Firmato digitalmente da
cesare ferrero
CN = ferrero cesare
O = Ordine Regionale Geologi Liguria
C = IT

COMUNE DI CIPRESSA
- Provincia di Imperia -

CAVA PIAN DEL BUE

PROGETTO DI VARIANTE
AL PIANO DI COLTIVAZIONE

RELAZIONE GEOLOGICA, IDROGEOLOGICA, GEOTECNICA E MINERARIA

Committente:

CAVE LITTARDI S.r.l.
Viale Matteotti, 17 – 18100 Imperia



Savona, agosto 2024

Sommario

1. PREMESSA 3

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE 7

4. VINCOLI DI CARATTERE GEOLOGICO 9

5. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO E STRUTTURALE 10

5.1 Geomorfologia, idrografia, litologia e geologia-strutturale dell'area vasta 10

5.2 Caratteristiche di dettaglio dell'area di cava 15

5.3 Caratteristiche idrogeologiche e carsismo 20

6. RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO 21

6.1 Analisi strutturale dell'ammasso roccioso 21

6.2 Caratteristiche di resistenza delle discontinuità. 25

6.3 Classificazione geomeccanica e criteri di rottura dell'ammasso roccioso 29

6.4. I materiali sciolti 33

7. INDAGINI GEOFISICHE 36

7.1 Geoelettrica multielettrodo e sismica a rifrazione: cenni teorici 37

7.1.1 Geoelettrica multielettrodo (ERT) 37

7.1.2 Sismica a rifrazione (SIS) 37

7.2 Strumentazione utilizzata ed elaborazione dati 37

7.3 Esiti delle indagini 38

7.3.1 Sezione A1-A2 39

7.3.2 Sezioni B1-B2 e C1-C2 41

7.3.3 Sezione D1-D2 44

7.3.4 Sezioni E1-E2 e F1-F2 45

8. MODELLO GEOLOGICO-STRUTTURALE DELL'AREA DI CAVA 47

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA 48

9.1 Classificazione sismica 48

9.2 Zonazione sismogenetica e pericolosità sismica 48

9.3 Pericolosità sismica specifica del sito 50

10. PROPOSTA DI VARIANTE AL PIANO AUTORIZZATO 53

11. ANALISI DEI CINEMATISMI E MECCANISMI DI INSTABILITA' 55

11.1 Generalità 55

11.2 Test di Markland 56

11.3 Risultati dei test di Markland 59

11.4 Considerazioni conclusive 65

12. VERIFICHE DI STABILITÀ 66

12.1 Stati limite 66

12.2 Parametri di progetto 66

12.3 Metodi di calcolo 66

12.4 Gradoni: analisi di scivolamento planare 67

12.5 Gradoni: Analisi di scivolamento di cunei 69

12.6 Stabilità dei gradoni: considerazioni conclusive 73

12.7. Stabilità globale alla scala dell'intero fronte di scavo 73

12.7.1 Stati limite 73

12.7.2 Parametri di progetto settore Nord 74

12.7.3 Parametri geotecnici di progetto settore Sud 74

12.7.4 Metodologia. 75

12.7.5. Risultati 81

12.8 Stabilità dei fronti alla scala dei gradoni e dell'intero versante: considerazioni conclusive 92

13. SISTEMAZIONE FINALE E RECUPERO AMBIENTALE 93

13.1 Morfologia del rilevato e caratteristiche dei materiali. 93

13.2 Predisposizione delle aree di base e di appoggio del rilevato 94

13.3 Caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il rilevato 94

13.4 Caratterizzazione sismica 95

13.5 Verifiche di stabilità 96

13.6 Risultati 97

14. RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE: PRESCRIZIONI 106

15. GESTIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI IN FASE DI SCAVO E DI RIPORTO 106

16. CONCLUSIONI 107

RELAZIONE TECNICA

1. PREMESSA

La Società Cave Littardi S.r.l. intende realizzare un Progetto di variante sostanziale al piano di coltivazione della cava di calcare flyschoide "Pian del Bue", sita nell' omonima località in Comune di Cipressa.

La cava ha iniziato l'attività estrattiva all'incirca negli anni '90, sviluppando l'estrazione di rocce calcaree al fine di produrre inerti per usi edili-stradali e massi per la realizzazione di difese spondali fluviali e/o marine.

Durante la coltivazione, in corrispondenza del fronte estrattivo sud, nell'aprile 2015 è intervenuto un fenomeno gravitavo che ha comportato l'emanazione di un provvedimento cautelativo di sicurezza ai sensi dell'art 674 del DPR 128/59 nell'aprile 2015.

L'escavazione nel settore Sud veniva quindi sospesa e a tale provvedimento è seguita la progettazione e l'esecuzione di messa in sicurezza, mediante la creazione di un importante rilevato in terra e roccia da scavo di contrasto al piede del fronte estrattivo. Contestualmente è stata avviata una campagna di monitoraggi che ha registrato il movimento della massa superficiale fino all'aprile del 2018, esauriti completamente a partire dal gennaio 2020 e confermati dalla prosecuzione del monitoraggio fino al 2022.

Nel frattempo è intervenuta l'approvazione del nuovo piano Cave (maggio 2020) che prevedeva, tra l'altro, un piccolo ampliamento a sud dell'areale di cava per consentire la corretta ricomposizione ambientale anche di una piccola porzione che era stata oggetto di movimentazioni terra connesse all'attività estrattiva, al fine di coordinare al meglio il progetto di ricomposizione morfologica.

La presente proposta nella sostanza prevede l'abbandono totale della escavazione nel settore Sud dell'area di cava e a migliorare gli aspetti connessi alla buona gestione dell'attività estrattiva sotto il profilo della stabilità dei fronti e della sicurezza per gli operatori nel settore Nord.

Vengono nella fattispecie implementate le tematiche ambientali e dell'utilizzo delle risorse, con una ricomposizione morfologica del sito ad attività estrattiva esaurita che tenderà a ricostruire una morfologia simile a quella del versante originario, pervenendo ad una sistemazione finale e ad un ripristino ambientale con una configurazione che consentirà l'inserimento armonico nel contesto paesistico.

Lo scrivente ha così ricevuto incarico di sottoporre a indagine geologica la cava e l'area al contorno al fine di fornire il contributo di carattere geologico e geotecnico a supporto del progetto di variante, elaborato in collaborazione con il Per. Ind. Edile Robert Borra, e con il Geom. Renato Savigliano, per poter provvedere al miglior sfruttamento delle risorse esistenti senza compromettere l'equilibrio geomorfologico dei versanti, minimizzare l'impatto e contestualmente recuperare ambientalmente l'area.

Il lavoro, nel suo complesso, ha compreso le seguenti attività di indagine:

- ricerca bibliografica e cartografica;

- analisi e verifica della documentazione geologica redatta in precedenza e inerente la cava, il programma di coltivazione approvato e gli interventi di messa in sicurezza dell'area interessata dal fenomeno franoso;

- aggiornamento e attualizzazione dei dati del rilevamento geologico, geomorfologico e idrogeologico della zona con nuovi sopralluoghi e rilevamenti nell'area di cava e loro rappresentazione sul rilievo topografico e sulle sezioni aggiornate;

- rilievo geomeccanico dell'ammasso roccioso sui fronti di cava;

- esecuzione di una campagna di indagini geofisiche mediante tomografia geoelettrica e sismica a rifrazione in onde P, finalizzata alla definizione dell'assetto litologico-strutturale complessivo dell'area di interesse

- analisi strutturale dell'ammasso roccioso e verifiche di stabilità globale dei fronti di cava e dei gradoni di progetto;

- verifiche di stabilità del nuovo assetto morfologico derivante dall'abbancamento di terre e rocce da scavo;

- analisi dell'assetto idrogeologico derivante dalla nuova conformazione dell'area;

- redazione degli elaborati cartografici e numerici con rappresentazione di tutti gli elementi emersi nel corso dell'indagine;

- redazione della relazione tecnica di commento.

Per gli aspetti relativi all'analisi dei vincoli esistenti nella zona della cava ed al regime normativo a cui risulta sottoposta ai sensi del vigente Piano Territoriale Regionale sulle Attività di Cava, si rimanda alla relazione generale di progetto.

Il presente documento contiene i risultati essenziali dello studio svolto, commenta i contenuti delle risultanze delle diverse verifiche ed elaborati ed espone le problematiche geologico-tecniche ed idrogeologiche emerse.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

IN MATERIA DI PROGETTAZIONE GEOTECNICA

- Decreto Ministeriale 17.01.2018 Testo Unitario –Norme Tecniche per le Costruzioni
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.17 gennaio 2018. Circolare 11 febbraio 2019
- Eurocodice 8 (1998) Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni , strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Eurocodice 7.1 (1997) -Progettazione geotecnica – Parte I: Regole Generali. – UNI
- Eurocodice 7.2 (2002) –Progettazione geotecnica- Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Eurocodice 7.3 (2002) –Progettazione geotecnica- Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI

IN MATERIA DI PREVENZIONE DEL RISCHIO SISMICO

- O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006 – Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone (G.U. n. 108 del 11.05.2006)
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007
- D.G.R. n°216 del 17.03.2017 della Regione Liguria "OPCM 3519/2006 - Aggiornamento classificazione sismica del territorio della Regione Liguria."
- D.G.R. n°535 DEL 18/06/2021 - L.R. 21 luglio 1983, nr. 29. Adozione delle Linee Guida per la Gestione del Territorio in Aree Interessate da Liquefazione (LQ) ed approvazione criteri tecnici integrativi alla DGR 471/2010.

IN MATERIA DI DISCIPLINA DELLE ATTIVITA' ESTRATTIVE

- D.G.R. n° 141 del 15.02.2008 - Linee guida della Regione Liguria per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse
- Legge regionale 05 aprile 2012 n. 12 e succ. mod. ed int.: "Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva";
- Delibera Giunta Regionale n.141 del 05 febbraio 2010: "Modifiche alle Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse di cui alla D.G.R. n.141/2008;
- Delibera Giunta Regionale n.431 del 27 marzo 2015: "Aggiornamento della D.G.R. n. 141 del 05 febbraio 2010".

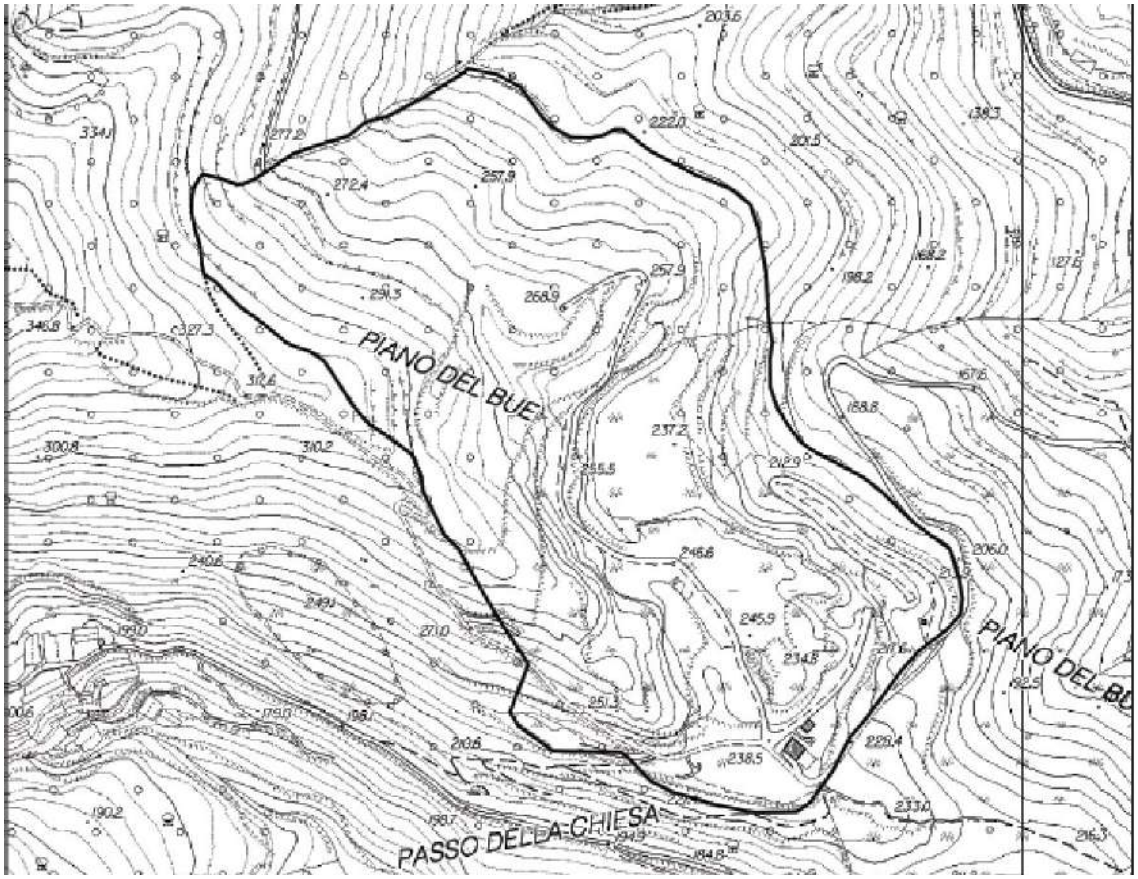
IN MATERIA DI PIANIFICAZIONE E DIFESA DEL SUOLO

- Reticolo Idrografico Regionale adottato con D.G.R. Regione Liguria n. 1280 del 14.12.2023.
- L.R. 14/1990 "Tutela e valorizzazione del patrimonio speleologico".
- D.G.R. n°216 del 17/03/2017 della Regione Liguria
- L.R. n.4/99 "Vincolo Idrogeologico" ed annesse circolari regionali emanate a riguardo

- Piano di Bacino "Torrente San Lorenzo"
- Piano di bacino stralcio Assetto Idrogeologico del distretto idrografico dell'Appennino settentrionale per la gestione del rischio da dissesti di natura geomorfologica
- Piano di Gestione del Rischio Alluvioni dell'Appennino settentrionale

3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TERRITORIALE

La cava di calcare-flyschoide denominata "Pian del Bue" è situata nel Comune di Cipressa, sul versante in sponda orografica destra del Torrente San Lorenzo.



Carta Tecnica Regionale – scala 1:5.000



Foto aerea

La cava è situata a NE della frazione Linguaglietta, a W di loc. Civezza e a S di Torre Paponi; è raggiungibile mediante una strada che si sviluppa a partire dalla strada provinciale SP45, che collega S. Lorenzo al Mare con Roccabruna e che conduce fino alla cava.

Il baricentro della cava secondo l'inquadramento cartografico WGS84 risulta avere coordinate 43°52'27,61 Nord, 7°56'17,24 Est.

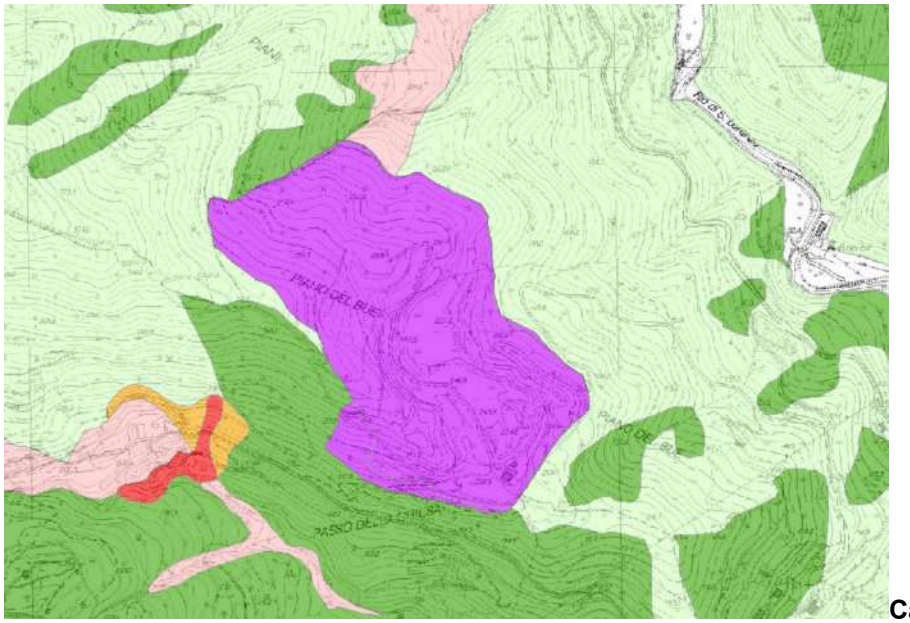
Si tratta di una cava di mezza costa il cui attuale fronte di coltivazione, esposto a NNE, si sviluppa grosso modo fra le quote altimetriche 250 e 300 m sul livello medio del mare.

L'area risulta inserita in zona "ANI-MA" dell'assetto insediativo del PTCP, "Ca" destinata ad attività estrattiva a cielo aperto dell'assetto geomorfologico ed in zona "COL-ISS" dell'assetto vegetazionale.

Il PTRAC 2020 della Regione Liguria classifica l'attività estrattiva tra le cave a cielo aperto con il codice 02-IM.01.

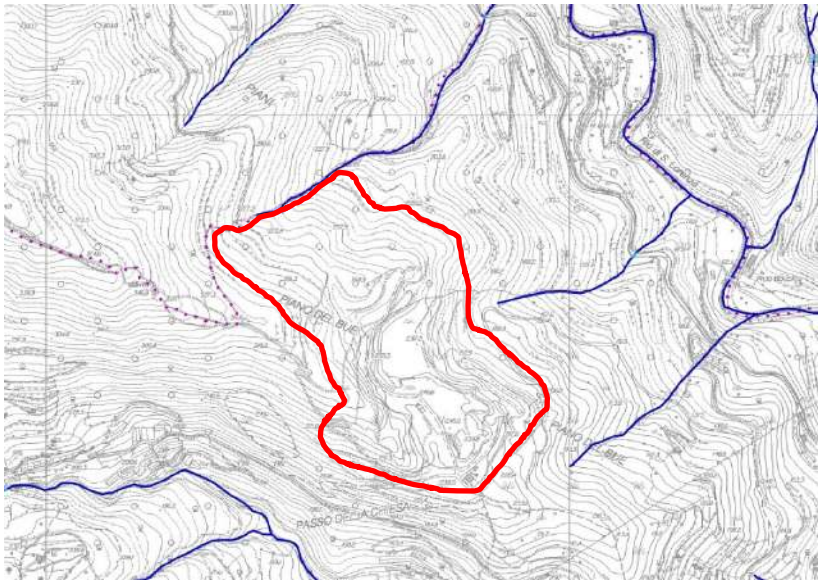
4. VINCOLI DI CARATTERE GEOLOGICO

Per quanto riguarda il Piano di bacino stralcio Assetto Idrogeologico del distretto idrografico dell'Appennino settentrionale per la gestione del rischio da dissesti di natura geomorfologica, più brevemente PAI Dissesti, sulla Carta della Pericolosità l'area è classificata "Area speciale di tipo A – Cava attiva".



Carta della Pericolosità

Circa il Reticolo Idrografico Regionale adottato con D.G.R. N. 1280 del 14/12/2023 si osserva che l'intervento ricade all'esterno della fascia di inedificabilità dei corsi d'acqua più prossimi. La cartografia del reticolo idrografico regionale individua al margine dell'area di cava un corso d'acqua affluente di destra del Torrente San Lorenzo, in fondovalle.



Reticolo idrografico Regionale

L'area rientra tra quelle sottoposte a vincolo per scopi idrogeologici.

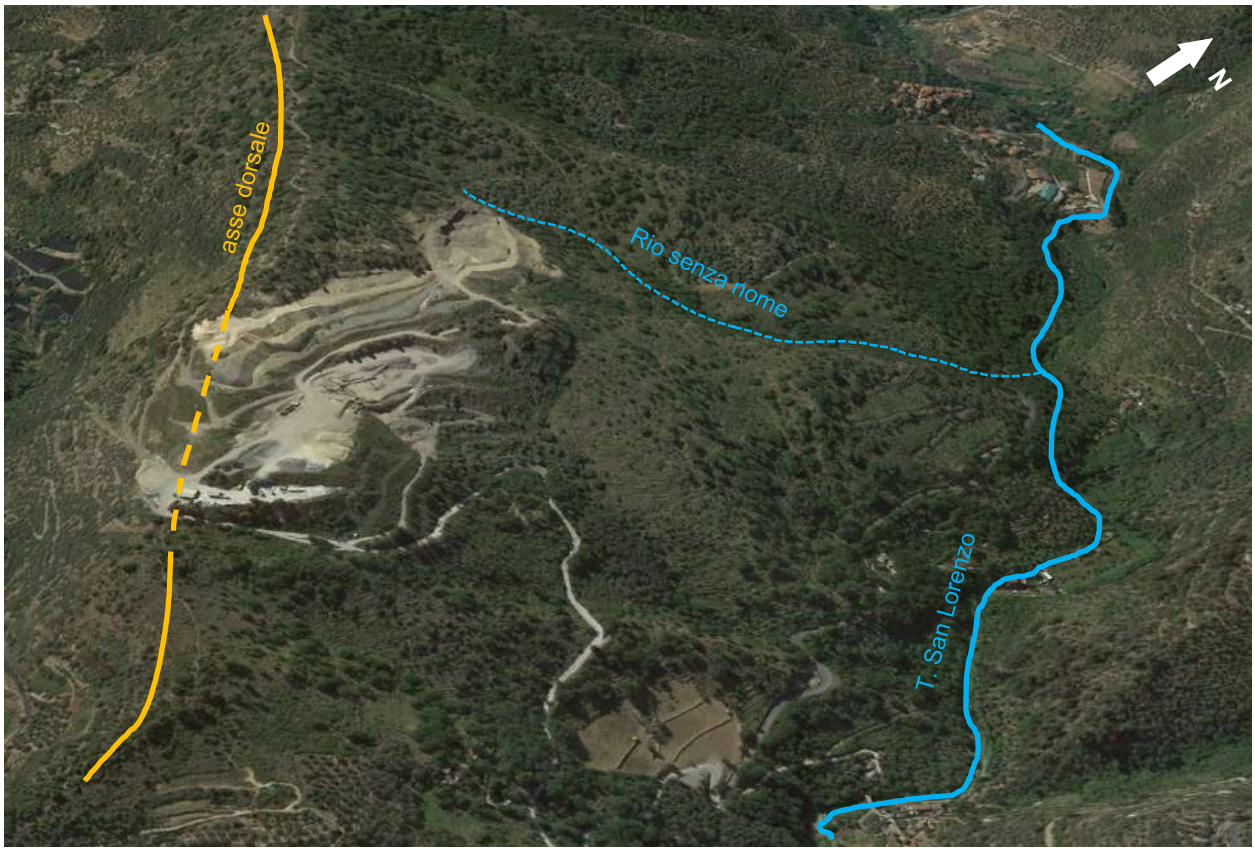
L'area non è inserita all'interno della perimetrazione delle aree carsiche d'interesse regionale, ai sensi della L.R. 14/90 e s.m .

5. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO E STRUTTURALE

5.1 Geomorfologia, idrografia, litologia e geologia-strutturale dell'area vasta

La cava di calcare flyschoide denominata "Pian del Bue" si apre in corrispondenza del versante occidentale della dorsale che, da Monte Casarazzi (474 m), si protende verso sudest e costituisce lo spartiacque tra la vallata del torrente Fontanabona ad Ovest e quella del torrente San Lorenzo.

L'area si colloca nel settore di testata del versante, in sponda orografica destra del T. San Lorenzo; l'originaria topografia è stata profondamente modificata dall'attività estrattiva



Si tratta di una cava di mezza costa con fronte esposto verso oriente che si sviluppa sul versante delimitato a Sud-Ovest, dal crinale-asse della dorsale, sui lati Sud ed Est con il limite della perimetrazione del Piano Cave, confine dei terreni di proprietà, e a Nord, con la piccola concavità in cui si sviluppa un piccolo tributario senza nome del Torrente San Lorenzo.

Si tratta di un piccolo corso d'acqua, con bacino imbrifero minuto, normalmente asciutto e dove lo scorrimento in alveo è legato esclusivamente agli eventi meteoclimatici intensi e successivamente a questi.

Di fatto, il versante interessato dalla cava, data la sua morfologia regolare, non comprende corsi d'acqua ben definiti.

Le acque piovane che cadono sul versante di cava e che non s'infiltrano, scorrono a valle in forma laminare, raccogliendosi sulle pedate dei gradoni per defluire poi nel piazzale alla base dei gradoni e da qui indirizzarsi verso gli impluvi che daranno origine, più a valle, ai rii minori affluenti del Rio San Lorenzo

La porzione di versante sovrastante l'area di cava, entro la quale vi sono modesti affioramenti rocciosi, si sviluppa su una copertura di suolo generalmente sottile ed è caratterizzata da una

modesta copertura arborea, costituita da un oliveto. La bassa pendenza e la rada copertura arborea permette anche la crescita di vegetazione erbacea.

Sotto il profilo geologico strutturale i fronti di cava sono aperti all'interno del substrato che appartiene alla falda dei Flysch ad Elmintoidi delle Alpi Liguri Occidentali.

Per meglio descrivere geologicamente la zona esaminata è necessario ripercorrere le tappe evolutive del territorio prendendo in esame le varie formazioni rocciose ed i loro rapporti, anche in un contesto di più ampia visione che comprende il complesso della catena montuosa.

Ciò perché le spinte tettoniche generarono grandi piegamenti, faglie, fratturazioni e causarono l'accavallamento di varie unità con grandi e piccoli scompaginamenti, disarticolazioni complesse talvolta di difficile interpretazione. E' noto infatti che le Alpi Liguri sono formate da un insieme di unità tettoniche trasportate ed appilate verso l'esterno dell'arco alpino.

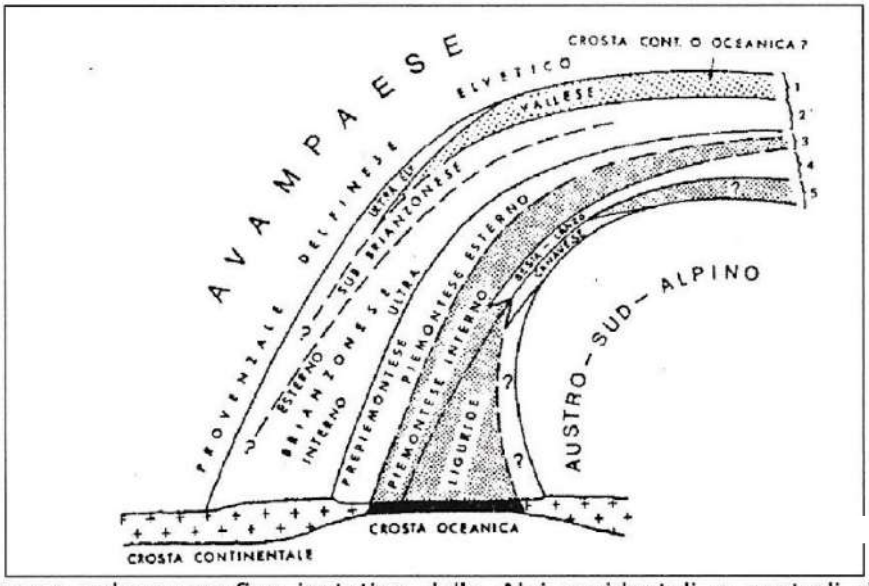
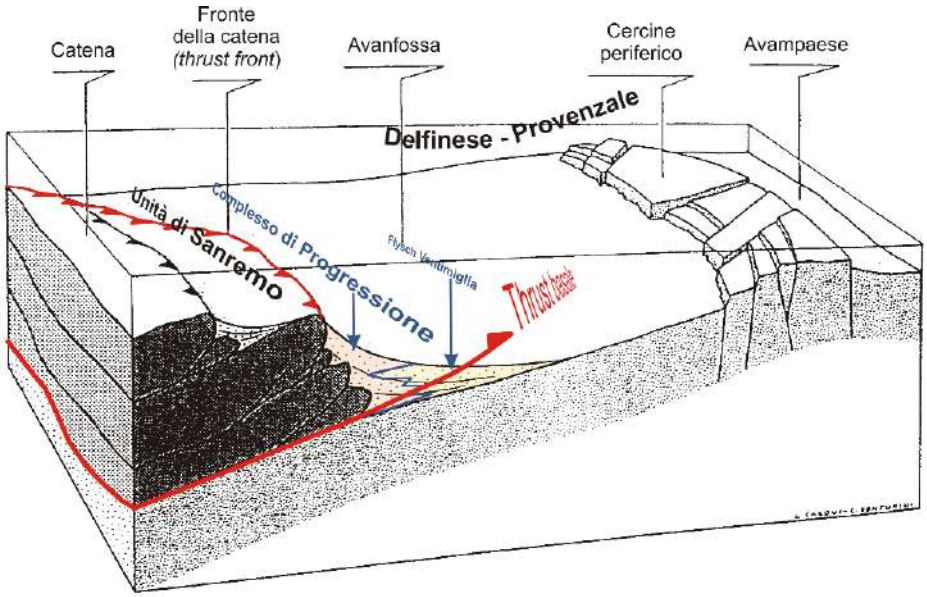


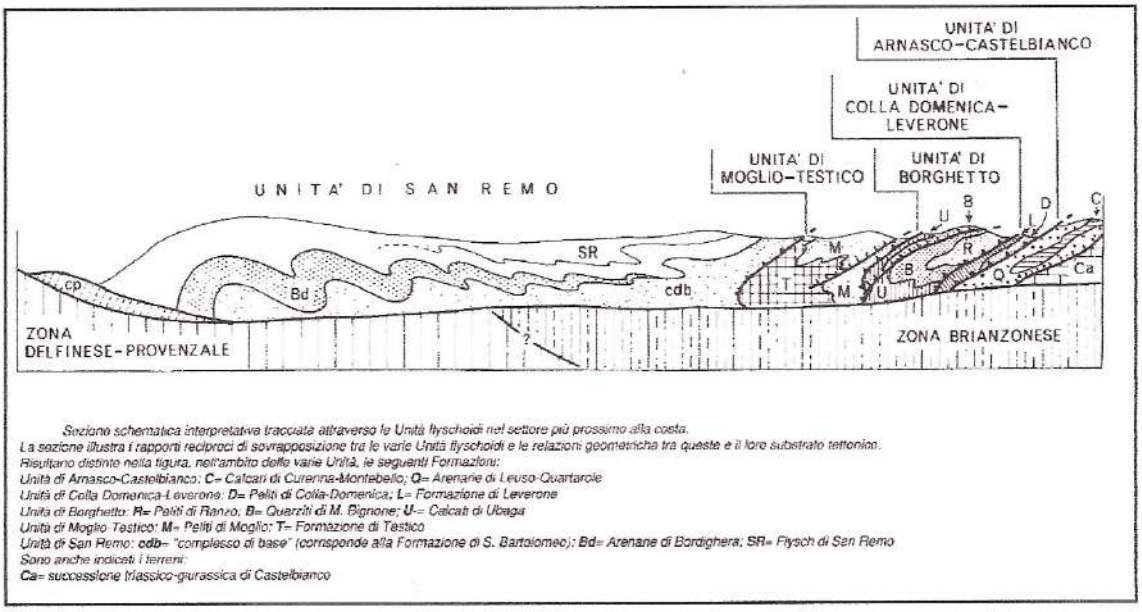
Fig.1 Schema paleogeografico ipotetico delle Alpi occidentali e centrali durante il

Durante il Cretaceo l'oceano piemontese-ligure si restringe ed è interessato dalla sedimentazione di potenti successioni flyschoidi (Flysch ad Helminthoidi); ai margini delle terre emerse si accumulano enormi masse di detriti prodotti dall'erosione che, a seguito di sollevamenti generalizzati, tendono a scivolare lungo le scarpate sottomarine in forma di frane colossali e a depositarsi anche a lunga distanza trasportati da correnti di torbida.

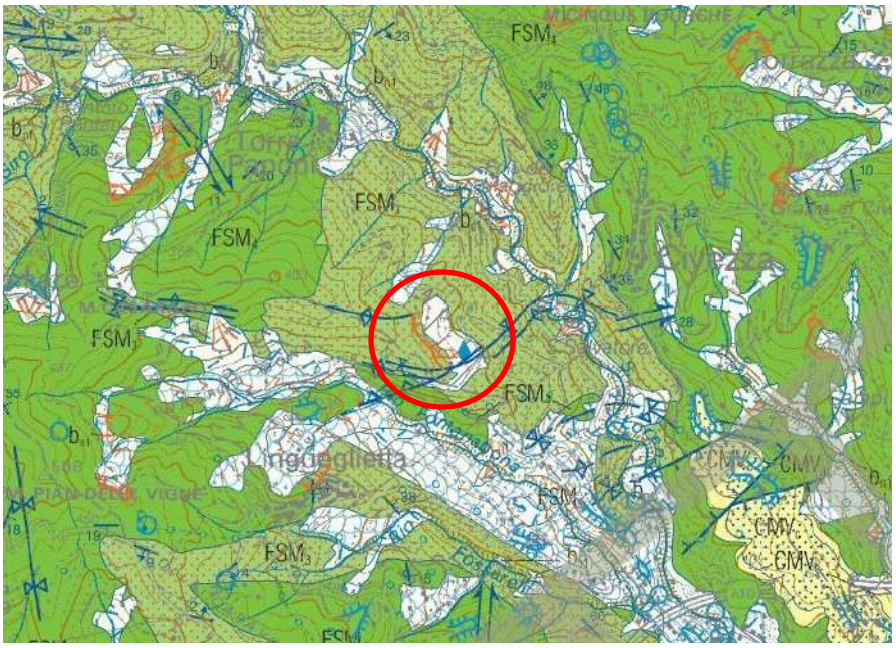
All'Eocene Superiore si completa la chiusura dell'oceano Piemontese – Ligure. Le unità fyischoidi traslano, scavalcano gli altri domini e si affacciano sull'ultimo residuo di bacino marino (avanfossa) che ancora copre il Delfinese – Provenzale



Il fronte avanzato della catena alpina, rappresentato dall'Unità di Sanremo- Monte Saccarello, si accavalla sul dominio Delfinese – Provenzale; mentre ampie porzioni dei terreni a tetto della successione autoctona, per il forte regime tettonico a cui sono sottoposte, vengono rimovimentate con meccanismi tipo "*slumping*", l'avanzamento della falda alloctona determina una spinta deformazione fragile delle formazioni delfinesi già litificate, portando talora alla loro detrizione (frantumazione).



I litotipi presenti nell'areale di cava e nel suo intorno di interesse, mantenendo la nomenclatura della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50.000 dell'ISPRA, foglio 259 Imperia riprodotta qui di seguito, appartengono al Flysch di Sanremo, costituito da depositi torbiditici marnoso-arenacei, marnoso-calcarei e calcareo-marnosi generalmente in strati spessi fino a plurimetrici che si depositarono all'interno di un bacino di sedimentazione marina profondo durante l'evoluzione preorogenetica alpina.



UNITA' TETTONICA SAN REMO - M. SACCARELLO

FLYSCH DI SAN REMO

Strati arenaceo-argillitici, con intercalazioni di calcilutiti e rari strati marnoso-arenacei (FSM_4: membro "San Lorenzo");
strati arenaceo-argillitici e calcilutitici nei quali si intercalano, ad intervalli regolari, "megaritmi" costituiti da megatorbiditi marnoso-arenacee (FSM_3: membro "San Michele");
marne ed arenarie calcaree costituenti strati torbiditici, con spessori inferiori rispetto a quelli della FSM_1 di cui rappresenta la parte distale e superiore, sono inoltre presenti livelli calcilutitici passanti a strati marnoso-arenacei e strati arenaceo-argillitici (FSM_2: membro "Villa Faraldi" - Foglio n. 259 "Imperia");
marne ed arenarie calcaree costituenti spessi strati torbiditici, organizzati in sequenze positive, con la porzione terminale costituita da calcilutiti, sono inoltre presenti scarsi strati arenaceo-argillitici (FSM_1: membro "Capo Mele" - Foglio n. 259 "Imperia").
FSM_4 è attribuito al *MAASTRICHTIANO SUP. (Zona a Micula murus)*
FSM_3 al *MAASTRICHTIANO SUP. (Zona a Micula murus)*
FSM_2 al *CAMPANIANO SUP. - MAASTRICHTIANO SUP. (Zona a Quadrum trifidum - Zona a Micula murus)*
FSM_1 al *CAMPANIANO SUP. - MAASTRICHTIANO MEDIO (Zona a Quadrum trifidum - Zona a Arkhangelskiella cymbiformis)*

Nel Flysch di Sanremo sono stati riconosciuti quattro litotipi a dominante prevalente calcarea o a dominante marnosa:

a) **arenarie calcaree, arenarie e siltiti**, di colore grigio scuro, alterate in bruno o giallo rossastro;

b) **marne siltose** grigie alterate in grigio o giallo chiaro, contenenti il 15-50% di CaCO3. Rappresentano l'intervallo pelitico di strati torbiditici marnoso-arenacei. I materiali carbonatici sono prevalentemente costituiti da fanghi calcarei interbacinali;

c) **calcilutiti** contenenti il 50-70% di CaCO3 , di colore giallo avana alterate in giallo ocra. Si tratta di fanghi calcarei pelagici risedimentati;

d) **argilliti** pelagiche verdi e grigie contenenti bassi tenori di CaCO3 (0-5%) al tetto degli strati torbiditici.

Questi quattro litotipi danno luogo a tre tipi di sequenze stratigrafiche che presentano le seguenti caratteristiche:

- *sequenza I° Tipo*: consta di grandi banchi (1 - 10 m) di torbiditi marnose con alla base una porzione di arenarie calcaree costituenti circa 1/4 dell'intero strato. Le marne, in genere massicce a o frattura concoide, passano rapidamente, ma con gradualità ad un sottile livello (2-5 cm) di argilliti pelagiche verdi o grigie. La porzione terminale del livello marnoso è molto spesso intensamente bioturbata. Le arenarie calcaree presentano ben sviluppati gli intervalli di BOUMA

bcd o cd, con il c molto evidente. Negli strati più spessi si osserva frequentemente, nella porzione basale, la ripetizione degli intervalli b e c. Il rapporto sabbia/pelite è sempre inferiore ad 1 . Questi strati sono ascrivibili alla facies D2 di MUTTI & RICCI LUCCHI (1975) e più precisamente alle "megatorbiditi" a grana fine di piana bacinale (Mutti *et Alii*, 1984).

- *sequenza II° Tipo*: si tratta di strati spessi 5-100 cm di calcilutiti passanti verso l'alto, con contatto netto, ad un sottile livello di pelagiti argillose. Talvolta, alla base dello strato, si nota un sottile livello (1 - 5 mm) di arenarie calcaree molto fini con laminazione piano - parallela (intervallo d). Questi strati calcilutitici rappresentano la facies di D3 di MUTTI & RICCI LUCCHI.

- *sequenza III° Tipo*: è rappresentato da strati torbiditici medio-sottili (5 - 50 cm) di arenariefini, contenenti bassi tenori di $CaCO_3$, passanti verso l'alto a siltiti e argilliti siltose che sfumano gradatamente nelle argilliti pelagiche. La porzione arenacea presenta sempre bene evidenti gli intervalli BOUMA c,d con il c molto sviluppato. Questi strati con rapporto sabbia/pelite inferiore a 1 corrispondono alla facies D2 di MUTTI & RICCI LUCCHI.

La composizione litologica dei tre tipi di sequenza stratigrafica è stata controllata dalla provenienza dei materiali e dai meccanismi di deposizione.

Gli strati del ***I tipo*** (strati marnoso-arenacei molto spessi) rappresentano il deposito distale di grosse correnti torbide di materiali terrigeni estrabacinali che rimobilizzavano ed inglobavano, durante il loro percorso, grandi quantità di fanghi calcarei intrabacinali, sia lungo la scarpata che nelle aree più prossimali della piana sottomarina.

Gli strati torbiditici del ***II tipo*** sono costituiti invece solo da fanghi carbonatici intrabacinali, franati da zone di alto o dai fianchi del bacino.

Gli strati del ***III tipo***, infine, rappresentano torbide di materiali terrigeni estrabacinali poco dense e di modeste dimensioni, tali da non essere in grado di rimobilizzare ed inglobare materiali carbonatici intrabacinali.

I tre tipi di strati descritti rappresentano facies tipiche di piana bacinale.

Le percentuali dei litotipi, come pure le percentuali dei tre tipi di strati descritti, sono molto variabili sia in senso verticale sia lateralmente, permettendo così la distinzione in quattro membri che presentano litofacies distinte.

***Litofacies A (Capo Mele)*:** tipica della porzione basale e prossimale, è caratterizzata da una netta prevalenza di marne ed arenarie calcaree costituenti spessi strati torbiditici del I tipo. Questi banchi sono frequentemente organizzati in sequenze positive (diminuzione dello spessore verso l'alto), spesse 10-30 m, con la porzione terminale costituita da calcilutiti (strati del II tipo). Molto scarsi gli strati arenaceo-argillitici del III tipo. Questa litofacies passa verso la zona distale e superiormente alla litofacies B.

***Litofacies B (Villa Faraldi)*:** anche in questa litofacies prevalgono le marne e le arenarie calcaree costituenti strati del I tipo. Questi hanno però spessori inferiori (1-5 m) rispetto alla litofacies A. Abbastanza rappresentate anche le calcilutiti (strati del II tipo) e le torbiditi arenaceo-argillitiche (III tipo). Sono presenti talvolta sequenze negative (aumento di spessore verso l'alto), spesse 5-10 m, costituite da strati calcilutitici alla base che passano in alto a strati marnoso-arenacei del I tipo. Questa litofacies è tipica della zona distale alla base del Flysch di Sanremo e si osserva inoltre con spessori ridotti al tetto della litofacies A nella zona prossimale.

***Litofacies C (S.Michele)*:** costituisce la porzione intermedia del Flysch di Sanremo ed è caratterizzata da pacchi di strati arenaceo-argillitici (III tipo) e da strati calcilutitici (II tipo) nei quali si intercalano ad intervalli regolari (ogni 10-15 m) megatorbiti marnoso-arenacee (I tipo) spesse 5-7 m, che conferiscono alla successione una tipica ritmicità ("megaritmi" di Abbate & Sagri, 1967).

***Litofacies D (San Lorenzo al Mare)*:** è una litofacies già distinta nella Carta Geologica d'Italia con la sigla H2 e come "complesso a Flysch arenaceo -marnoso - argilloso" (Boni & Vanossi, 1960). In questa prevalgono nettamente gli strati arenaceo - argillitici (III tipo) con intercalate

calcilutiti (II tipo) e rari strati marnoso - arenacei spessi al massimo 1 -2 m. Questa litofacies costituisce il tetto del Flysch di Sanremo.

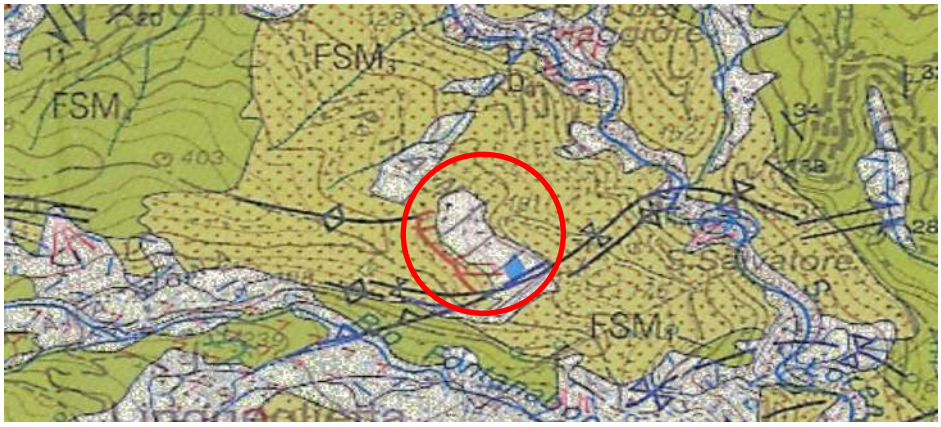
Tutta l'area di cava si sviluppa interamente nella Litofacies C (S. Michele).

Per quanto riguarda l'assetto-tettonico-strutturale, l'analisi geologico-strutturale definita alla grande scala indica la presenza di lineamenti strutturali principali in accordo con la tettonica distensiva dell'orogenesi alpina.

L'assetto tettonico dell'area geografica si manifesta nel Flysch di Sanremo da deformazioni duttili con pieghe del tipo a scatola o parallele, accompagnate da clivaggi poco pronunciati, visibili solo nelle litologie più duttili (peliti) intercalate ai banchi calcilutitici o arenacei; le direzioni assiali sono comprese tra NW-SE e NNE-SSW, con piani assiali immergenti verso i quadranti meridionali.

