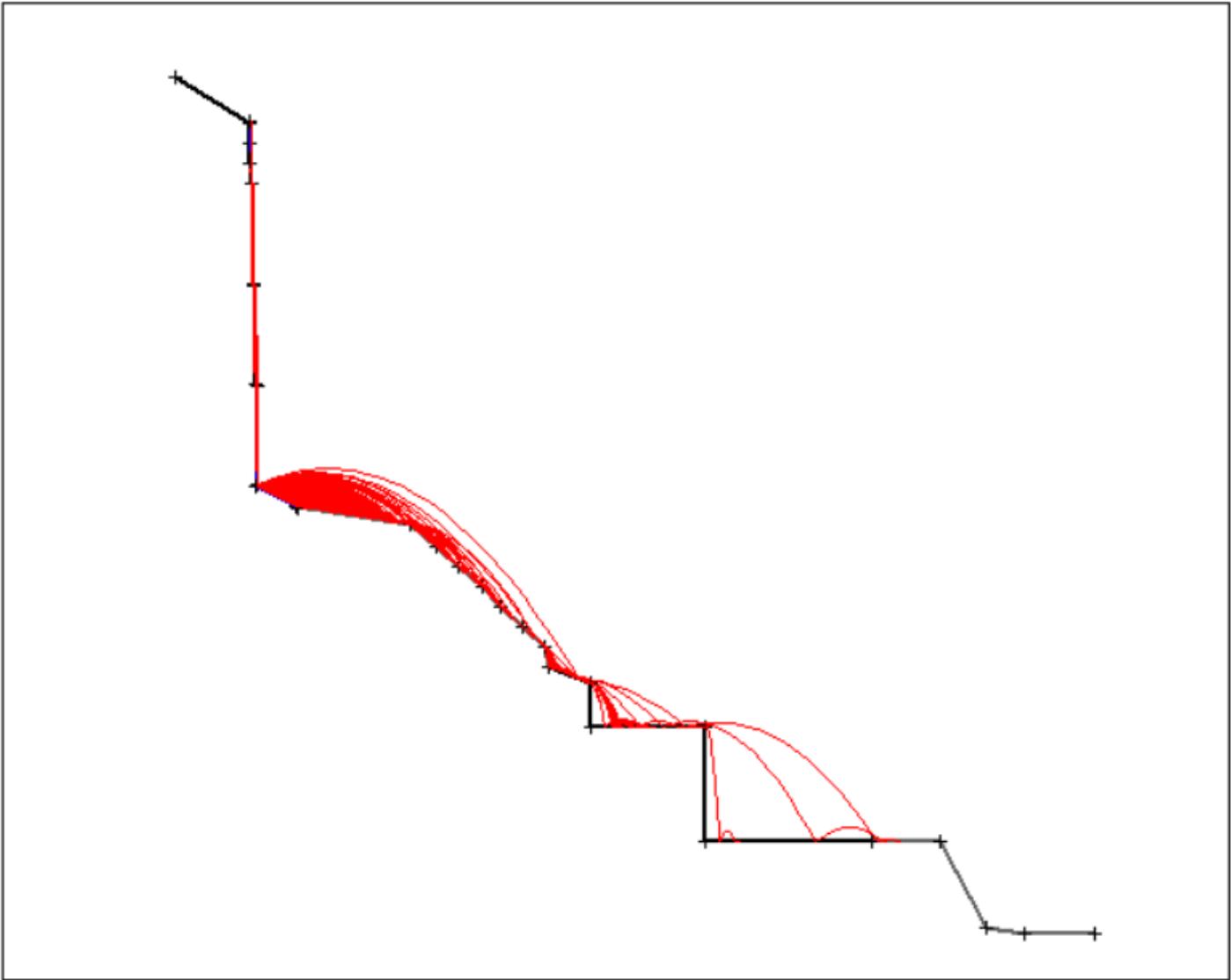


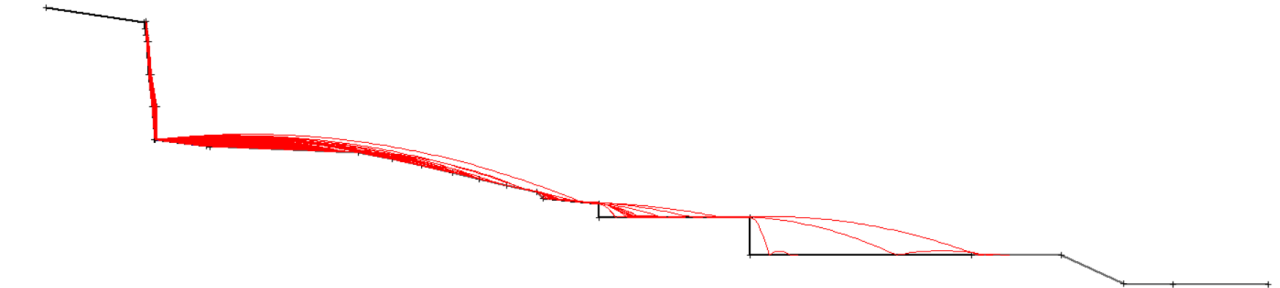
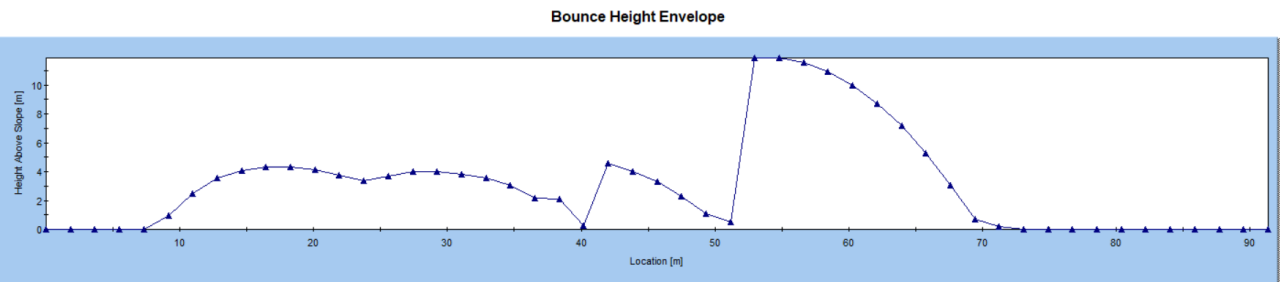