Le deformazioni fragili sono in generale successive alla messa in posto finale delle falde. Alla scala dell'affioramento sono relativamente frequenti sistemi di giunti associati a fasce di taglio da semifragili a fragili all'incirca subverticali e orientate in varie direzioni, rappresentate da due o più famiglie di piani i quali si intersecano con angolo alquanto variabile.

La mappatura delle faglie è alquanto incerta e variabile: sono state rilevate faglie trascorrenti a direzione circa E-W e N-S con cinematica incerta, per le quali si può dire siano successive alla messa in posto del flysch, dunque post-eoceniche.



5.2 Caratteristiche di dettaglio dell'area di cava

La cava pian del Bue si sviluppa su una estensione planimetrica considerevole, su un versante caratterizzato da bassa acclività, in generale con inclinazione di circa 20°.

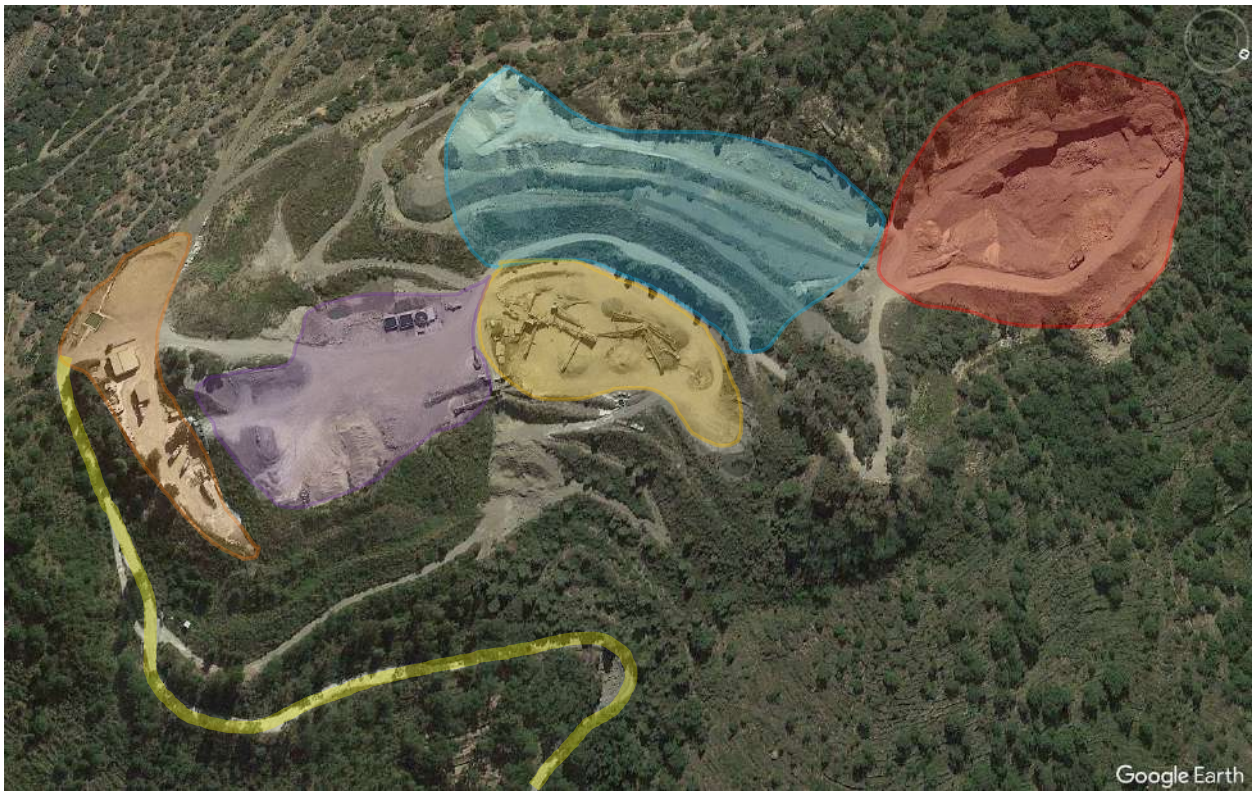
L'attività di cava si è svolta negli ultimi decenni procedendo all'escavazione e al successivo progressivo reinterro delle parti scavate nei settori esauriti.

Attualmente la cava si presenta in stato avanzato di coltivazione: l'area di escavazione è stata progressivamente arretrata nel tempo ed ha modificato profondamente la morfologia originaria, tanto che l'osservazione del sito evidenzia oggi la presenza ampie zone sub-pianeggianti poste a valle di due settori di versante costituenti i fronti della vecchia e della nuova area di escavazione.

Il versante nel quale è inserita la cava è caratterizzato a grande scala da condizioni di buona stabilità, sostanzialmente conferite dalla modesta inclinazione, dell'ordine di circa 20°, e dalla presenza di una modesta copertura di materiali detritici di origine detritico-eluviale di spessore abbastanza contenuto, dell'ordine di 2-3 m, su un substrato con variabile grado di alterazione e fratturazione.

L'esame di dettaglio dell'area di cava, osservabile anche a partire dalla foto aerea riprodotta qui di seguito e nella **Tavola 1 - Carta degli elementi geologici di insieme (scala 1:1.000)**, mette

in evidenza una morfologia articolata e alcuni fattori litologici, strutturali ed idrogeologici che vengono descritti qui di seguito.



Strada di accesso

Area uffici, locali tecnici e impianto betonaggio

Area deposito materiale e impianto depurazione

Area impianti frantumazione e vagliatura

Settore di escavazione Sud (vecchio)

Settore di escavazione Nord (nuovo)

Nella foto aerea ripresa con drone e qui di seguito riprodotta è possibile osservare con maggior dettaglio le tre aree pianeggianti, poste a quote diverse, sulle quali sono allocati fabbricati, impianti ed altre attrezzature funzionali all'esercizio dell'attività.



Piazzali impianti, locali tecnici, servizi e aree stoccaggio materiali

Come detto in precedenza, la coltivazione della cava è progressivamente migrata nel tempo verso i settori alle quote superiori del versante e in direzione nord, tanto che lo scavo a cielo aperto oggi può essere suddiviso in due settori:

- il primo, nel settore Sud dell'area di cava, localizzato nella porzione di versante con esposizione E-SE soprastante l'area degli impianti, esaurito nel settore alle quote inferiori, in cui la coltivazione è stata sospesa da tempo al seguito del manifestarsi di problematiche di stabilità, che hanno comportato la messa in opera di un corposo riempimento nella zona al piede.



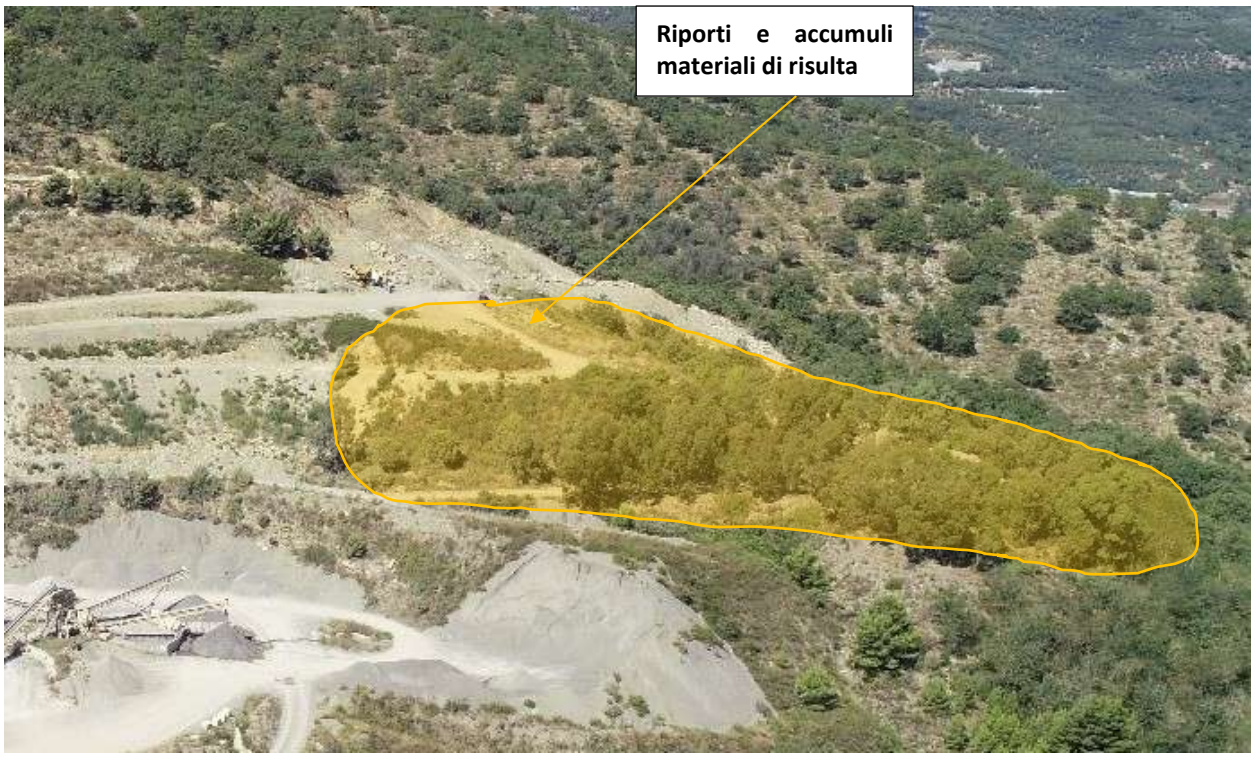
Settore Sud, piazzali e area impianti

- il secondo, nel settore Nord dell'area di cava, localizzato nella porzione di versante con esposizione E-NE, attualmente in coltivazione.



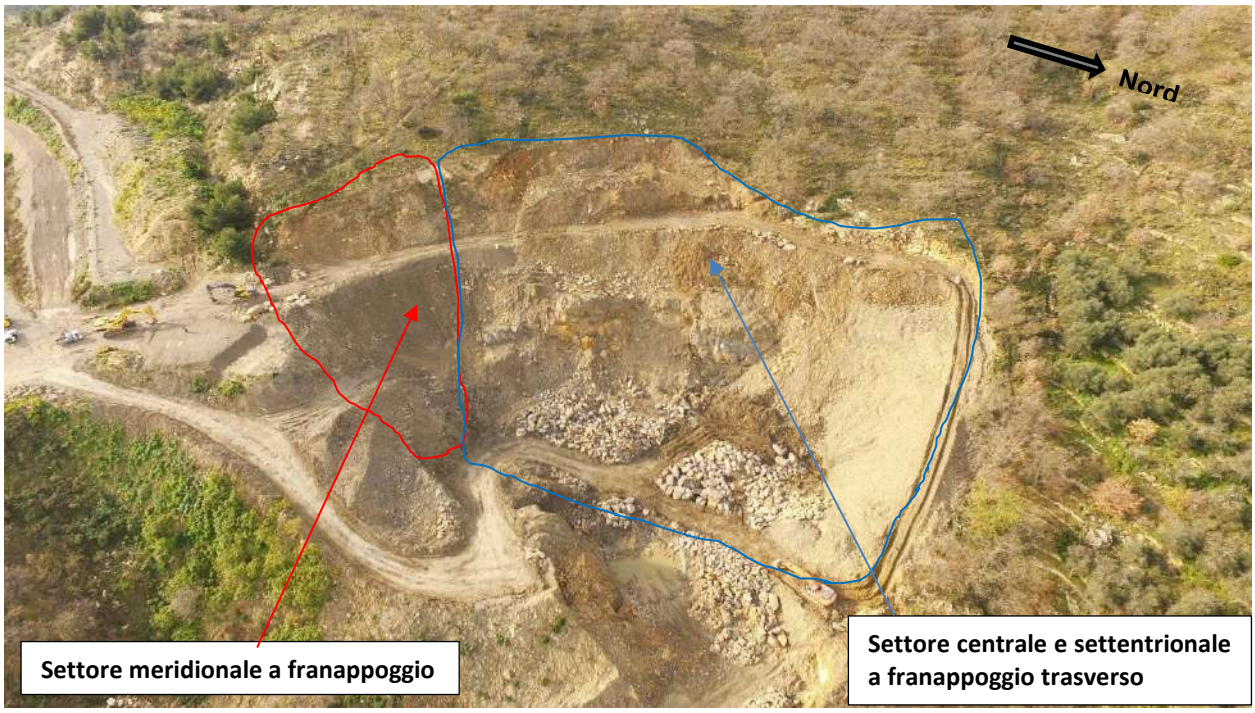
Settore Nord: area di coltivazione attuale

Tra il vecchio fronte a sud e il fronte operativo a nord esiste una zona dove in passato sono stati riportati gli scarti di produzione fino a quota 275 circa.



Il versante è caratterizzato da una litostratigrafia che presenta in superficie una coltre detritica di pochi metri sovrastante gli orizzonti litoidi calcareo marnosi ed arenacei caratterizzati da una stratificazione che mantiene un assetto coerente e compatto per settori mediamente omogenei.

Sul fronte di scavo attualmente oggetto di escavazione si evidenzia una condizione della stratificazione con giacitura prevalente a franappoggio nel settore meridionale, mentre in quelli centrale e settentrionale la stratificazione è disposta con inclinazione a franappoggio trasverso rispetto al versante.

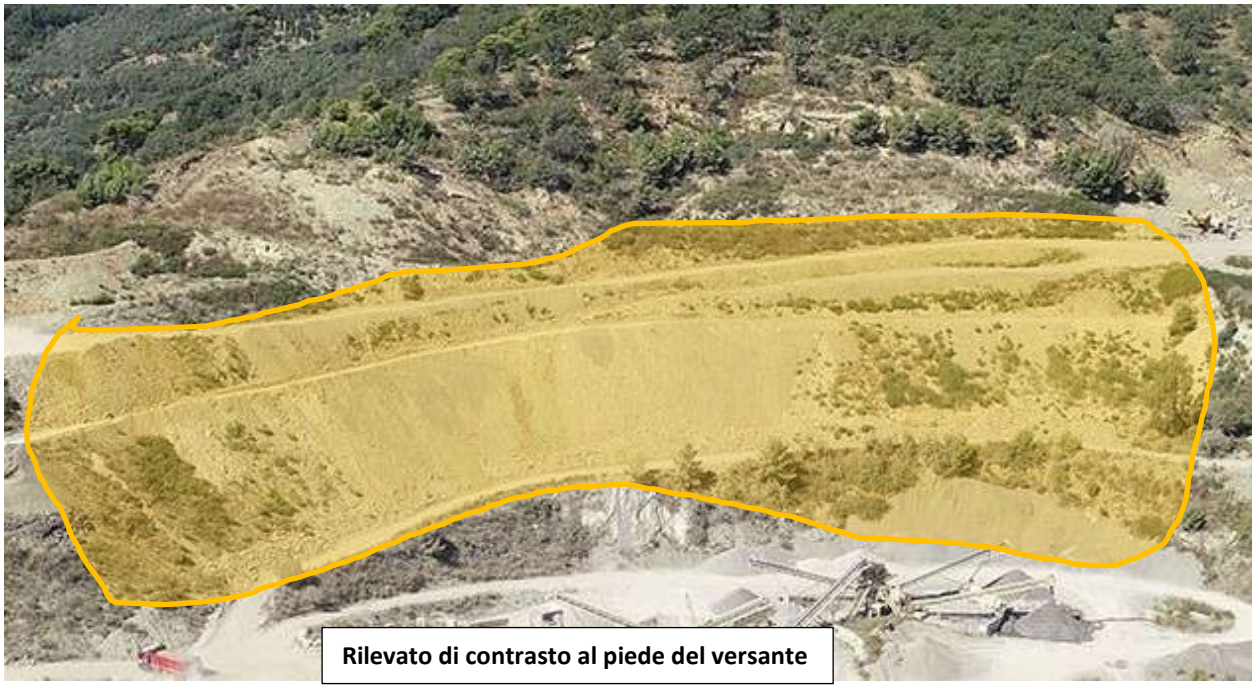


Il settore meridionale dell'area di cava, alle quote superiori rispetto a quella degli impianti, nel quale l'attività di escavazione è stata sviluppata negli anni precedenti al 2020, evidenzia una stratificazione a franappoggio con un'elevata inclinazione sull'orizzontale. Come anticipato in precedenza, l'area di escavazione nel 2015 è stata interessata da un fenomeno franoso di grandi dimensioni, cinematicamente complesso, che ha comportato la sospensione dell'escavazione e l'esecuzione di alcune opere per la messa in sicurezza dell'area.



Settore meridionale relativo all'area con attività di escavazione fino al 2020 interessata dal movimento franoso

Al fronte di scavo in roccia, gradonato, è stato addossato un rilevato di contrasto di materiale inerte di spessore plurimetrico, costituito dalle coperture detritiche presenti in superficie e dal cappellaccio di alterazione del substrato roccioso, residuo dell'estrazione in quanto non interessante ai fini commerciali.

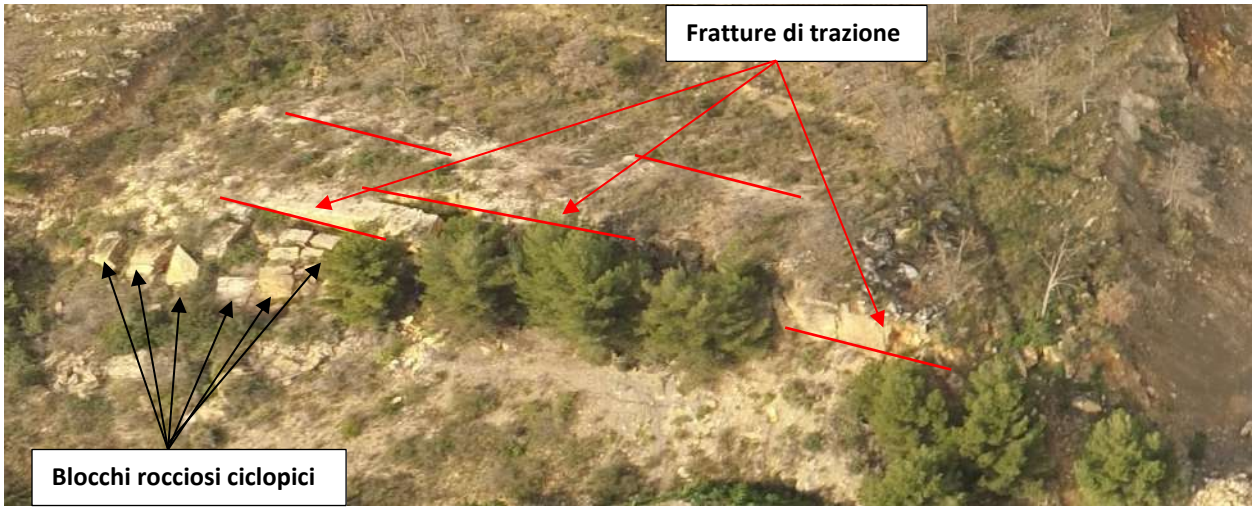


Rilevato di contrasto al piede del versante

Nel contempo è stato realizzato un monitoraggio strumentale, attraverso il controllo periodico di alcune mire e target, finalizzato a verificare i movimenti in atto del corpo di frana e delle zone di coronamento sommitali del dissesto. Le attività di monitoraggio (per i dettagli si veda Relazione

fenomeno gravitativo avvenuto nel mese di aprile del 2015 e successivi sviluppi) sono state realizzate con cadenza periodica per diversi anni; gli ultimi movimenti sono stati rilevati a gennaio 2020, mentre i successivi controlli su cadenza semestrale hanno confermato il definitivo arresto di ogni movimento superficiale fino al giugno 2022 quando si è ritenuto non più necessario proseguire il monitoraggio.

Nel settore sommitale ad oggi sono ancora presenti le importanti fratture di trazione originatesi a seguito del movimento franoso e alcuni blocchi ciclopici residui. Come si dirà meglio e verrà descritto nel seguito, il progetto di variante prevede una sistemazione definitiva anche di questa situazione residuale che ad oggi ha raggiunto una condizione di equilibrio stabile.



5.3 Caratteristiche idrogeologiche e carsismo

In riferimento alla permeabilità dei terreni, sulla base delle condizioni geologiche sopra esposte, si rileva che la formazione rocciosa presente nell'areale di cava è costituita da rocce calcareo-marnose aventi buona permeabilità per fratturazione e fessurazione, ma non si riconoscono fenomeni carsici né superficiali né sotterranei.

In superficie sono presenti coperture sciolte di medio spessore: trattasi di terreni mediamente permeabili per porosità in rapporto alla granulometria degli elementi e alla matrice fine limoso-argillosa.

La posizione morfologica prossima al crinale esclude la presenza di significativi quantitativi idrici in grado di alimentare i deflussi, siano essi superficiali o profondi.

Lo schema della circolazione subsuperficiale è controllato soprattutto dalla giacitura e fratturazione che pervadono l'ammasso roccioso con percolazione idrica nelle discontinuità della roccia con drenaggio verso il basso.

Tenuto conto di quanto sopra non vi sono falde acquifere nei livelli superficiali raggiunti dalla cava e la circolazione idrica è veloce ed è di tipo anisotropo, prevalentemente lungo la stratificazione e nelle aree fratturate.

Nell'ambito della cava e nei dintorni, per un raggio di 500 metri, non sono conosciute sorgenti perenni.

Per quanto riguarda il carsismo si deve rilevare l'assenza di fenomeni di qualsiasi interesse, tanto che l'area non è ricompresa tra le aree carsiche d'interesse regionale, ai sensi della L.R. 14/90 e s.m . Nella zona direttamente interessata dallo scavo della cava infatti non sono conosciute e/o censite grotte, né sono visibili fenomeni carsici di rilievo sulle pareti dei fronti di scavo.

6. RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

6.1 Analisi strutturale dell'ammasso roccioso

Come già esposto in precedenza, l'ammasso roccioso affiorante nell'area di coltivazione è costituita da una sequenza stratigrafica composta da quattro litologie a prevalenza composte da pacchi di strati arenaceo-argillitici e da strati calcilutitici nei quali si intercalano ad intervalli regolari (ogni 10-15 m) megatorbiditi marnoso-arenacee spesse 5-7 m.



L'alternanza delle diverse litologie, lo spessore delle sequenze stratigrafiche e la loro giacitura rispetto al fronte di scavo suggeriscono il ricorso al modello del discontinuo per analizzarne la stabilità alla scala dei singoli gradoni; in tale modello la resistenza complessiva dell'ammasso è determinata principalmente dalle caratteristiche delle discontinuità.

Per contro, alla scala dell'intero fronte di scavo e del versante, per definire i parametri di resistenza dell'ammasso roccioso è ragionevole ricorrere per tutte le litologie a un "modello continuo equivalente", tipico di un materiale omogeneo e isotropo, in accordo a una delle possibili formulazioni teoriche note in letteratura per gli ammassi rocciosi flyschoidi.

Il rilevamento geolitologico e strutturale dell'area di cava ha permesso la ricostruzione dell'assetto litologico-strutturale dell'area di cava, attraverso la redazione della **Tavola 2 - Carta litologico-strutturale e delle indagini, in scala 1:1.000**

Per analizzare gli assetti giaciturali dell'ammasso roccioso e la loro variabilità sono stati effettuati alcuni rilievi geomeccanici sugli affioramenti rocciosi presenti sui fronti di scavo attuali e pregressi e su quelli presenti al contorno dell'area, lungo la strada vicinale in asse al crinale e in quelli diffusi lungo il versante.

Le posizioni delle stazioni di misura sono state rappresentate sulla Carta Geologica Strutturale.

Per ogni discontinuità rilevata sono stati descritti i parametri geometrici e fisico-meccanici principali (giacitura, persistenza, spaziatura, scabrezza, apertura, condizioni d'alterazione, presenza d'acqua, riempimento). Le classi in cui sono stati suddivisi i valori misurati per i differenti parametri sono quelle suggerite da ISRM (2007).

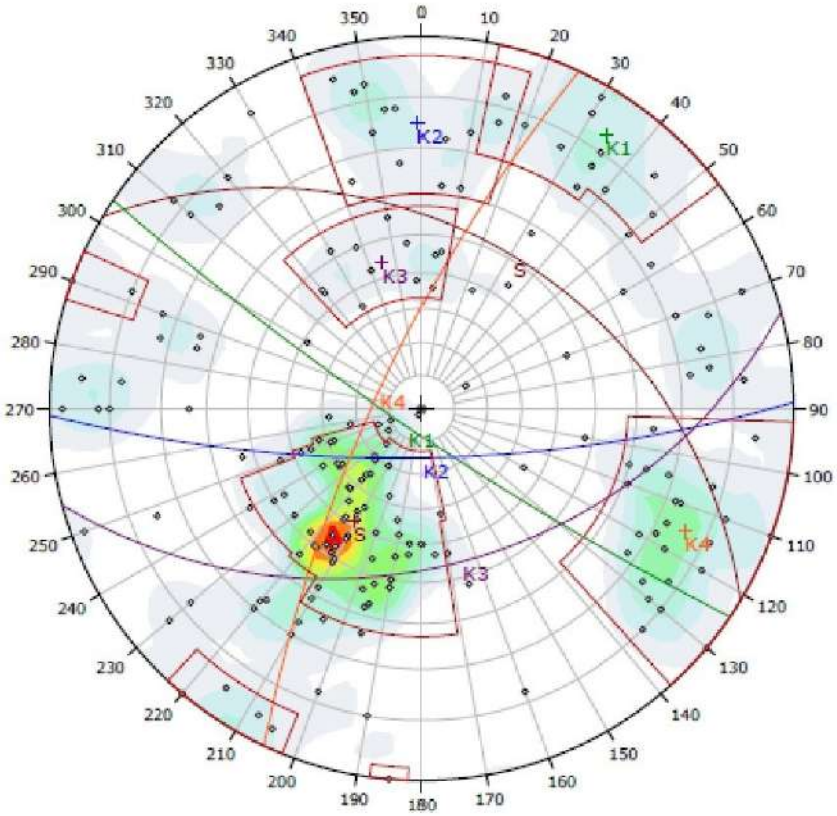
L'utilizzo di uno *Shape Tracer* (con passo di lettura inferiore a 1 mm) ha consentito di verificare i profili di scabrezza dei singoli giunti esaminati, quindi di esprimere quantitativamente l'entità delle asperità sulla parete del giunto, attraverso il confronto con i profili standard proposti dalla ISRM (1978).

Misure della resistenza meccanica delle pareti dei giunti delle famiglie principali e della matrice rocciosa sana sono state effettuate con uno sclerometro di tipo L.

L'orientazione spaziale delle superfici di discontinuità è stata rappresentata mediante proiezioni stereografiche equiareali su reticolo di Schmidt (semisfera inferiore). La giacitura di una superficie è espressa, nelle proiezioni stereografiche, come direzione dell'immersione, con valore variabile da 0° a 360°.

Adottando la metodologia indicata da ISRM 1978 sono stati misurati per ogni discontinuità riscontrata sul terreno l'orientazione spaziale, quindi l'azimut del vettore immersione rispetto al N e l'inclinazione del piano rispetto all'orizzontale, e ne è stata analizzata la distribuzione statistica con proiezione stereografica su reticolo di Schmidt tramite il software *Dips vers. 7.0* (Rocscience Inc. - Toronto), cercando di determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche dei principali raggruppamenti di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale, secondo quanto asserito anche nelle note "Rock engineering – course notes by Hoek (2001), laddove si sottolinea come la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici sia ben approssimata da una distribuzione normale, a meno di non avere a disposizione una rilevante mole di dati da cui derivare un tipo diverso di rappresentazione.

Nella figura rappresentata qui di seguito si riportano, mediante rappresentazioni stereografiche, la distribuzione della densità dei poli delle discontinuità rilevate in tutta l'area, nonché le ciclografiche ed i poli corrispondenti ai piani medi misurati.



Symbol	Feature
◦	Pole Vectors

Color	Density Concentrations
	0.00 - 0.80
	0.80 - 1.60
	1.60 - 2.40
	2.40 - 3.20
	3.20 - 4.00
	4.00 - 4.80
	4.80 - 5.60
	5.60 - 6.40
	6.40 - 7.20
	7.20 - 8.00

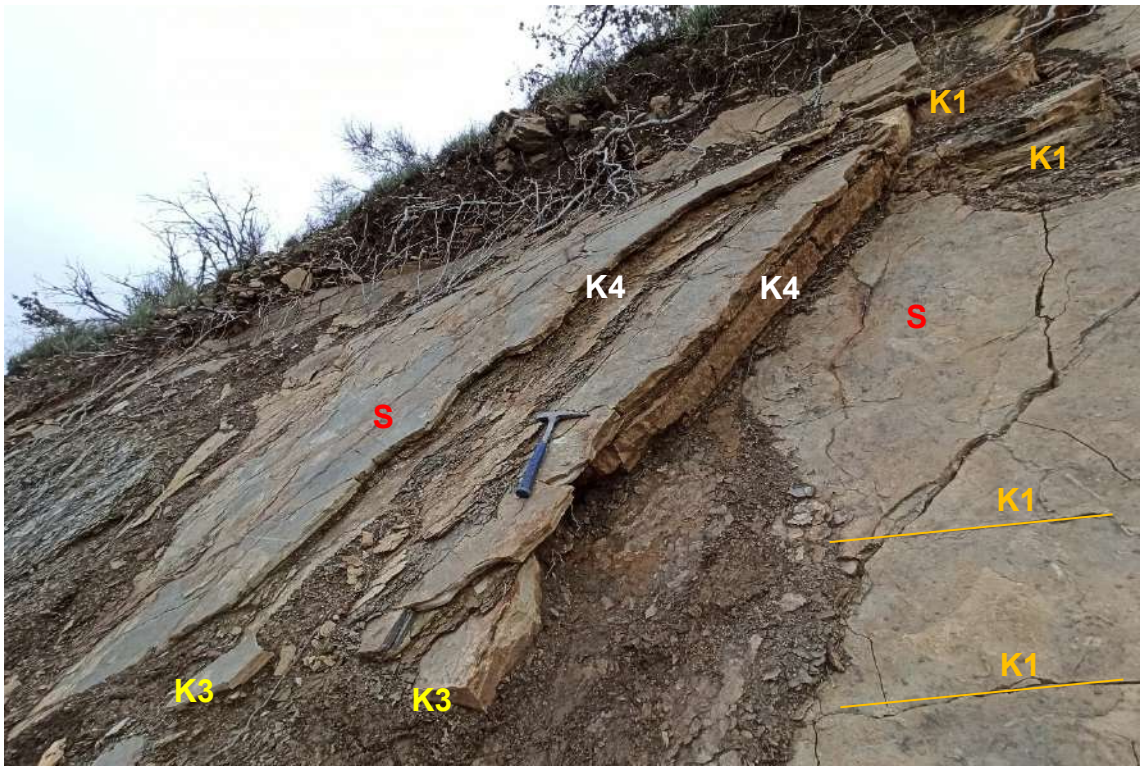
Contour Data	Pole Vectors
Maximum Density	7.61%
Contour Distribution	Fisher
Counting Circle Size	1.0%
Plot Mode	Pole Vectors
Vector Count	187 (187 Entries)
Hemisphere	Lower
Projection	Equal Angle

Mean Set Planes		
39	31	S
83	214	K1
75	179	K2
44	165	K3
76	295	K4

Dal punto di vista del rilievo strutturale complessivo di tutta l'area interessata dalla cava, si può notare come l'ammasso roccioso sia interessato dalla presenza di una significativa serie di superfici di discontinuità.

L'analisi statistica condotta sugli elementi strutturali misurati all'interno dell'area di cava permette di individuare un set primario di discontinuità, rappresentato dalla stratificazione (S), caratterizzata da un ampio range di variabilità sia nell'immersione, sia nell'inclinazione, dovuto alle strutture plicative anticlinali e sinclinali presenti all'interno dell'area di cava, tre ulteriori sistemi di discontinuità principali, costituiti da fratturazione (K1, K2 e K4) e un altro sistema secondario, sempre legato alla fratturazione (K3).

Nelle riprese fotografiche riportate di seguito si è cercato di evidenziare anche visivamente, seppure con angoli di ripresa diversi, i sistemi di discontinuità che pervadono l'ammasso roccioso.





La stratificazione, il cui valore medio ha immersione verso NE 31° e inclinazione 39°, come detto varia tra 180 e 250° nell'immersione, mentre l'inclinazione varia tra 20° e 60°; essa mostra mediamente spaziature comprese tra 0.20 m e 0.80 m, più raramente 100-150 cm (dipendenti dalla litologia), aperture da serrata a 5 mm a cui si associa talvolta un riempimento costituito da una matrice argillosa.

La persistenza è alquanto elevata (> 20 m). Le superfici hanno forma ondulata e rugosità variabile in funzione della litologia; si è determinato un JRC dell'ordine di 6 – 8. L'acqua è assente. Si registrano solo locali e saltuari stillicidi.

Le tre predominanti famiglie di giunti di discontinuità dell'ammasso roccioso possiedono le seguenti giaciture:

- K1 immersione 214° e inclinazione 83°
- K2 immersione 179° e inclinazione 75°
- K4 immersione 295° e inclinazione 76°

Questi giunti evidenziano spaziature decisamente differenziate: K1 con variabilità tra 1 e 3 m, mentre per K2 e K4 in media sono comprese tra 0.3 e 1.5 m.

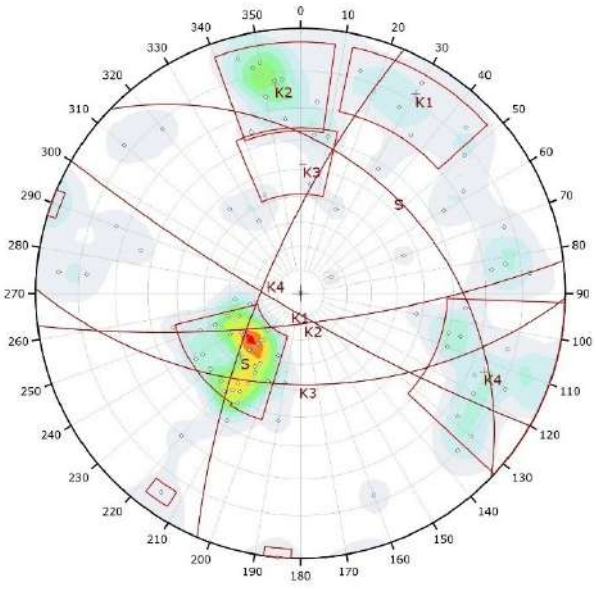
Le aperture sono in generale molto modeste per tutte e tre le discontinuità, in generale dell'ordine di 1 mm. Il riempimento, laddove presente, risulta composto da materiale argilloso e da roccia disgregata, da calcite di cristallizzazione secondaria. La persistenza è in genere inferiore a 3.00 m. I profili di scabrezza dei giunti denotano rugosità lievemente differenziata tra le discontinuità, con JRC dell'ordine di 6-8 e 8-10. Non si è riscontrata presenza di filtrazione idrica.

Infine, la famiglia K3, con immersione 165 e inclinazione 44°, con spaziatura compresa tra 0.3 e 1.2 m, persistenza inferiore a 3 m, con superfici di forma ondulata e bassa rugosità, con JRC dell'ordine di 4-6. L'acqua è assente.

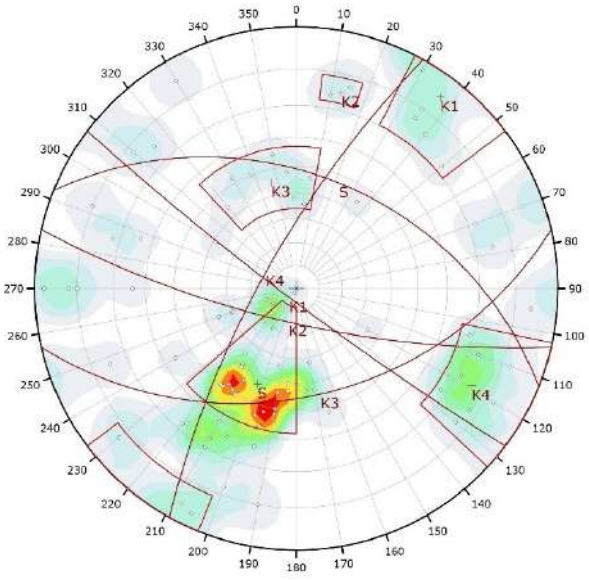
Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche geomeccaniche essenziali dei sistemi di discontinuità rilevate.

	S	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**
Orientazione	31/39	214/83	179/75	165/44	295/76
Lunghezza Persistenza	10-20 m 3– 10 m	1-5 m >1 m	1-3 m >1 m	1-3 m >1 m	1-3 m >1 m
Spaziatura	20-80 cm frequente 100-150 cm rara	100-300 cm	30-150 cm	30-120 cm	30-150 cm
Scabrezza	Ondulata liscia	Ondulata rugosa	Ondulata rugosa	Ondulata liscia	Ondulata liscia
JRC	6-8	8-10	6-8	4-6	6-8
Apertura	0-5 mm	1 mm	1 mm	Chiusa	1 mm
Condizioni d'alterazione	Alterata Ossidazione	Non alterata Ossidazione rara	Non alterata	Non alterata	Non alterata Ossidazione rara
Riempimento	Assente Matrice argillosa	Assente Raramente argilla	Assente Raramente calcite	Assente	Assente Raramente argilla
Presenza d'acqua	Asciutta-Stillicidi	Asciutta	Asciutta	Asciutta-Stillicidi	Asciutta

Per verificare se nei due diversi settori Nord e Sud dei fronti di cava i dati raccolti nelle diverse stazioni geomeccaniche sono stati analizzati separatamente, riaggregandoli ed elaborandoli secondo questa suddivisione.



Settore meridionale



Settore settentrionale

Come si può osservare i set di discontinuità sono confermati nei due settori, pur evidenziando una lieve rotazione e un basculamento più o meno di tutte le famiglie; viene comunque validato il modello geologico-strutturale proposto.

6.2 Caratteristiche di resistenza delle discontinuità.

Le caratteristiche medie di resistenza lungo le discontinuità sono state derivate mediante la formulazione empirica proposta da Barton & Choubey (1976), data dall'espressione:

$$(\phi p) = JRC * Log ((JCS/\sigma n)) + \phi\beta$$

ϕp = angolo di attrito di picco lungo la discontinuità considerata
JRC = joint roughness coefficient – coefficiente di rugosità del giunto
JCS = joint compressive strenght – resistenza a compressione del giunto
ϕr = angolo di attrito di base.

È stata ottenuta un'ampia gamma di valori del parametro JRC con il pettine di Barton per le diverse famiglie di giunti. Considerato che per K1 era presente e ricorrente il valore 8 – 10, nei calcoli di seguito esposti è stato uniformemente assunto come valore cautelativo JRC = 8, mentre per S, K2 e K4, caratterizzata da valori 6-8, è stato assunto il valore JRC = 6; infine, per K3, si è assunto il valore di 4.

Il valore di JCS, invece, è stato determinato attraverso l'esecuzione di prove sclerometriche mediante l'utilizzo del martello di Schmidt, con la formula:

$$log(jcs) = 0{,}00088 * \gamma r + 1{,}01$$

γ = peso di volume naturale della roccia (assunto pari a 26 KN/m3
r = valore del rimbalzo del martello corretto

Discontinuità	**S**	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**
Orientazione	31/39	214/83	179/75	165/44	295/76
JRC	6-8	8-10	6-8	4-6	6-8
JCS	35	33	36	35	38

L'angolo di attrito di base per i litotipi calcarei è stato assunto, come suggerito dalla letteratura scientifica al riguardo, pari a 32°.

Poiché la relazione tra resistenza al taglio e sforzo normale è rappresentato, come noto, da un inviluppo curvilineo, sono state determinate coppie di valori di angolo di attrito istantaneo e coesione istantanea definite dai punti di tangenza all'inviluppo curvo in corrispondenza di diversi valori di sollecitazione normale.

Con l'utilizzo di un foglio di calcolo dedicato è stato costruito il grafico dell'inviluppo a rottura di ognuna delle 5 discontinuità considerate (S, K1, K2, K3 e K4) e sono stati ricavati i range dei relativi parametri di resistenza per intervalli di σn rappresentativi delle reali condizioni rilevate sul terreno, in relazione all'entità dei volumi rocciosi mobilizzabili sui giunti considerati in funzione delle tensioni geostatiche alla scala dei gradoni.

Nella tabella seguente sono riportate le caratteristiche geomeccaniche dei parametri geomeccanici per ciascuna discontinuità, mentre nelle pagine successive vengono riportati i dettagli dei calcoli.