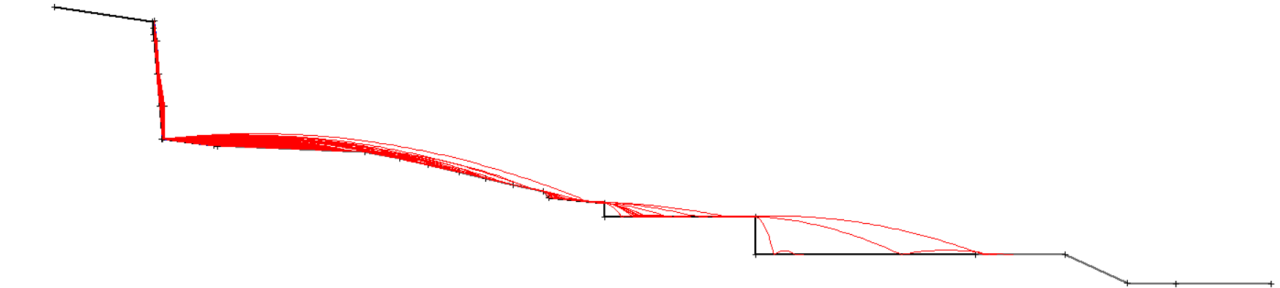
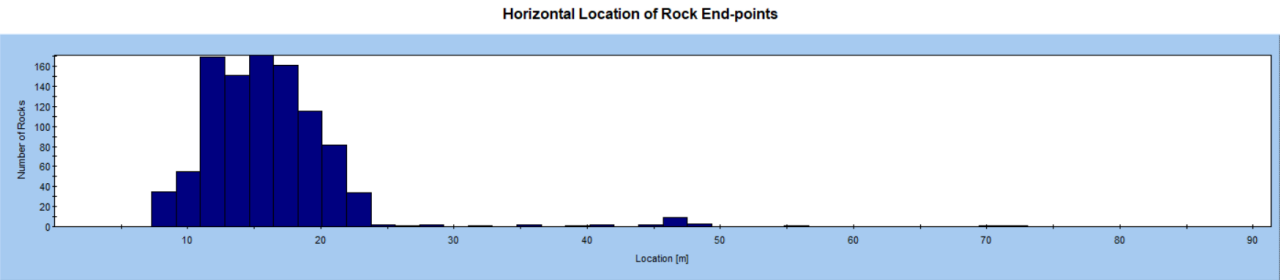