Discontinuità	σn (MPa)	ϕi	ci (kPa)
S	0,21 – 0,36	41,2 – 42,6	19,2 – 31,9
K1	0,21 – 0,36	43,9 – 45,9	30,0 – 48,7
K2	0,21 – 0,36	41,2 – 42,7	19,2 – 32,0
K3	0,21 – 0,36	38,2 – 39,1	11,0 – 18,8
K4	0,21 – 0,36	41,4 – 42,8	19,3 – 32,1

Discontinuità S (stratificazione)

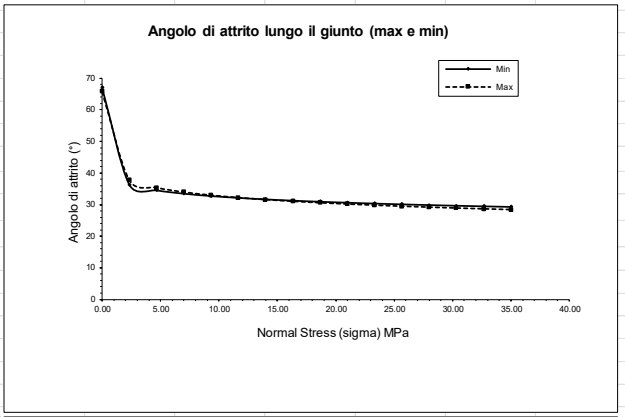
Caratterizzazione del giunto

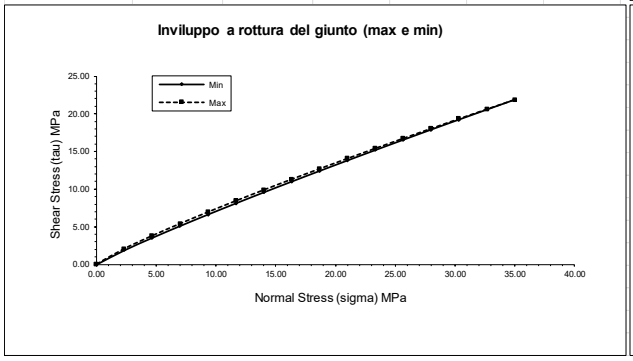
secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

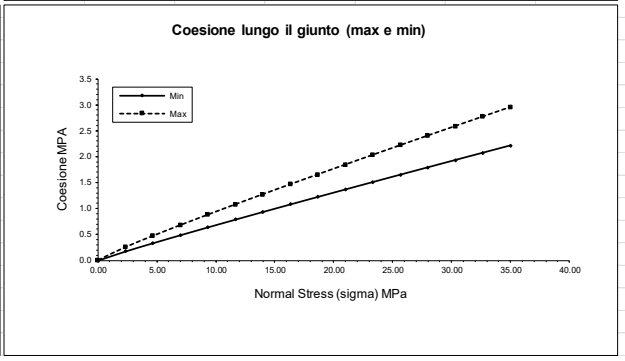
Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	32.0	32.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Strenght	35.0	35.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso	26.0		[kN/m^3]

Campo di applicabilità	$\sigma_{n\ min}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n\ max}$	35.0	35.0	MPa

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	8.00	0.208	19.2	30.3	42.6	46.1
prof. max	14.00	0.364	31.9	49.0	41.2	44.1







Discontinuità K1

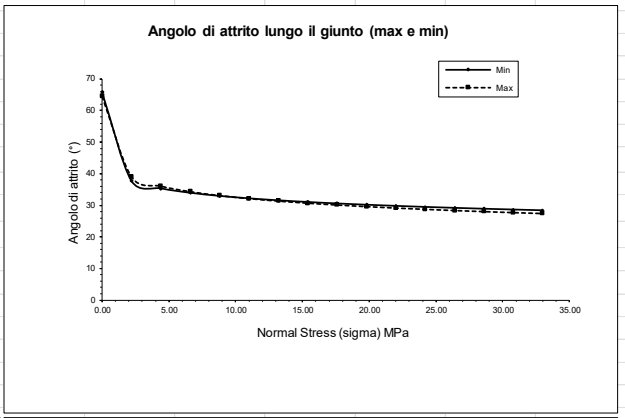
Caratterizzazione del giunto

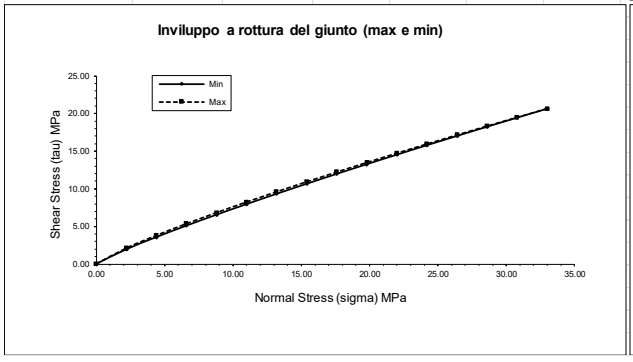
secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

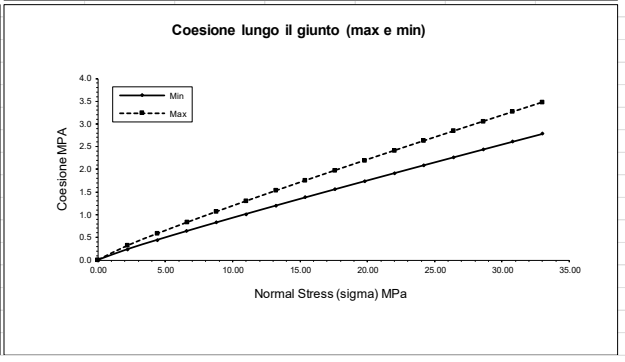
Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	32.0	32.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	8.0	10.0	[1]
Joint Compressive Strenght	33.0	33.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso	26.0		[kN/m^3]

Campo di applicabilità	$\sigma_{n\ min}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n\ max}$	33.0	33.0	MPa

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	8.00	0.208	30.0	45.6	45.9	49.2
prof. max	14.00	0.364	48.7	71.4	43.9	46.8







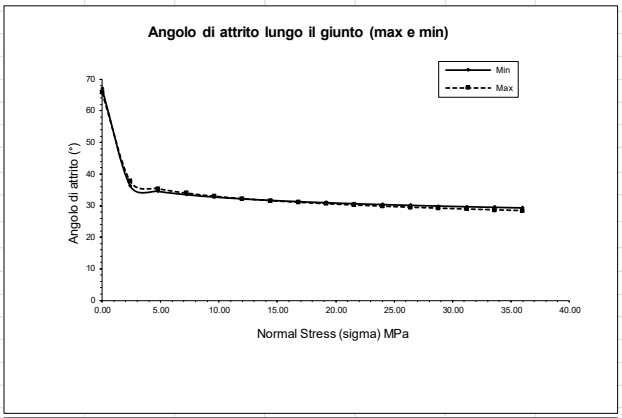
Discontinuità K2

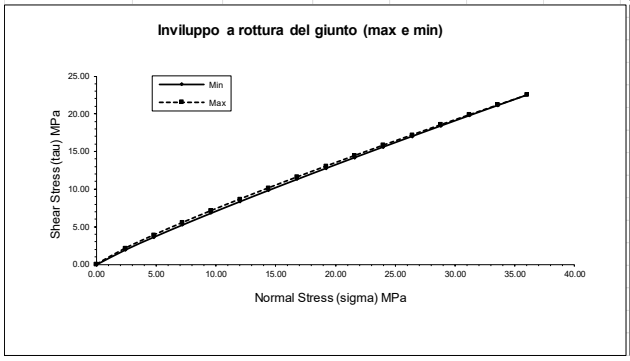
Caratterizzazione del giunto

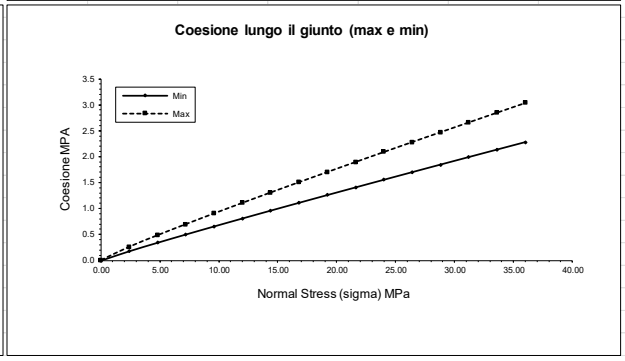
secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso		Min	Max	
Angolo di attrito di base		32.0	32.0	[°]
Joint Roughness Coefficient		6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Strenght		36.0	36.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso		26.0		[kN/m^3]
Campo di applicabilità	$\sigma_{n\ min}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n\ max}$	36.0	36.0	MPa

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	8.00	0.208	19.2	30.4	42.7	46.2
prof. max	14.00	0.364	32.0	49.2	41.2	44.2







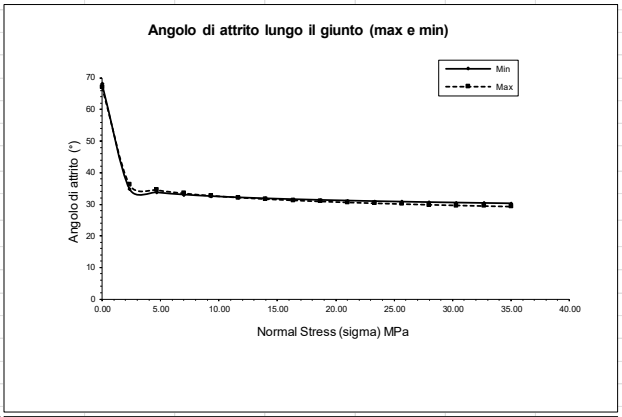
Discontinuità K3

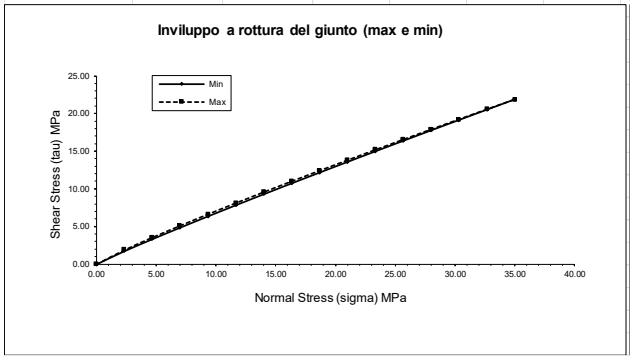
Caratterizzazione del giunto

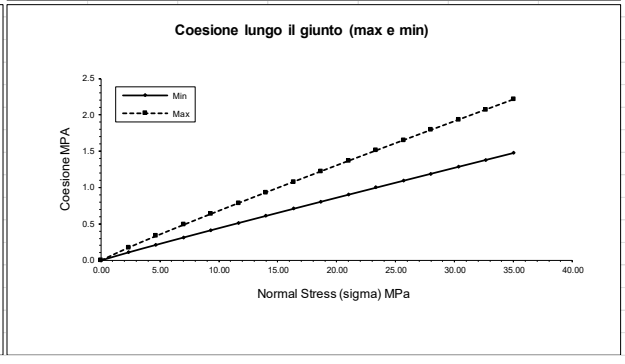
secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

Dati d'ingresso		Min	Max	
Angolo di attrito di base		32.0	32.0	[°]
Joint Roughness Coefficient		4.0	6.0	[1]
Joint Compressive Strenght		35.0	35.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso		26.0		[kN/m^3]
Campo di applicabilità	$\sigma_{n\ min}$	0.0	0.0	MPa
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n\ max}$	35.0	35.0	MPa

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	8.00	0.208	11.0	19.2	39.1	42.6
prof. max	14.00	0.364	18.8	31.9	38.2	41.2







Discontinuità K4

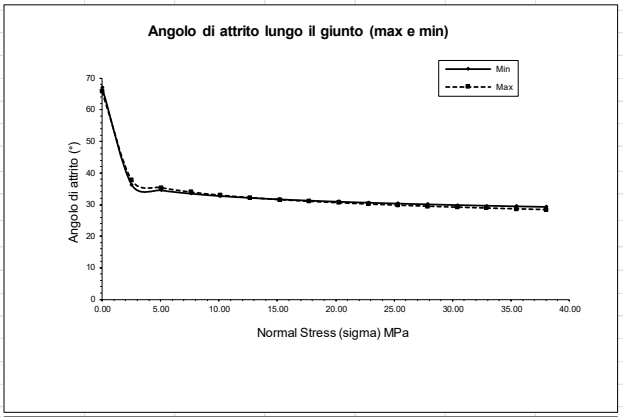
Caratterizzazione del giunto

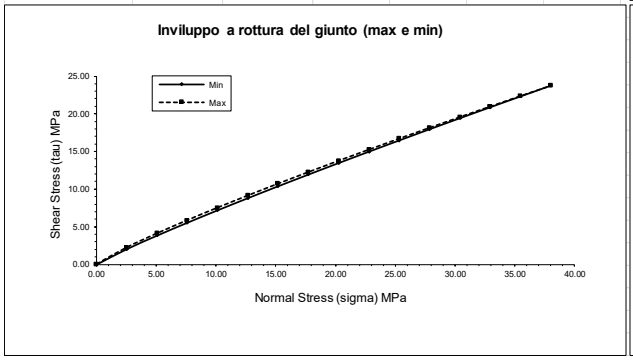
secondo il criterio di rottura curvilineo di Barton-Choubey

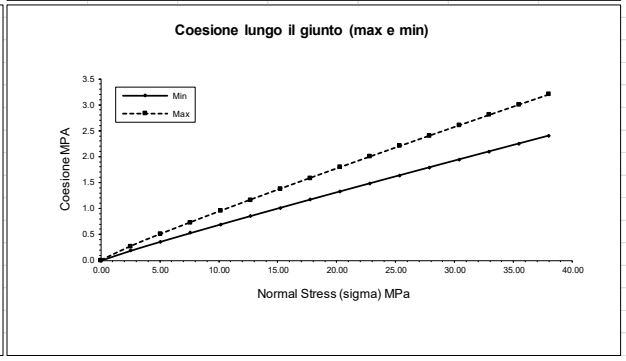
Dati d'ingresso	Min	Max	
Angolo di attrito di base	32.0	32.0	[°]
Joint Roughness Coefficient	6.0	8.0	[1]
Joint Compressive Strenght	38.0	38.0	[MPa]
Peso di volume ammasso roccioso	26.0		[kN/m^3]

Campo di applicabilità				
criterio Barton-Choubey	$\sigma_{n\ min}$	0.0	0.0	MPa
	$\sigma_{n\ max}$	38.0	38.0	MPa

Stato tensionale previsto			Coesione [kPa]		Angolo di attrito	
	[m]	[MPa]	min	max	min	max
prof. min	8.00	0.208	19.3	30.6	42.8	46.4
prof. max	14.00	0.364	32.1	49.6	41.4	44.4







6.3 Classificazione geomeccanica e criteri di rottura dell'ammasso roccioso

In esito ai rilievi geostrutturali compiuti sugli affioramenti rocciosi è stato possibile classificare l'ammasso roccioso, definendo i valori dei principali parametri geomeccanici che localmente caratterizzano l'ammasso roccioso.

L'analisi si è articolata in due fasi: in una prima fase si è eseguita una classificazione dell'ammasso roccioso basandosi sui dati del rilevamento generale e sintetizzando valori di qualità dell'ammasso con specifico riferimento alla classificazione di Bieniawski. In un secondo momento, ai fini della determinazione delle classi di qualità rappresentative delle diverse zone si è sviluppato un approccio di analisi della qualità su ciascuna area di rilevamento strutturale.

Il metodo introdotto da Bieniawski, noto come "Rock Mass Rating (RMR) System", sviluppato dall'autore a partire dagli anni 1972-1973, si basa sull'attribuzione di pesi a cinque parametri rappresentativi sia della roccia intatta sia delle condizioni dei giunti, la cui sommatoria risulta rappresentativa della qualità dell'ammasso roccioso nel suo complesso (RMR).

La classificazione si basa sulla determinazione dell'indice RMR come sommatoria di indici parziali relativi a:

- resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- indice RQD (Rock Quality Designation), estrapolato dai valori di spaziatura;
- spaziatura dei giunti di discontinuità;
- condizione dei giunti di discontinuità (scabrezza, alterazione delle pareti, apertura, presenza di materiale di riempimento);
- condizioni idrauliche.

I valori degli indici parziali sono stati determinati sulla base della seguente tabella, scegliendo, parametro per parametro, la classe che meglio rappresenta l'effettiva situazione dell'ammasso roccioso in esame.

A - Classification parameters and their ratings

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Streing of intact rock material	Point-load strengt index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniassial compressive strengt	> 250 MPa	100 - 250 MPa	60 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thinck OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thinck OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel lenght	None	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	>125 litres/min		
		Ratio Joint water pressure / major principal stress	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.6	> 0.5		
		General condition	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

La sommatoria dei coefficienti numerici dei cinque fattori fornisce un indice globale delle condizioni geomeccaniche della massa (Rock Mass Rating).

Total Rating	100 – 81	80 - 61	60 – 41	40 – 21	< 20
Classe	I	II	III	IV	V
Descrizione	Ottimo	Buono	Discreto	Scadente	Pessimo

Dal valore RMR ottenuto in condizioni anidre, cioè considerando l'ammasso completamente asciutto, si ricava, dalla nota correlazione, GSI - Geological Strenght Index GSI = RMR (Bieniawski, 1989) – 5 (Hoek, 1995).

Trattandosi tuttavia di Flysch, come ampiamente illustrato in precedenza costituito da sequenze stratificate appartenenti a 4 litologie alternate tra loro di arenarie calcaree, arenarie e siltiti, marne siltose, calcilutiti e argilliti, si è preferito fare riferimento alla valutazione diretta del GSI in base alla classificazione specifica per il Flysch. L'ammasso roccioso della cava può esser fatto rientrare tra le classi D ed E, così come individuate nella figura qui di seguito riportata.

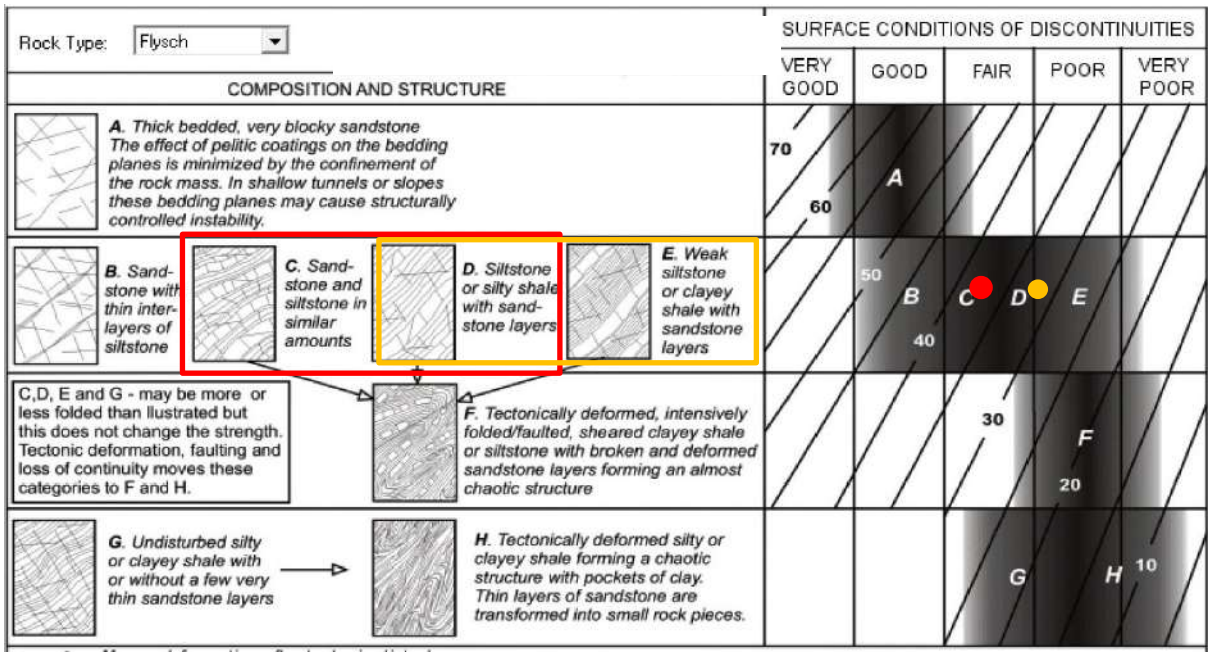
Occorre inoltre evidenziare che in tutto il settore in corona posto alle quote più elevate del fronte di cava, l'evidente grado di alterazione spinto del substrato roccioso, messo in risalto dal colore marroncino che assume la roccia, induce all'accentuazione anche dei fenomeni di fratturazione, con un evidente scadimento del suo stato di conservazione.

E' stato pertanto possibile definire una "fascia di alterazione", che presenta spessori compresi tra i 10 e i 15 m dalla superficie topografica, in cui le caratteristiche dell'ammasso roccioso sono in generale più scadenti, riflettendosi in un valore più basso dell'indice GSI.

Per quanto riguarda l'andamento nel sottosuolo del limite tra le diverse classi, si è assunto, uno spessore costante, pari a quello risultante dal limite ricavato in superficie.

Sono stati definiti due differenti valori di GSI, legati al variabile grado di interconnessione dei volumi unitari e di alterazione delle superfici di discontinuità. Il primo valore, GSI = 37 è stato attribuito all'ammasso roccioso "integro" in profondità.

Il secondo, GSI = 32, riguarda l'ammasso roccioso affiorante nella porzione più superficiale del fronte di cava, riferibile alla vicinanza con la superficie topografica, che ha comportato caratteristiche di maggiore alterazione e fratturazione dell'ammasso roccioso.



Ammasso roccioso integro

Ammasso roccioso alterato

Il criterio di rottura generalizzato di Hoek – Brown, formulato su base empirica, esprime con una relazione non lineare la resistenza dell'ammasso roccioso in funzione degli sforzi principali a rottura (σ1 e σ3), utilizzando le proprietà di resistenza della roccia intatta e le caratteristiche geologiche dell'ammasso roccioso. Va sottolineato come tale criterio sia ampiamente valido laddove la scala dello studio sia notevolmente maggiore rispetto a quella della spaziatura dei sistemi di discontinuità e comunque richiede che siano presenti almeno tre famiglie di fratture.

Gli sforzi principali a rottura sono messi in relazione con la resistenza a compressione uniassiale della roccia integra (σci), introducendo fattori di riduzione per mezzo di alcune costanti empiriche, legate alle caratteristiche geologiche dell'ammasso roccioso (GSI, Geological Strength Index, Hoek et al., 2005, funzione dei parametri strutturali e del grado di alterazione, e l'indice mi, funzione delle caratteristiche litologiche) e tenendo conto del fattore di disturbo D, che stima gli effetti dell'uso di escavazione con mezzi meccanici.

Per applicare il criterio di Hoek e Brown, sono state stimate le seguenti proprietà:

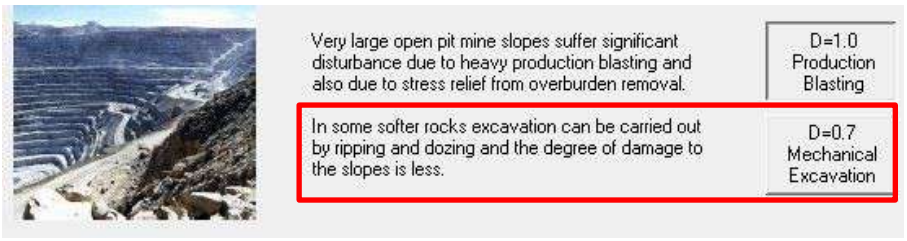
- la resistenza a compressione monoassiale della matrice rocciosa (roccia intatta);

- il valore della costante mi della matrice rocciosa (dalle tabelle di riferimento fornite dall'Autore);

- il valore dell'indice GSI dell'ammasso roccioso, sulla base di criteri empirici, con riferimento alla tabella fornita dall'Autore e con il confronto con l'indice RMR anidro di Bieniawski, come calcolato in precedenza;

- lo "stato di disturbo" D, in termini di grado di fratturazione e allentamento dell'ammasso. Con riferimento alla problematica geotecnica in esame si assume la condizione di disturbo corrispondente a D = 0.7.

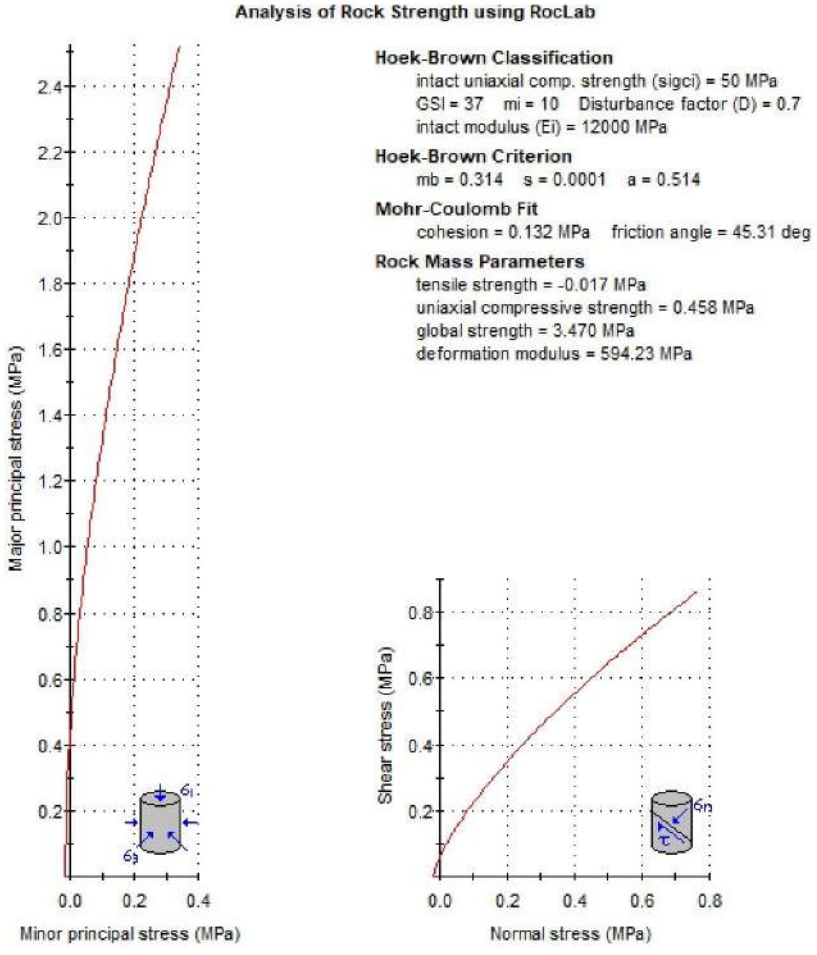
Nell'ammasso roccioso flyschoide, tre dei quattro parametri (mi, D, σci) possono essere considerati sostanzialmente costanti: il parametro mi perché funzione delle caratteristiche litologiche, che non variano all'interno della cava, D perché non si osservano differenze significative nel grado di disturbo e, in accordo a quanto indicato dagli Autori, il disturbo è limitato ai primi metri dell'ammasso roccioso e non va esteso a tutto l'ammasso.



In conclusione si può ritenere che la complessità strutturale dell'ammasso roccioso della cava Pian del Bue, legata a deformazioni fragili e strutture plicative che pure determinano condizioni di anisotropia ed eterogeneità, non ha una ricaduta misurabile, se non grossolanamente, nella definizione dei parametri di resistenza meccanica, che si basano su caratteristiche geologiche soprattutto qualitative.

Il programma RocLab di Rocscience Inc. (Toronto, Canada) consente di calcolare le costanti empiriche e quindi la curva di rottura dell'ammasso roccioso. Dalla curva così ottenuta si possono poi calcolare i parametri di resistenza che meglio la approssimano secondo il criterio di rottura lineare di Mohr-Coulomb. Sviluppando l'analisi alle due condizioni dell'ammasso roccioso, differenziate per il valore di GSI, si ottiene:

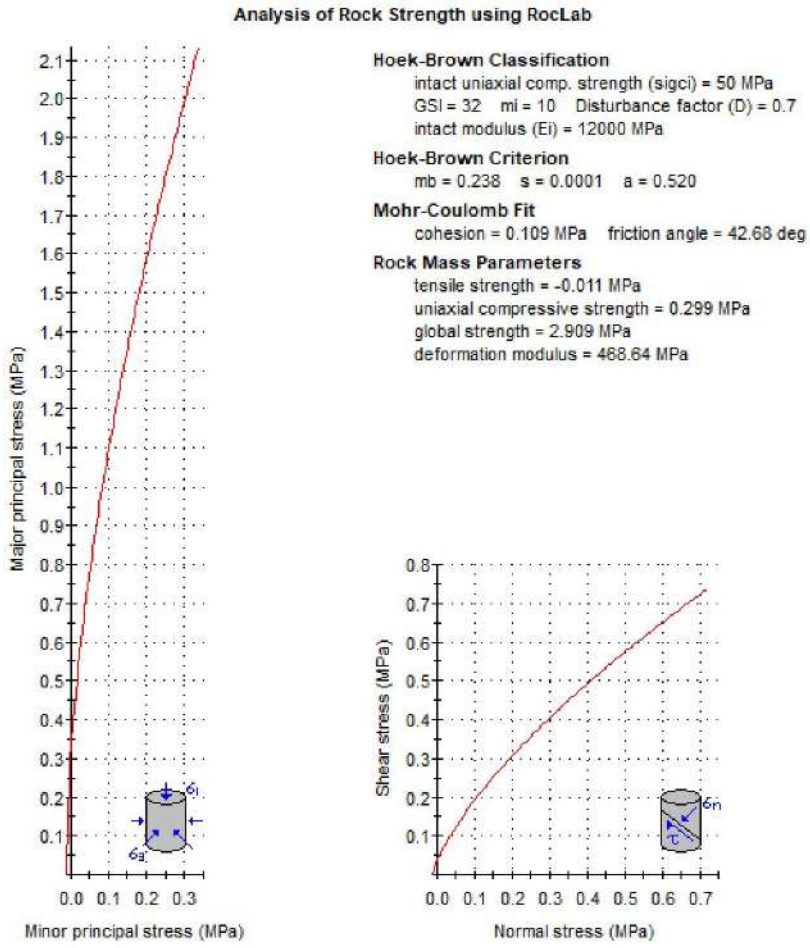
Ammasso roccioso "sano"



Sintesi dei parametri geomeccanici

- peso di volume naturale: **26** kN/m^3
- angolo di attrito: **45** gradi
- coesione: **132** kPa

Ammasso roccioso "alterato"



Sintesi dei parametri geomeccanici

- peso di volume naturale: **26** kN/m^3
- angolo di attrito: **43** gradi
- coesione: **110** kPa

6.4. I materiali sciolti

I materiali di consistenza terrigena riscontrati all'interno del perimetro della cava e nell'area di ampliamento sono essenzialmente costituiti da:

-le coltri detritiche eluvio-colluviali;

le terre e rocce da scavo costituenti i materiali di risulta dell'attività estrattiva, abbancate negli ampi piazzali alla base dei fronti di scavo pregressi e a costituire l'importante rilevato di contrasto nel settore Sud.

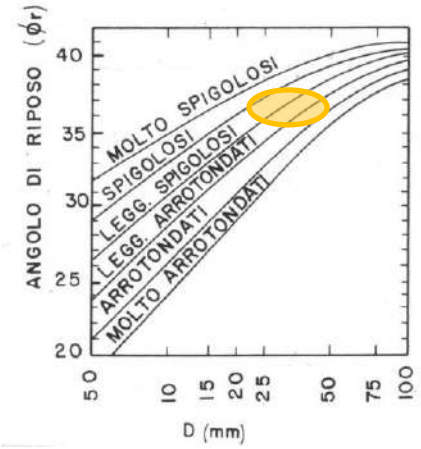
Le coltri sciolte naturali sono ubicate sul ciglio di cava dei fronti attuali e, più diffusamente, nell'area di ampliamento, dove raggiungono spessori massimi di 2-3 m; sono sostanzialmente trascurabili alla scala delle problematiche alla base della stabilità dei fronti attuali e anche nelle

verifiche di stabilità non sono state valutate in quanto verranno asportate pressochè completamente in sede di predisposizione dell'area.

Come detto in precedenza, il settore meridionale della cava, a partire dal piazzale degli impianti fino quasi alla linea di crinale, costituisce il settore di escavazione in cui l'attività estrattiva è stata sviluppata fino al 2020; in questo settore, a seguito del movimento gravitativo, al fronte di scavo in roccia è stato addossato un importante rilevato in terra, parzialmente gradonato in gradoni successivi.

Il rilevato è costituito principalmente da terre e rocce da scavo residui della pregressa attività estrattiva ed utilizzando massi di diversa pezzatura, anche di grandi dimensioni; per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici dei materiali sciolti da porre a dimora si sono utilizzati, come indicato al punto 6.2.2 delle citate NTC e dalle "Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive .." di cui al DGR n. 141/2008 e DGR n.141/2010, aggiornate successivamente con DGR n. 431/2015, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sui differenti materiali per altro già utilizzati per la sistemazione ambientale di altre cave in Regione Liguria, quelli relativi ai rilevati, alle massicciate in pietrame e alle terre armate.

I dati disponibili e relativi ad altri impianti forniscono una granulometria media dei materiali abbancati nelle classi delle ghiaie e delle sabbie con ciottoli, per il 70-75%, e dei limi argillosi per il 25-30%.



Questa tabella mette in relazione le grandezze dei granuli (diametro medio) e l'angolo di attrito secondo Cooke e Doornkamp (valori minimi di Dr).

Nelle modalità di gestione è inoltre previsto ed imposto che la formazione della colmata dovrà avvenire con modalità analoghe a quelle suggerite dalla letteratura, mediante stesa, compattazione e rullatura con mezzi idonei dei materiali in modo da ottenere una densità relativa non inferiore al 50%.

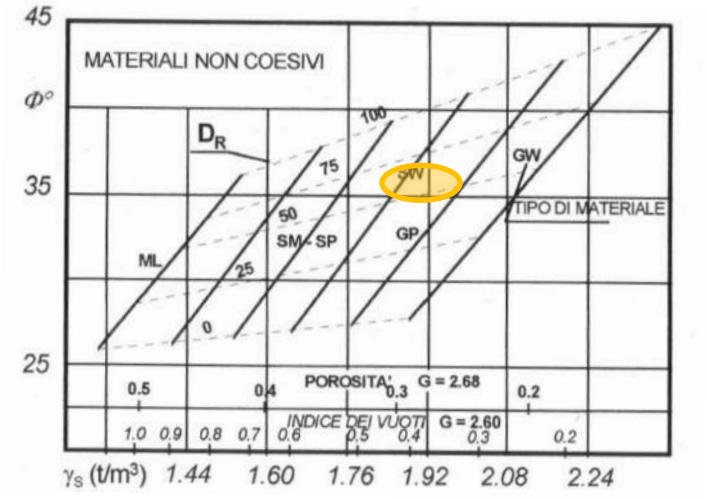


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra peso di volume, angolo d'attrito, densità relativa in base alla tipologia del materiale.

Sulla base di quanto fin qui esposto risulta lecito assumere un valore medio dell'angolo di resistenza al taglio non inferiore a 36°, ed un valore di coesione non drenata pari a 20 kPa; questi valori sono altresì confermati da dati relativi a prove su altri impianti esistenti.

Si tratta di parametri cautelativi poichè e ipotizzabile la presenza di granuli spigolosi degli elementi litoidi, di pezzature anche di un certo rilievo il cui comportamento può considerarsi (talvolta) intermedio tra quello degli ammassi rocciosi giuntati e dei materiali granulari classici.

Esami di laboratorio e indagini geognostiche dirette, effettuate con penetrometro pesante su rilevati di ricomposizione ambientali eseguite nell'ultimo decennio in tutta la Liguria dimostrano l'attendibilità dei valori sopra riportati.

Per ultimo occorre sottolineare che i materiali sopra descritti sono posti a dimora in strati di limitato spessore in modo da creare un riempimento omogeneo, ben compattato cosi come prescritto anche dalle "Linee guida" di cui al DGR n. 141/2010.

7. INDAGINI GEOFISICHE

Al fine di definire con maggior dettaglio il contesto litostratigrafico locale sia nel settore Sud, interessato nel passato da un importante movimento gravitativo, sia nel settore Nord, sul quale è previsto l'ampliamento del piano di coltivazione con il conseguente scavo a gradoni, e conseguentemente poter provvedere al miglior sfruttamento delle risorse esistenti, i rilievi di superficie sono stati integrati con una campagna di indagini geofisiche con l'utilizzo combinato di due metodi di indagine:

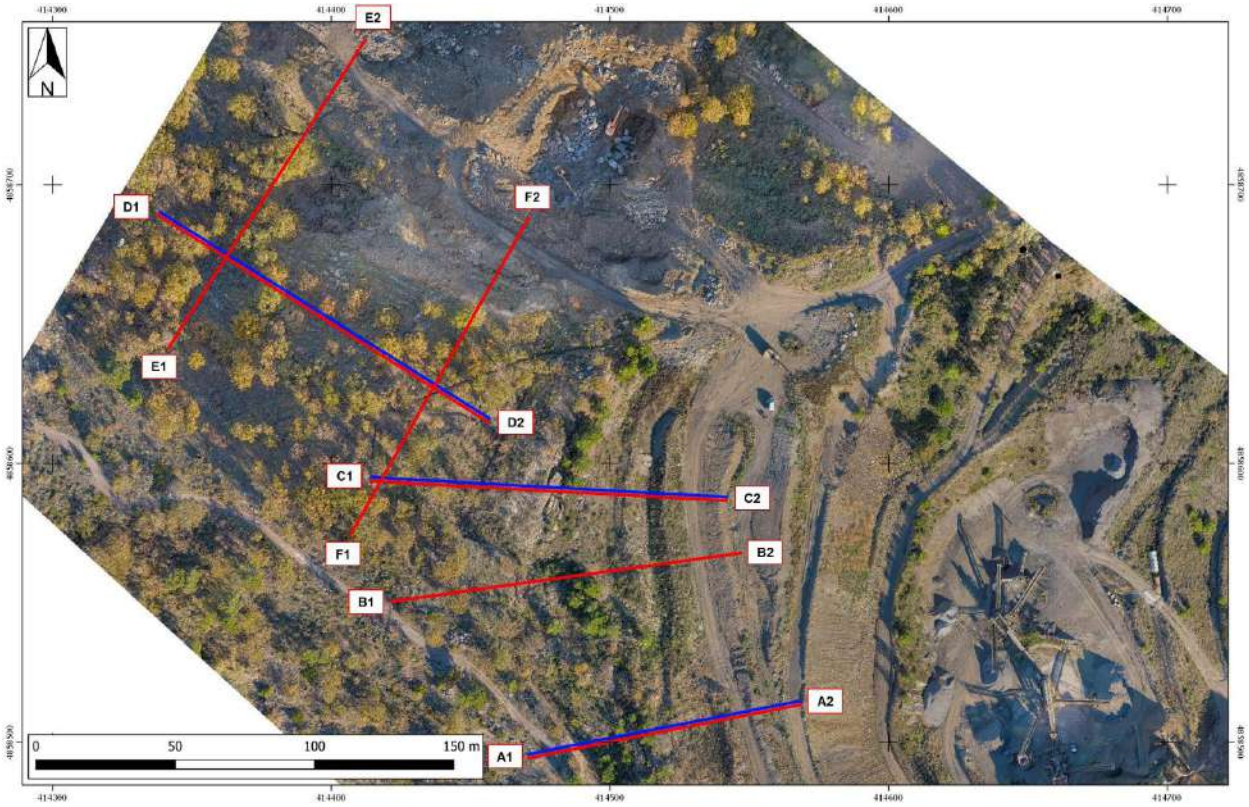
- il metodo sismico a rifrazione, in grado di localizzare gli spessori delle coltri, delle zone allentate, del substrato alterato e la profondità di quello compatto;
- il metodo geoelettrico multi elettrodo, in grado di fornire una caratterizzazione geologica e strutturale molto precisa, utile a individuare i principali contatti geologici, le forme anticlinali e sinclinali, l'andamento di piani e zone di potenziale scivolamento (faglie di svincolo, scisti, ecc.).

La campagna di indagini è stata sviluppata attraverso:

- l'esecuzione di n° 6 stendimenti geoelettrici multielettrodo (ERT);
- l'esecuzione di n°3 stendimenti sismici a rifrazione (SIS);

Le indagini geofisiche sono state realizzate dalla società Techgea S.r.l. mentre lo scrivente ne ha curato la programmazione e ne ha seguito direttamente l'esecuzione.

La posizione degli stendimenti è stata riportata sulla allegata **Tavola 2 – Carta litologico-strutturale e delle indagini (scala 1:1.000)** e sulla ortofoto del rilievo fotogrammetrico, qui di seguito riprodotta. Le linee geoelettriche sono riportate in rosso, mentre le linee sismiche in sovrapposizione sono riportate in blu.



I risultati delle indagini sono illustrati nelle Tavole allegate al testo e commentati nelle pagine seguenti.

7.1 Geoelettrica multielettrodo e sismica a rifrazione: cenni teorici

Qui di seguito si forniscono brevi cenni teorici relativi alla metodologia di indagine geoelettrica e sismica.

7.1.1 Geoelettrica multielettrodo (ERT)

Il metodo di indagine geoelettrica multi-elettrodo (modello tomografico della resistività elettrica del sottosuolo) consiste nel ricostruire la distribuzione della resistività elettrica reale del sottosuolo mediante immissione di corrente elettrica e misura della differenza di potenziale in una serie di elettrodi posizionati sul terreno o in foro. La resistività elettrica è strettamente correlata alle caratteristiche chimiche e fisiche del mezzo attraversato e, per tale motivo, il metodo geoelettrico fornisce una sezione del sottosuolo molto realistica e affidabile, consentendo la costruzione di un modello elettrico bidimensionale o tridimensionale del sottosuolo. La sezione geoelettrica fornisce un'immagine del sottosuolo sulla base della capacità di trasmissione del terreno di un campo elettrico generato, fornendo indirettamente una indicazione delle unità geologiche attraversate.

Nel caso della tomografia elettrica, si vuole stimare la distribuzione della resistività elettrica nel sottosuolo a partire da misure effettuate in superficie.

I software utilizzati per l'inversione implementano un modello a celle (o blocchi), i cui parametri sono i valori di resistività delle singole celle in cui il sottosuolo è stato suddiviso; la soluzione agli elementi finiti o alle differenze finite fornisce i valori di resistività elettrica reale.

7.1.2 Sismica a rifrazione (SIS)

Il rilievo sismico a rifrazione di onde P è un metodo di indagine basato sulla misura dei tempi di percorso che le onde elastiche, generate nel terreno in un punto-sorgente, impiegano per raggiungere dei ricevitori (geofoni) disposti sulla superficie del terreno ed allineati con il punto di energizzazione. Le onde elastiche che si propagano in profondità e vengono in parte deviate (rifratte) lungo l'interfaccia che separa due mezzi a differente impedenza acustica (V1, V2) ed in parte proseguono verso il basso finché l'energia viene completamente assorbita dal mezzo in cui si propaga.

Con i tempi di percorso rilevati mediante i geofoni e le distanze degli stessi dai punti di energizzazione si tracciano dei diagrammi tempi-distanze (dromocrone) che permettono di calcolare sia la velocità di propagazione delle onde di compressione P, sia la profondità e lo spessore dei terreni che sono stati attraversati dalle onde sismiche. L'interpretazione delle dromocrone consente di ricavare delle sezioni sismiche che schematizzano la distribuzione della velocità in funzione della profondità; le velocità di propagazione delle onde sismiche (Vp) sono infatti correlabili con le caratteristiche fisico-meccaniche del sottosuolo investigato.

Questo tipo d'indagine fornisce una sezione "tomografica" bidimensionale e cioè un grafico in cui, ad ogni coppia distanza/profondità, corrisponde un valore di velocità sismica. Tale campo di velocità sismiche (V=(x,z), rappresentato mediante una gamma di colori, viene associato alle caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo indagato in relazione alle informazioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche del sito stesso.

7.2 Strumentazione utilizzata ed elaborazione dati

L'acquisizione dei dati geoelettrici è stata realizzata con un georesistivimetro Syscal Pro (Iris Instruments, Fr) a 72 canali e l'utilizzo di elettrodi in acciaio inox collegati mediante cavi multipolari (la posizione degli elettrodi è riportata sui modelli tomografici).

Per l'acquisizione dei dati di resistività elettrica è stata adottata una sequenza Wenner-Schlumberger, predisposta mediante il software Electre Pro (Iris Instruments, Fr). Per l'elaborazione dei dati geoelettrici sono stati utilizzati i programmi:

- Prosys II (Iris Instruments, Fr): consente l'elaborazione preliminare dei dati di resistività elettrica apparente (filtraggio e correzione topografica dei dati);

- Res2DINV V.3.71 (Geotomo Software, Mal): esegue l'inversione numerica dei dati e la restituzione della sezione tomografica di resistività elettrica reale;
- Surfer 13.6.618 (Golden Software, USA): esegue il gridding dei dati (metodo kriging) e la rappresentazione grafica delle sezioni tomografiche.

L'acquisizione dei dati sismici a rifrazione è stata realizzata con l'utilizzo di 2 sismografi Daq Link IV a 24 canali collegati in serie per disporre di 48 geofoni in acquisizione (Seismic Source, USA).

L'unità di acquisizione, dotata di un convertitore analogico/digitale a 24 bit (unità Daq Link IV), è fornita di una connessione di rete standard 10/100 (base RJ45) per la comunicazione con un laptop su cui è installato il software (VibraScope ® v.2.4.40) che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I sensori utilizzati sono geofoni verticali prodotti da Weihai Sunfull, con frequenza di risonanza centrata pari a 40 Hz, e distorsione di segnale inferiore allo 0.2%.

La generazione del segnale sismico è stata realizzata con mazza da 10 Kg dotata di interruttore inerziale in 10 di basi di energizzazione, spaziate a distanza non superiore a tre interassi geofonici, al fine di ottenere un'alta densità nella copertura sismica.

Per l'elaborazione dei dati sismici a rifrazione si è proceduto al riconoscimento e raccolta dei dati dei primi arrivi (software Reflexw, Sandmeier Software, D). Successivamente le onde di primo arrivo sono state elaborate con il metodo GRM (General Reciprocal Method) accoppiato ad una inversione tomografica su una griglia di nodi equispaziati per una modellazione della distribuzione delle velocità delle onde di compressione nel sottosuolo (software Rayfract, Intelligent Resources Inc., CDN). Il metodo dell'inversione tomografica consente (con un sufficiente numero di scoppi) di individuare anche eventuali inversioni di velocità (che costituiscono il limite della prospezione sismica a rifrazione).



Georesistivimetro Syscal Pro



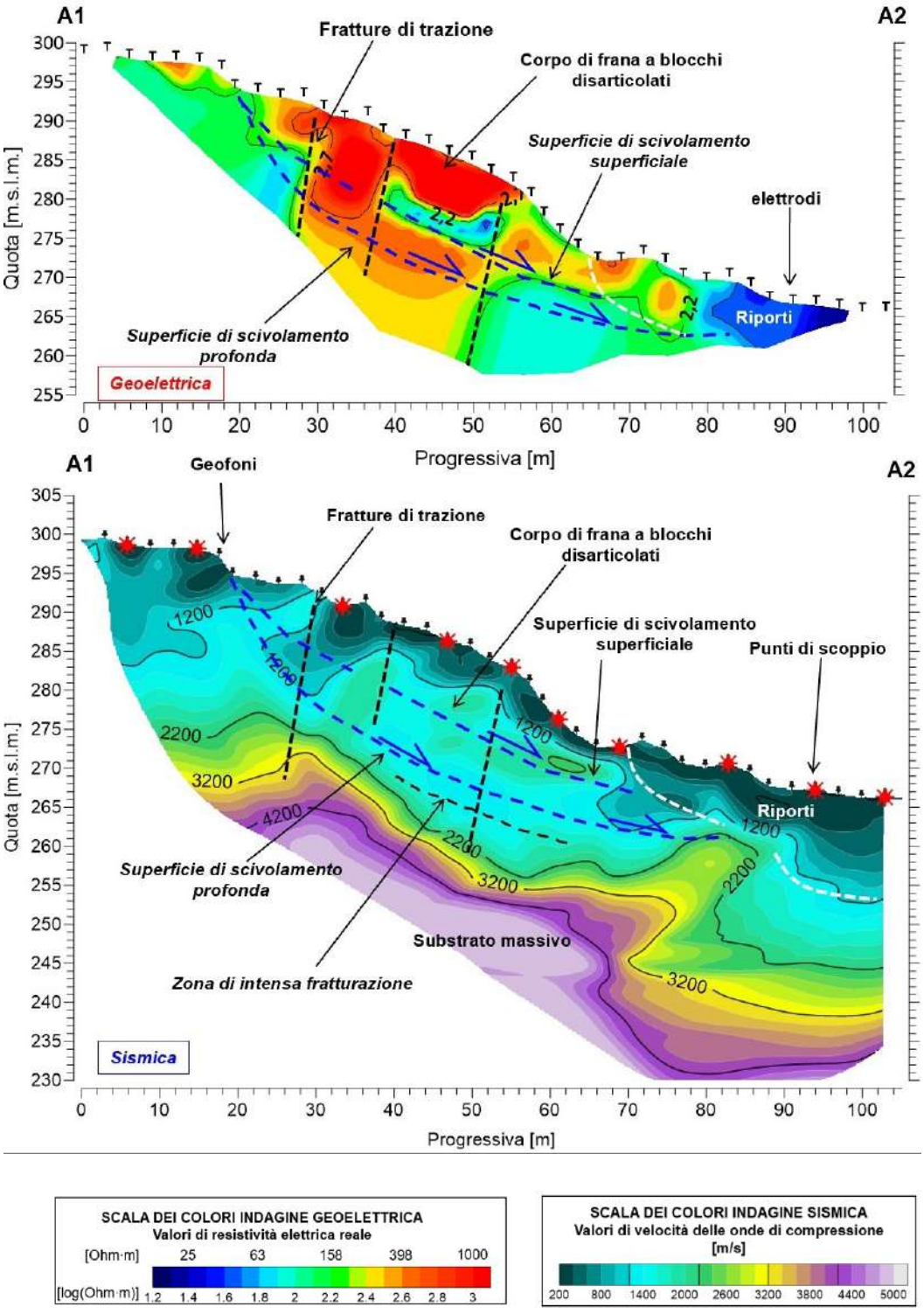
Sismografo Daq Link IV

7.3 Esiti delle indagini

L'utilizzo combinato dei due metodi di indagine ha avuto lo scopo di mettere a confronto due differenti parametri fisici (resistività elettrica e velocità delle onde di compressione) per calibrare l'interpretazione geologica (metodo della correlazione incrociata, meglio noto come "cross correlation").