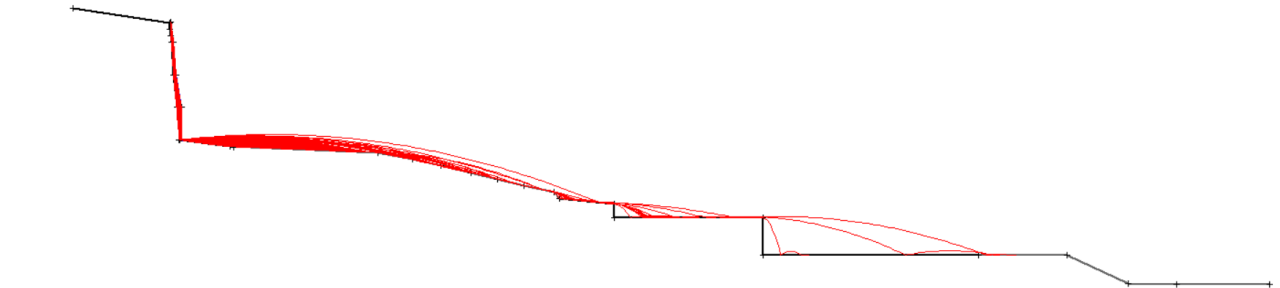
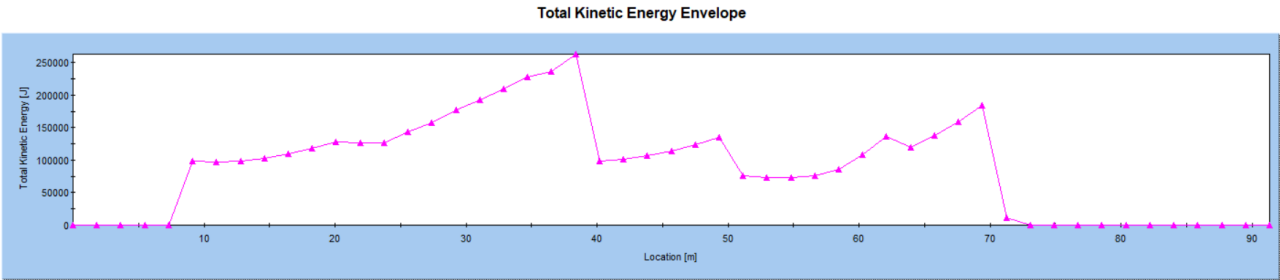
SEZIONE 2  
VOLUME 10'000Kg