7.3.1 Sezione A1-A2

La sezione A1-A2 è stata sviluppata sul settore Sud, con utilizzo combinato del metodo geoelettrico e del metodo sismico. Il confronto tra i due modelli tomografici è riportato in Tavola 4 e, riprodotta per comodità di lettura qui di seguito.



La sezione geoelettrica mette in evidenza i seguenti elementi morfo-strutturali:

• la presenza di elementi fortemente resistivi (colore rosso, valori di resistività elettrica > 1000 Ω.m) con dimensioni plurimetriche, separati da discontinuità verticali (fessure di trazione) o da

zone a bassa resistività elettrica (colore blu, valori di resistività elettrica < 100 Ω.m). Tali elementi resistivi sono costituiti da blocchi di calcare disarticolati all'interno del corpo di frana, separati da fessure di trazione con aperture decimetriche, come illustrato nella seguente ripresa fotografica . Il litotipo calcareo, associato alla forte fessurazione, determina un'elevata resistività elettrica di insieme.

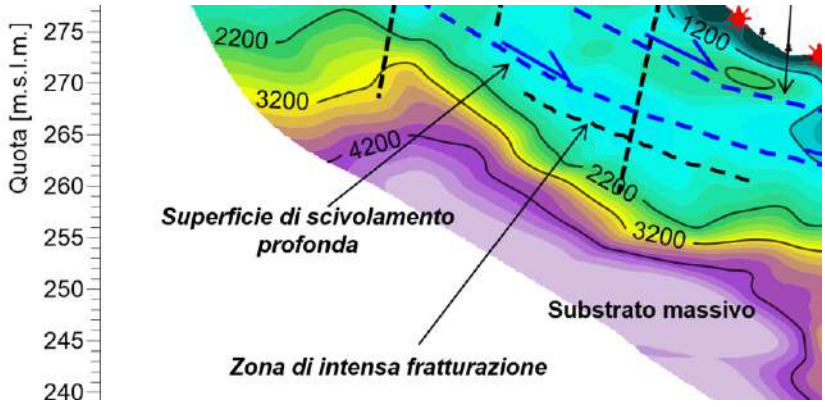


Il modello tomografico di velocità delle onde sismiche di compressione conferma ed integra il modello prima descritto. Più in dettaglio, si osserva quanto segue:

• il corpo di frana mostra una zona corticale fortemente allentata in superficie (colore blu, Vp < 1000 m/s), per la presenza delle fessure di trazione (zona aerata). Nella parte più profonda (oltre 10 m di profondità dalla superficie topografica) si osserva invece una distribuzione caotica e irregolare di blocchi lapidei plurimetrici (colore verde, 1500 < Vp < 2200 m/s), disarticolati, localizzati in un mezzo lapideo molto fratturato (colore azzurro, 1000 < Vp < 1500 m/s).

• il substrato massivo (non fratturato e deformato dai movimenti di frana) presenta una velocità Vp > 2200 m/s, e si riconosce facilmente in quanto il gradiente di velocità è molto elevato (rapido passaggio tra Vp 2200 m/s e Vp 3200 m/s.

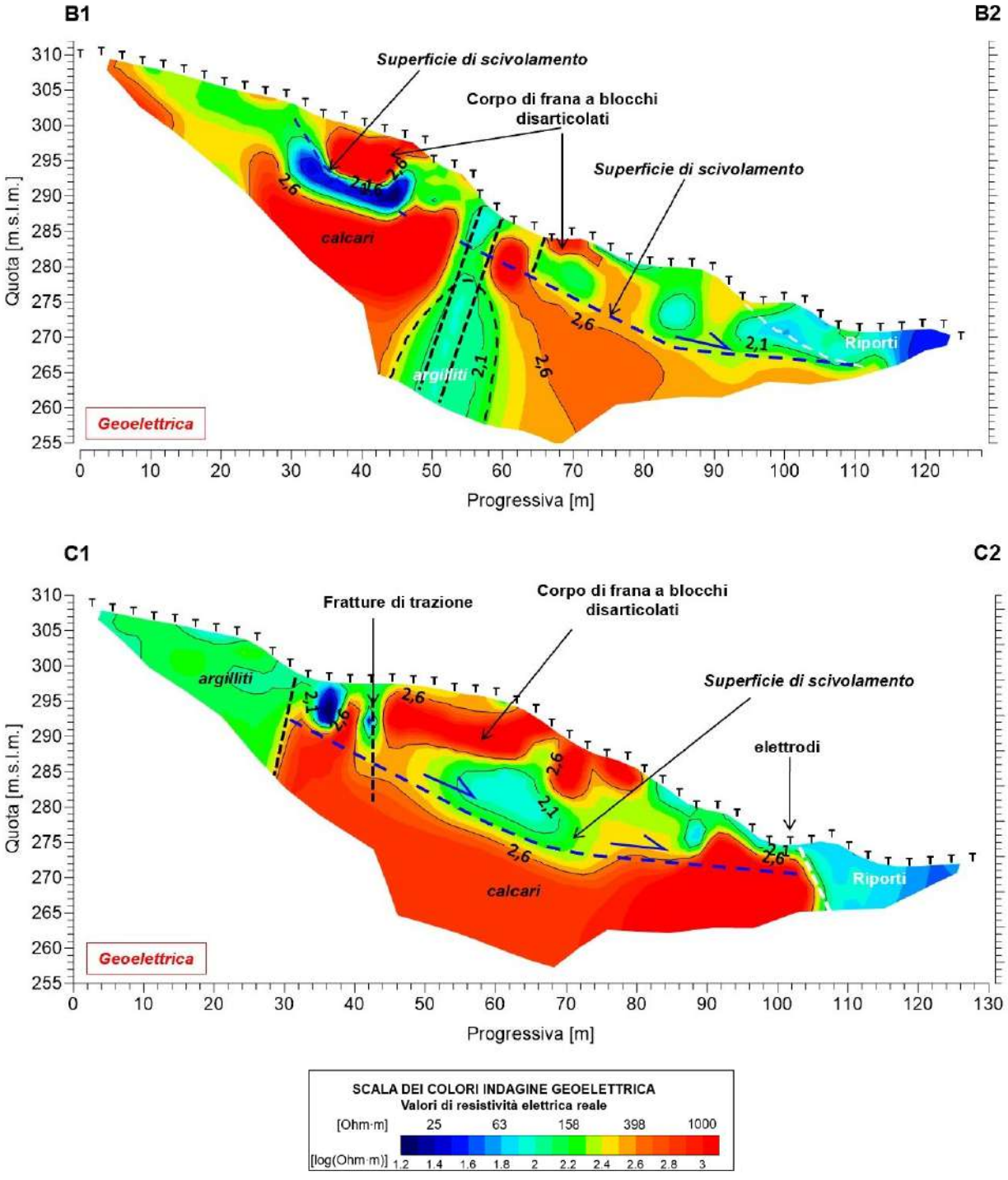
• la presenza del riporto al piede del versante è caratterizzata da velocità delle onde di compressione molto basse (Vp < 1200 m/s), in relazione al basso grado di addensamento e alla natura dei depositi (riporti).



7.3.2 Sezioni B1-B2 e C1-C2

Le sezioni B1-B2 e C1-C2 sono parallele e molto vicine tra loro, e per tale motivo vengono illustrate e commentate insieme. In Tavola 5 si riporta il confronto tra i modelli di resistività elettrica delle sezioni B1-B2 e C1-C2.

Per la sezione C1-C2 si è utilizzo sia il metodo geoelettrico e sia il metodo sismico, e il confronto tra i due modelli tomografici è riportato in Tavola 6. I medesimi modelli sono riportati, per comodità di lettura, nelle figure qui di seguito.



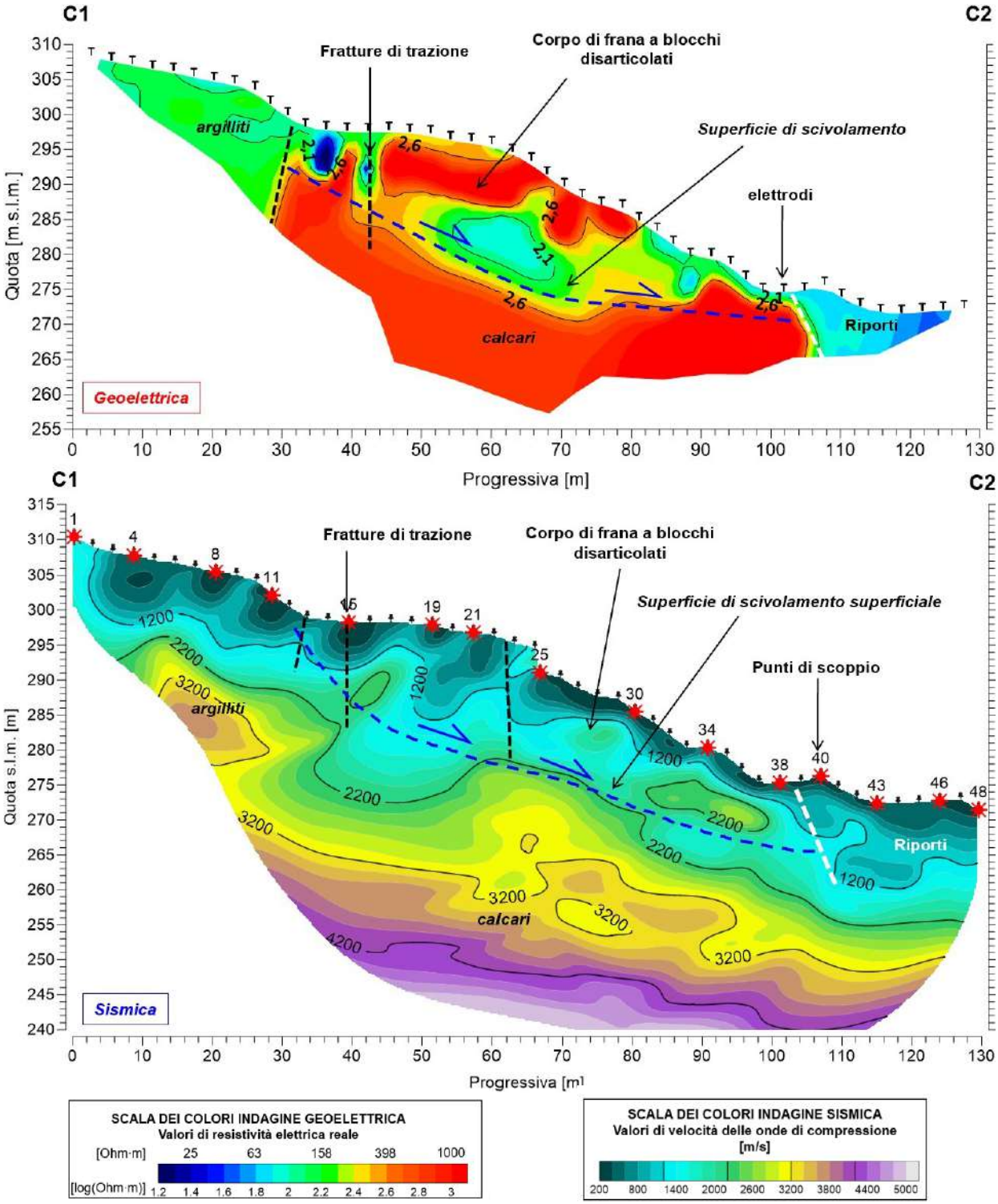
Il confronto tra le sezioni geoelettriche mette in evidenza i seguenti elementi morfo-strutturali:

• la presenza di elementi fortemente resistivi (colore rosso, valori di resistività elettrica > 1000 Ω.m) con dimensioni plurimetriche, separati da discontinuità verticali (fessure di trazione) o da

zone a bassa resistività elettrica (colore blu, valori di resistività elettrica < 100 Ω.m). Tali elementi resistivi sono costituiti da blocchi di calcare disarticolati all'interno del corpo di frana, separati da fessure di trazione con aperture decimetriche (cfr. foto già riprodotta in precedenza) Il litotipo calcareo, associato alla forte fessurazione, determina un'elevata resistività elettrica di insieme

• la presenza di una chiara superficie di discontinuità, identificata come superficie di scivolamento del fenomeno franoso. Tali superficie di scivolamento si riconosce sia sulla base di contatti stratigrafici (livello a bassa resistività elettrica alla base del livello caotico a blocchi lapidei) e sia in relazione al confronto con la sezione sismica

• la presenza del riporto al piede del versante, caratterizzato da terreni a bassa resistività elettrica, colore blu.



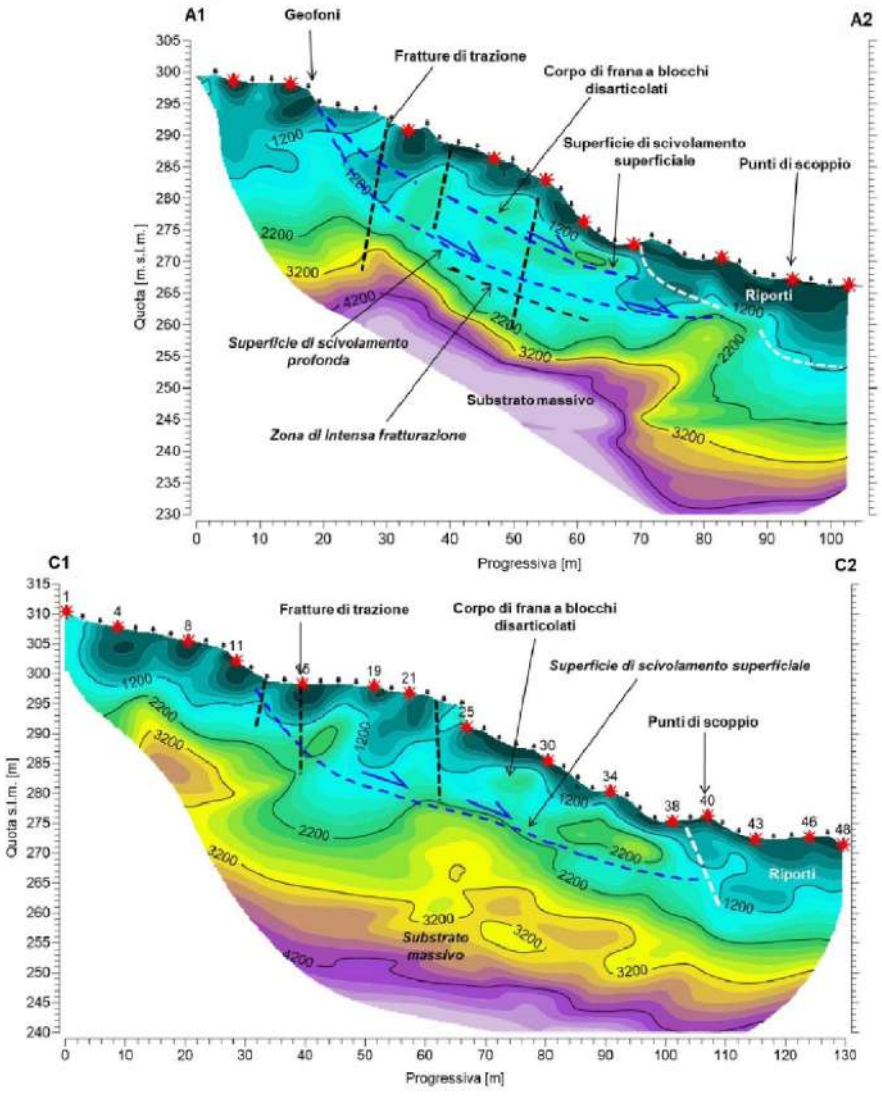
Il modello tomografico di velocità delle onde sismiche di compressione della sezione C1-C2 conferma ed integra il modello prima descritto. Più in dettaglio, si osserva quanto segue:

• il corpo di frana mostra una zona corticale fortemente allentata in superficie (colore blu, Vp < 1000 m/s), per la presenza delle fessure di trazione (zona aerata). Nella parte più profonda (oltre 10 m di profondità dalla superficie topografica) si osserva invece una distribuzione caotica e irregolare di blocchi lapidei plurimetrici (colore verde, 1500 < Vp < 2200 m/s), disarticolati, localizzati in un mezzo lapideo molto fratturato (colore azzurro, 1000 < Vp < 1500 m/s).

• il substrato massivo (non fratturato e deformato dai movimenti di frana) presenta una velocità Vp > 2200 m/s, e si riconosce facilmente in quanto il gradiente di velocità è molto elevato (rapido passaggio tra Vp 2200 m/s e Vp 3200 m/s. All'interno del substrato lapideo massivo si osservano delle discontinuità profonde (a quota 250 m s.l.m.), localizzate sulla base dell'inversione di velocità nel modello tomografico, riferibili a differenze litologiche o a strati fortemente fratturati che determinano la riduzione della velocità delle onde di compressione.

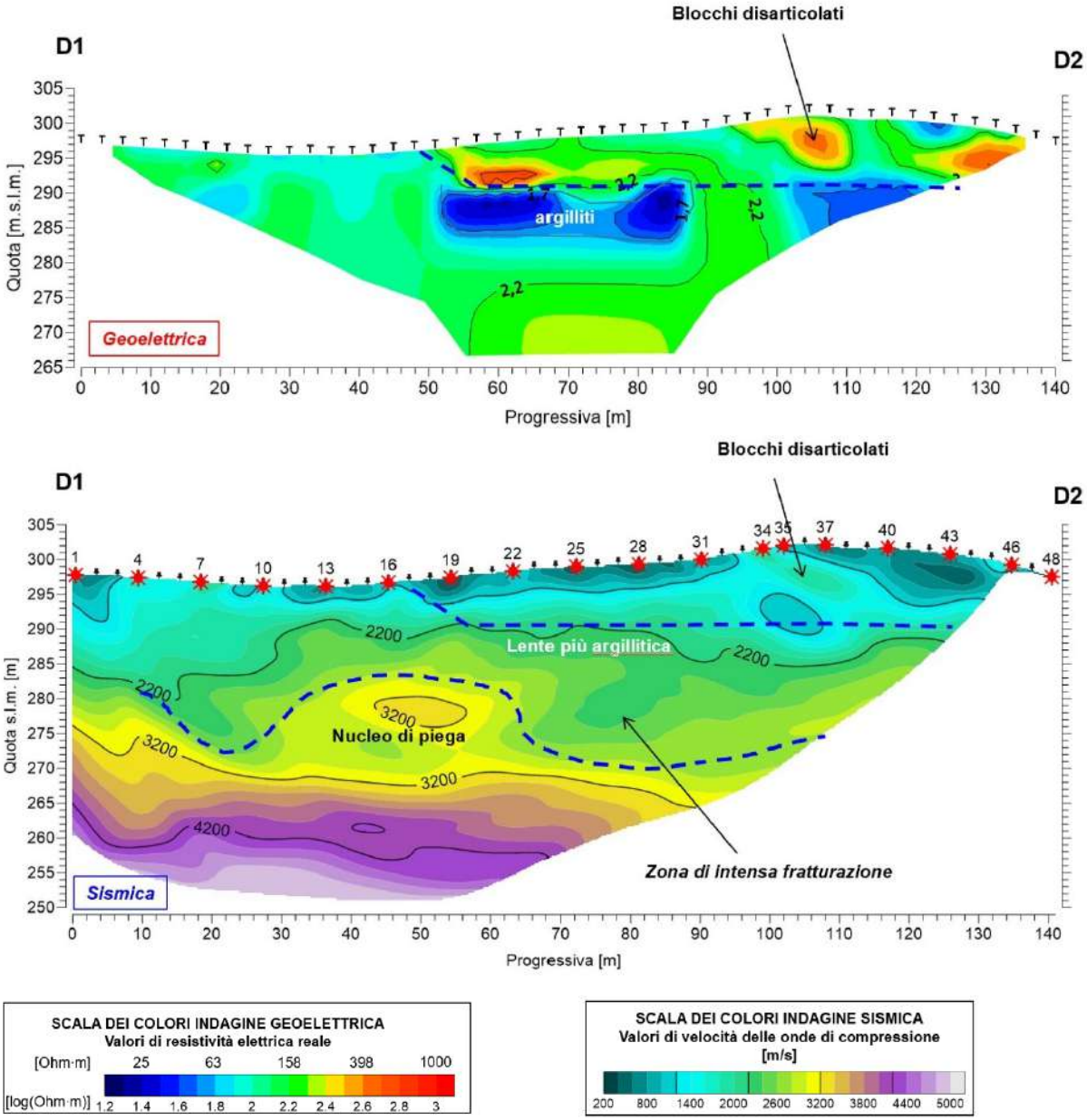
• la presenza del riporto al piede del versante è caratterizzata da velocità delle onde di compressione molto basse (Vp < 1200 m/s), in relazione al basso grado di addensamento e alla natura dei depositi (riporti).

Si mette in luce che il modello di tomografia sismica della sezione C1-C2 è compatibile con il modello della sezione A1-A2, sia per quanto riguarda i valori di Vp e sia per la morfologia dei sismostrati (Tavola 7), riprodotta qui di seguito



7.3.3 Sezione D1-D2

La sezione D1-D2 è stata tracciata sul settore Nord dell'area di cava, con utilizzo combinato del metodo geoelettrico e del metodo sismico. Il confronto tra i due modelli tomografici è riportato in Tavola 8 e, per comodità di lettura, riprodotto qui di seguito.



La sezione geoelettrica mette in evidenza i seguenti elementi morfo-strutturali:

• la presenza di elementi fortemente resistivi (colore rosso, valori di resistività elettrica > 1000 Ω.m) con dimensioni plurimetriche, separati da zone a bassa resistività elettrica (colore blu, valori di resistività elettrica < 100 Ω.m). Tali elementi resistivi sono costituiti presumibilmente da blocchi di calcare disarticolati e/o allentati. Il litotipo calcareo, associato alla forte fessurazione, determina un'elevata resistività elettrica di insieme.

• la presenza di una superficie di discontinuità superficiale, identificata come probabile interfaccia tra i blocchi allentati e disarticolati ed il substrato massivo, e di una superficie di discontinuità più profonda, interna al substrato lapideo massivo, identificata come zona di intensa fratturazione

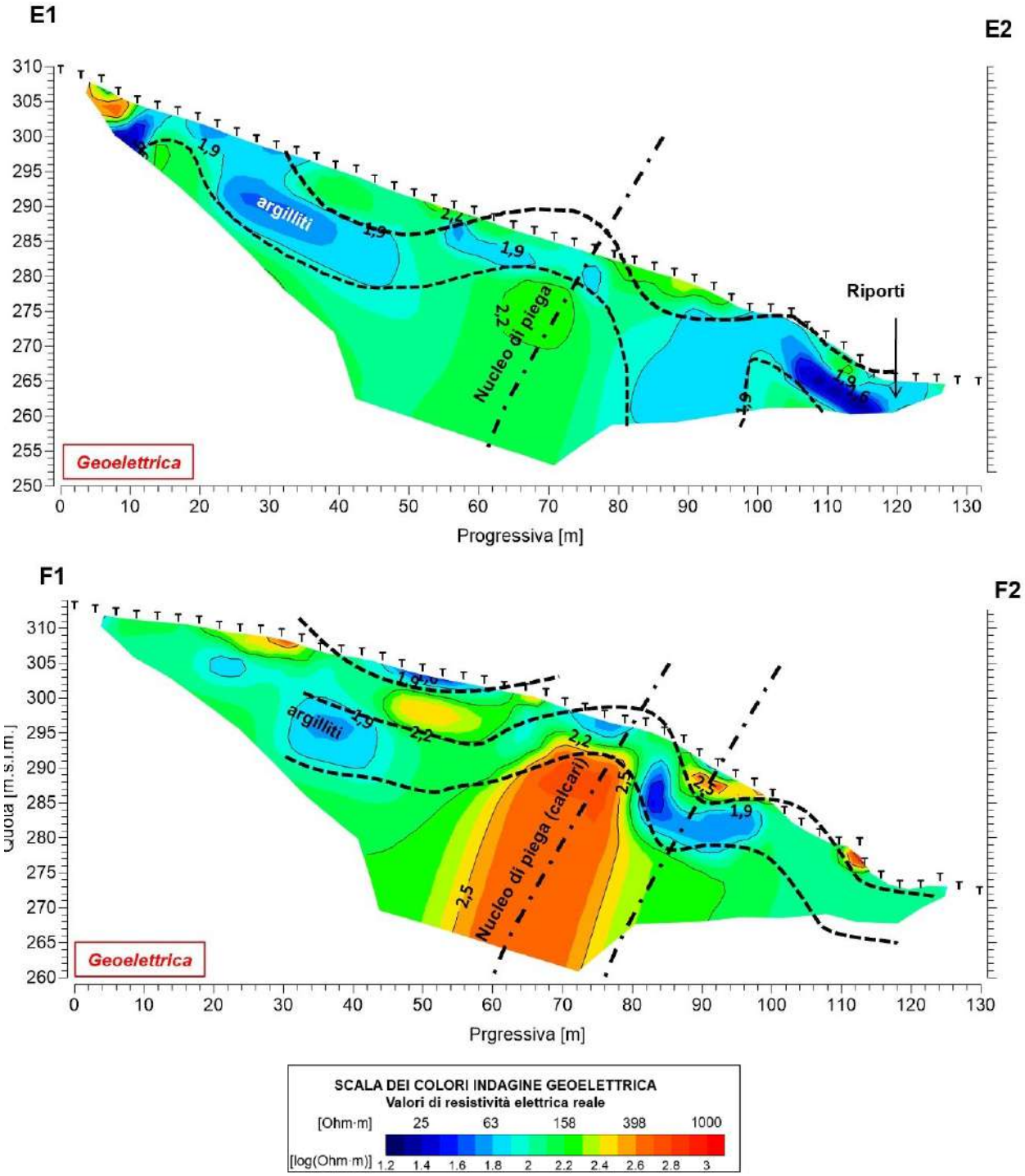
Il modello tomografico di velocità delle onde sismiche di compressione conferma ed integra il modello prima descritto. Più in dettaglio, si osserva quanto segue:

• un livello superficiale costituito da una zona corticale fortemente allentata con possibile presenza di blocchi calcarei disarticolati(colore blu, Vp < 1000 m/s).

• il substrato massivo (non fratturato e deformato), che presenta una velocità Vp > 2200 m/s. All'interno del substrato lapideo massivo si osservano delle discontinuità profonde (a quota 270 m s.l.m.), localizzate sulla base dell'inversione di velocità nel modello tomografico, riferibili a differenze litologiche o a strati fortemente fratturati che determinano la riduzione della velocità delle onde di compressione, a margine di una possibile deformazione plicativa (nucleo di piega).

7.3.4 Sezioni E1-E2 e F1-F2

Le sezioni E1-E2 e F1-F2 sono parallele tra loro, e per tale motivo vengono illustrate e commentate insieme, riferendosi alla Tavola 9 e alla figura qui di seguito riprodotta.



A differenza delle sezioni del lato Sud (ove l'elemento dominante è dato dagli effetti residuali del movimento franoso), sul lato Nord prevale il motivo stratigrafico, caratterizzato dall'alternanza di strati più francamente calcarei con strati più francamente argillitici. La stratificazione litologica mostra una deformazione plicativa, ben riconoscibile in entrambe le sezioni, con un nucleo di piega ad asse subverticale e un'ondulazione mediamente disposta a frana-poggio (come la pendenza del versante). La presenza di strutture plicative è visibile sugli affioramenti lapidei presenti in sito, quali quelle rappresentate qui di seguito.





8. MODELLO GEOLOGICO-STRUTTURALE DELL'AREA DI CAVA

Il modello geologico strutturale dell'area di cava è stato ricostruito attraverso:

- l'interpretazione e l'analisi critica di tutti gli studi e le indagini pregresse realizzate sul sito, quali in particolare i rilievi geolitologico-strutturali eseguiti lungo i fronti della cava realizzati rispettivamente dal geol. S. Donati nel 2009 e dal geol. M. Rossi incaricato delle indagini per il progetto di messa in sicurezza a seguito dell'innescarsi del movimento franoso nel 2015 e negli anni successivi;
- le risultanze delle indagini sismiche e geoelettriche realizzate con un'apposita campagna nel novembre-dicembre 2020 da parte della società Techgea, coordinate dallo scrivente;
- l'interpretazione dei rilievi geologici, geomorfologici e geolitologico-strutturali eseguiti dallo scrivente a partire dal novembre 2020 sull'area.

Nelle posizioni individuate sulla **Tavola 1 - Carta degli elementi geologici di insieme (scala 1:1.000) s**ono state ricostruite alcune sezioni geolitologiche-strutturali **Tavola 3 – Sezioni geolitologiche strutturali (scala 1:1.000)**; con riferimento a queste ultime, viene qui descritto l'assetto litostratigrafico e strutturale dei due settori della cava.

Assetto litostratigrafico settore Sud

Il corpo di frana del settore Sud mostra una zona corticale fortemente allentata in superficie, per la presenza delle fessure di trazione (zona aerata), mentre nella parte più profonda (oltre 10 m di profondità dalla superficie topografica) si osserva invece una distribuzione caotica e irregolare di blocchi lapidei plurimetrici, disarticolati, localizzati in un mezzo lapideo molto fratturato.

La presunta superficie di scivolamento (mistilinea) presenta un orlo di coronamento superiore coincidente con una rottura di pendenza (piano fortemente inclinato) associato ad una serie di fratture di trazione, ancora ben visibili nella zona settentrionale del settore, che si collega in profondità in corrispondenza di una superficie di scivolamento con pendenza circa parallela alla giacitura di versante.

Al piede si sviluppa il rilevato di contrasto costituito da materiali lapidei e terrosi mediamente addensati.

Assetto lito-stratigrafico settore Nord

A differenza del settore Sud, dove l'elemento dominante è dato dagli effetti del movimento franoso, sul lato Nord prevale il motivo stratigrafico, caratterizzato dall'alternanza di strati litoidi più francamente calcarei e strati più francamente argillitici (subordinati), in una tipica sequenza flyschoide.

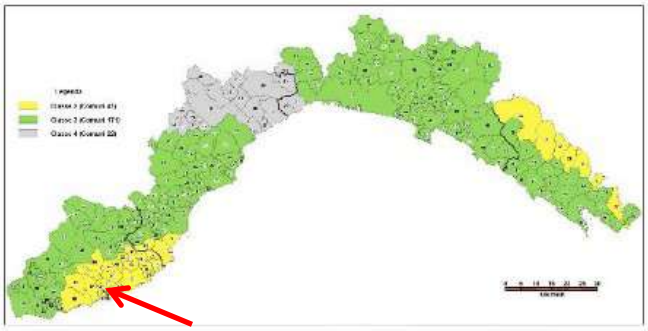
La stratificazione litologica mostra una deformazione plicativa, con nuclei di piega serrati ad asse subverticale e un'ondulazione mediamente disposta a franappoggio, come la pendenza del versante.

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Si illustrano, nel seguito, alcune considerazioni in merito alle caratteristiche di sismicità dell'area e di classificazione sismica in prospettiva di pericolosità e di normativa antisismica.

9.1 Classificazione sismica

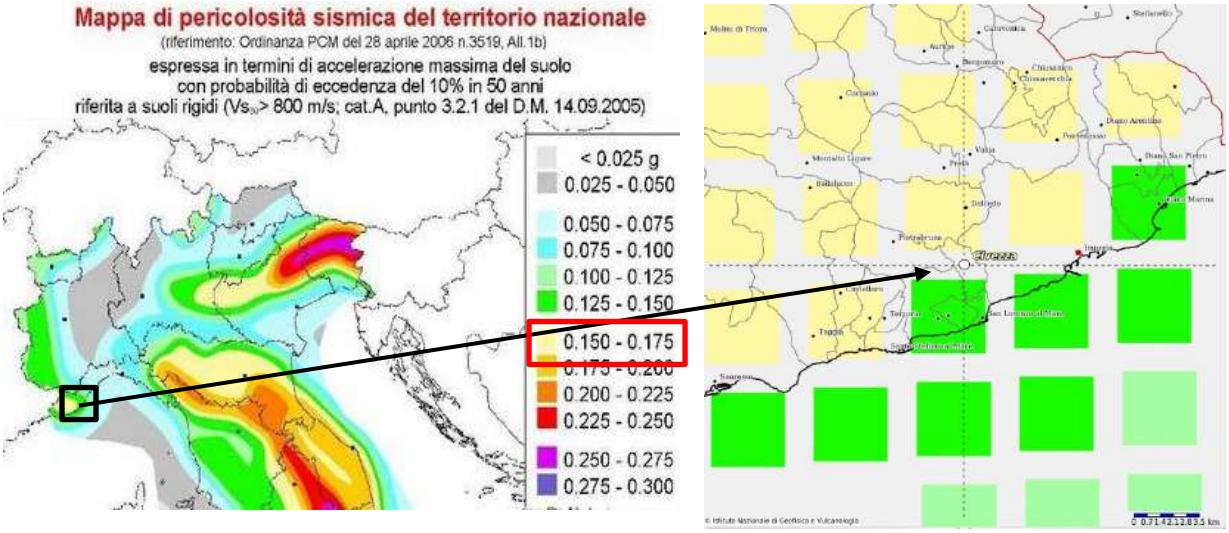
Per quanto concerne la Classificazione sismica, sulla base della la D.G.R. n°216 del 17.03.2017 della Regione Liguria il territorio del comune di Cipressa ricade in zona sismica 2, caratterizzata da una PGA = 0,25g.



Classificazione sismica dei Comuni della Liguria

9.2 Zonazione sismogenetica e pericolosità sismica

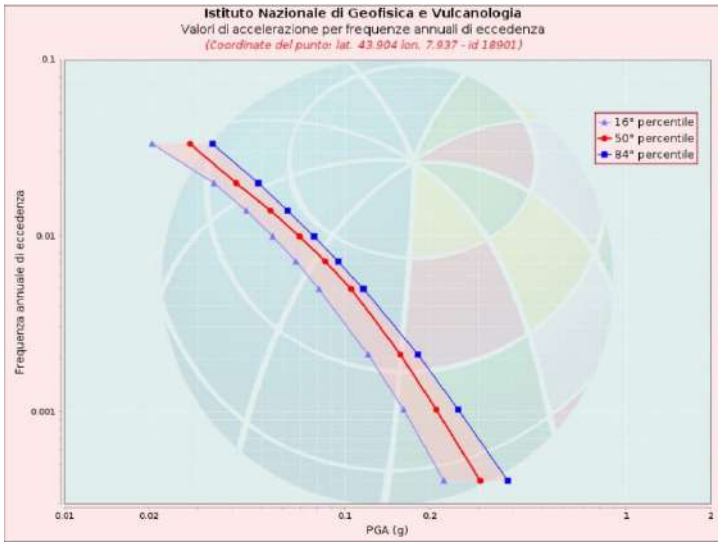
In base alla zonazione sismogenetica ZS9 e la relativa Mappa di pericolosità dell'INGV - Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia, che evidenzia per tutto il territorio italiano i valori attesi di accelerazione, il territorio di Cipressa ricade in un'area con range compreso tra 0.150 e 0.175 PGA/ag.



Le azioni sismiche sono calcolate con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), come descritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14/01/2018.

Valori di accelerazione per frequenze annuali di eccedenza (Coordinate del punto: lat. 43.904 lon. 7.937 - id 18901)			
Frequenza annuale di eccedenza	PGA (g)		
	16° percentile	50° percentile	84° percentile
0.0004	0.2245	0.3028	0.3795
0.0010	0.1615	0.2109	0.2526
0.0021	0.1207	0.1573	0.1817
0.0050	0.0809	0.1055	0.1164
0.0071	0.0670	0.0853	0.0948
0.0099	0.0555	0.0692	0.0778
0.0139	0.0446	0.0544	0.0626
0.0199	0.0342	0.0411	0.0493
0.0332	0.0206	0.0282	0.0338

Tabella del parametro di scuotimento ag per le diverse probabilità annuali di superamento riferita al nodo più vicino all'area in studio.



Curve di hazard: grafico del parametro di scuotimento ag per le diverse probabilità annuali di superamento riferita al nodo più vicino all'area in studio.

Di seguito vengono riportati i dati di DISAGGREGAZIONE (o deaggregazione) della pericolosità sismica (Mc Guire, 1995; Bazzurro e Cornell, 1999) che consentono di valutare i contributi di diverse sorgenti sismiche alla pericolosità di un sito.

La forma più comune della disaggregazione è quella bidimensionale in Magnitudo (M) e distanza (R) che permette di definire il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) ossia l'evento di magnitudo M a distanza R dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

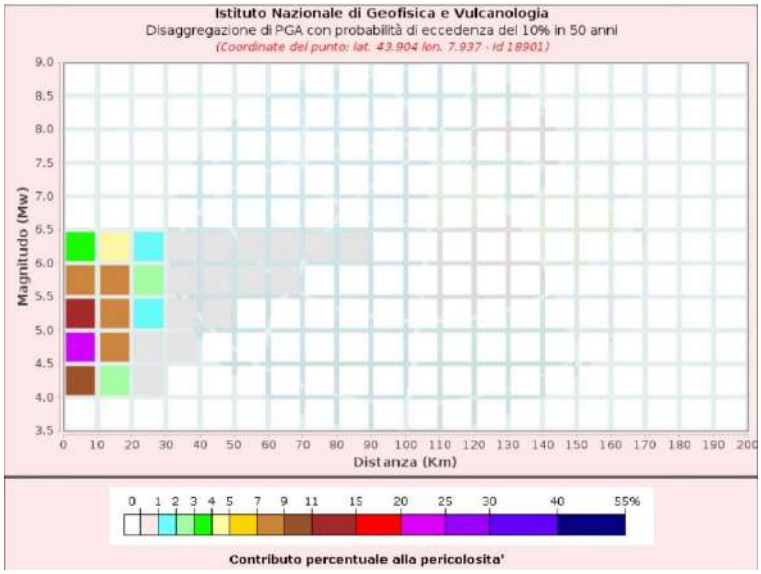


Grafico (a lato) e tabella (successiva) della disaggregazione dei valori di ag ossia la valutazione del contributo percentuale alla stima di pericolosità fornito da tutte le possibili coppie di magnitudo (M) e distanza (D) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita al nodo più vicino all'area in studio

Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 43.904 lon. 7.937 - id 18901)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	10.8000	22.3000	14.8000	8.5300	3.7000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	2.6000	8.1400	8.9900	7.9300	4.7700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.1000	0.7980	1.5600	2.0300	1.6500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0201	0.1980	0.4100	0.4310	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0135	0.0817	0.1140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0149	0.0350	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0016	0.0113	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0028	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Analogamente alla disaggregazione in M-R, è possibile definire la disaggregazione tridimensionale in M-R-ε dove ε rappresenta il numero di deviazioni standard per cui lo scuotimento (logaritmico) devia dal valore mediano predetto da una legge di attenuazione dati M ed R.

Di seguito vengono riportati i PARAMETRI DEL TERREMOTO DI SCENARIO, ossia i valori medi della coppia Magnitudo (M) - Distanza (R) e relativa deviazione standard (ε) della sorgente che maggiormente contribuisce alla pericolosità sismica del comune di Cipressa ottenuti a seguito della disaggregazione della pericolosità.

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.17	9.76	0.547

Il valore medio dei dati riportati fornisce un sisma di Magnitudo 5,17 ad una distanza di 9,76 km dal sito.

9.3 Pericolosità sismica specifica del sito

Con riferimento alle prescrizioni della normativa antisismica di cui alle NTC 2018 si è caratterizzata la pericolosità sismica specifica del sito, in quanto l'accelerazione massima attesa per il sito in esame può essere valutata con con riferimento alla situazione stratigrafica *(coefficiente stratigrafico SS)* e topografica *(coefficiente topografico ST)*:

amax = SS · ST· ag

Per ciò che attiene la categoria di suolo nell'area di cava e di versante oggetto di intervento distinta sulla base della velocità media di propagazione delle onde di taglio Vs, l'ambito in esame ricade su suoli di categoria A, corrispondenti a rocce con Vs > 800 m/sec.

Nel caso in esame, ***SS*** *(coefficiente stratigrafico)* che viene calcolato con apposite formule dai valori di ***F0*** e ***Tc*** relativi al sottosuolo di categoria A, vale 1.

Invece, con riferimento alle condizioni topografiche, si richiama la categoria topografica T2, ovvero il caso del pendio con inclinazione media superiore a 15 gradi. Questo determina un coefficiente topografico ***ST*** pari a 1.2.

Dalle coordinate geografiche viene definito il valore dell'accelerazione orizzontale massima (***ag***), per la categoria di sottosuolo considerata, il fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (***F0***) e il periodo caratteristico (***Tc***) dello spettro (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro) riferiti a Tempi di Ritorno (***TR***) compresi tra 30 e 975 anni.

Per poter definire il periodo di riferimento per l'azione sismica, da considerare nelle verifiche progettuali, occorre conoscere i dati dell'opera, che riguardano la sua vita nominale (***VN***) e il coefficiente d'uso (***CU***), e considerare la probabilità di superamento dello stato limite di progetto (***PVR***).

Gli argomenti di cui ci si occupa in questa sede vengono trattati, come in altri casi analoghi di attività estrattive, come "un'opera progettuale" ordinaria alla quale viene applicata la normativa sismica assumendo, come periodo di riferimento 50 anni, come coefficiente d'uso quello tipico della II classe, per la quale è prevista la normale presenza di persone (Cu = 1), da dove si determina un valore del periodo di riferimento per l'azione sismica ***VR = VN*** · ***CU*** pari a 50.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento corrispondente (***PVR***) viene definita dalla tabella seguente 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%

Quindi, è proprio in funzione degli stati limiti che si determina il *Periodo di ritorno sismico* ***TR***, con riferimento al quale potranno essere ricavati tutti i parametri ***ag***, ***F0*** e ***TC*** e i coefficienti sismici da inserire nelle verifiche e nei calcoli strutturali.

I valori dei coefficienti sismici e di ***ag*** illustrati nel seguito sono ricavati con il software Geostru Parametri Sismici, disponibile on line sul sito www.*geostru.com*; ci si è basati sui seguenti dati di sito:

Coordinate WGS84: Lat 43.876094 - Lng 7.935945

Coordinate ED50: Lat 43.877079 - Lng 7.937003

Categoria sottosuolo: A Categoria topografica: T2 Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: 2 Coefficiente d'uso: 1 Periodo di riferimento: 50 anni

Le tabelle illustrano i coefficienti sismici per i diversi stati limiti della normativa.

Stati limite

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.028	2.594	0.181
Danno (SLD)	50	0.040	2.630	0.211
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.154	2.431	0.291
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.207	2.473	0.306
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tr = tempo di ritorno

ag = accelerazione orizzontale massima al sito

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Tc* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coefficienti sismici

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.010	0.050	0.074
kv	0.003	0.005	0.025	0.037
Amax [m/s²]	0.324	0.473	1.814	2.435
Beta	0.200	0.200	0.270	0.300

Kh = coefficiente sismico orizzontale

Kv = coefficiente sismico verticale

Amax = accelerazione massima

Beta = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Ad esempio, prendendo in considerazione lo *"stato limite di salvaguardia della vita"* ***SLV,*** nel caso di stabilità di pendii e fondazioni***,*** i valori dei parametri ***TR, ag***, ***F0***, ***Tc*** forniti in relazione alla posizione del sito in esame sono:

TR = 475 anni ***ag = 0.154 g*** ***F0 = 2.431*** ***TC = 0.291 s***

ed essendo Ss = 1 e St = 1.2, il valore dell'accelerazione massima orizzontale del terreno per lo *"stato limite di salvaguardia della vita"* ***SLV*** risulta, pari a:

amax (SLV) = SS · ST · ag = 1.814 m/s2

I corrispondenti coefficienti sismici orizzontale e verticale Kh e Kv, nel caso in esame, nelle verifiche allo stato limite vita (SLV) risultano:

Kh (SLV) = 0.050 ***Kv (SLV) = ±0.025***

10. PROPOSTA DI VARIANTE AL PIANO AUTORIZZATO

Rimandando alla relazione di progetto e alle relazioni specialistiche una più esaustiva descrizione dell'assetto finale dell'area, si riassumono qui le caratteristiche salienti.

Il progetto di variante del piano di coltivazione della cava "Pian del Bue" prevede lo sfruttamento integrale delle potenzialità previste dal Piano Cave e la ricomposizione ambientale di tutte le aree di cava, comprese quelle dove non si interviene con modifiche morfologiche e quelle occupate da strutture e impianti a servizio dell'attività estrattiva.

Come detto nell'area di cava sono identificabili due fronti divisi da una zona di riporti "storici".

In corrispondenza del settore sud si è rinunciato a completare gli scavi a causa di movimenti del terreno soprastante al fronte medesimo; in particolare è stato realizzato un rilevato di contrasto al piede del fronte di scavo che risulta consolidato e stabile da circa 4 anni.

Si è pertanto ritiene vantaggioso non procedere a ulteriori modifiche morfologiche e proporre in variante la rinaturalizzazione del versante rendendo definitivo l'assetto attuale, limitandosi al riporto di terreno vegetale in superficie per procedere successivamente alla riqualificazione mediante rinverdimento con specie erbacee e, nelle porzioni ove previsto, impianto di oliveto a fini produttivi.

La parte superiore del versante, che evidenzia ancora i segni del movimento franoso con presenza di fratture, blocchi calcarei disarticolati, scoscendimenti superficiali e muretti di fascia crollati, richiede invece un intervento di risanamento complessivo con interventi puntuali:

- rimozione muretti a secco crollati
- rimozione delle piante con assetto instabile;
- riempimento delle fessure ancora presenti nel terreno per ridurre infiltrazioni di acqua nell'ammasso mobilizzato;
- demolizione parziale o totale dei blocchi calcarei disarticolati;
- regolarizzazione delle scarpate;
- inerbimento dove necessario.

Il fronte estrattivo a nord è invece ancora attivo e sarà oggetto di ampliamenti in funzione delle previsioni di Piano e grazie alla acquisizione della disponibilità dei fondi di alcune particelle prima mancanti.

Si prevede di realizzare una pista in coronamento che avrà una scarpata a monte inferiore a 5 metri in altezza, all'incirca a quota 300 m s.l.m.. Da questa si inizieranno a realizzare quattro gradoni di circa 8 m di altezza fino alla quota 268 e da qui tre gradoni di circa 14 m di altezza discendenti fino a quota 226, con un affossamento fino a quota 212.

I gradoni alti avranno una altezza di circa 8 metri, una scarpata inclinata a circa 50 gradi e una larghezza di circa 8 metri, mentre i gradoni più bassi avranno altezza pari a circa 14 metri e una scarpata inclinata fino a 70° e una larghezza di circa 10 metri.

Tutte le aree di lavoro saranno raggiungibili mediante piste con pendenza massima del 20%. Nelle prime fasi di lavoro si presume di ottenere quantità notevoli di terreno di scotico. Per questo si prevedono due aree nel settore sud dove sarà possibile mettere in opera i riporti, che avranno anche funzione di mascheramento di pregressi fronti e miglioreranno la rinaturalizzazione complessiva prevista in progetto.

Nella parte bassa della cava viene lasciato un diaframma di roccia sul quale potrà essere appoggiato il rilevato necessario a ricomporre il versante a fine coltivazione.

L'unico varco sarà a quota 225 circa dove si prevede la realizzazione di una vasca di decantazione per consentire il trattamento e lo scarico delle acque meteoriche ricadenti nella parte bassa della cava.

A fine coltivazione si prevede la ricomposizione del versante con materiale di riporto di provenienza esterna fino a coprire tutti i gradoni tranne il primo in alto che, avendo una scarpata relativamente bassa sarà facilmente mascherabile dalla vegetazione ripiantumata.

A conclusione dell'attività estrattiva si prevede la rimozione di fabbricati e impianti e il ripristino ambientale dell'intera superficie.

Nella **Tavola 4 – Stato di progetto – scala 1:2.000** sono rappresentate le due condizioni previste: la planimetria A si riferisce alle condizioni di massimo scavo, mentre la B si riferisce alla ricomposizione ambientale e allo stato finale.

11. ANALISI DEI CINEMATISMI E MECCANISMI DI INSTABILITA'

11.1 Generalità

Per analizzare i possibili meccanismi di instabilità sono stati eseguiti i *test* di Markland, utilizzando i valori medi di giacitura dei sistemi di discontinuità principali e l'orientazione media dei fronti di cava prevista dal progetto di coltivazione nella configurazione finale.

Per le singole famiglie di discontinuità sono stati utilizzati i valori centrali della distribuzione delle misure di orientazione, calcolati secondo gli algoritmi statistici di *cluster analysis* del programma *Dips 6.0* di Rocscience, Toronto.

Nel *test* è stato introdotto, come valore dell'angolo di attrito di base delle discontinuità, un cerchio d'attrito di 32°.

La configurazione dei fronti di cava nella situazione finale è schematizzabile attraverso tre orientazioni medie, come rappresentato nella **Tavola 5 – Verifiche di stabilità degli scavi – Stato di Progetto,** scala 1:1.000.

Le caratteristiche geometriche dei fronti e dei gradoni rappresentativi, sottoposti ad analisi di stabilità, sono riportate nella tabella sottostante.

Le verifiche sono state effettuate nelle condizioni meno favorevoli, secondo le sezioni di massima pendenza:

- per i gradoni alle quote superiori, con altezza di 8 metri e scarpata inclinata 50 gradi;
- per i gradoni posti alle quote inferiori, con altezza pari a circa 14 metri e scarpata inclinata 70°.
- per i fronti, con altezze e inclinazioni diverse, funzione dell'orientazione specifica del fronte e dalla combinazione delle altezze dei gradoni.

Geometria della configurazione finale dei gradoni e dei fronti

Immersione (°)	Descrizione	Inclinazione massima (°)	Altezza (m)
35	Gradone	70	14
35	Gradone	50	8
35	Fronte	38	88
125	Gradone	70	14
125	Gradone	50	8
125	Fronte	42	48
280	Gradone	70	14
280	Gradone	50	8
280	Fronte	35	50

Per le singole famiglie di discontinuità sono stati utilizzati i valori centrali della distribuzione delle misure di orientazione, calcolati secondo gli algoritmi statistici di *cluster analysis* del programma *Dips 6.0* di Rocscience, Toronto.

Nel *test* è stato introdotto, come valore dell'angolo di attrito di base delle discontinuità, un cerchio d'attrito di 32°.

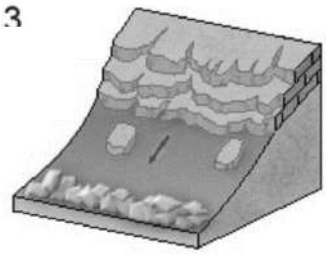
Il fronte analizzato è quello posto a settentrione, interessato dal progetto di escavazione in progetto.

11.2 Test di Markland

Le verifiche sono state eseguite per identificare, in funzione delle geometrie dei fronti e dei gradoni e della disposizione spaziale delle discontinuità, la sussistenza di potenziali fenomeni di scivolamento planare, scivolamento su cunei, ribaltamento colonnare (*toppling*).

Scivolamento planare

Nello scivolamento planare i movimenti avvengono lungo una singola superficie che approssima un piano. Discontinuità addizionali possono definire l'estensione laterale della frattura planare, ma sono da considerarsi superfici di rilascio, che non contribuiscono alla stabilità della massa in rottura.



Le quattro condizioni strutturali necessarie per questo meccanismo possono essere così sintetizzate:

1. la direzione d'immersione della discontinuità planare deve essere compresa in un arco di 20° rispetto alla direzione d'immersione del versante;

2. l'inclinazione della discontinuità planare deve essere minore di quella del versante e non deve presentare ostacoli al libero movimento dei blocchi;

3. l'inclinazione della discontinuità planare deve essere maggiore dell'angolo di attrito della superficie;

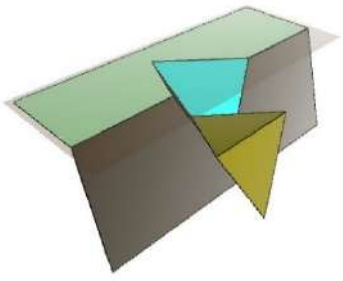
4. l'estensione laterale della potenziale massa in rottura deve essere definita o da superfici laterali di rilascio che non contribuiscono alla stabilità della massa o dalla presenza di un versante di forma convessa intersecato dalla discontinuità planare.

Nel diagramma che riproduce il *test* di Markland l'area in colore rosso indica la zona critica primaria, compresa tra la traccia ciclografica della superficie del fronte o del gradone e il cono d'attrito, il cui valore è stabilito nell'analisi cinematica in 32° per tutti i sistemi di discontinuità. Se una discontinuità ricade in tale area, è pertanto possibile un potenziale scivolamento di tipo planare.

Scivolamento su cunei

Scivolamenti di cunei si hanno quando due superfici di discontinuità e la loro linea di intersezione vengono a giorno sul pendio, individuando così volumi di roccia di forma tetraedrica.

Il cuneo può scivolare verso il basso sulle due superfici di discontinuità lungo la loro linea di intersezione, oppure su una sola delle due discontinuità lungo la sua direzione di massima pendenza.



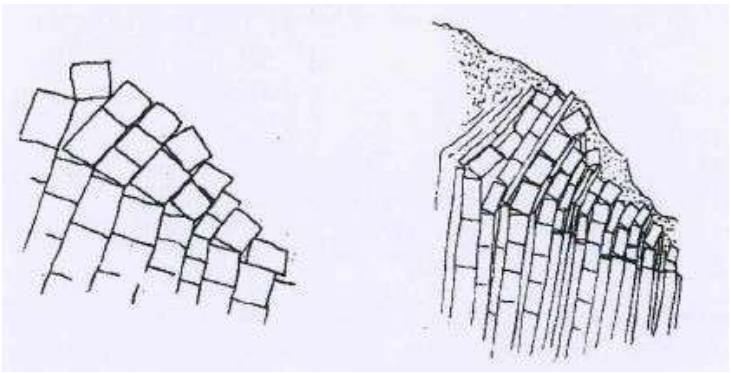
Nel diagramma che riproduce il *test* di Markland l'area in colore rosso indica la zona critica primaria, compresa tra la traccia ciclografica della superficie del fronte o del gradone e il cono d'attrito, il cui valore è stabilito nell'analisi cinematica in 32° per tutti i sistemi di discontinuità. I punti di intersezione tra due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore rosso rappresentano cunei che soddisfano le condizioni geometriche e d'attrito per lo scivolamento. Lo scivolamento può avvenire lungo una delle due superfici o lungo la linea di intersezione.

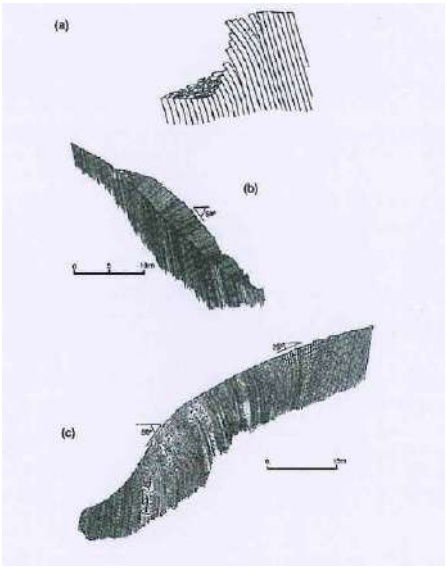
L'area in colore giallo indica la zona critica secondaria, compresa tra la superficie del fronte o del gradone e la traccia ciclografica del piano inclinato di un angolo pari all'angolo del cono di attrito. I punti di intersezione di due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore giallo rappresentano cunei il cui scivolamento avviene su una delle due superfici di discontinuità. Tali punti di intersezione hanno un'inclinazione inferiore all'angolo d'attrito; tuttavia il cinematismo può verificarsi se l'inclinazione della superficie di discontinuità su cui avviene lo scivolamento ha un'inclinazione superiore all'angolo di attrito.

Ribaltamento colonnare (toppling)

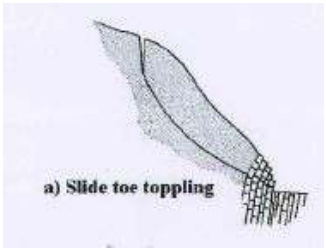
Questo fenomeno è subordinato alla presenza di una stratificazione verticale o comunque ad una fitta presenza di giunti subverticali come facilmente reperibile anche dalla bibliografia in merito. Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling*; il *block-flexure toppling* caratterizzato da flessione pseudo continua di colonne (anche in questo caso determinate da un pseudo stratificazione verticale) già interessate da numerosi giunti trasversali che, raddrizzati a seguito della flessione, possono dar luogo a successivo scivolamento.

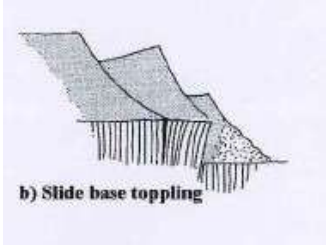
Il fenomeno complesso dello scivolamento conseguente al toppling, ossia un *complex rock topplerock,* è ancora più evidente nel *chevron top pie* una tipologia di *block top pie* che si può manifestare su versanti piuttosto acclivi e caratterizzata da inclinazione circa costante delle colonne, ruotate verso valle attorno a punti di cerniera tali da configurare una vera e propria discontinuità non conforme né. alla giacitura dei piani di strato né a quella dei giunti trasversali.

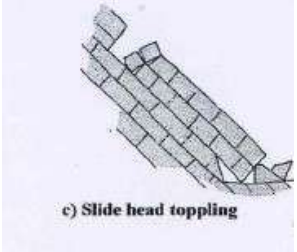


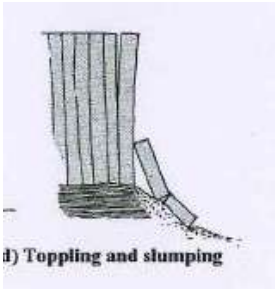


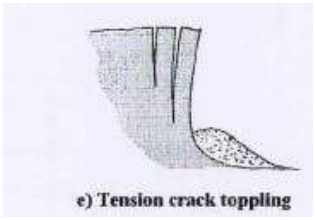
Hoek & Bray, 1981 rappresentano ulteriori classi secondarie di movimenti, sempre con toppling, quali ad esempio: *slide head topple,* il *slide base toppling,* il *slide toe top pie,* il *toppling and slumping* o il *tension crack topple* in cui un tipo di movimento, ad es. lo scivolamento, induce il ribaltamento in zone differenti della frana originando quindi un fenomeno composito, oppure la creazione di fratture di trazione che può originare in parete blocchi sottili in condizione di ribaltare.











Le principali condizioni di ribaltamento reperite in bibliografia presuppongono perciò, in ogni caso, una fitta presenza di giunti subverticali in grado di determinare delle porzioni tabulari di roccia.

Poiché il cinematismo possa avvenire è necessaria inoltre la concomitante presenza di una frattura o una stratificazione al piede, sia naturale che indotta, che tagli l'elemento tabulare oltre ovviamente ad altre fratture sub - verticali che lo isolino lateralmente.

Tale fenomeno è quindi in genere tipico di situazioni con presenza di materiali fortemente stratificati verticalmente (ad esempio in presenza di importanti finimenti ad andamento subverticale), cosa non pertinente nel caso specifico per la tipologia stessa della formazione rocciosa e dall'analisi degli stereogrammi dedicati all'analisi del fenomeno per l' individuazione di possibili ribaltamenti colonnari di porzioni rocciose ("toppling") relativi ai fronti e ai gradoni indagati.

Nel diagramma che riproduce il *test* di Markland l'area in colore rosso indica la zona critica primaria, compresa tra la traccia ciclografica della superficie del fronte o del gradone e il cono d'attrito, il cui valore è stabilito nell'analisi cinematica in 32 per tutti i sistemi di discontinuità. I punti di intersezione tra due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore rosso rappresentano blocchi che soddisfano le condizioni geometriche e d'attrito per il ribaltamento colonnare.

L'area in colore giallo indica la zona critica secondaria, compresa tra la superficie del fronte o del gradone e la traccia ciclografica del piano inclinato di un angolo pari all'angolo del cono di attrito. I punti di intersezione di due superfici di discontinuità che cadono all'interno dell'area in colore giallo rappresentano blocchi di roccia il cui ribaltamento avviene su una delle due superfici di discontinuità. Tali punti di intersezione hanno un'inclinazione inferiore all'angolo d'attrito; tuttavia il cinematismo può verificarsi se l'inclinazione della superficie di discontinuità su cui avviene lo scivolamento ha un'inclinazione superiore all'angolo di attrito.

Le evidenze osservazionali dei fronti e dei gradoni della cava Pian del Bue permettono una verifica "in reale" di tale cinematismo potenziale e né a livello locale, né a livello più generale tale cinematismo si è verificato né si può verificare alla scala del gradone o tantomeno del fronte. Questo è riconducibile alla concomitanza di due fattori che escludono la formazione di colonne:

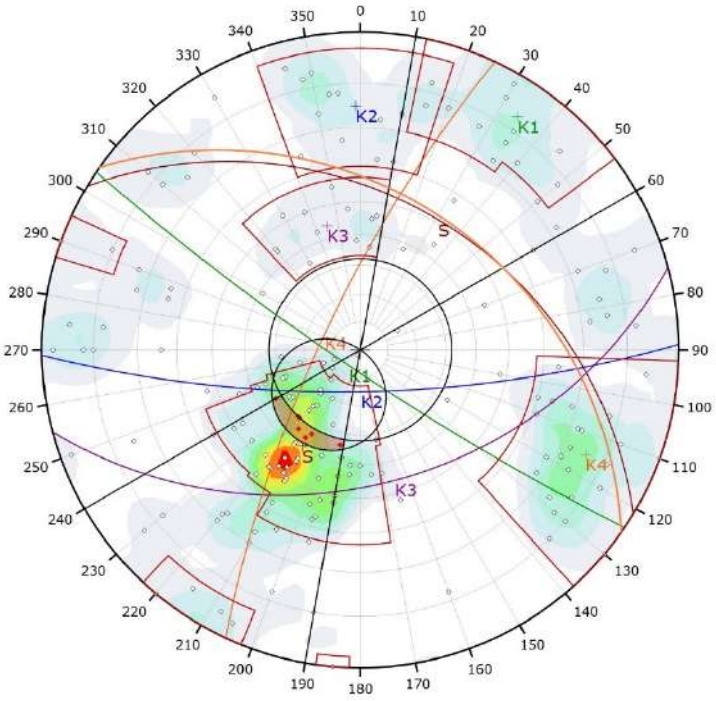
- le caratteristiche della formazione flyschoide, in cui le sequenze calcareo-arenacee che si alternano con quelle pelitiche, più tenere, sono interessate da altri sistemi discontinuità che le dissecano;
- la disposizione spaziale della stratificazione, che non è mai ad andamento sub-verticale.

Questo ovviamente non significa che un singolo masso non possa staccarsi, ma tale fenomenologia ricade nella progressiva alterazione superficiale della massa che porta all'isolamento di blocchi che poi facilmente scivolano o in apparenza ribaltano (si consideri che scivolamento e ribaltamento sono intimamente connessi negli stessi fenomeni di toppling come si evince anche nella classica analisi numerica di Goodman e Bray). Tale aspetto è stato esaminato specificatamente con apposite verifiche, esposte dettagliatamente nel prosieguo della presente, dalle quali sono scaturite alcune indicazioni recepite in sede progettuale in ordine agli apparati di sicurezza da predisporre sui gradoni in fase di scavo.

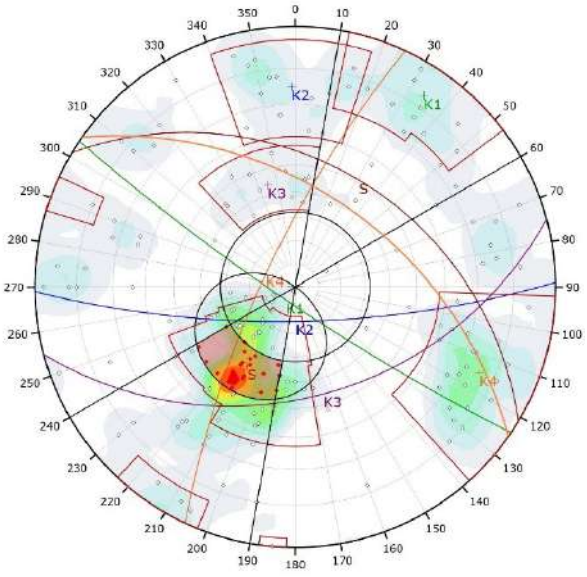
11.3 Risultati dei test di Markland

Nelle pagine a seguire sono riportati i diagrammi relativi ai gradoni e ai fronti analizzati nelle diverse configurazioni in relazione ai cinematismi potenziali sui principali sets di discontinuità.

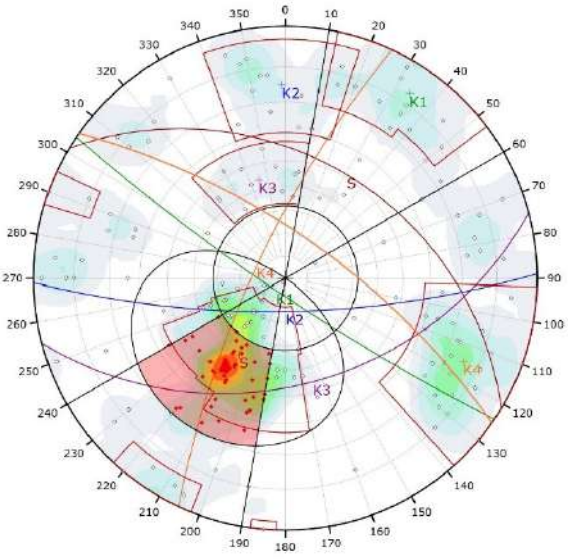
Fronte e gradoni con immersione 35°



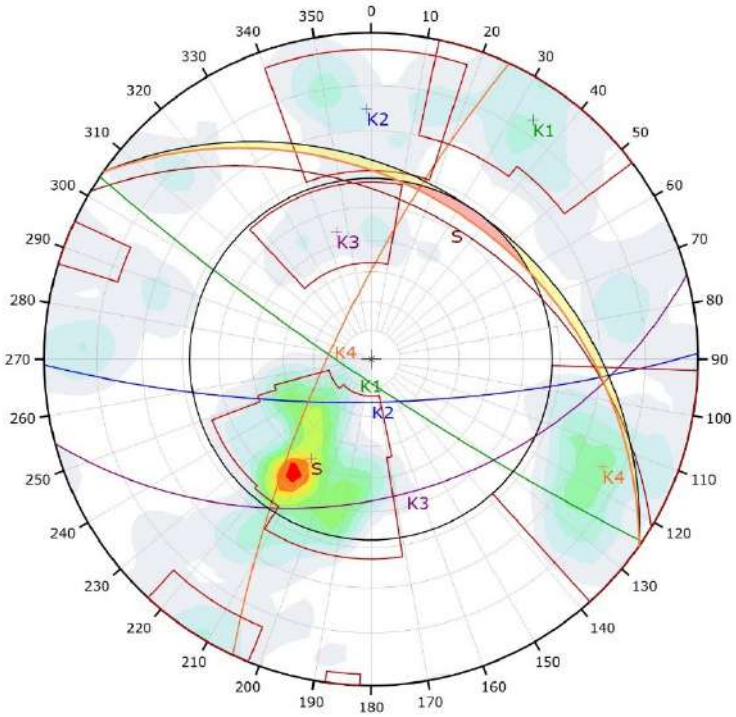
Fronte – potenziale scivolamento planare su S



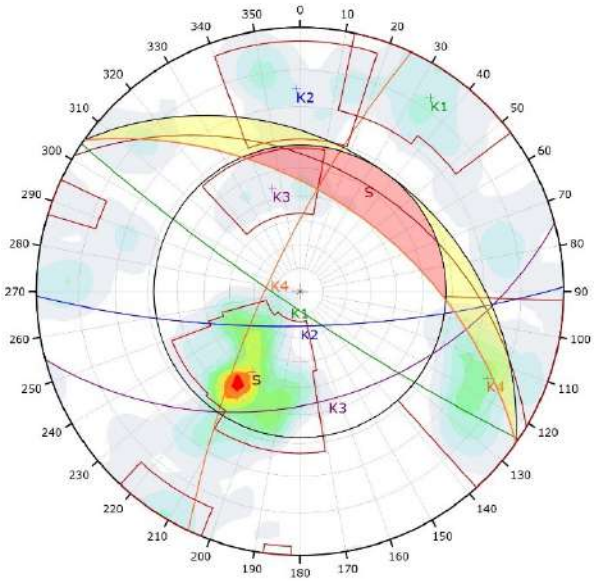
Gradone superiore con scarpata a 50 gradi potenziale scivolamento planare su S



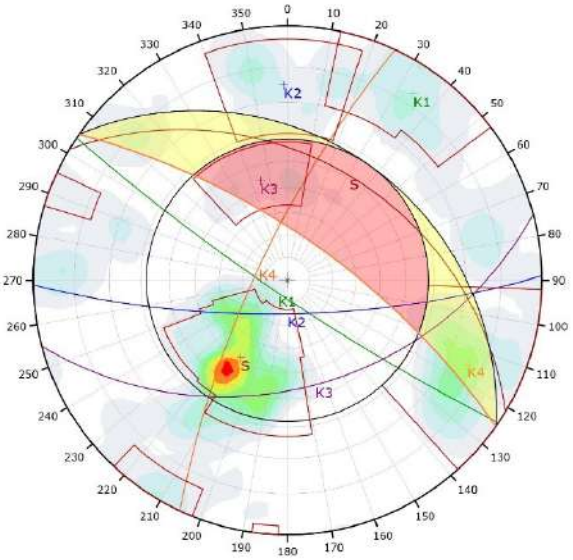
Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi potenziale scivolamento planare su S



Fronte – nessuno scivolamento a cuneo

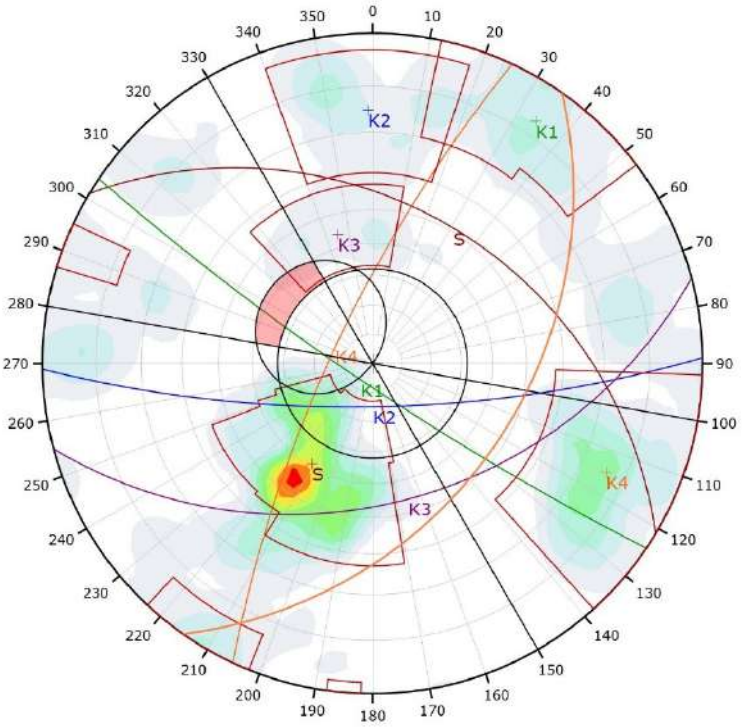


Gradone superiore con scarpata a 50 gradi
potenziale scivolamento a cuneo su S e K4

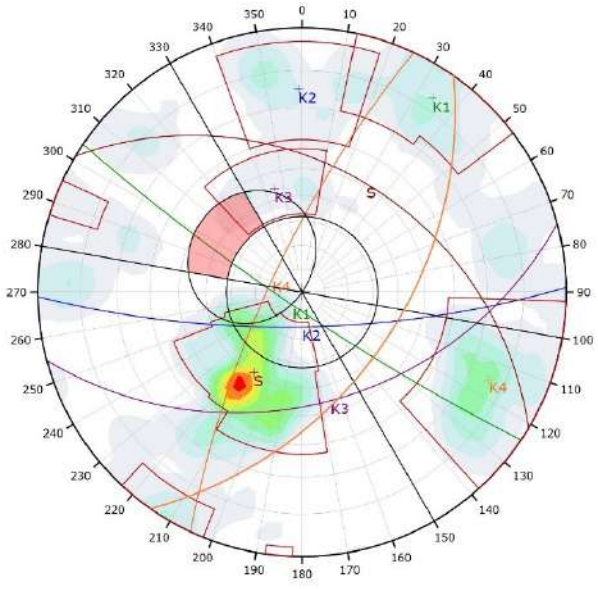


Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi
potenziale scivolamento a cuneo su S e K4

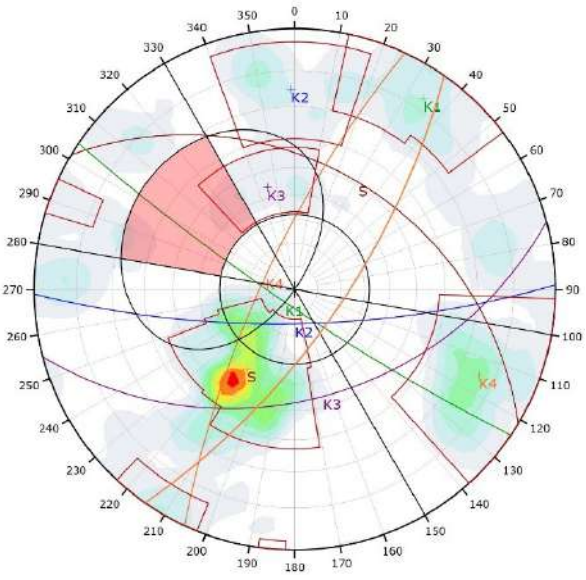
Fronte e gradoni con immersione 125°



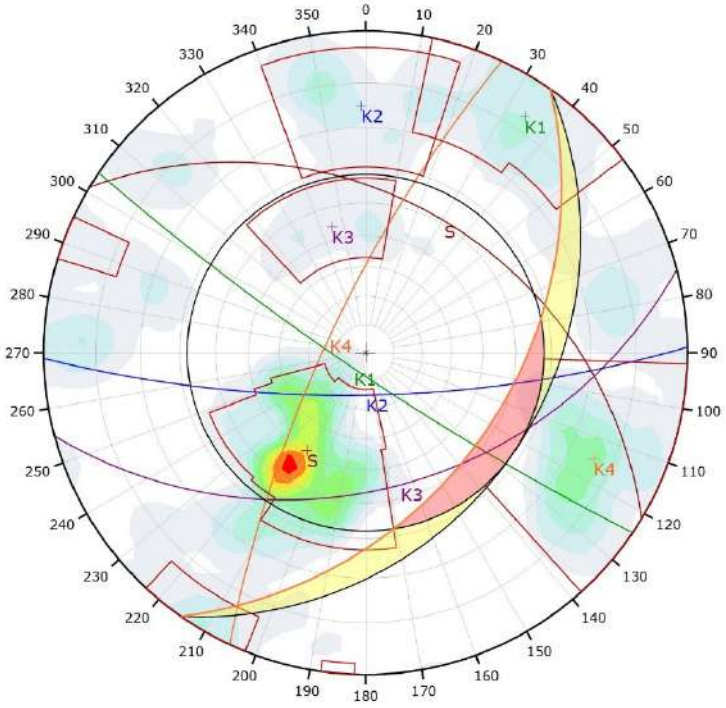
Fronte – nessuno scivolamento planare



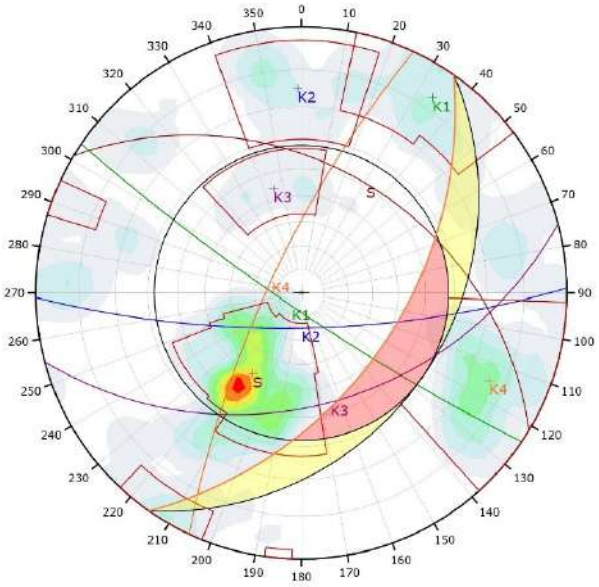
Gradone superiore con scarpata a 50 gradi
nessuno scivolamento planare



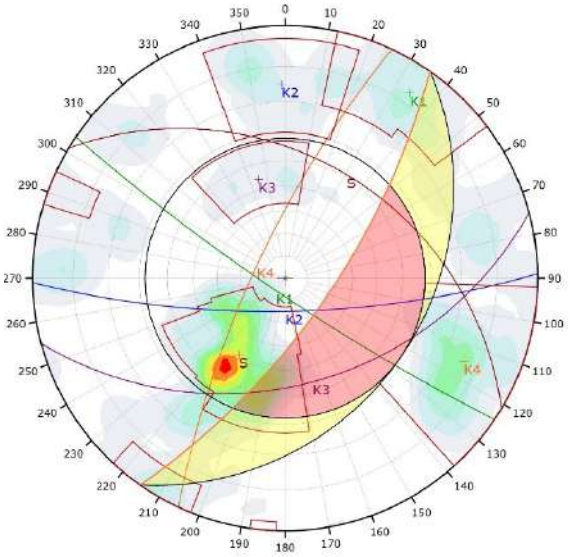
Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi
nessuno scivolamento planare



Fronte – potenziale scivolamento a cuneo su K1 e K3

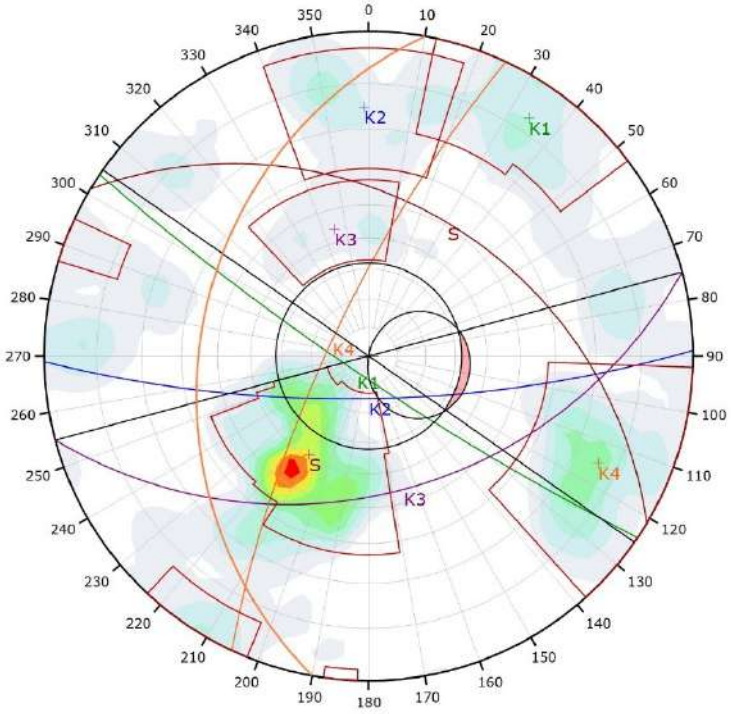


Gradone superiore con scarpata a 50 gradi
potenziale scivolamento a cuneo su K1 e K3

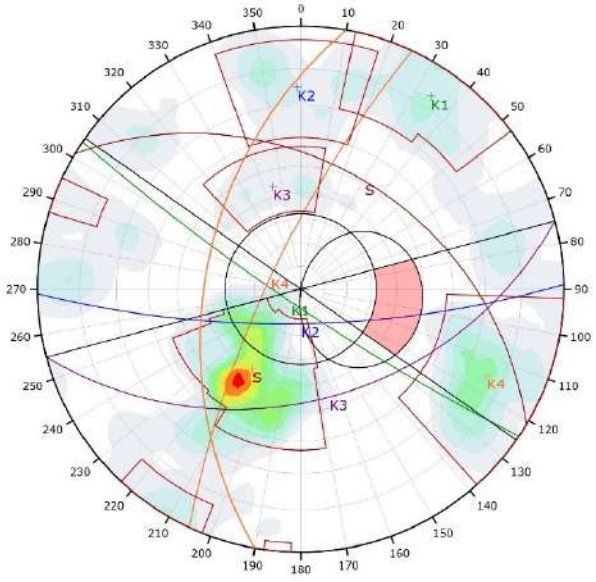


Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi
potenziale scivolamento a cuneo su K1 e K3

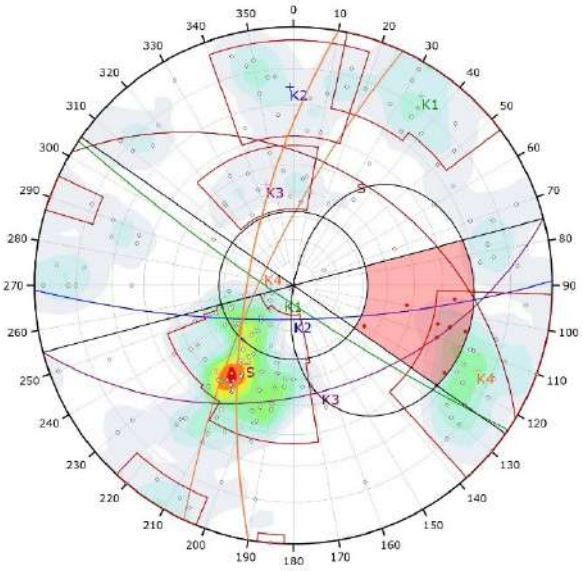
Fronte e gradoni con immersione 280°



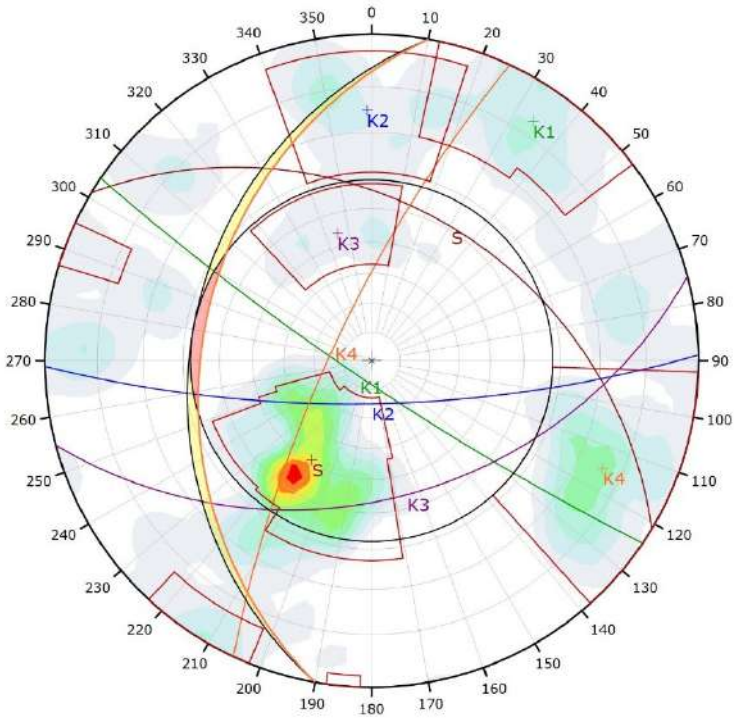
Fronte – nessuno scivolamento planare



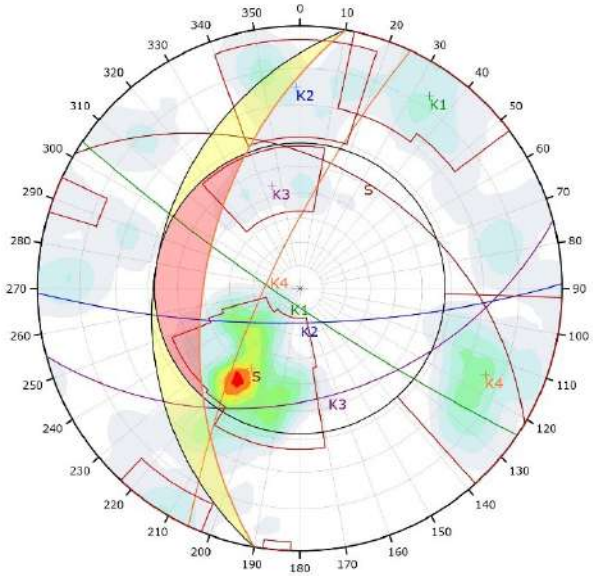
Gradone superiore con scarpata a 50 gradi
nessuno scivolamento planare



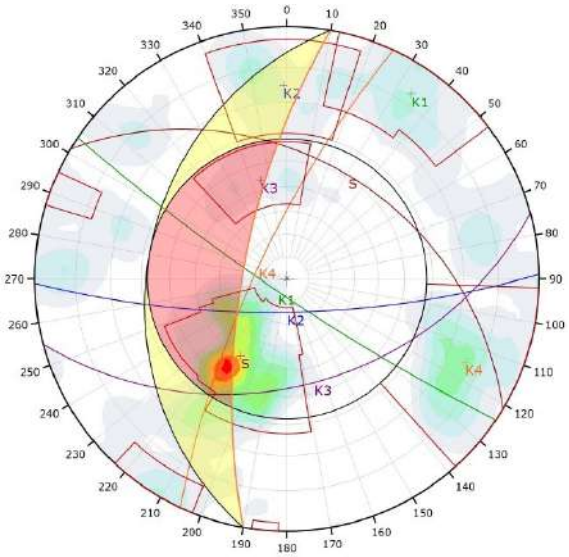
Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi
possibile scivolamento planare su K4



Fronte – nessun potenziale scivolamento a cuneo



Gradone superiore con scarpata a 50 gradi
Nessun potenziale scivolamento a cuneo



Gradone inferiore con scarpata a 70 gradi
nessun potenziale scivolamento a cuneo

11.4 Considerazioni conclusive

L'analisi ha permesso di identificare i cinematismi potenziali sui fronti e sui gradoni in riferimento ai principali set di discontinuità, considerando ammissibili perché si verifichi il cinematismo un range di ± 20° nell'immersione e nell'inclinazione delle discontinuità rispetto a quelle del fronte.

In virtù della pendenza complessiva dei fronti, dell'ordine massimo di 42°, dell'andamento spaziale delle discontinuità e delle caratteristiche delle stesse, ed in particolare per il moderato sviluppo lineare e la persistenza rispetto allo sviluppo e all'altezza del fronte, i cinematismi sono solo di tipo potenziale, in quanto i meccanismi di rottura si esplicano non alla scala delle discontinuità e delle loro intersezioni spaziali, ma al "modello continuo equivalente", secondo le analisi condotte nel prosieguo del presente lavoro.

Per contro, alla scala dei gradoni, con inclinazioni elevate e sviluppo verticale dell'ordine di 18 m, il "modello del discontinuo" risulta determinante; in tale modello la resistenza complessiva dell'ammasso è determinata principalmente dalle caratteristiche delle discontinuità.