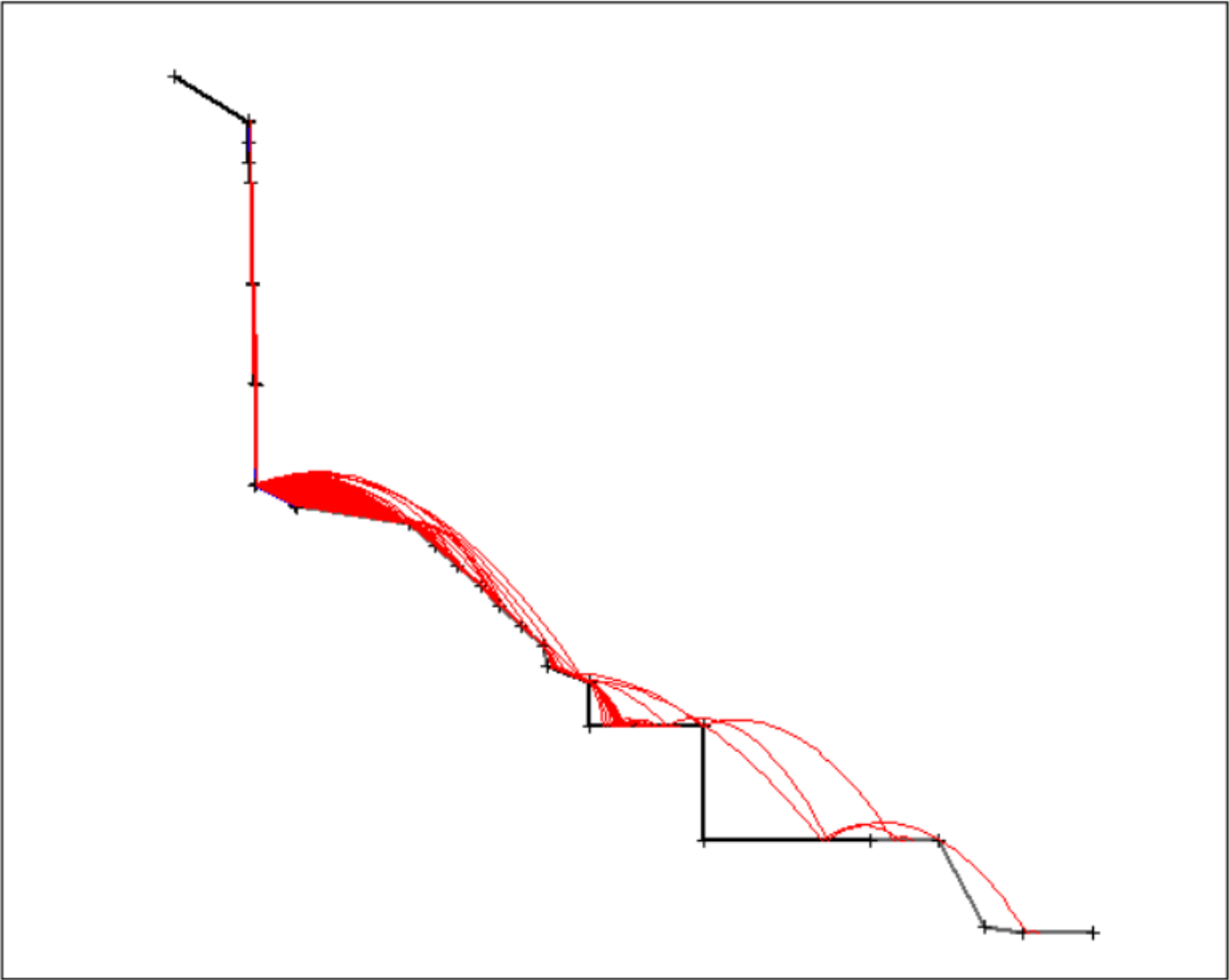


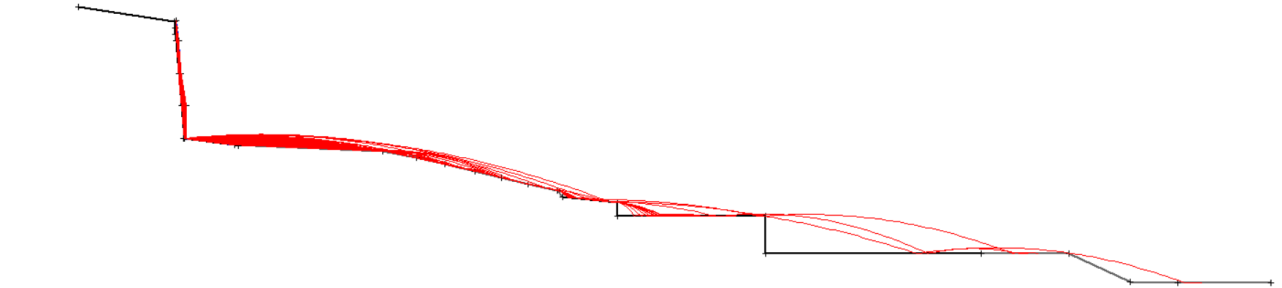
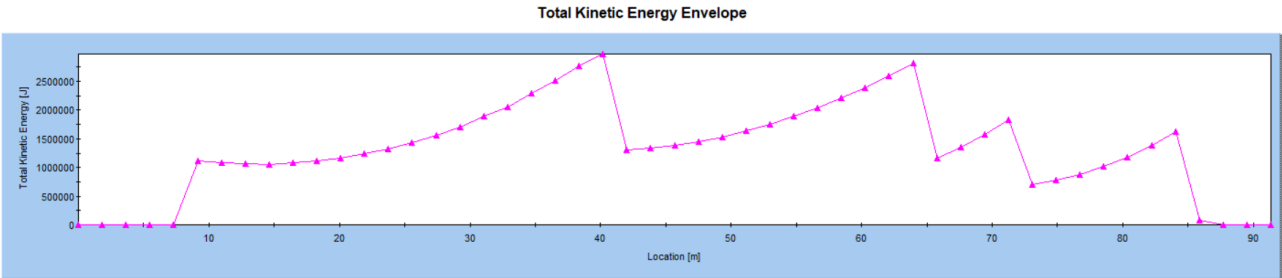
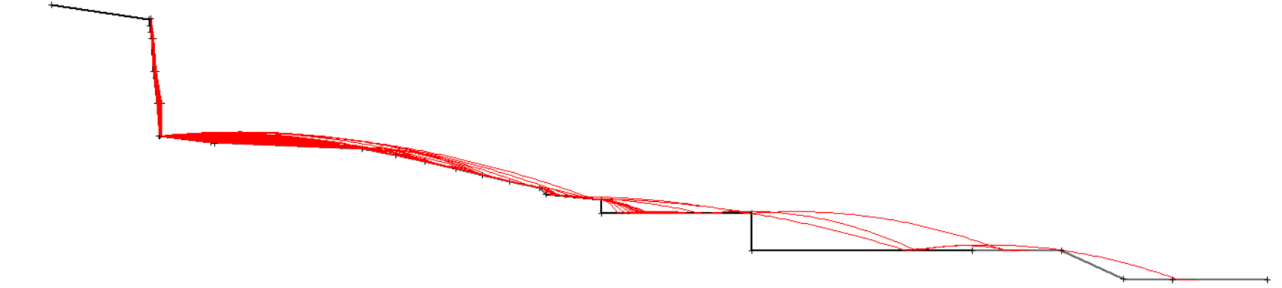