Le analisi hanno evidenziato i possibili cinematismi con potenziale scivolamento planare o a cuneo, come riassunto nella seguente tabella.

Geometria dei gradoni e cinematismi possibili

Immersione gradone (°)	Inclinazione (°)	Altezza (m)	Scivolamento planare	Scivolamento di cunei
35	70	14	S	S-K4
35	50	8	S	S–K4
125	70	14	No	K1-K3
125	50	8	No	K1-K3

Dalle analisi risulta palese come nel caso specifico non vi siano fronti con presenza di stratificazioni nette ad andamento subverticale e comunque mai con sistemi sub-ortogonali di giunti in grado di fornire i piani di scivolamento-ribaltamento. Questo ovviamente non significa che un singolo masso non possa staccarsi, ma tale fenomenologia ricade nella progressiva alterazione superficiale della massa che porta all'isolamento di blocchi che poi facilmente scivolano o in apparenza ribaltano (si consideri che scivolamento e ribaltamento sono intimamente connessi negli stessi fenomeni di toppling come si evince anche nella classica analisi numerica di Goodman e Bray

12. VERIFICHE DI STABILITÀ

12.1 Stati limite

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018, § 7.1) il rispetto degli stati ultimi in condizioni sismiche si considera soddisfatto quando siano state eseguite le verifiche relative agli stati limite SLD, stato limite di danno, e SLV, stato limite di salvaguardia della vita.

Non essendo valutabile per un fronte in roccia uno stato limite di esercizio, nelle verifiche di stabilità è stato preso in considerazione solo lo stato limite ultimo SLV.

Nei calcoli sono stati applicati i parametri sismici ricavati nel capitolo 6.3. Tenuto conto del quadro idrogeologico complessivo delineato, si è ritenuto verosimile assumere condizioni drenate fino alle profondità dell'ammasso roccioso interessata dalle potenziali superfici di scivolamento.

12.2 Parametri di progetto

Per ottenere i parametri di progetto sono stati adottati i coefficienti parziali dell'Approccio 1 Combinazione 2 previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per i fronti di scavo. Pertanto ai valori medi della coesione intercetta e della tangente dell'angolo di resistenza al taglio sono stati applicati i coefficienti parziali (1,25 in entrambi i casi, secondo la tabella 6.2.II delle citate norme).

In questo caso le verifiche condotte allo Stato Limite Ultimo sono soddisfatte quando il coefficiente di sicurezza vale al minimo 1.1 (tabella 6.8.I -NTC). Essedo l'inviluppo di rottura curvilineo, i parametri geomeccanici delle discontinuità sono stati calcolati in funzione delle diverse condizioni $\sigma - \tau$ derivanti dalle altezze delle intercette delle discontinuità sui gradoni di altezza 8 m e quelli di altezza 14 m.

Sistemi di discontinuità

Discontinuità	σn (MPa)	ϕ p (°)	cp (kPa)	ϕ progetto (°)	c progetto (kPa)
S	0,21 – 0,36	41,2 – 42,6	19,2 – 31,9	33,0 – 34,0	15,4 – 25,5
K1	0,21 – 0,36	43,9 – 45,9	30,0 – 48,7	35,1 – 36,7	24,0 – 39,0
K2	0,21 – 0,36	41,2 – 42,7	19,2 – 32,0	33,0 – 34,2	15,4 – 25,6
K3	0,21 – 0,36	38,2 – 39,1	11,0 – 18,8	30,6 – 31,3	8,8 – 15,0
K4	0,21 – 0,36	41,4 – 42,8	19,3 – 32,1	33,1 – 34,2	15,4 – 25,7

Ammasso roccioso

Flysch	ϕ p (°)	ϕprogetto (°)	c p (kPa)	c progetto (kPa)
Alterato superficiale	43	34.4	110	88
Massivo sano	45	36	132	106

12.3 Metodi di calcolo

Come già evidenziato in precedenza, al fine di valutare la condizione di equilibrio sono state condotte analisi di stabilità sui gradoni, dove il meccanismo di rottura più probabile e verosimile è dato dallo scivolamento su una o più discontinuità, quindi di tipo planare o a cuneo.

L'effettivo movimento delle strutture è legato al verificarsi di altre ulteriori condizioni indispensabili al realizzarsi del cinematismo:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa,
- effettiva emersione in superficie delle fratture di cui si è accennato sopra,
- dimensioni del cuneo fisicamente compatibili con quelle della cava,

- condizione di effettiva persistenza delle discontinuità su tutta la superficie di contatto del cuneo idealizzato, etc.

In modo particolare si ritiene utile evidenziare come in accordo con i primi tre punti il cuneo e/o il piano idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

In altri termini il cuneo e/o il piano deve risultare abbastanza piccolo da far si che le fratture che lo individuano si sviluppino completamente all'interno delle pareti del fronte di cava ed analogamente l'andamento morfologico della superficie topografica sopra il ciglio del fronte deve permettere l'emersione delle suddette fratture, diversamente il cuneo e/o il piano non potrà muoversi o perche "fermato" dai fronti laterali della cava (se è troppo grande) o perché fisicamente congiunto con l'ammasso roccioso se le fratture non emergono sulla superficie superiore esterna.

Nel caso specifico di Bricco Biscea la presenza dei set di discontinuità K1 e K2, con immersione N-S e E-W e inclinazioni prossime alla verticalità delimitano in tutti i casi il cuneo o il piano e ne permettono il distacco.

Vengono riassunte qui di seguito le caratteristiche relative alle geometrie dei gradoni e ai potenziali cinematismi verificati nella fase di calcolo di stabilità.

Discontinuità	**S**	**K1**	**K2**	**K3**	**K4**
Orientazione	31/39	214/83	179/75	165/44	295/76

Geometria dei gradoni e cinematismi possibili

Immersione gradone (°)	**Inclinazione (°)**	**Altezza (m)**	**Scivolamento planare**	**Scivolamento di cunei**
35	70	14	S	S-K4
35	50	8	S	S–K4
125	70	14	No	K1-K3
125	50	8	No	K1-K3

12.4 Gradoni: analisi di scivolamento planare

Si è pertanto proceduto a verificare:

- lo scivolamento planare sul giunto della famiglia S in corrispondenza dei gradoni con immersione 35°, altezza 14 m e inclinazione a 70°.
- lo scivolamento planare sul giunto della famiglia S, in corrispondenza del gradone con immersione 35°, altezza 8 m ed inclinazione 50°.

È infatti evidente che tali condizioni sono quelle in assoluto più sfavorevoli in rapporto alla geometria ed inclinazione dei gradoni, che nella maggior parte dei casi vengono previste in progetto con inclinazioni inferiori.

Le verifiche vengono quindi effettuate adottando il modello discontinuo ed ipotizzando possibili rotture planari con la mobilizzazione dei massimi volumi geometricamente possibili rispetto al profilo del fronte.

Il peso di volume della roccia è stato assunto pari a 26 kN/m3; la relativa densità di fratturazione fa sì che le masse siano modeste ed impedisce la creazione di un battente idraulico.

I parametri medi adottati, sulla base dei dati acquisiti ed elaborati con il criterio di Barton – Choubey illustrato precedentemente ed applicando ai valori medi della coesione intercetta e della

tangente dell'angolo di resistenza al taglio i coefficienti di riduzione parziali (1,25 in entrambi i casi) sono:

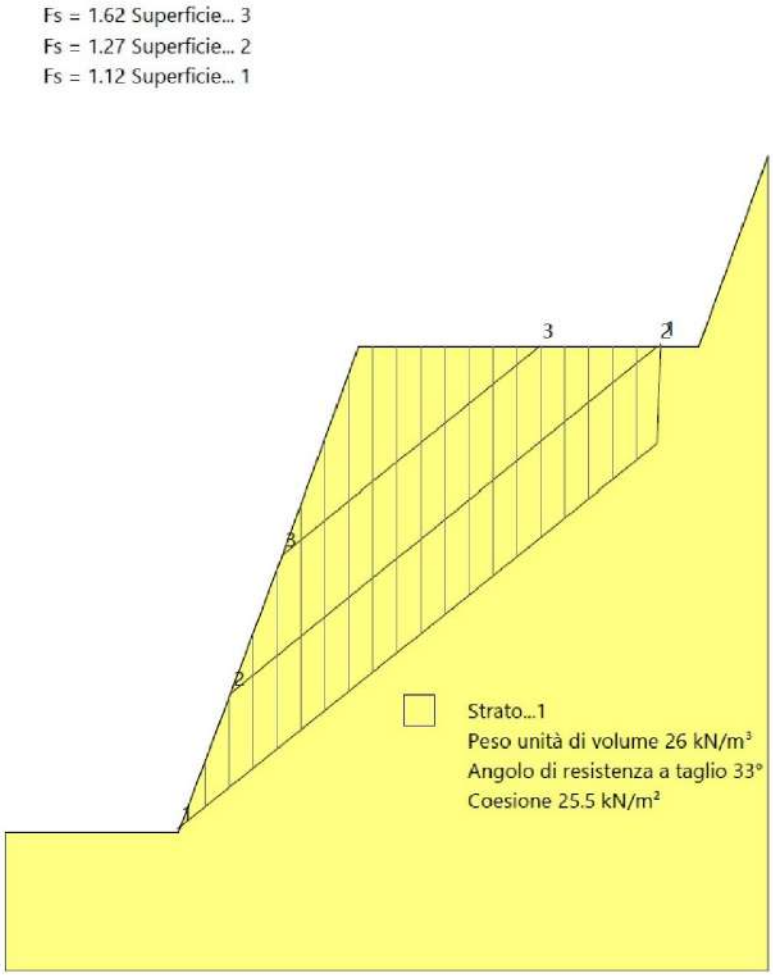
Discontinuità S

Parametro		***14 m***	***8 m***
ϕ (angolo d'attrito)	°	33	34
c (coesione)	kN/m2	25,5	15,4

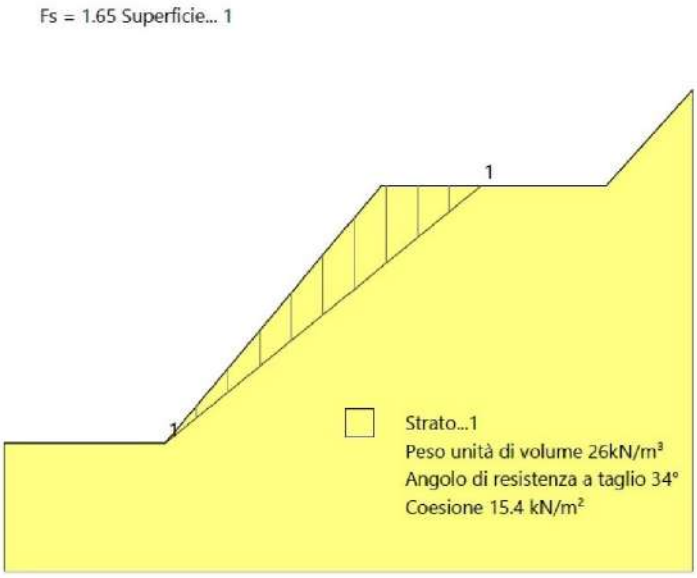
Per lo scivolamento planare, sulla discontinuità S, sul gradone con altezza 14 m sono state prese in considerazione tre differenti condizioni:

- La superficie 1, introducendo per la massima altezza della scarpata intercettata alla base dalla stratificazione S fratture verticali di trazione che nel caso reale possono essere riconducibili alle discontinuità K1 e K2. Tale possibile condizione è naturalmente la più svantaggiosa e pertanto a favore della stabilità.
- La superficie 2, che intercetta la superficie topografica del gradone a circa 4 m di altezza (quindi con 10 m di scarpata in potenziale scivolamento).
- La superficie 3, a 8 m di altezza, (quindi con 6 m di scarpata in potenziale scivolamento).

Nella figura che segue le verifiche con i relativi coefficienti di sicurezza calcolati.



Per lo scivolamento planare, sulla discontinuità S, sul gradone con altezza 8 m è stata considerata la superficie di strato S che intercetta la superficie topografica alla base del gradone, condizione più svantaggiosa e pertanto a favore della stabilità.



Si rimanda al Fascicolo A per i dettagli relativi a tutti i calcoli analitici delle verifiche effettuate.

12.5 Gradoni: Analisi di scivolamento di cunei

Sulla base delle risultanze delle analisi dei cinematismi potenziali si è proceduto a verificare la formazione di cunei rocciosi di massima dimensione formati dall'intersezione di una coppia di giunti sul profilo del gradone.

È stato utilizzato il programma *Georocce 20.0* (Dolmen, Torino) che utilizza le equazioni di Hoek, applicando i parametri di progetto.

Il peso di volume della roccia è stato assunto pari a 26 kN/m3, mentre l'azione sismica è stata simulata con il metodo pseudo - statico, per mezzo di un'azione statica equivalente, espressa dai coefficienti sismici calcolati nel capitolo precedente.

I volumi espressi in mc che compaiono sui tabulati di calcolo si riferiscono al potenziale cuneo isolato dalle due famiglie prese in considerazione. In realtà il programma sovrastima tali cubature poiché prende in considerazione solo due sistemi di discontinuità per volta, ma non modella la presenza di altre discontinuità che concorrono a "ritagliare" il cuneo, all'interno del gradone; le discontinuità subverticali riducono infatti sensibilmente le dimensioni dei cunei generati ortogonalmente al fronte.

Geometria dei gradoni e cinematismi possibili

Immersione gradone (°)	Inclinazione (°)	Altezza (m)	Scivolamento di cunei
35	70	14	S-K4
35	50	8	S–K4
125	70	14	K1-K3
125	50	8	K1-K3

Discontinuità	S	K1	K2	K3	K4
Orientazione	31/39	214/83	179/75	165/44	295/76

Discontinuità S

Parametro		***14 m***	***8 m***
ϕ (angolo d'attrito)	°	33	34
c (coesione)	kN/m2	25,5	15,4

Discontinuità K1 – valori di progetto

Parametro		***14 m***	***8 m***
ϕ (angolo d'attrito)	°	35,1	36,7
c (coesione)	kN/m2	39,0	24,0

Discontinuità K3 – valori di progetto

Parametro		***14 m***	***8 m***
ϕ (angolo d'attrito)	°	30,6	31,3
c (coesione)	kN/m2	15,0	8,8

Discontinuità K4 – valori di progetto

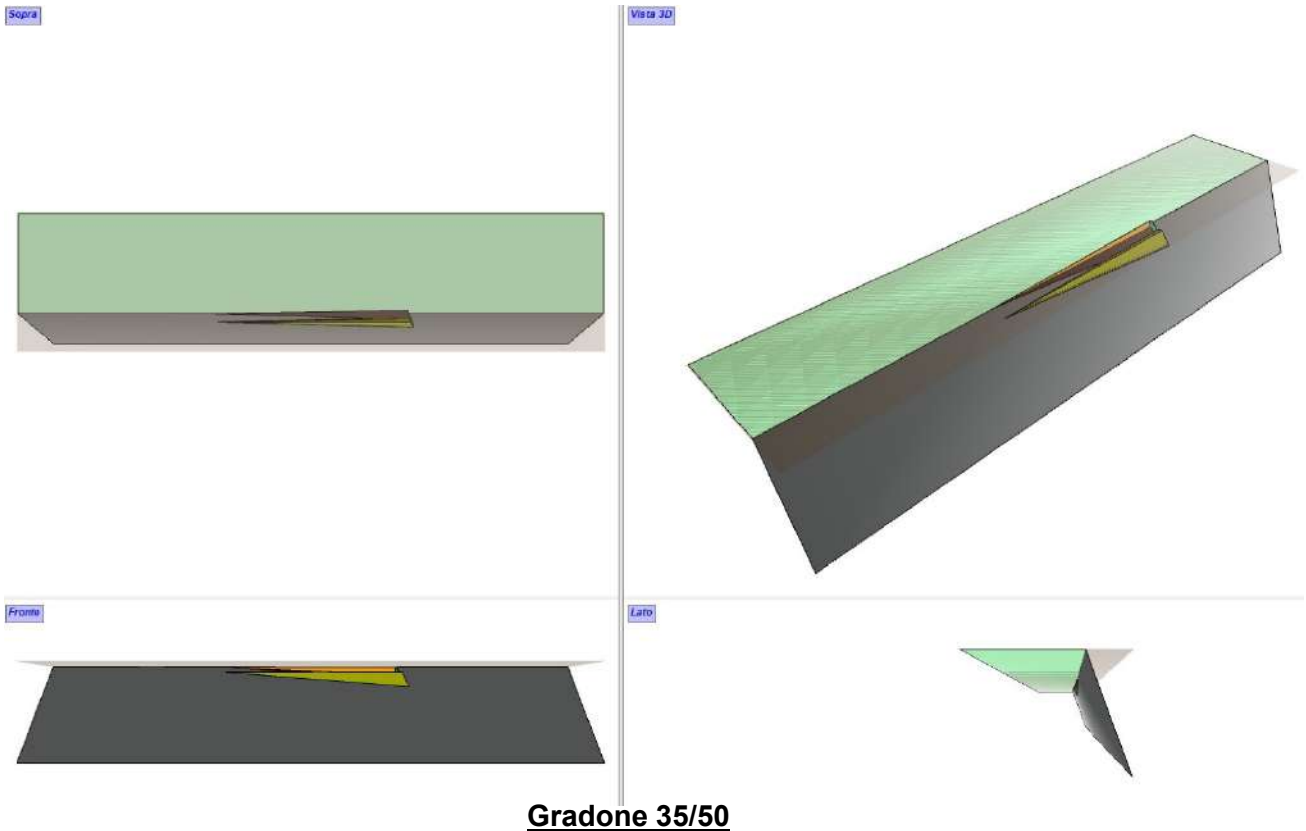
Parametro		***14 m***	***8 m***
ϕ (angolo d'attrito)	°	33,1	34,2
c (coesione)	kN/m2	25,7	15,4

Nelle figure alle pagine seguenti si evidenziano le diverse verifiche per i diversi gradoni con i relativi coefficienti di sicurezza calcolati per i possibili cunei generati dalle discontinuità.

I calcoli analitici delle verifiche sono allegati nel fascicolo relativo alle verifiche di stabilità.

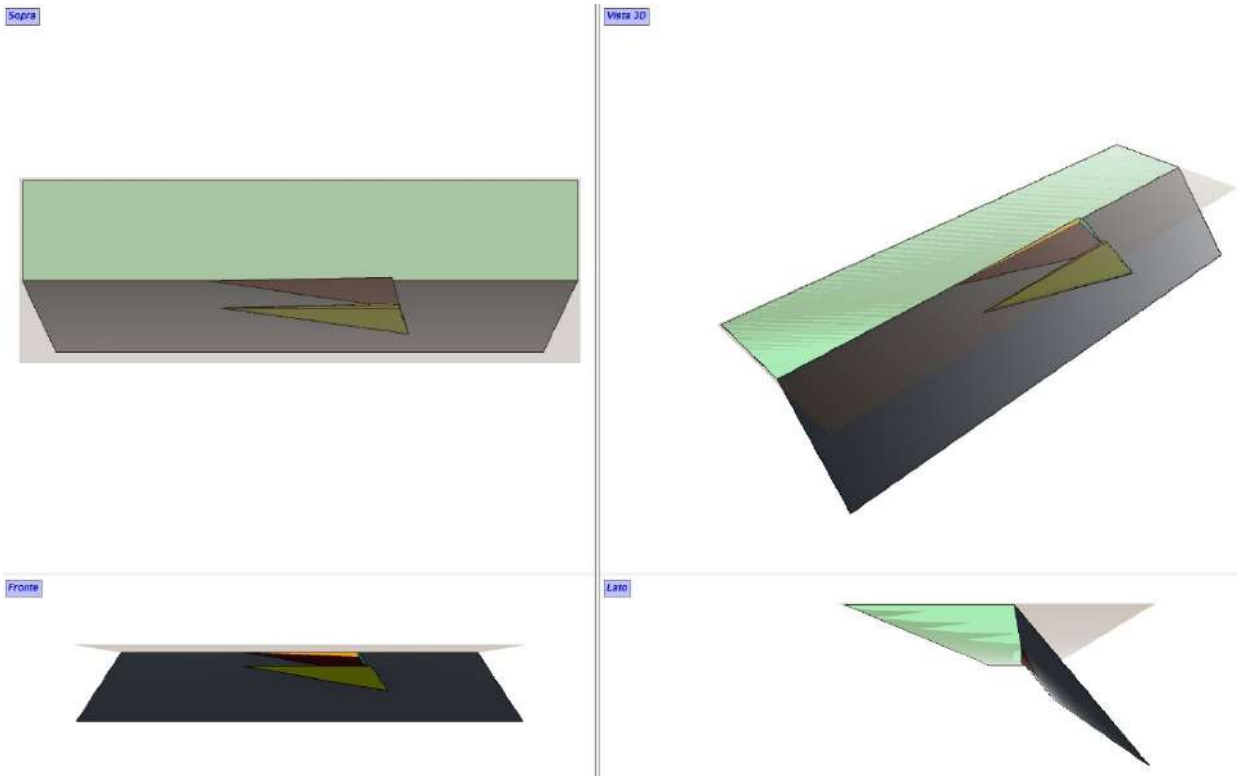
Gradone 35/70

Cuneo S-K4 Fattore di sicurezza = 1,34



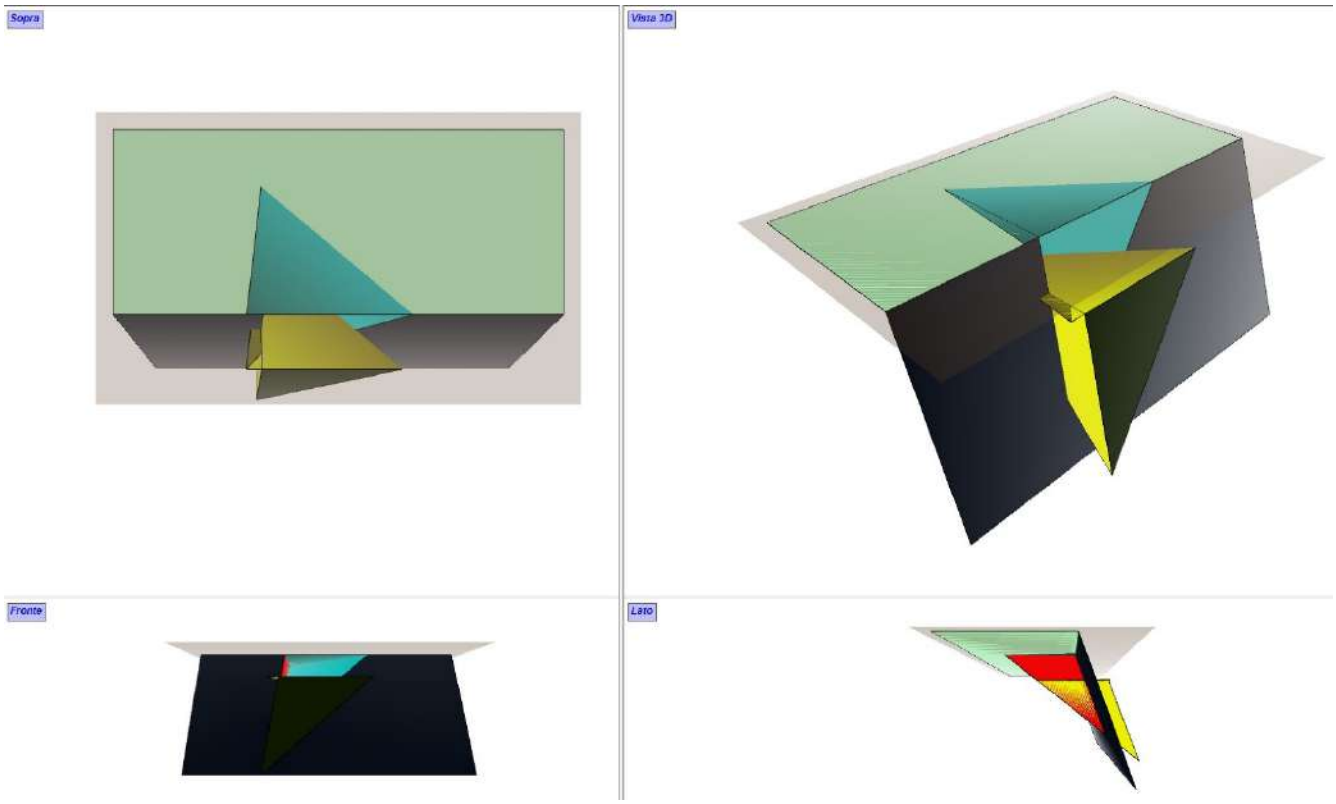
Gradone 35/50

Cuneo S-K4 Fattore di sicurezza = 3,27



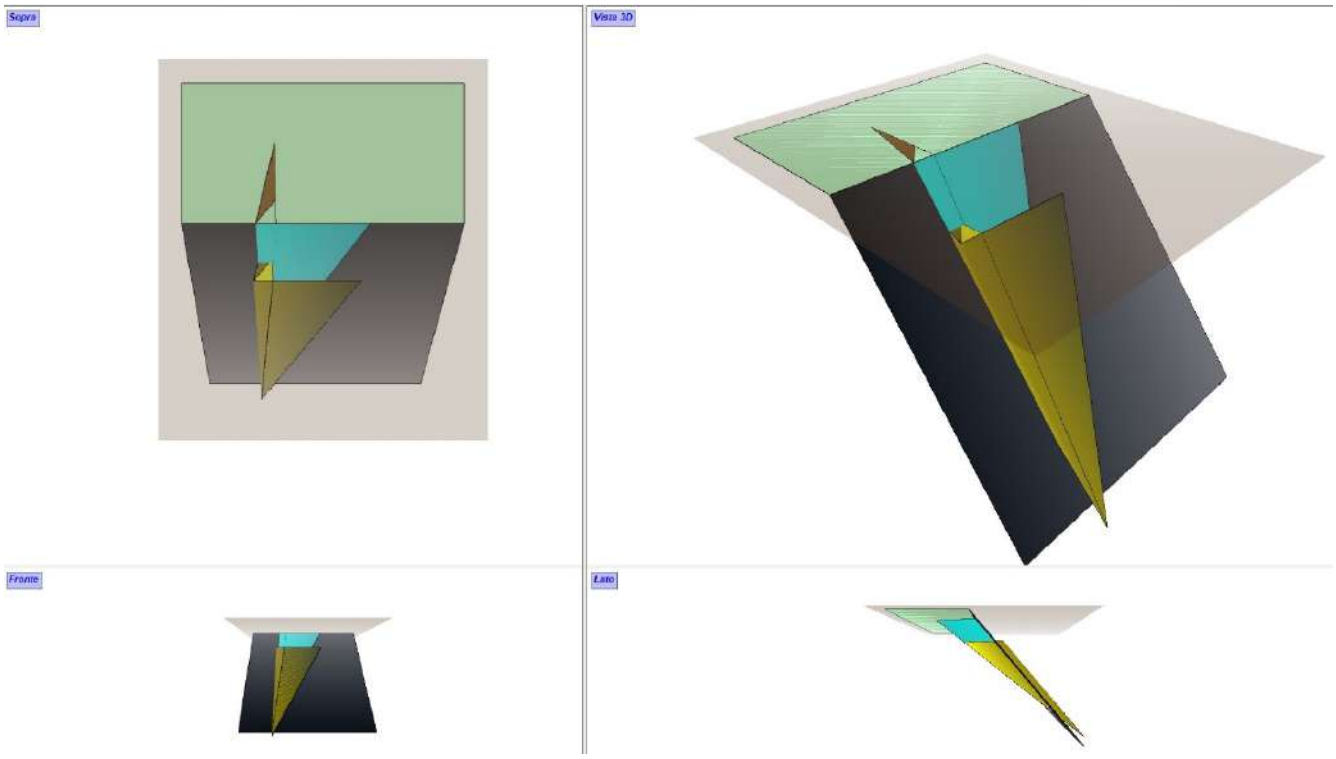
Gradone 125/70

Cuneo k1-k4 Fattore di sicurezza = 1,16



Gradone 125/50

Cuneo k1-k4 Fattore di sicurezza = 2,35



12.6 Stabilità dei gradoni: considerazioni conclusive

Le verifiche attestano, nella sostanza, la stabilità della nuova configurazione progettuale dei singoli gradoni, con valori di sicurezza superiori al valore limite accettabile, pur avendo penalizzato il comportamento geotecnico dei giunti.

È peraltro evidente che sui gradoni di coltivazione non si può tassativamente escludere la possibilità di mobilizzazione di piccoli blocchi, frammenti litoidi e cunei rocciosi di dimensioni più limitate, che possono distaccarsi localmente a causa dell'alterazione superficiale dei giunti e/o di altri normali agenti erosivi; problematiche di tal genere, peraltro riconducibili a situazioni di tipo puntuale, sono previste e gestite nell'esercizio dell'attività, affidando alla Direzione di Cava la previsione e la realizzazione di tutti gli opportuni interventi preventivi e di manutenzione in corso d'opera, come verrà esposto più dettagliatamente nel seguito.

12.7. Stabilità globale alla scala dell'intero fronte di scavo

Le verifiche di stabilità alla scala dell'intera cava e dei relativi fronti di scavo in progetto sono state eseguite sulle sezioni maggiormente rappresentative, disposte grosso modo a ventaglio in modo da "coprire" e rappresentare tutti i fronti secondo i diversi orientamenti e geometrie, come rappresentato nella **Tavola 5 – Verifiche di stabilità degli scavi – Stato di Progetto, scala 1:1.000, e nella Tavola 3 – Sezioni geolitologiche strutturali, scala 1:1.000.**

La disposizione stratigrafica e l'assetto giaciturale è quella che risulta dalle sezioni geologiche-strutturali, che differenziano l'ammasso roccioso identificano il livello di alterazione dell'ammasso roccioso, cui corrispondono differenti caratteristiche geomeccaniche rispetto al substrato "sano".

Per il **settore Nord** le verifiche di stabilità dei fronti sono state effettuate nelle condizioni di massimo scavo sulle cinque sezioni denominate A, B, C, D ed E tracciate perpendicolarmente al fronte di cava e pertanto rappresentative delle condizioni di massima pendenza, assumendo i modelli di calcolo richiamati e illustrati in precedenza.

Per il **settore Sud** le verifiche di stabilità sono state effettuate nelle condizioni di stato attuale, considerando sia il pregresso intervento di messa in sicurezza con la presenza del rilevato di contrasto al piede, sia gli interventi di riprofilatura e scavo progettati nella fascia sommitale dell'area di cava con questa variante, sulle tre sezioni denominate 4, 5 e 7bis.

Come già esposto in precedenza, il modello geologico del settore meridionale interessato dal movimento gravitativo e dalla interposizione al piede del fronte di scavo del rilevato di contrasto è stato ricostruito attraverso:

- l'interpretazione e l'analisi critica dei rilievi geolitologico-strutturali eseguiti lungo i fronti della cava realizzati rispettivamente dal geol. S. Donati nel 2009 e dal geol. M. Rossi successivamente all'innescarsi del movimento franoso nel 2015 e negli anni successivi;
- le risultanze delle indagini sismiche e geoelettriche realizzate con un'apposita campagna nel novembre-dicembre 2020 da parte della società Techgea, coordinate dallo scrivente;
- l'interpretazione dei rilievi geologici, geomorfologici e geolitologico-strutturali eseguiti dallo scrivente a partire dal novembre 2020 sull'area.

Infine, per completezza, è stata effettuata anche la verifica della sezione 10, tracciata in corrispondenza della fascia che interessa la zona di accavallamento tra il settore Nord e quello Sud.

12.7.1 Stati limite

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018, § 7.1) il rispetto degli stati ultimi in condizioni sismiche si considera soddisfatto quando siano state eseguite le verifiche relative agli stati limite SLD, stato limite di danno, e SLV, stato limite di salvaguardia della vita.

Non essendo valutabile per un fronte in roccia uno stato limite di esercizio, nelle verifiche di stabilità è stato preso in considerazione, a favore della sicurezza, solo lo stato limite ultimo SLC.

Nei calcoli sono stati applicati i parametri sismici ricavati nel capitolo 6.3. Tenuto conto del quadro idrogeologico complessivo delineato, si è ritenuto verosimile assumere condizioni drenate fino alle profondità dell'ammasso roccioso interessata dalle potenziali superfici di scivolamento.

12.7.2 Parametri di progetto settore Nord

Per ottenere i parametri di progetto sono stati adottati i coefficienti parziali dell'Approccio 1 Combinazione 2 previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per i fronti di scavo. Pertanto ai valori medi della coesione intercetta e della tangente dell'angolo di resistenza al taglio sono stati applicati i coefficienti parziali (1,25 in entrambi i casi, secondo la tabella 6.2.II delle citate norme).

Ammasso roccioso

Flysch	**ϕ p (°)**	**ϕprogetto (°)**	**c p (kPa)**	**c progetto (kPa)**
Alterato superficiale	43	34.4	110	88
Massivo sano	45	36	132	106

Il peso di volume della roccia è stato assunto pari a 26 kN/m3.

In questo caso le verifiche condotte allo Stato Limite Ultimo sono soddisfatte quando il coefficiente di sicurezza vale al minimo 1.1 (tabella 6.8.I).

12.7.3 Parametri geotecnici di progetto settore Sud

Come ampiamente descritto in precedenza e rappresentato nelle sezioni litologico-strutturali, la condizione litostratigrafica di questo settore è più complessa rispetto al settore Nord.

Mentre le condizioni e le caratteristiche geomeccaniche del substrato roccioso sono omogenee e pertanto analoghe nei due settori, il movimento gravitativo e i conseguenti interventi per la messa in sicurezza dell'area hanno modificato l'assetto morfologico complessivo del fronte.

Nelle verifiche di stabilità di questo settore, sviluppate in corrispondenza delle già citate sezioni geologiche, si è pertanto preso in considerazione:

- il corpo di frana, in cui l'ammasso roccioso e detensionato ed allentato e pertanto con caratteristiche geomeccaniche più scadenti rispetto a quelle dell'ammasso alterato od integro;
- la presenza del corpo del rilevato di contrasto messo in opera al piede del fronte di scavo.

Il substrato roccioso completamente detensionato ed allentato, a favore della sicurezza può essere considerato un mezzo "continuo equivalente" e come tale essere assimilato geotecnicamente ad una ghiaia con sabbia mediamente addensata, dotato di resistenza al taglio associata prevalentemente all'angolo di attrito, in subordine alla coesione.

Per i parametri di resistenza al taglio si sono così attribuiti gli stessi valori di resistenza del rilevato in terreno sciolto, mentre sempre a favore della sicurezza il peso di volume è stato mantenuto elevato, in quanto risultante dall'ammasso roccioso pervaso da fratture e vuoti a seguito dello scivolamento della massa.

In sintesi, sono stati utilizzati i seguenti valori di progetto:

- peso di volume naturale: 24 kN/mc

- angolo di attrito interno: 29°

- coesione efficace = 16 kPa

Anche per il settore Sud per ottenere i parametri di progetto sono stati adottati i coefficienti parziali dell'Approccio 1 Combinazione 2 previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per i fronti di scavo ed i rilevati.

Si riassumono nella seguente tabella i valori dei parametri geotecnici dei diversi livelli litostratigrafici:

Unità litologica	γ (kN/m³)	c progetto(kPa)	φ progetto (°)
Materiali inerti rilevato	20.0	16	29
Ammasso roccioso allentato e detensionato (corpo di frana)	24.0	16	29
Substrato lapideo alterato	26.0	88	34.4
Substrato lapideo integro	26.0	106	36

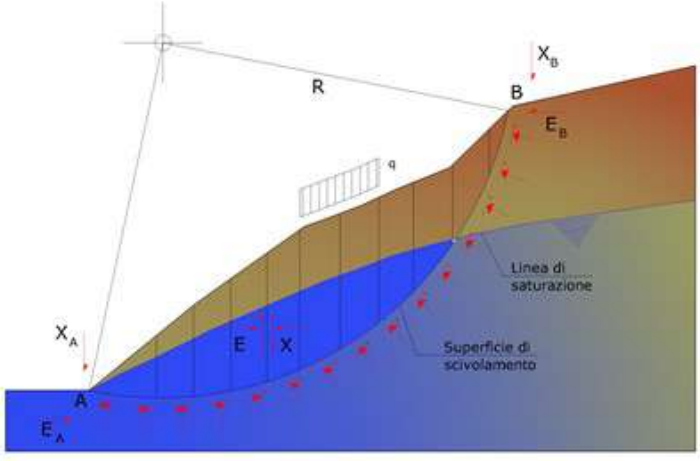
12.7.4 Metodologia.

Al fine di valutare la condizione di equilibrio dei fronti di cava nello stato attuale, sono state condotte analisi di stabilità globale in corrispondenza delle tre sezioni, dove il meccanismo di rottura alla grande scala delle scarpate rocciose con sviluppo pluridecimetrico è governata dalla presenza di molteplici fratture che sono comunque mutuamente interferenti e piuttosto variabili a costituire un vasto insieme di piccoli blocchi con caratteristiche meccaniche medie desunte con il criterio di Hoek & Brown. In altri termini si può affermare che a tale grande scala la stabilità del pendo è governata da superfici di scivolamento di neoformazione che possono portare al collasso del fronte per rottura secondo superfici circolari, piuttosto che il realizzarsi di distacco netto di cunei.

Il metodo adottato è il noto metodo dell'equilibrio limite che permette, in funzione di predeterminate configurazioni geometriche della potenziale superficie di scorrimento e con suddivisione del terreno in conci interagenti tra loro, la valutazione del coefficiente di sicurezza globale del versante.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali Ni agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio Ti;
- (n-1) forze normali Ei agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali Xi agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle Ei;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle Xi;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono (6n-2), mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che Ni sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

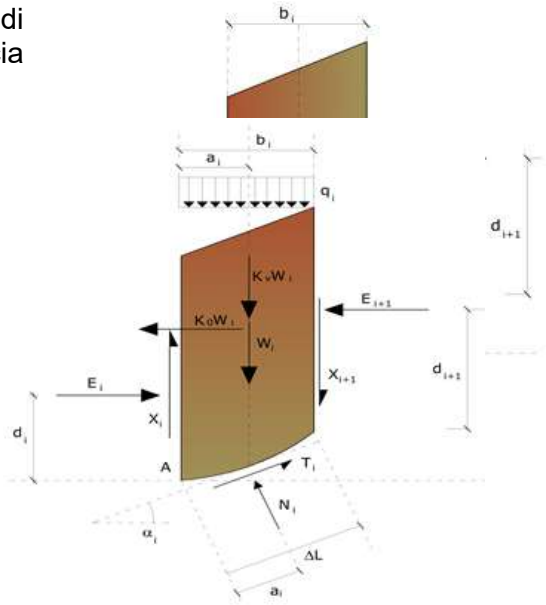
n valori delle forze normali Ni;

- n valori delle forze da taglio Ti;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.

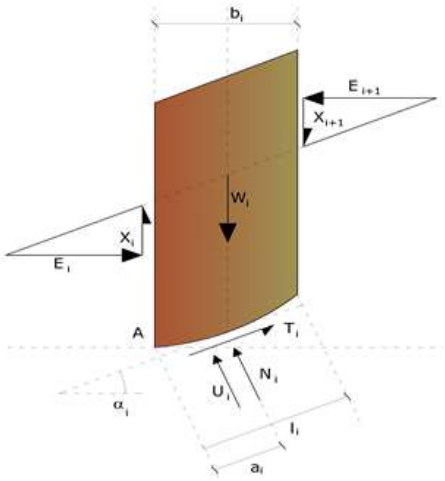


$$F = \frac{\Sigma\{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos\alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan\varphi_i \}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisse risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.Le equazioni usate per risolvere il problema sono:



$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

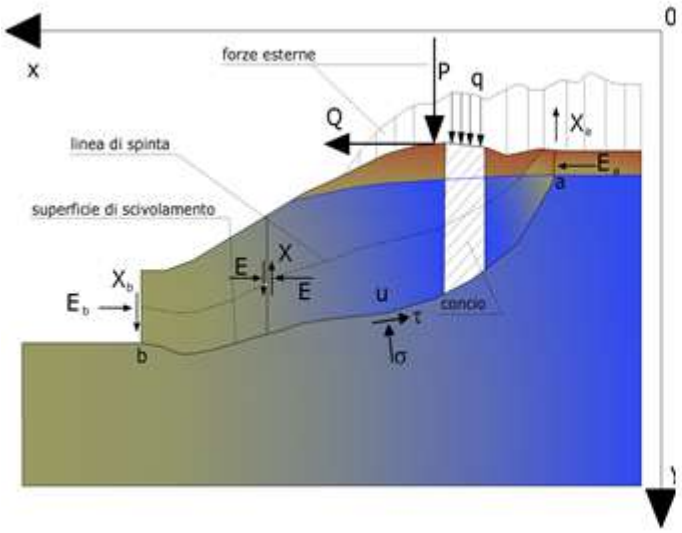
$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \dfrac{\sec\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin\alpha_i}$$

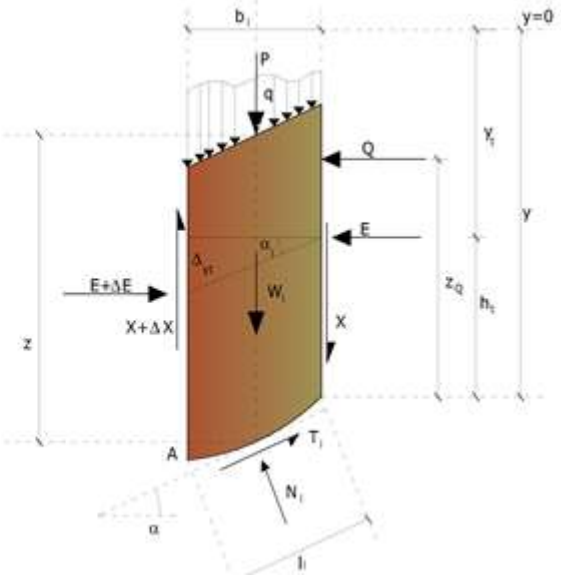
I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre DX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario,** gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma\{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan\varphi_i\} \times \dfrac{\sec^2\alpha_i}{1 + \tan\alpha_i \times \tan\varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan\alpha_i}$$



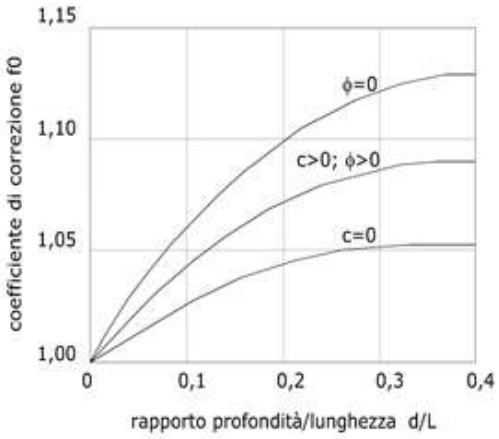


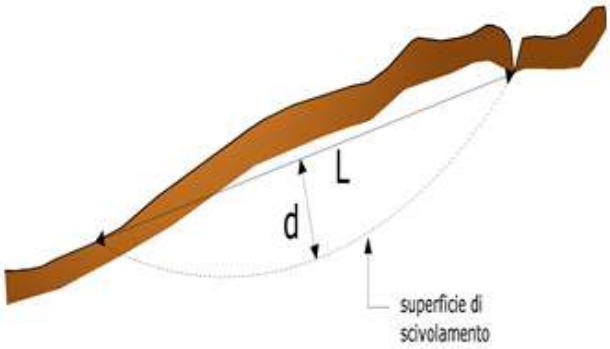
Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo DXi = 0 si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{corretto} = f_0 \cdot F$$

dove f0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.





Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica Kc) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale Ni agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos\alpha_i - N_i \sin\alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

SDEi = 0 SDXì = 0

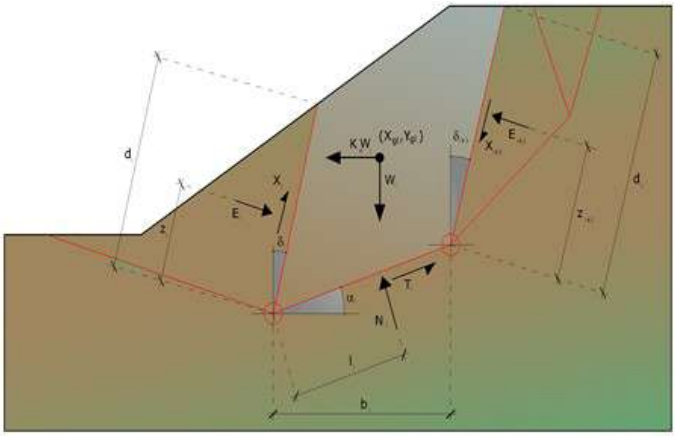
dove Ei e Xi rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i-esima del concio generico i.

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

Azioni sull' iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \mathrm{tg}\left(\psi_i' - \alpha_i\right) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot \left[\left(y_{mi} - y_G\right) \cdot \mathrm{tg}\left(\psi_i' - \alpha'\right) + \left(x_i' - x_G\right)\right] = \sum W_i \cdot \left(x_{mi} - x_G\right) + \sum \Delta_i \cdot \left(y_{mi} - y_G\right)$$



Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1** , ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

K=Kc **Accelerazione critica** se F=1

F=Fs **Fattore di sicurezza in condizioni statiche** se K=0

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne Xi ed Ei tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze Xi:

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Qi è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i-esima faccia del concio i, e l rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di Kc, l e F, che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

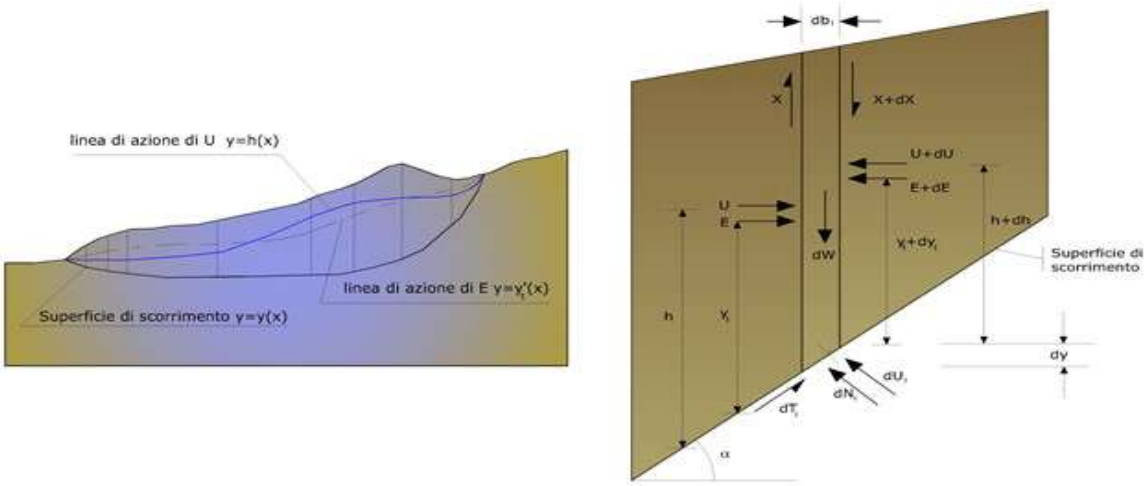
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo X = λ f(x)E, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza Fs, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Si ottiene la cosiddetta "**equazione delle forze**":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg\varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg\alpha \frac{dE}{dx} - \sec\alpha \frac{dU}{dx} \right) = = \frac{dE}{dx} - tg\alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Mongester e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta "**equazione dei momenti**", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- **FH** e **FV** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **Kx** coefficiente sismico orizzontale;
- **Ky** coefficiente sismico verticale.

Le analisi sono state condotte allo Stato Limite Critico SLC, utilizzando il codice di calcolo automatico Slope (GeoStru) che permette lo studio delle condizioni di stabilità del pendio, secondo i più consolidati ed affidabili metodi dell'equilibrio limite, tra cui Fellenius, Bishop, Janbu, Morgestern & Price, Spencer, ecc. E' possibile eseguire l'analisi modificando la geometria e la posizione delle superfici di scivolamento, i metodi di calcolo, il numero dei conci, ecc.

In ottemperanza alla normativa vigente, per le verifiche di stabilità dello stato attuale sono stati assunti i parametri caratteristici di resistenza dell'ammasso roccioso secondo l'approccio DA1 combinazione 2.e sono stati adottati i coefficienti sismici calcolati al capitolo 8 della presente relazione.

Nel caso specifico l'azione dovuta esclusivamente al peso proprio del terreno non è stata maggiorata, per contro sono stati applicati i coefficienti di riduzione parziali ai parametri di resistenza dell'ammasso roccioso.

Le risultanze dei rilievi e delle indagini sui fronti hanno inoltre permesso di escludere la presenza della falda.

Le verifiche dei fronti nello stato del massimo scavo di progetto sono state svolte ipotizzando rotture circolari a diverse profondità dal fronte e coinvolgendo diversi volumi di terreno.

Nel dettaglio, sono stati utilizzati vari metodi ma sulle sezioni riprodotte qui di seguito risultano rappresentate tutte le superfici calcolate ed evidenziata quella con il coefficiente di sicurezza più basso per le superfici calcolate, analizzando per ogni configurazione verificata un numero totale fino ad oltre 200 superfici.

I calcoli analitici e le rappresentazioni grafiche degli schemi in scala di dettaglio sono allegati nel fascicolo A relativo alle verifiche di stabilità, cui si rimanda.

12.7.5. Risultati

Le verifiche sulle sezioni sono state ripetute con diversi metodi: nelle tabelle qui di seguito elaborate si evidenziano i fattori minimi di sicurezza calcolati per ciascun metodo.

Settore Nord

Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs				
	Sezione A	Sezione B	Sezione C	Sezione D	Sezione E
Fellenius	1,52	1,33	1,54	1,66	1,55
Bishop	1,45	1,28	1,52	1,63	1,49
Janbu	1,41	1,23	1,44	1,54	1,45
Morgenstern-Price	1,49	1,31	1,55	1,65	1,52
Sarma	1,47	1,23	1,47	1,59	1,46
Media dei metodi	**1,47**	**1,28**	**1,50**	**1,61**	**1,49**

Settore Sud

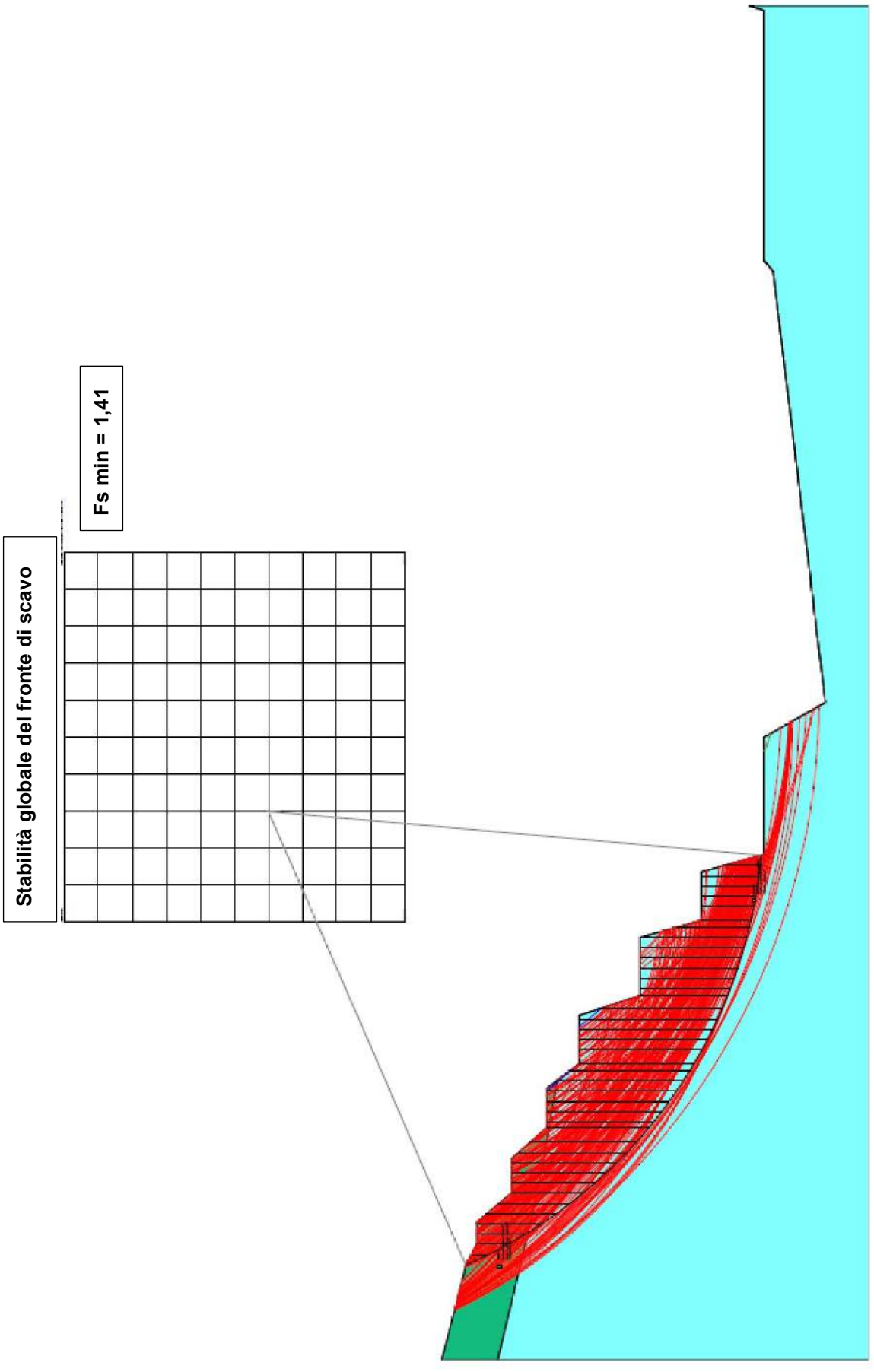
Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs		
	Sezione 4	Sezione 5	Sezione 7bis
Fellenius	1,52	1,32	1,50
Bishop	1,45	1,27	1,42
Janbu	1,42	1,24	1,41
Morgenstern-Price	1,47	1,31	1,47
Sarma	1,48	1,28	1,45
Media dei metodi	**1,47**	**1,28**	**1,45**

Fascia a cavallo settori Nord e Sud

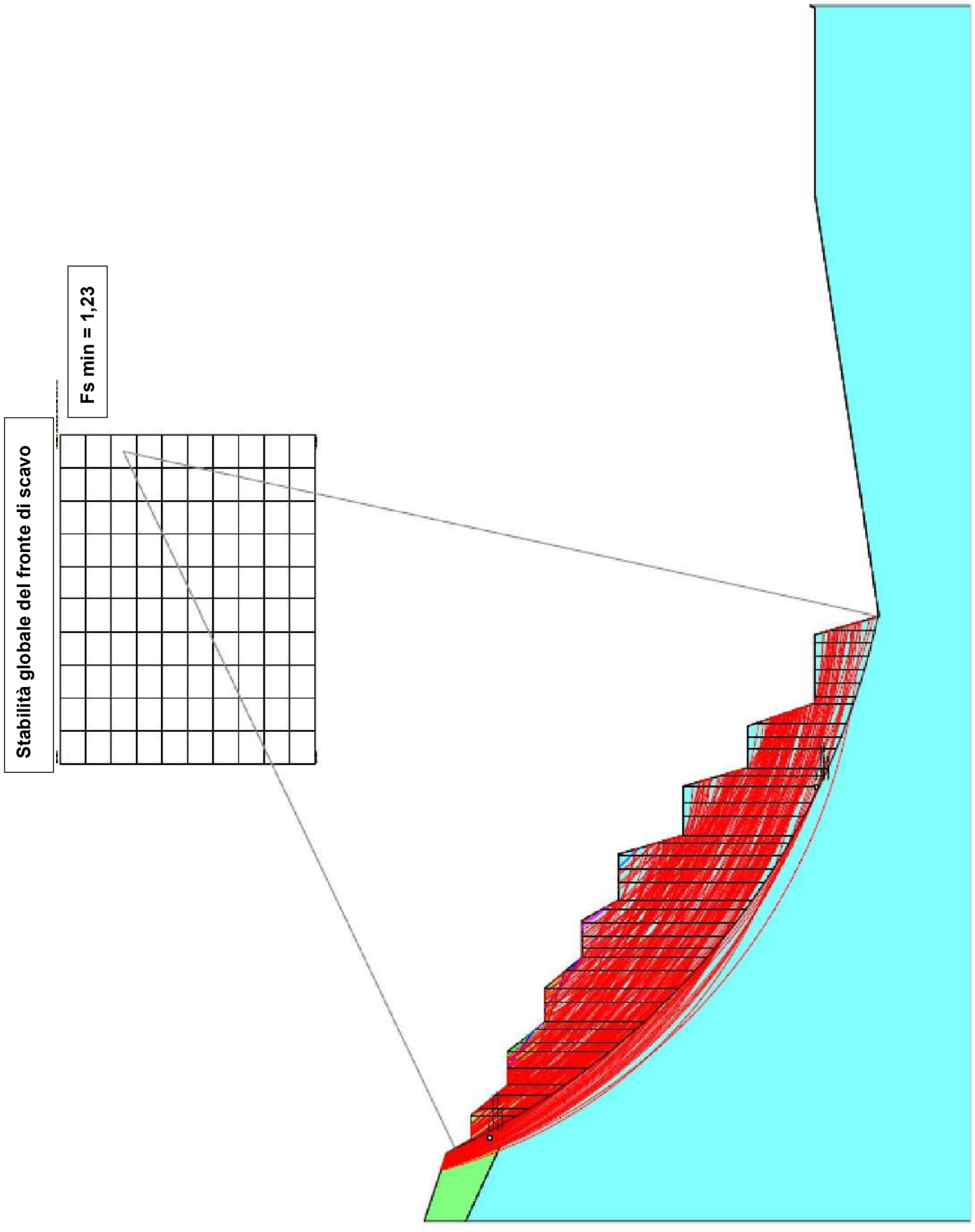
Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs
	Sezione 10
Fellenius	2,39
Bishop	2,31
Janbu	2,24
Morgenstern-Price	2,36
Sarma	2,24
Media dei metodi	**2,31**

Come si evince dai suddetti risultati le verifiche effettuate con i diversi metodi di calcolo su tutte le sezioni evidenziano coefficienti di sicurezza ampiamente superiori a 1,1, attestando la stabilità globale dei fronti e del versante anche in presenza di sollecitazione sismica.

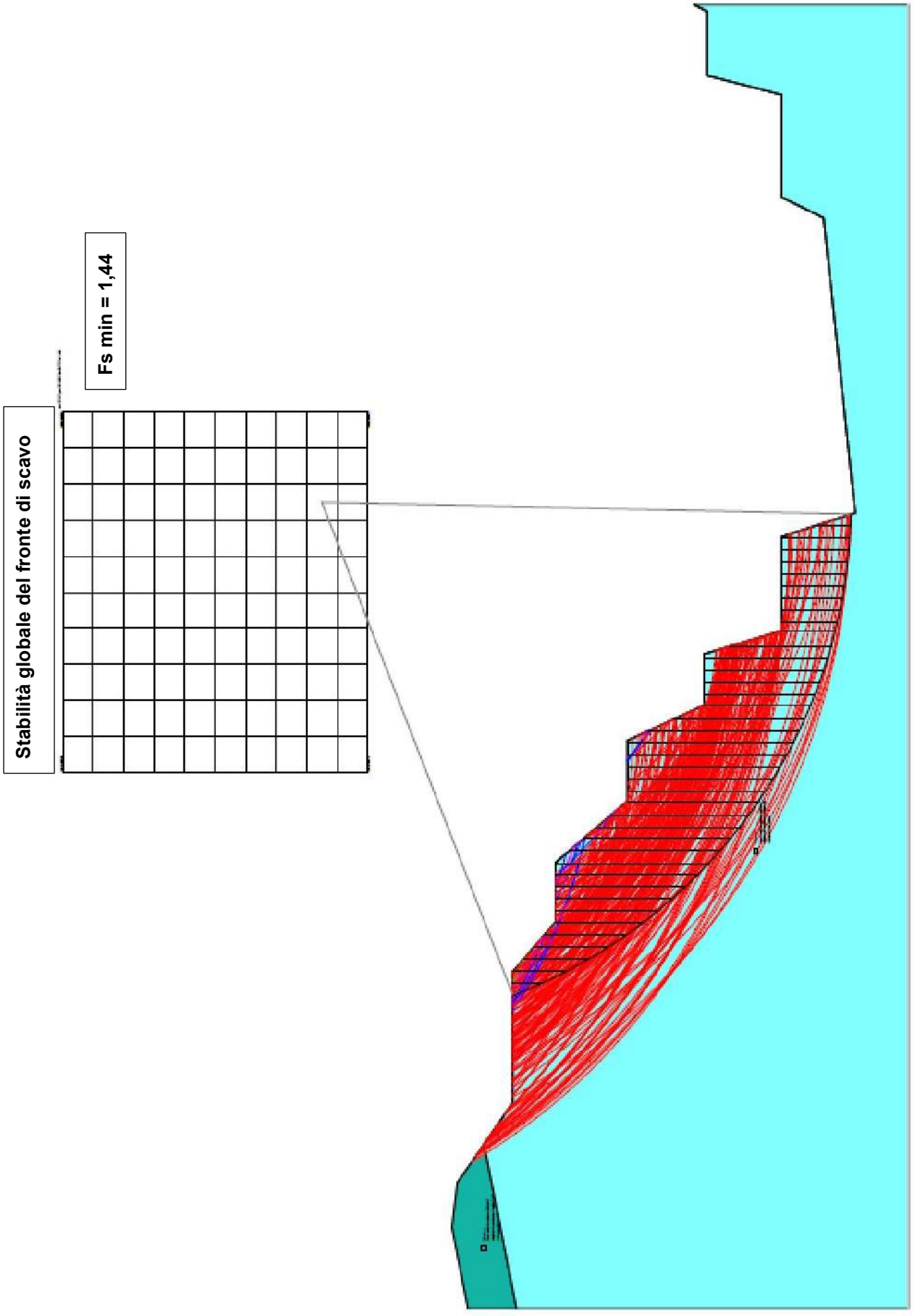
Sezione A - Metodo di Janbu



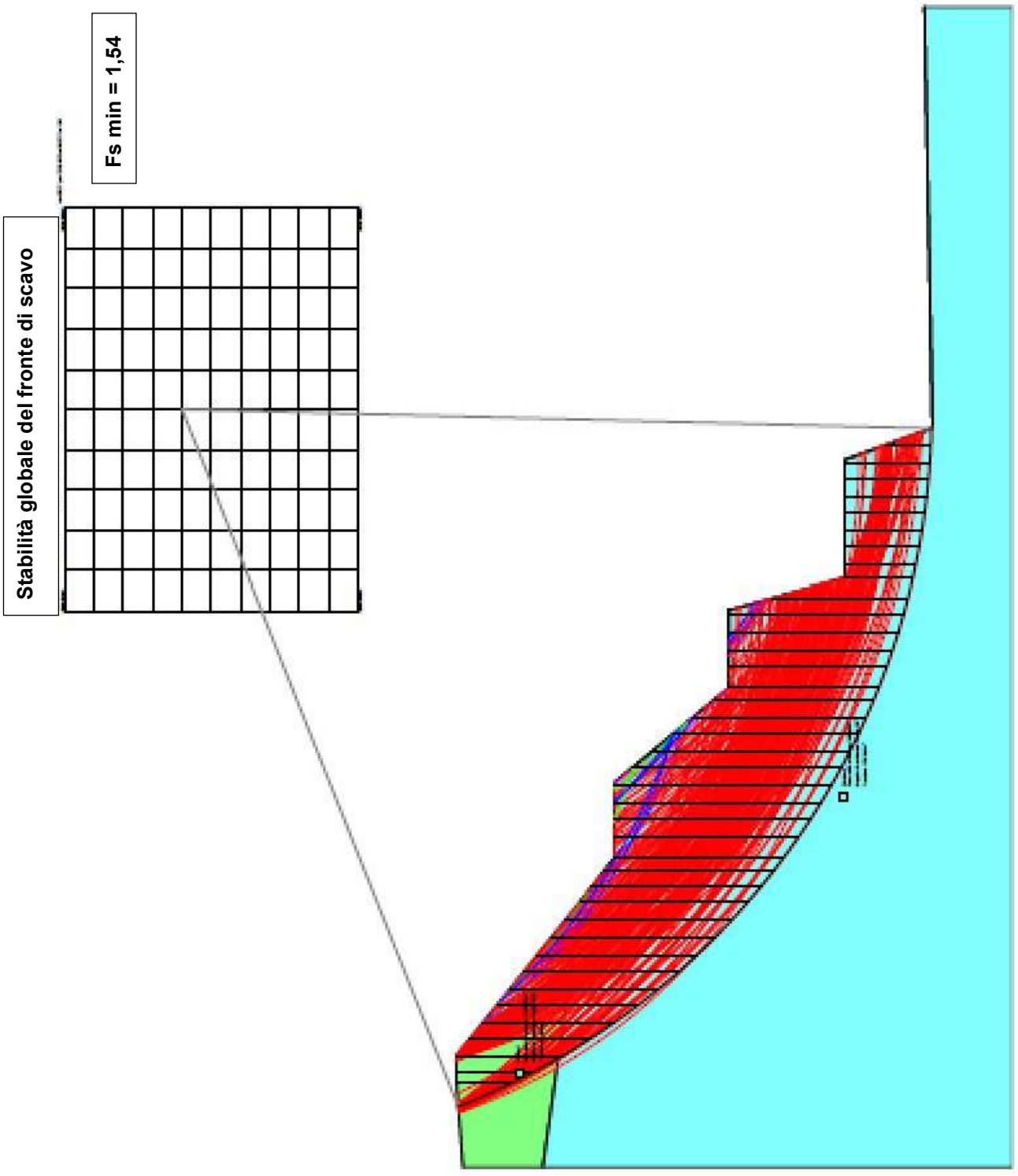
Sezione B - Metodo di Janbu



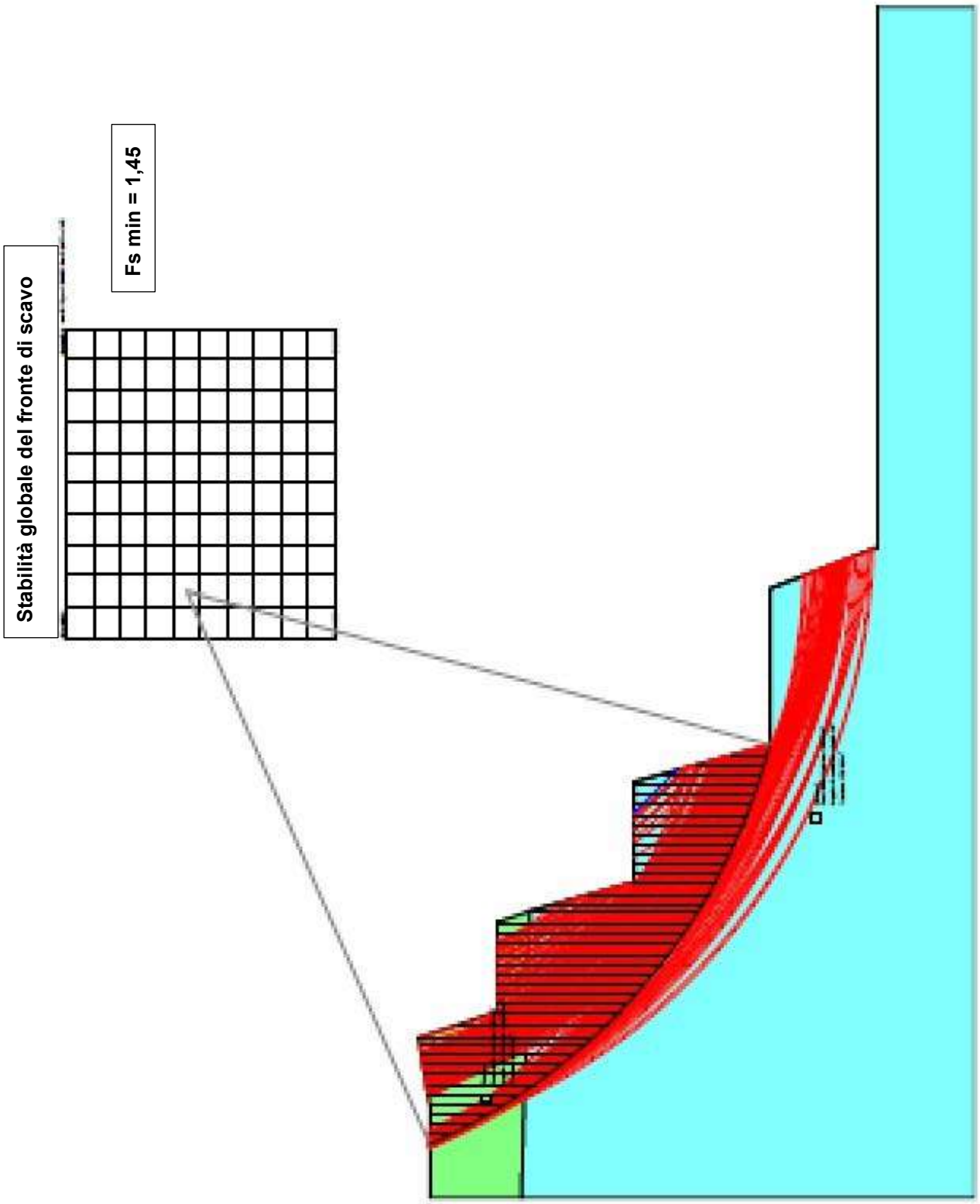
Sezione C - Metodo di Janbu



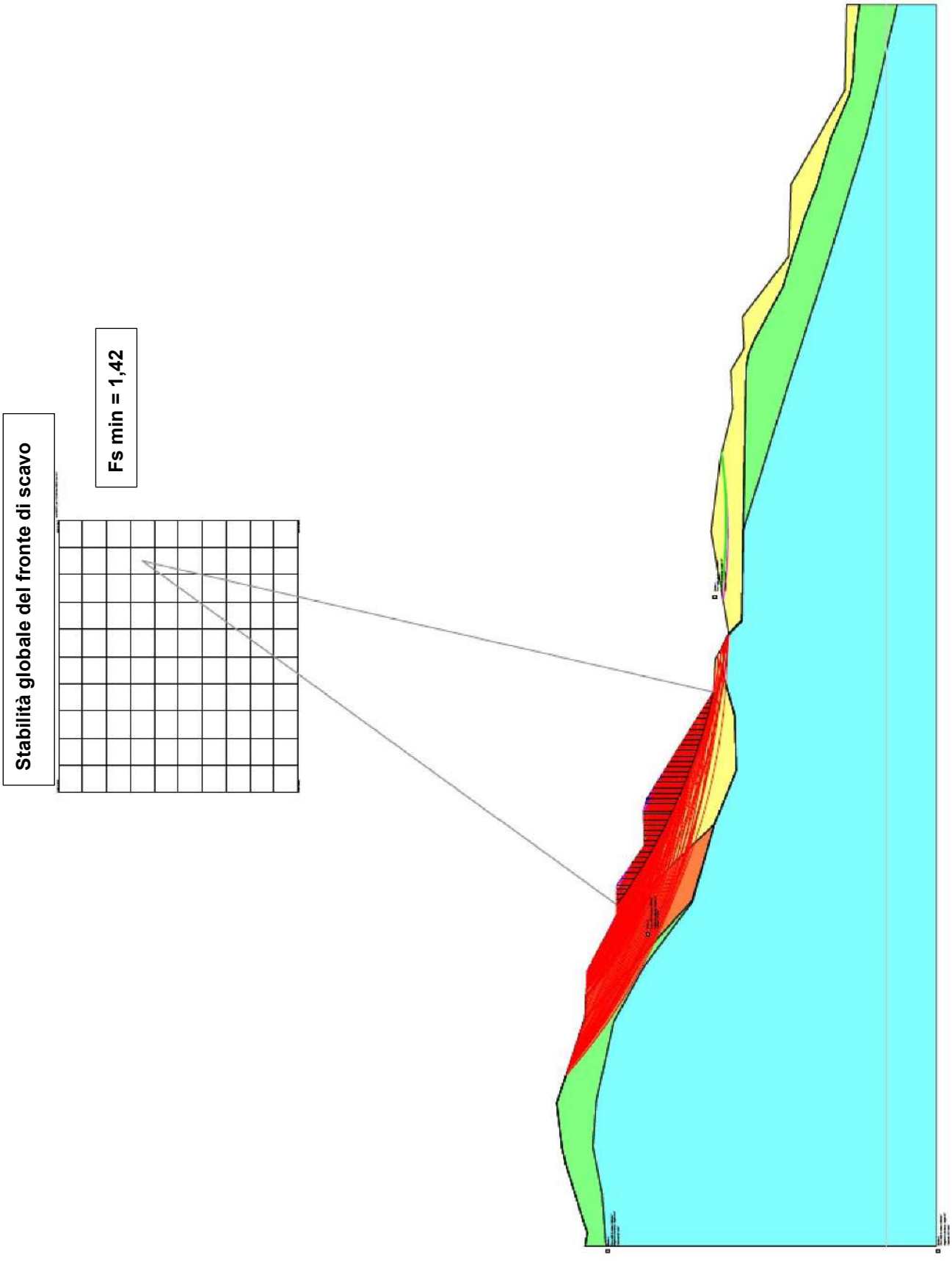
Sezione D - Metodo di Janbu



Sezione E - Metodo di Janbu



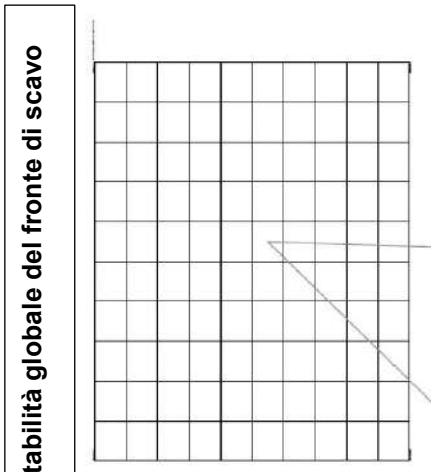
Sezione 4 - Metodo di Janbu

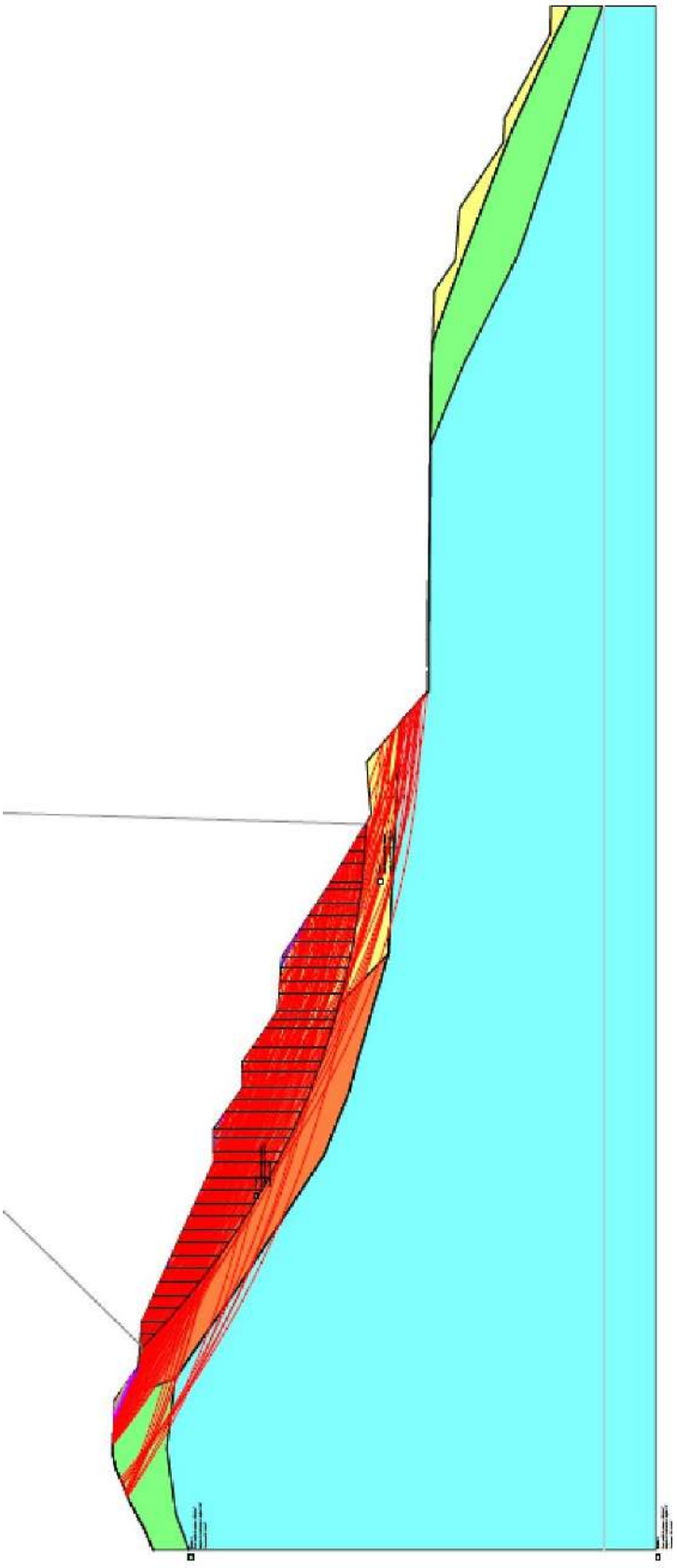


Sezione 5 - Metodo di Janbu

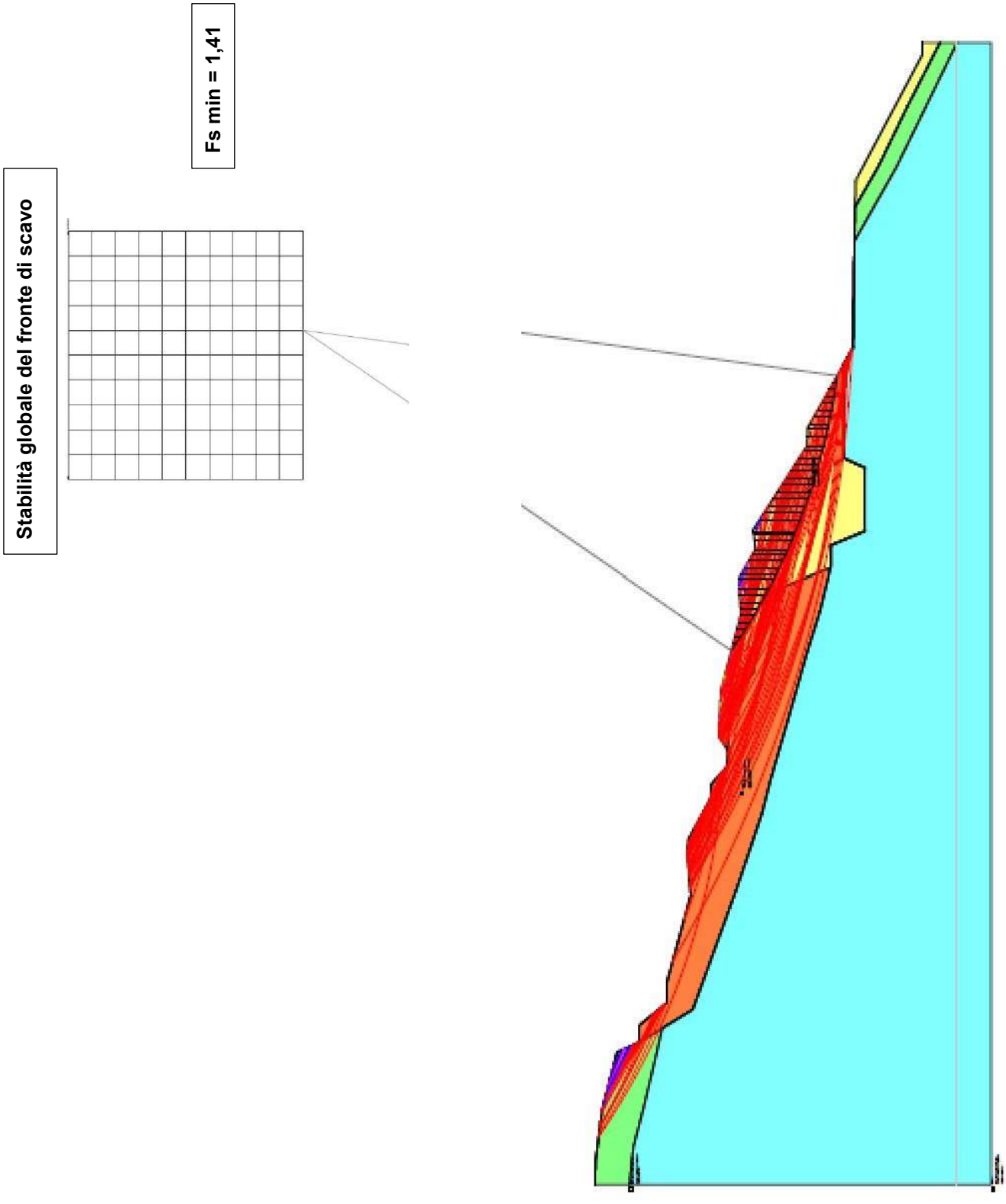
Stabilità globale del fronte di scavo

Fs min = 1,24

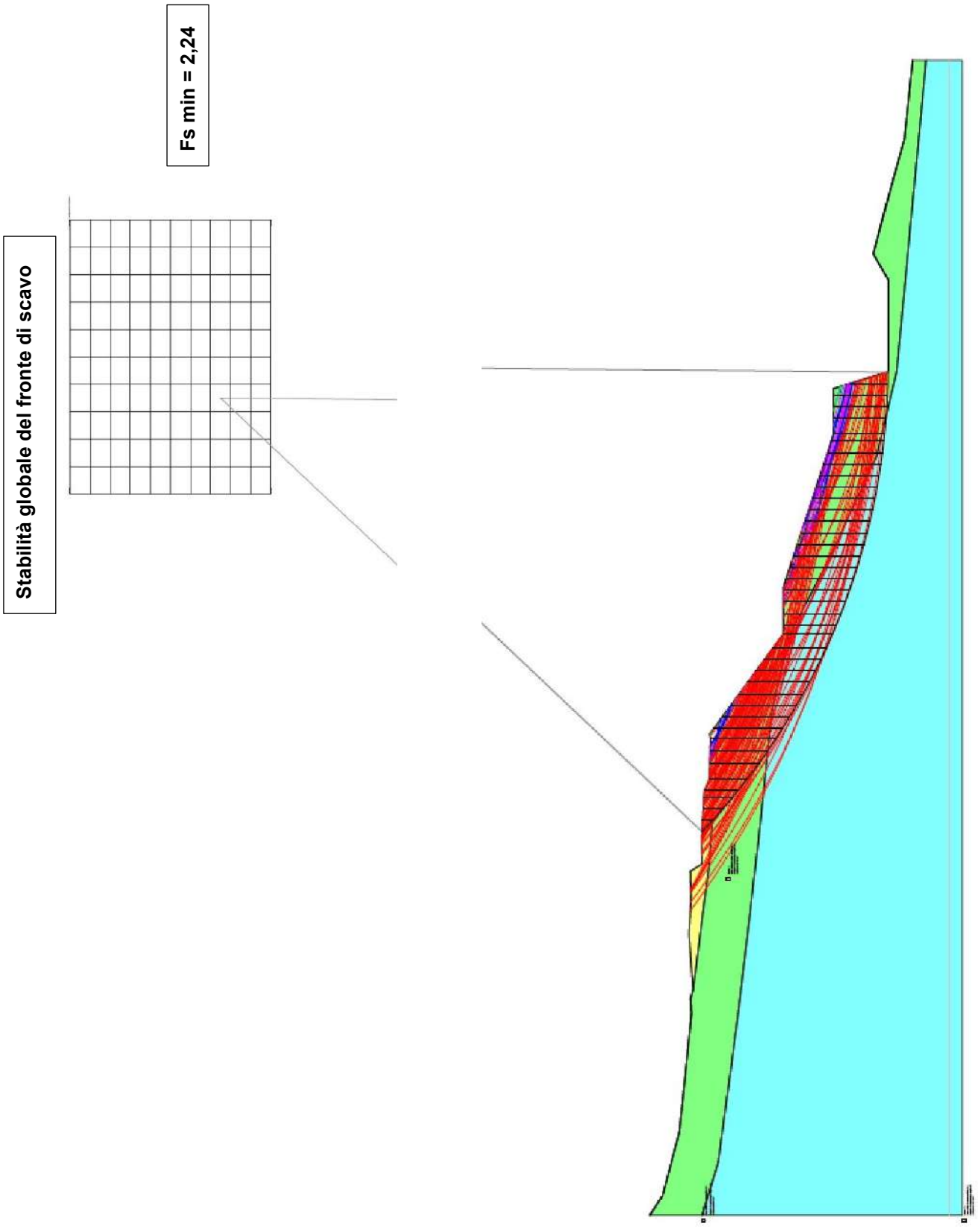




Sezione 7 bis - Metodo di Janbu



Sezione 10 - Metodo di Janbu



12.8 Stabilità dei fronti alla scala dei gradoni e dell'intero versante: considerazioni conclusive

Le verifiche attestano, nella sostanza, la stabilità della configurazione attuale sia dei singoli gradoni, sia dei fronti nel loro complesso, con valori di sicurezza superiori al valore limite accettabile.

Si ribadisce, in ogni caso, come lo studio e le verifiche condotte, hanno analizzato la stabilità globale dell'ammasso roccioso, sia a media che a grande scala, prescindendo dall' analisi delle possibili e potenziali instabilità di piccoli blocchi, cunei e frammenti litoidi, che possono distaccarsi localmente a causa dell'alterazione superficiale dei giunti e/o di altri normali agenti erosivi.

Il controllo di tali situazioni puntuali, oltre ai possibili cinematismi di cui sopra. sarà affidato necessariamente alla Direzione di Cava che dovrà prevedere tutti gli opportuni interventi di disgaggio e pulizia dei fronti in corso d'opera, per garantirne la stabilità nel tempo.

Si ricorda infine che le verifiche sono state effettuate considerando un efficace sistema di drenaggio delle acque superficiali su tutto il fronte, condizione necessaria per il mantenimento dei fattori di sicurezza calcolati.

Si raccomanda inoltre che, qualora nel corso dei lavori si dovessero riscontrare condizioni locali della roccia particolarmente sfavorevoli, o comunque molto diverse da quanto rilevato in superficie, andranno effettuate analisi puntuali ed in base ad esse, andranno verificati i profili di progetto, prevedendo, se necessario, gli adeguamenti opportuni.

13. SISTEMAZIONE FINALE E RECUPERO AMBIENTALE

Rimandando alla relazione di progetto per una più esaustiva descrizione dell'assetto finale dell'area, si riassumono qui le caratteristiche salienti.

I criteri generali del progetto, si possono condensare nei seguenti punti:

- costituzione di un assetto morfologico stabile nel tempo e in grado di integrarsi permanentemente con quello riscontrabile nelle aree adiacenti al sito, tenendo conto delle caratteristiche paesaggistiche ed ambientali rilevate almeno nella microzona di analisi del corpo di cava e delle esigenze agronomico-colturali cui verrà dedicato il sito;
- regimazione delle acque di scorrimento superficiale finalizzato a limitare entro limiti accettabili l'erosione del suolo e le relative perdite di fertilità;
- inerbimento di tutte le superfici risagomate tramite adeguati miscugli erbacei in grado di attrarre la componente insetti;
- piantumazione.

Al fine di garantire una reale riqualificazione ambientale del sito e minimizzare l'impatto visivo, nell'ambito del progetto si prevede la sistemazione dell'anfiteatro di cava e la riprofilatura del versante attraverso il riporto di materiale sciolto per ottenere un più equilibrato rapporto tra l'area e il contesto della zona cercando di ricostituire, per quanto possibile, l'originaria morfologia dell'area.

Tutte le zone oggetto di coltivazione saranno rivegetate tenendo in stretta considerazione quanto descritto nella relazione agronomica allegata al progetto nonché della volontà della Committenza di creare un'estesa area agricola produttiva nel rispetto delle colture locali in regime biologico.

A fine coltivazione si provvederà alla rimozione di tutti gli impianti e strutture esistenti, mentre si conserveranno i fabbricati di servizio e le vasche di accumulo acqua utili per la manutenzione e gestione delle aree riqualificate, completando la sistemazione nella parte bassa.

Da quota 240 circa, come indicato nelle planimetrie di progetto si ricostruiranno i versanti con l'utilizzo di terre rocce da scavo abbancate in strati orizzontali e adeguatamente costipate; la ricomposizione del versante sarà sviluppata fino a coprire tutti i gradoni tranne il primo in alto che, avendo una scarpata relativamente bassa sarà facilmente mascherabile dalla vegetazione ripiantumata.

L'inclinazione massima delle scarpate sarà inferiore a 20° consentendo in questo modo un eccellente ripristino vegetazionale; le scarpate saranno interrotte circa ogni 15 metri di quota da una pista orizzontale capace di contenere una canalizzazione atta alla ottimale regimazione del versante.