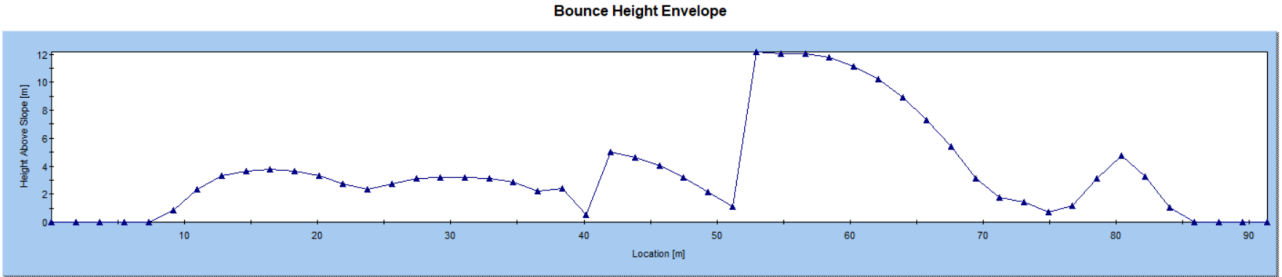
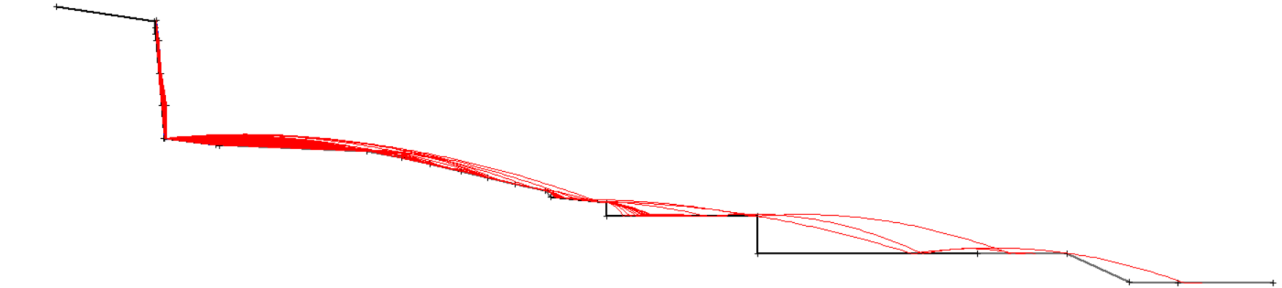
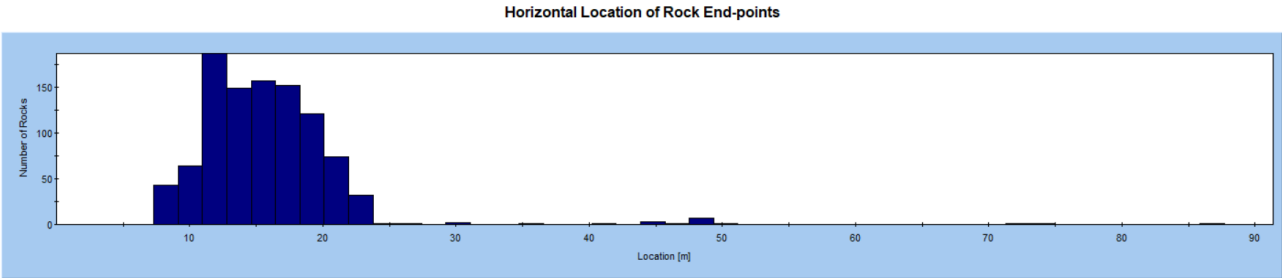
SEZIONE 3  
VOLUME 1'000Kg





**SEZIONE 3**  
**VOLUME 10'000Kg**





4.6.7 Considerazioni Conclusive

Le restituzioni grafiche hanno permesso di definire, mediante gli istogrammi:

- “Rock End-points” la distanza massima percorsa dal masso in crollo lungo il profilo topografico analizzato;
- Bounce Height Distribution l’altezza raggiunta dai massi in crollo, rispetto alla superficie morfologica, lungo il profilo topografico analizzato;
- Total Kinematic Energy Distribution, l’energia cinetica posseduta dai massi lungo la traiettoria di crollo.

La redazione degli istogrammi di ciascuna sezione evidenziano che:

- la sezione 1-1’ non presenta rischi particolari dal momento che i massi in crollo si fermano sulle bancate residuali superiori senza mai raggiungere il conoide detritico;
- Nella sezione 2-2’ oltre il 99% dei casi si fermano sulla riesta detritica di protezione mentre solo 7 casi su 2000 raggiungono il gradone di q.416.0m s.l.m. e solo 2 casi su 2000 il gradone di q.404.6m s.l.m.. con altezze comunque sempre inferiore a 2m dal p.c. ed energia cinetica inferiore a 1’000KJ.
- Nella sezione 3-3’ oltre il 99% dei casi si fermano sul gradone di q.416.0m s.l.m., mentre solo 8 casi su 2000 raggiungono il gradone di q.404.6m s.l.m. e solo 1 caso su 2000 il conoide detritico sottostante con altezze comunque sempre inferiore a 2m dal p.c. ed energia cinetica inferiore a 1’500KJ.

Tali valori, evidenziano che l’intervento di consolidamento che presenta il miglior rapporto costi benefici è indubbiamente l’installazione di un’ulteriore riesta detritica di altezza minima 3.0m sul gradone di q.404.6m s.l.m..

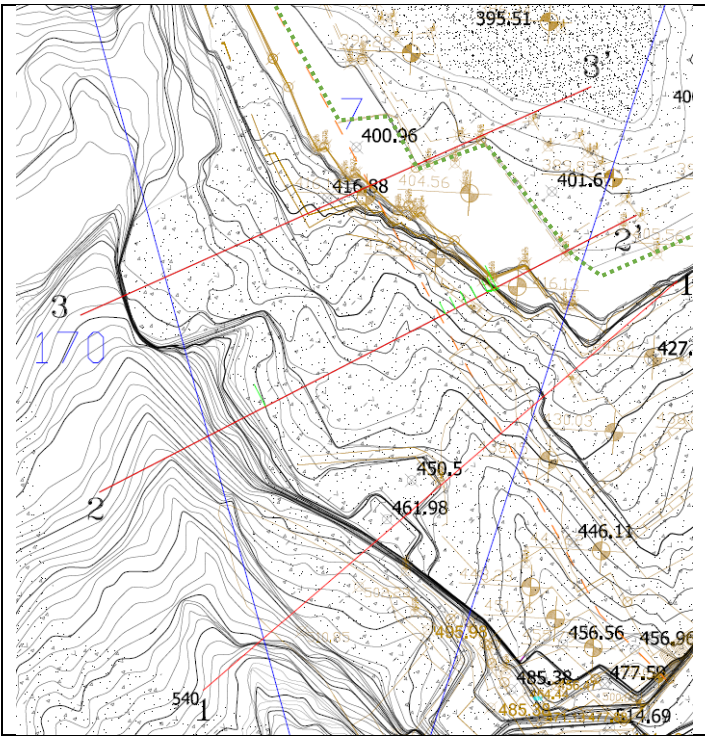


Figura 8: Stralcio planimetrico con indicate le sezioni rappresentative di valutazione caduta massi e fascia di collocazione di riesta detritica di altezza 3.0m.

Carrara 01.07.2023

Il Legale Rappresentante  
Sig. Franco BARATTINI

*Barattini Franco*

I TECNCI  
Per quanto di loro competenza  
Il Geologo  
Dott. Fiorenzo DUMAS



L’Ingegnere  
Dott. Giacomo DEL NERO