Ogni volta che si raggiungerà un assetto definitivo del versante si provvederà ad avviare in quel punto le operazioni di ripristino della vegetazione, contenendo il più possibile il tempo di esposizione di scarpate spoglie.

Ogni punto del versante sarà raggiungibile mediante le piste di progetto durante l'abbancamento e per le fasi di manutenzione successive.

13.1 Morfologia del rilevato e caratteristiche dei materiali.

Come si evince dagli elaborati grafici progettuali, il rilevato sarà costituito da materiali di riporto sia di risulta della attività estrattiva, sia di provenienza esterna; i riporti saranno appoggiato a partire dalla fossa a quota 226 e addossato alle pareti rocciose del fronte di scavo e presenterà una scarpata finale intervallata da 4 piccoli terrazzamenti sub-pianeggianti posti a quote di circa 15 m di dislivello uno dall'altro, sui quali sarà realizzata una canalizzazione atta alla ottimale regimazione delle acue superficiali; l'inclinazione media della scarpata ha un angolo medio dell'ordine di circa 20°.

Il rilevato di ricomposizione ambientale è rappresentato nella planimetria dello stato finale **Tavola 4 – Stato di progetto: 4A – Ricomposizione ambientale**, scala 1:2.000 e nelle sezioni geologiche alla **Tav 6 – Sezioni geolitologiche strutturali – ricomposizione ambientale – scala 1:1.000.**

13.2 Predisposizione delle aree di base e di appoggio del rilevato

Una delle preoccupazioni maggiori nell'effettuare il ripristino ambientale con riporti è di garantire il drenaggio del corpo del rilevato, in modo da eliminare la possibilità di formazione di una falda anche solo temporanea al suo interno e garantirne pertanto la stabilità nel tempo. E' inoltre imprescindibile soddisfare l'esigenza di verificare durante le operazioni di riporto la qualità dell'eventuale percolato per rendere improbabile qualsiasi forma di inquinamento del suolo e delle falde.

Come preventiva precauzione si prevede di creare una barriera geologica su tutto il fondo del ribassamento tra quota 226-212 circa. Tale barriera dovrà avere uno spessore di almeno un metro con permeabilità inferiore a 10^{-7} m/s.

Sul piazzale a quota 226 sarà realizzata un ulteriore barriera con spessore almeno 50 cm e permeabilità inferiore a 10^{-4} m/s.

L'eventuale acqua di infiltrazione contenuta nei rilevati dovrà essere drenata da trincee drenanti costituite da ciottoli rivestiti da geotessile. Tali trincee avranno una sezione drenante maggiore di 1 mq con una permeabilità superiore a 10^{-3} m/s e saranno distribuite nell'area del ribassamento con un interasse di circa 25 m, sul piazzale con interasse 50 m. Nella fossa le trincee, con idonea pendenza, confluiranno tutte in corrispondenza di un pozzo di estrazione. Il pozzo sarà realizzato con tubazione in cls forato, con geotessile di protezione e manicotto in materiale arido drenante di spessore di circa 50 cm.

I canali di scolo in roccia presenti sui gradoni saranno trasformati, a mano a mano del procedere della colmata, in trincee drenanti mediante riempimento mediante ciottoli rivestiti di geotessile.

Il sistema di drenaggi così strutturato sarà sufficiente a garantire il drenaggio del rilevato e la gestione corretta delle operazioni di riporto.

Per i dettagli si rimanda ai particolari costruttivi, alla relazione tecnica di progetto e, per il dimensionamento, alla relazione idraulica.

13.3 Caratterizzazione geotecnica dei materiali costituenti il rilevato

Essi saranno costituiti principalmente da terre e rocce da scavo e da rifiuti delle attività estrattive, ma l'impianto è disponibile ad abbancare anche ulteriori materiali provenienti dagli scavi per opere e infrastrutture di importanza regionale o nazionale che si dovessero sviluppare in un areale di prossimità.

L'incertezza riguardo alla provenienza e quindi alla natura litologica, così come il conferimento di materiale in modo indifferenziato dà evidentemente origine ad un mix di caratteristiche probabilmente abbastanza uniforme, formato da materiali fortemente eterometrici, con ampia distribuzione granulometrica, che va da ghiaie a sabbie e limi.

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici dei materiali sciolti da porre a dimora nella colmata per il recupero ambientale si è fatto riferimento a quanto già esposto nel paragrafo 6.4 sui materiali sciolti messi a dimora a costituire il rilevato di contrasto.

Viene in questa sede precisato che anche per i materiali di riporto che verranno utilizzati per la ricomposizione ambientale si è fatto riferimento alle NTC e aalle "Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive .." di cui al DGR n. 141/2008 e DGR n.141/2010, aggiornate successivamente con DGR n. 431/2015.

Nelle modalità di gestione è inoltre previsto ed imposto che la formazione della colmata dovrà avvenire con modalità analoghe a quelle suggerite dalla letteratura, mediante stesa, compattazione e rullatura con mezzi idonei dei materiali in modo da ottenere una densità relativa non inferiore al 50%.

Sulla base di quanto fin qui esposto risulta lecito assumere un valore medio dell'angolo di resistenza al taglio non inferiore a 36°, ed un valore di coesione non drenata pari a 20 kPa; questi valori sono altresì confermati da dati relativi a prove su altri impianti esistenti.

Si tratta di parametri cautelativi poichè è ipotizzabile la presenza di granuli spigolosi degli elementi litoidi, di pezzature anche di un certo rilievo il cui comportamento può considerarsi (talvolta) intermedio tra quello degli ammassi rocciosi giuntati e dei materiali granulari classici.

Esami di laboratorio e indagini geognostiche dirette, effettuate con penetrometro pesante su rilevati di ricomposizione ambientali eseguite nell'ultimo decennio in tutta la Liguria dimostrano l'attendibilità dei valori sopra riportati.

Per ultimo occorre sottolineare che i materiali sopra descritti saranno posti a dimora in strati di limitato spessore in modo da creare un riempimento omogeneo, ben compattato cosi come prescritto anche dalle "Linee guida" di cui al DGR n. 141/2010.

Parametri geotecnici di progetto

Per ottenere i parametri di progetto sono stati adottati i coefficienti parziali dell'Approccio 1 Combinazione 2 previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni per i fronti di scavo ed i rilevati. Pertanto ai valori caratteristici della coesione intercetta e della tangente dell'angolo di resistenza al taglio sono stati applicati i coefficienti parziali (1,25 in entrambi i casi, secondo la tabella 6.2.II delle citate norme). Alla resistenza globale deve essere applicato il coefficiente 1,1 (tabella 6.8.I).

Unità litologica	γ (kN/m^3)	c (kPa)	φ (°)
Materiali inerti	20.0	16	29
Substrato lapideo	26.0	88	34.4

13.4 Caratterizzazione sismica

Categoria di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica il rilevato di ricomposizione ambientale è riconducibile alla categoria del suolo "B", ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori di VS compresi tra 360 m/s e 800 m/s

Coefficiente di amplificazione topografica

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica, la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del sisma; per pendii con inclinazione media superiore ai 15°, le condizioni topografiche del rilevato rientrano nella categoria T2 della tabella 3.2.VI delle citate Norme Tecniche per le Costruzioni.

I valori dei coefficienti sismici e di ***ag*** illustrati nel seguito sono ricavati utilizzando nuovamente il software Geostru Parametri Sismici, inserendo i seguenti dati di sito:

Coordinate WGS84:	Lat 43.876833	Lng 7.935748
Coordinate ED50:	Lat 43.877818	Lng 7.936806

Categoria sottosuolo: B Categoria topografica: T2 Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: 2 Coefficiente d'uso: 1 Periodo di riferimento: 50 anni

Le seguenti tabelle illustrano i coefficienti sismici per i diversi stati limiti della normativa.

Stati limite

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.028	2.594	0.181
Danno (SLD)	50	0.040	2.630	0.211
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.154	2.431	0.291
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.207	2.473	0.306
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Tr = tempo di ritorno

ag = accelerazione orizzontale massima al sito

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Tc* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Coefficienti sismici

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,55	1,50	1,41	1,39
ST Amplificazione topografica	1,20	1,20	1,20	1,20

Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica

Cc = Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

St = coefficiente di amplificazione topografica

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.008	0.012	0.053	0.083
kv	0.004	0.006	0.027	0.042
Amax [m/s²]	0.389	0.568	2.178	2.923
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

Kh = coefficiente sismico orizzontale

Kv = coefficiente sismico verticale

Amax = accelerazione massima

Beta = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Trattandosi di una sistemazione finale del versante, a lungo termine, nelle verifiche di stabilità si sono utilizzati i parametri più penalizzanti, relativi allo SLC, stato limite di collasso.

I corrispondenti coefficienti sismici orizzontale e verticale Kh e Kv, nel caso in esame, risultano:

Kh (SLC) = 0.083 Kv (SLC) = ±0.042

13.5 Verifiche di stabilità

Le verifiche che seguono sono state eseguite in conformità con quanto prescritto al punto 6.8 delle NTC.

In particolare, le verifiche di sicurezza sono state eseguite secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle.

Nei criteri generali di progetto delle NCT (6.8.1) si specifica che "*Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tener conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione*". Nel caso specifico il rilevato ha una funzione di ricomposizione ambientale, senza alcun carico, e poggia su roccia e pertanto non si pongono particolari problemi.

Allo stesso punto si precisa anche che "*Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati"*.

Per questo punto si rimanda al capitolo specifico nel prosieguo della presente relazione.

Metodo di analisi

I calcoli di stabilità sono stati eseguiti applicando il metodo dell'equilibrio limite nelle versioni di Fellenius, Bishop, Janbu, Sarma e Morgenstern e Price , per potenziali superfici di scorrimento circolari, con il programma *Slope v.2018* (Geostru). Gli aspetti teorici sono già stati ampiamente illustrati nel capitolo 12, a cui si rimanda per ogni dettaglio.

Sono stati adottati i parametri geotecnici e sismici definiti nei paragrafi precedenti. Le verifiche sono state eseguite sulle 7 sezioni rappresentative A, B, C, 4, 5, 7 bis e 10 la cui schematizzazione stratigrafica è rappresentata nella **Tav. 6 Sezioni geolitologiche strutturali - Ricomposizione ambientale, scala 1:1.000**.

Per quanto riguarda le condizioni idrauliche, a favore della sicurezza, malgrado la presenza dei drenaggi alla base dei gradoni, sul piazzale di base e nella fossa e del pozzo di estrazione nella zona di nuova coltivazione, per tutte le sezioni considerate è stata ipotizzata la presenza di una falda inclinata verso valle, condizione nettamente cautelativa.

Ed anche nel settore Sud e nella fascia a cavallo tra le due aree, sempre per ragioni a favore della sicurezza, all'interno dei materiali sciolti è stata ipotizzata la presenza di una falda inclinata verso valle.

13.6 Risultati

I risultati delle verifiche hanno fornito in tutte le superfici esaminate fattori di sicurezza superiori a 1,1. Il rilevato previsto dal progetto è pertanto in grado di garantire le condizioni di sicurezza richieste dalla normativa attualmente in vigore. Nelle figure alle pagine seguenti si evidenziano le risultanze grafiche delle diverse verifiche effettuate in corrispondenza delle sezioni con i relativi coefficienti di sicurezza calcolati, mentre nel fascicolo A relativo alle verifiche di stabilità sono allegati i calcoli analitici e le rappresentazioni grafiche delle verifiche effettuate.

Sono inoltre riprodotte tutte le superfici di scorrimento e individuata quella con il coefficiente di sicurezza più basso, calcolato con il metodo di Janbu. I coefficienti di sicurezza calcolati con gli altri metodi hanno fornito valori in generale di poco superiori.

Le verifiche sulle sezioni sono state ripetute con diversi metodi: nelle tabelle qui di seguito elaborate si evidenziano i fattori minimi di sicurezza calcolati per ciascun metodo.

Settore Nord

Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs		
	Sezione A	Sezione B	Sezione C
Fellenius	1,62	1,22	1,72
Bishop	1,57	1,17	1,65
Janbu	1,52	1,12	1,60
Morgenstern-Price	1,73	1,31	1,84
Sarma	1,68	1,27	1,78
Media dei metodi	**1,62**	**1,22**	**1,72**

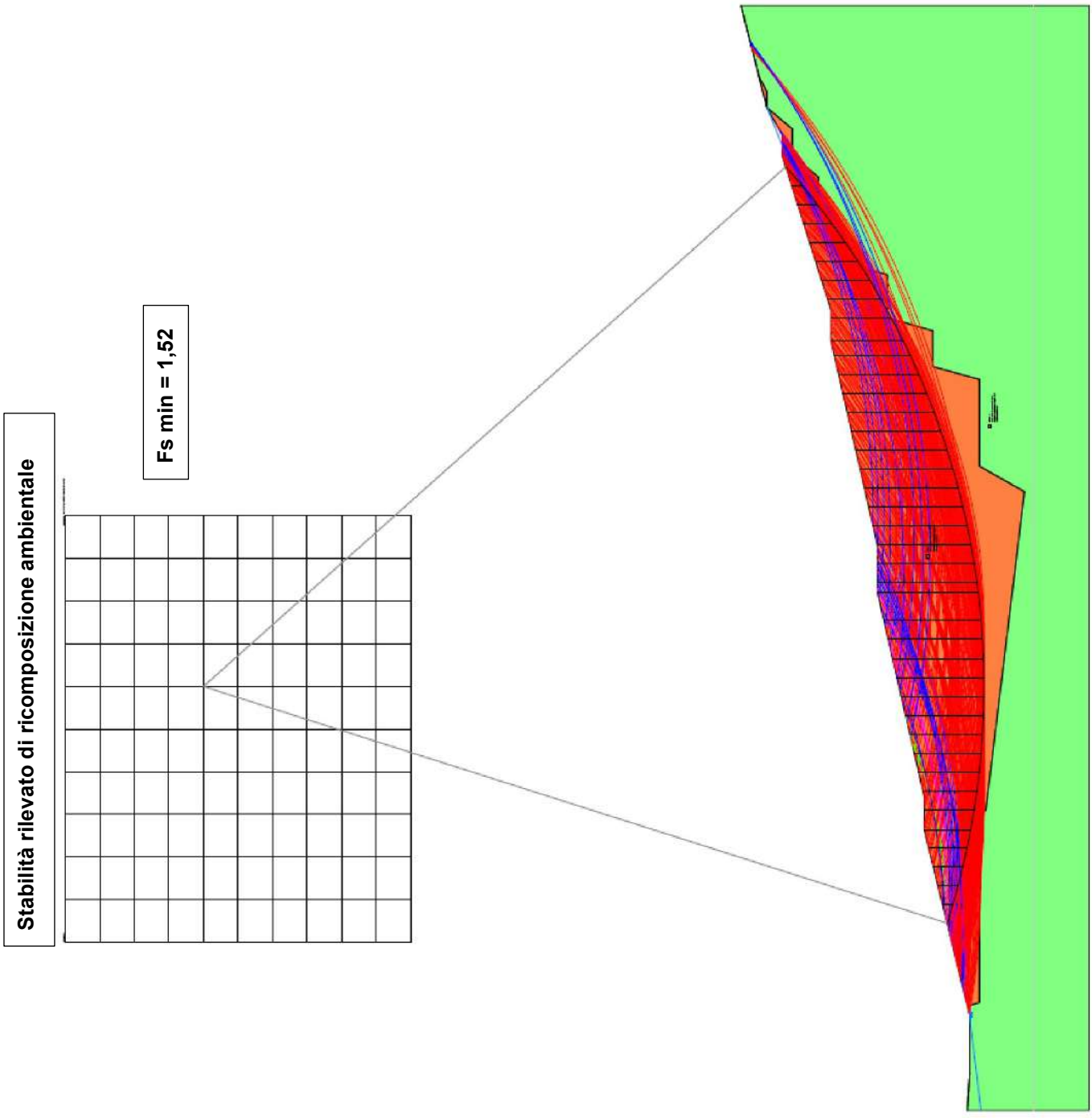
Settore Sud

Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs		
	Sezione 4	Sezione 5	Sezione 7bis
Fellenius	1,30	1,43	1,21
Bishop	1,24	1,35	1,20
Janbu	1,19	1,32	1,12
Morgenstern-Price	1,34	1,46	1,29
Sarma	1,32	1,44	1,28
Media dei metodi	**1,28**	**1,40**	**1,22**

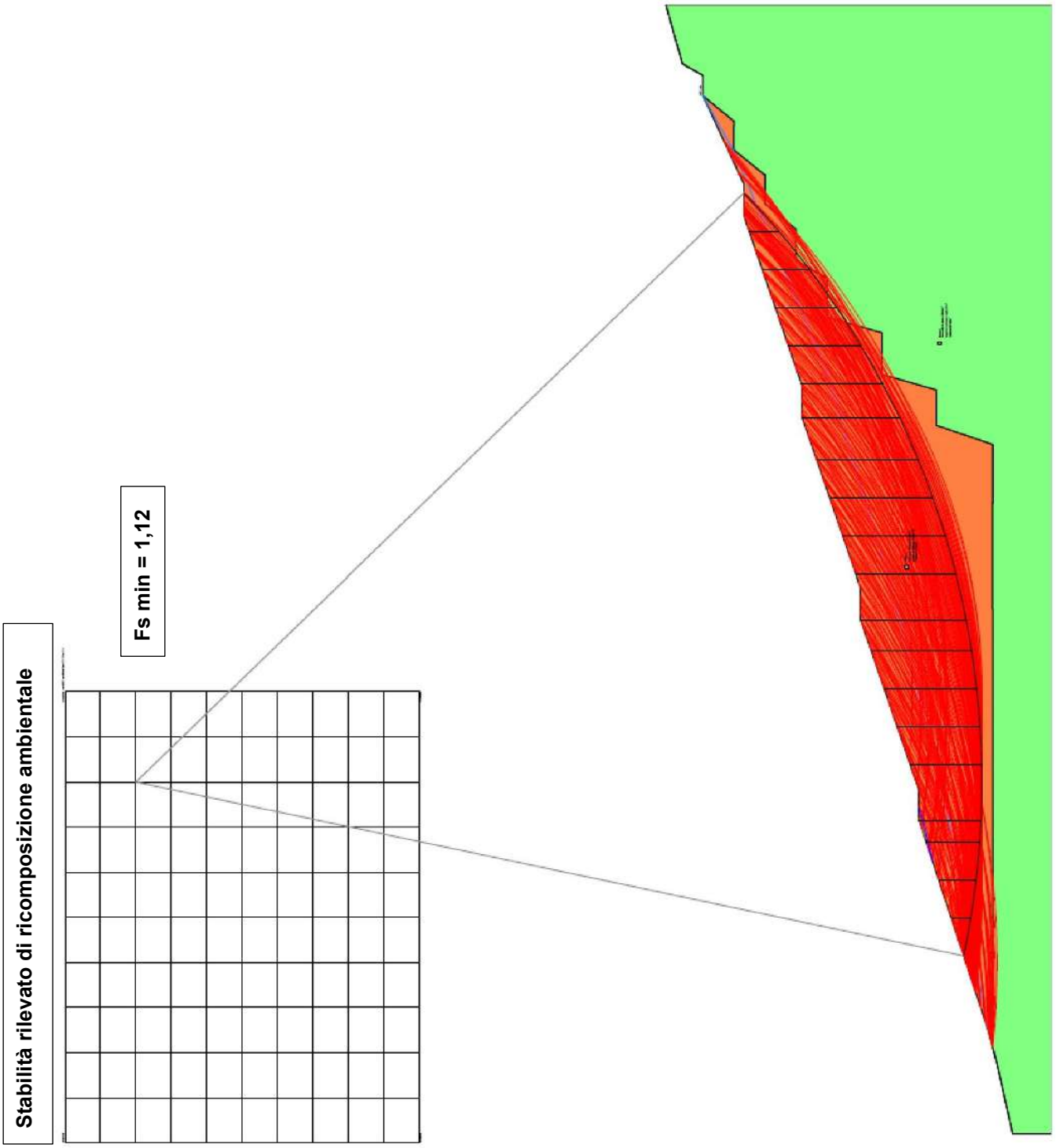
Fascia a cavallo settori Nord e Sud

Metodo	Coefficiente di sicurezza minimo Fs
	Sezione 10
Fellenius	1,86
Bishop	1,73
Janbu	1,72
Morgenstern-Price	1,87
Sarma	1,86
Media dei metodi	**1,81**

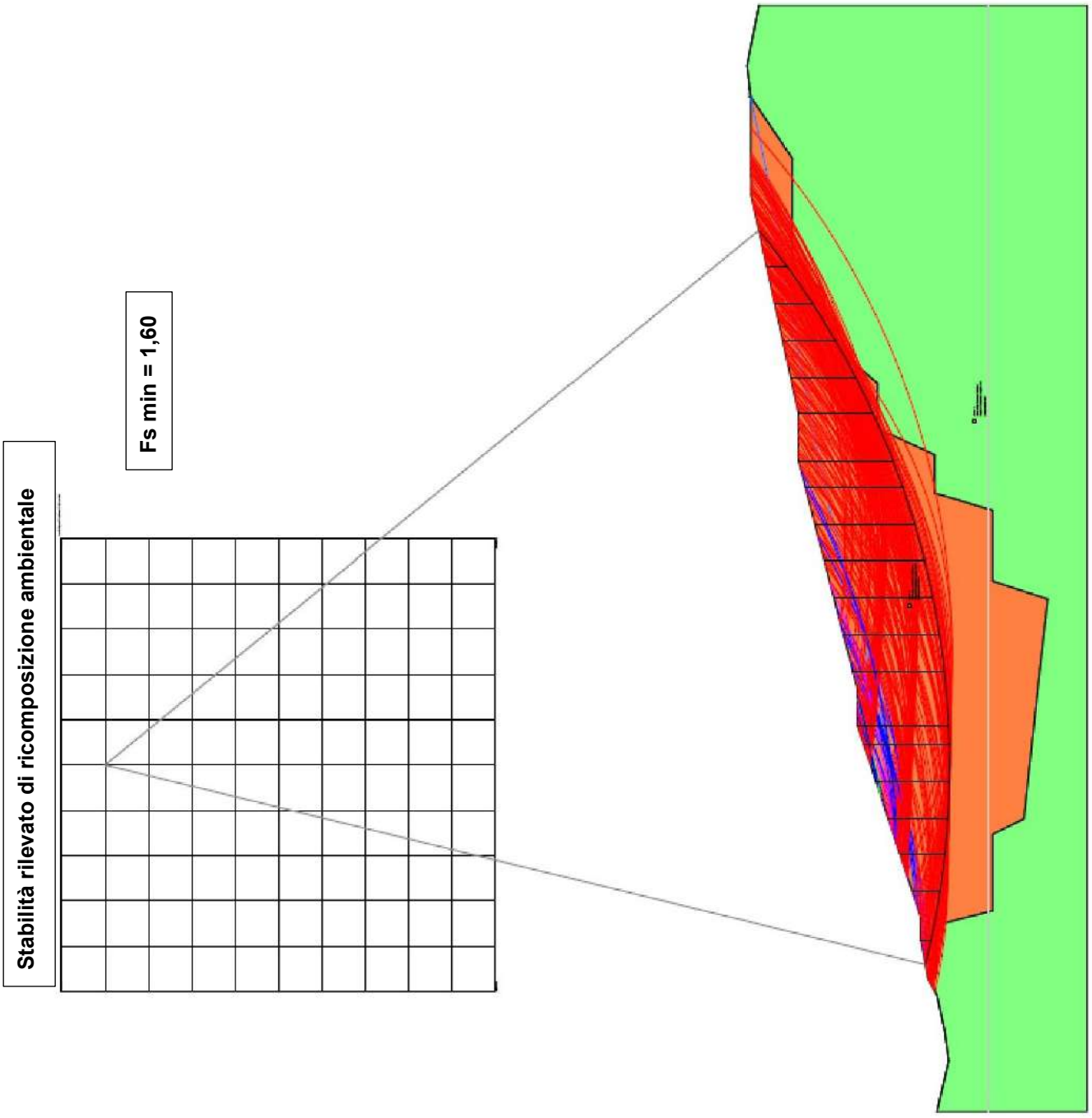
Sezione A - Metodo di Janbu



Sezione B - Metodo di Janbu

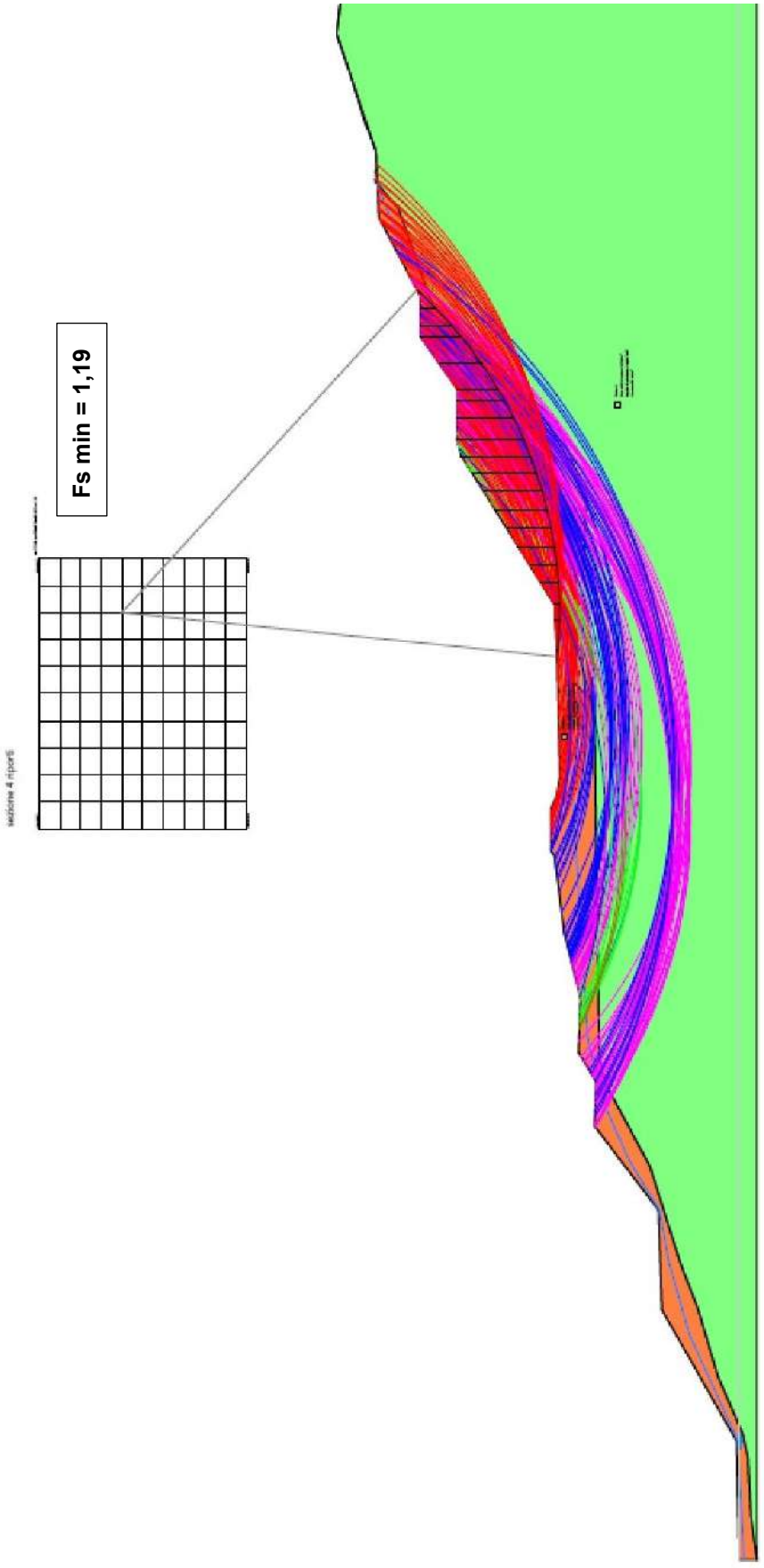


Sezione C - Metodo di Janbu

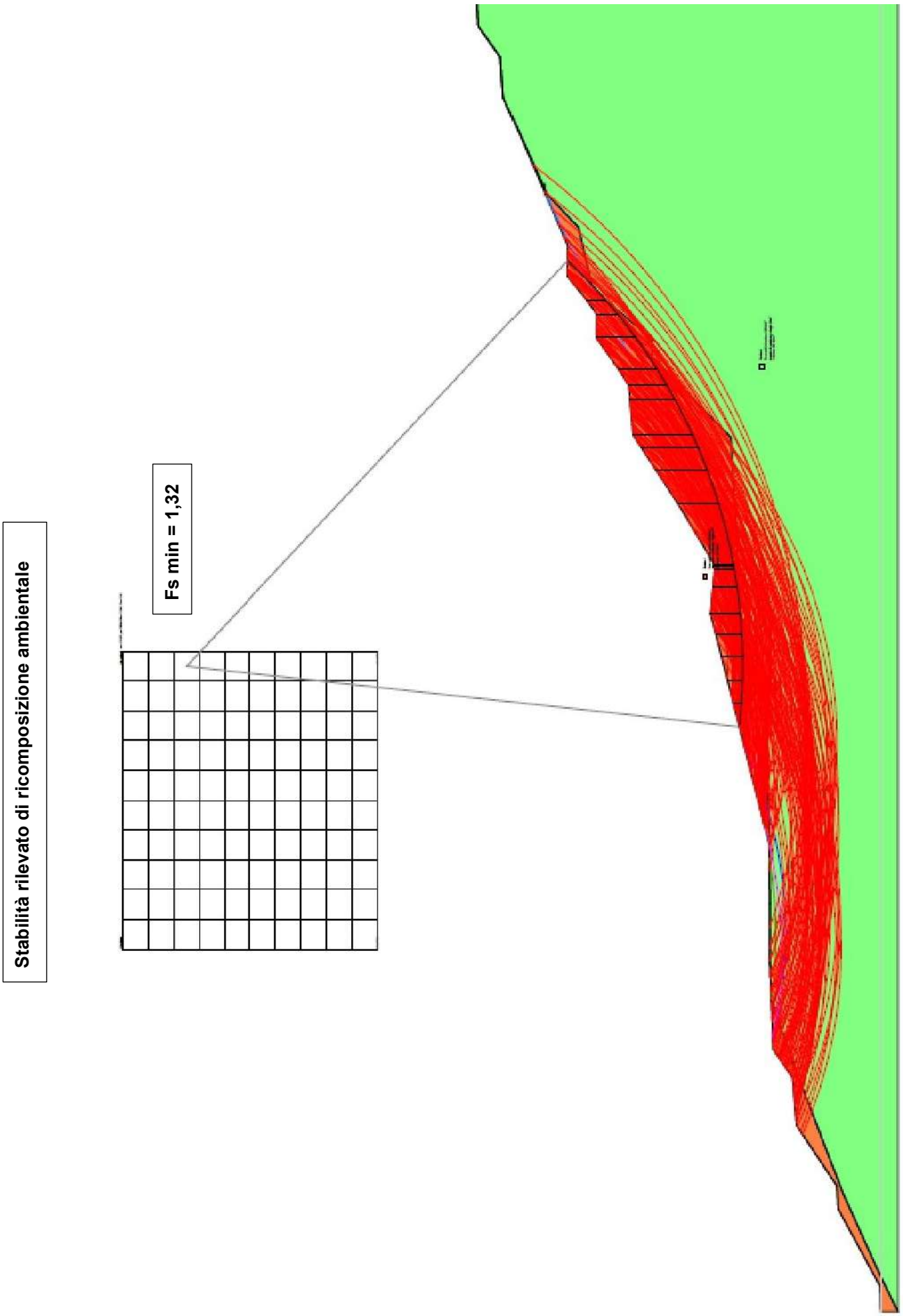


Sezione 4 - Metodo di Janbu

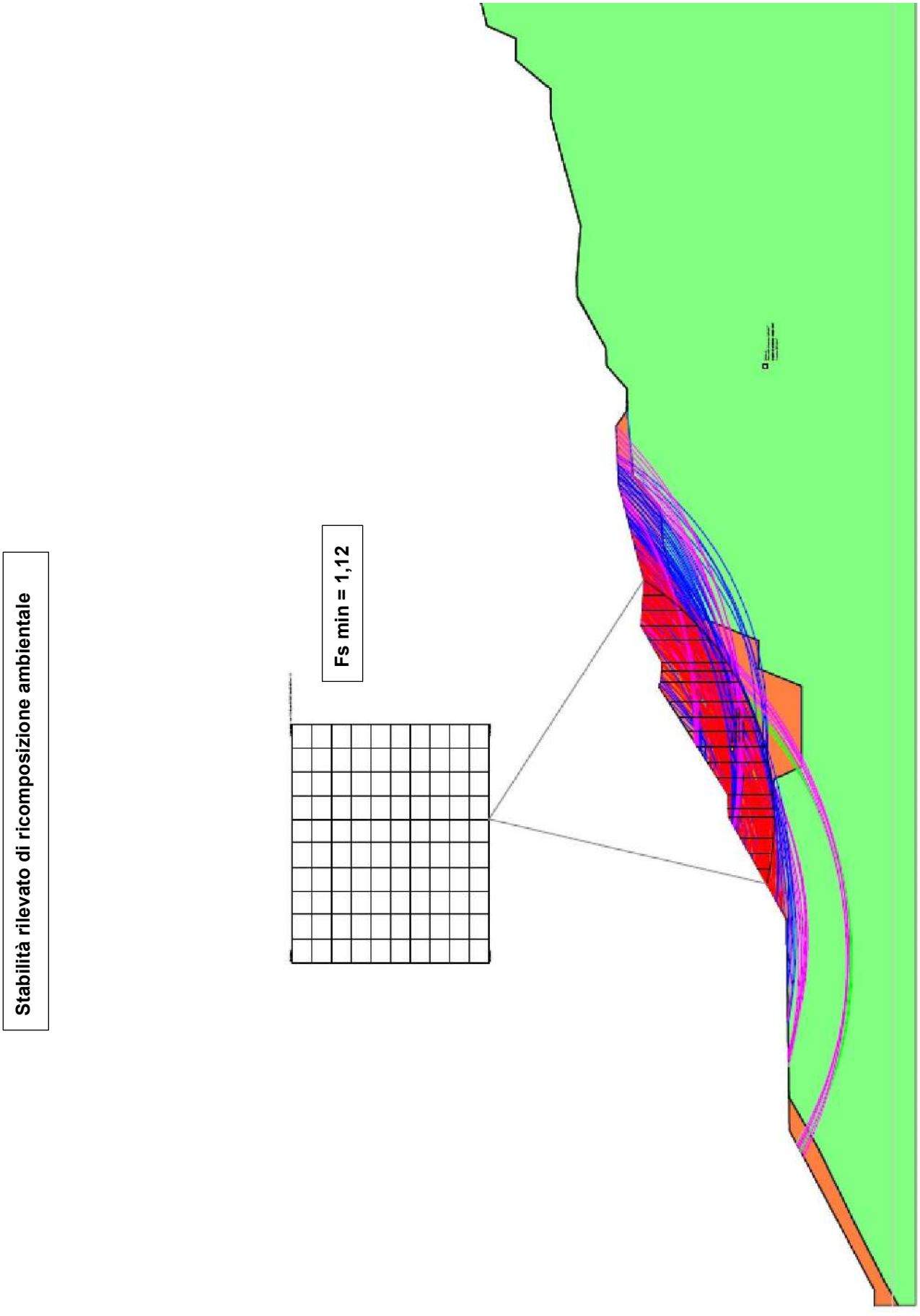
Stabilità rilevato di ricomposizione ambientale



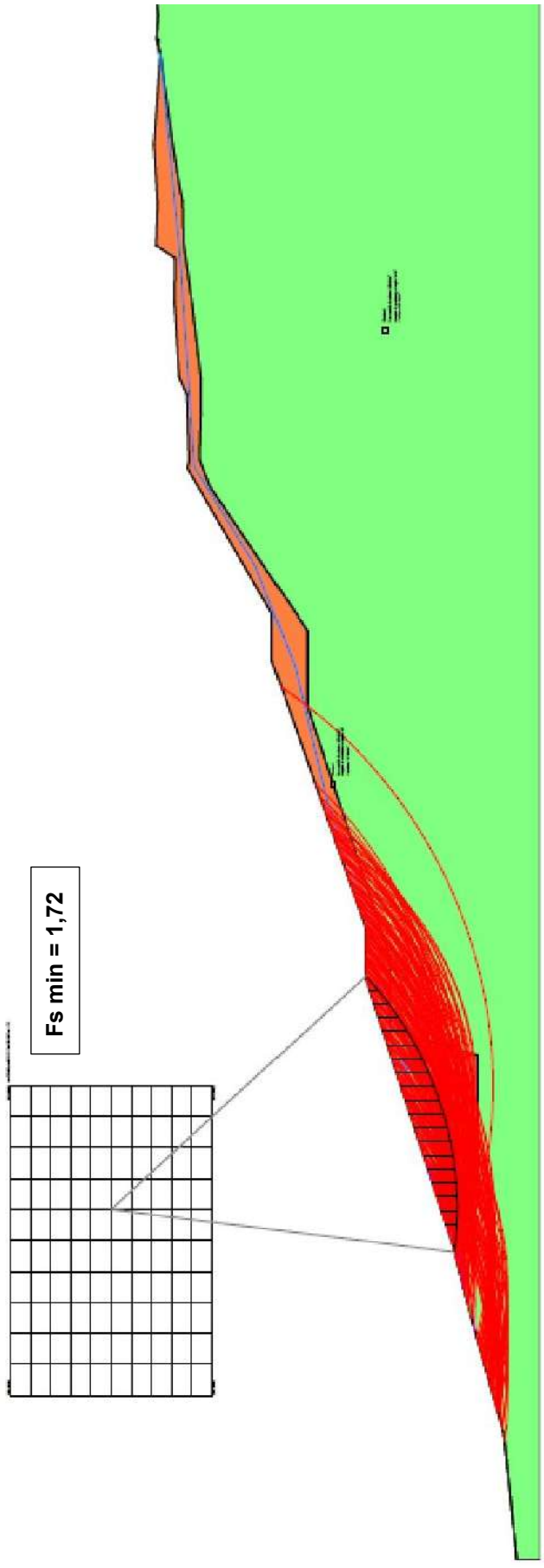
Sezione 5 - Metodo di Janbu



Sezione 7 bis - Metodo di Janbu



Sezione 10 - Metodo di Janbu



Stabilità rilevato di ricomposizione ambientale

14. RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE: PRESCRIZIONI

Come risulta dalle verifiche fatte i valori dei coefficienti di sicurezza allo scorrimento dei rilevati di ricomposizione ambientale sono risultati pienamente accettabili.

Chiaramente le condizioni di stabilita esaminate fanno riferimento ad alcuni criteri di posa in opera del materiale e di opere accessorie che sono qui richiamati come prescrizioni da rispettare nella fase di esecuzione dei lavori:

- Il rilevato dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di 50 – 60 di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che le resistenze più basse, siano compatibili con parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche;

- In fase di formazione del rilevato (almeno ogni 15 metri di spessore riportato) e necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove specifiche, tipo proctor e penetrometrie;

- Per evitare che l'acqua d'infiltrazione possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, e necessario realizzare il sistema drenante composto da un letto di materiale a bassa permeabilità e trincee drenanti nella fossa e alla base del piazzale, come riportato negli elaborati di progetto e dalle trincee drenanti poste alla base dei gradoni;

- Al progredire del rilevato dovrà essere curata e mantenuta in efficienza la regimazione idrica delle acque meteoriche e quelle di eventuale infiltrazione nel corpo del rilevato, come da progetto;

- Man mano che il rilevato avrà raggiunto le quote di progetto, si dovrà procedere alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree.

Con queste prescrizioni sarà garantita la stabilita del rilevato in progetto ed il suo mantenimento nel tempo e la rapida rinaturalizzazione dei luoghi.

Prescrizioni per il controllo dei parametri geotecnici del rilevato di ricomposizione ambientale

Al fine di verificare le ipotesi di stabilita e di parametrizzazione geotecnica effettuate si prescrive di eseguire adeguate indagini geognostiche alla fine di ogni fase di abbancamento (ogni 15 m di altezza).

Le indagini, da eseguirsi in almeno 2 punti differenti della zona di abbancamento del rilevato e dovranno essere DPSH e/o indagini similari volte a verificare le reali condizioni geotecniche e di compattazione del materiale.

Alla fine di ogni fase di abbancamento si dovranno effettuare anche prove di laboratorio su almeno un campione, significativo, del materiale utilizzato.

15. GESTIONE DELLE ACQUE SUPERFICIALI IN FASE DI SCAVO E DI RIPORTO

Il progetto prevede la realizzazione di gradonature in scavo. Ogni gradone verrà realizzato con lieve pendenza verso l'interno. Ai piedi delle scarpate verrà realizzata una canalina in roccia che a sua volta avrà una pendenza verso i canali di scolo principali (cfr. Tav. 10 – Particolari gradoni)

La rete di drenaggio interna al sito è costituita da canalette di raccolta scavate in roccia che si sviluppano lungo i singoli gradoni e che intercettano e convogliano sia le acque di ruscellamento della parete verticale che l'acqua che cade sul piano sub-orizzontale del gradone. Esse scaricano le acque negli impluvi che daranno origine, più a valle, ai rii minori affluenti del Rio San Lorenzo.

Ai piedi dei tratti di canalizzazione con maggiore pendenza verranno realizzati dei pozzetti di calma capaci di smorzare l'energia dell'acqua.

Le vasche di decantazione distribuite in vari punti della cava sono dimensionate per raccogliere le acque di prima pioggia e decantarle dal trasporto solido.

Nella fase di messa in opera dei riporti e della ricomposizione ambientale le acque piovane verranno raccolte ai piedi delle scarpate in appositi canali drenanti, in modo da impedire

dilavamenti incontrollati, costruiti in modo da convogliarle verso apposite vasche di decantazione prima di essere scaricate nei compluvi naturali dove le acque già defluiscono attualmente.

Per tutti i dettagli e i dimensionamenti delle vasche e delle canalizzazioni si rimanda agli elaborati di progetto, alla relazione di progetto e a quella idraulica dell'Ing. Elisa Revelli.

16. CONCLUSIONI

L'indagine geologica illustrata nella presente relazione ha permesso di ricostruire il quadro dei lineamenti geologici, geomorfologici, geotecnici ed idrogeologici del contesto in esame e di valutare le problematiche indotte dagli interventi in progetto.

La presente relazione costituisce adempimento alle Norme Tecniche di cui al D.M. 17.01.2018.

Per quanto riguarda la presenza sul terreno del vincolo idrogeologico, si certifica che l'intervento rispetta le condizioni poste a tutela dell'assetto idraulico, idrogeologico e delle falde acquifere e pertanto compatibile e non in contrasto con la presenza sul terreno del vincolo idrogeologico.

Con riferimento al Piano di Bacino Regionale, al Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA) e al Piano Assetto Idrogeologico del distretto idrografico dell'Appennino settentrionale per la gestione del rischio da dissesti di natura geomorfologica" (PAI dissesti), si certifica che le opere in progetto:

- non pregiudicano e non alterano la stabilità del versante;
- non sono ricomprese nell'alveo attuale, nè nella fascia di riassetto fluviale;
- non pregiudicano la possibilità di attuare le previsioni di piano e la sistemazione idrogeologica definitiva del bacino.

È possibile quindi attestare che non si hanno elementi di rischio legati a problematiche di tipo geologico, geomorfologico e idraulico per cui, sotto i profili esaminati, l'intervento risulta ammissibile e compatibile con i contenuti e le Norme di attuazione del Piano stesso, così come aggiornate con Decreto del Segretario Generale dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Settentrionale n. 93 del 28/10/2021 e al correlato Regolamento Regionale n°3/2011 e s.m. e i., attualmente vigenti in regime di salvaguardia nelle more dell' approvazione delle nuove normative del PAI.

Savona, 6 agosto 2024.

Geol. Cesare Ferrero



ALLEGATI

Al testo:

Techgea S.R.L. – Risultanze Indagini Geofisiche

Fuori testo:

Tav. 1 – Carta degli Elementi Geologici di Insieme – scala 1:1.000

Tav. 2 – Carta Litologia Strutturale e delle Indagini – scala 1:1.000

Tav. 3 – Sezioni Geolitologiche – Strutturali Stato Attuale e Progetto Scavi – scala 1:1.000

Tav. 4 – Planimetrie di Progetto: A – Massimo Scavo B - Ricomposizione Ambientale – scala 1:1.500

Tav. 5 – Verifiche di Stabilità degli Scavi – Stato di Progetto – scala 1:1.000

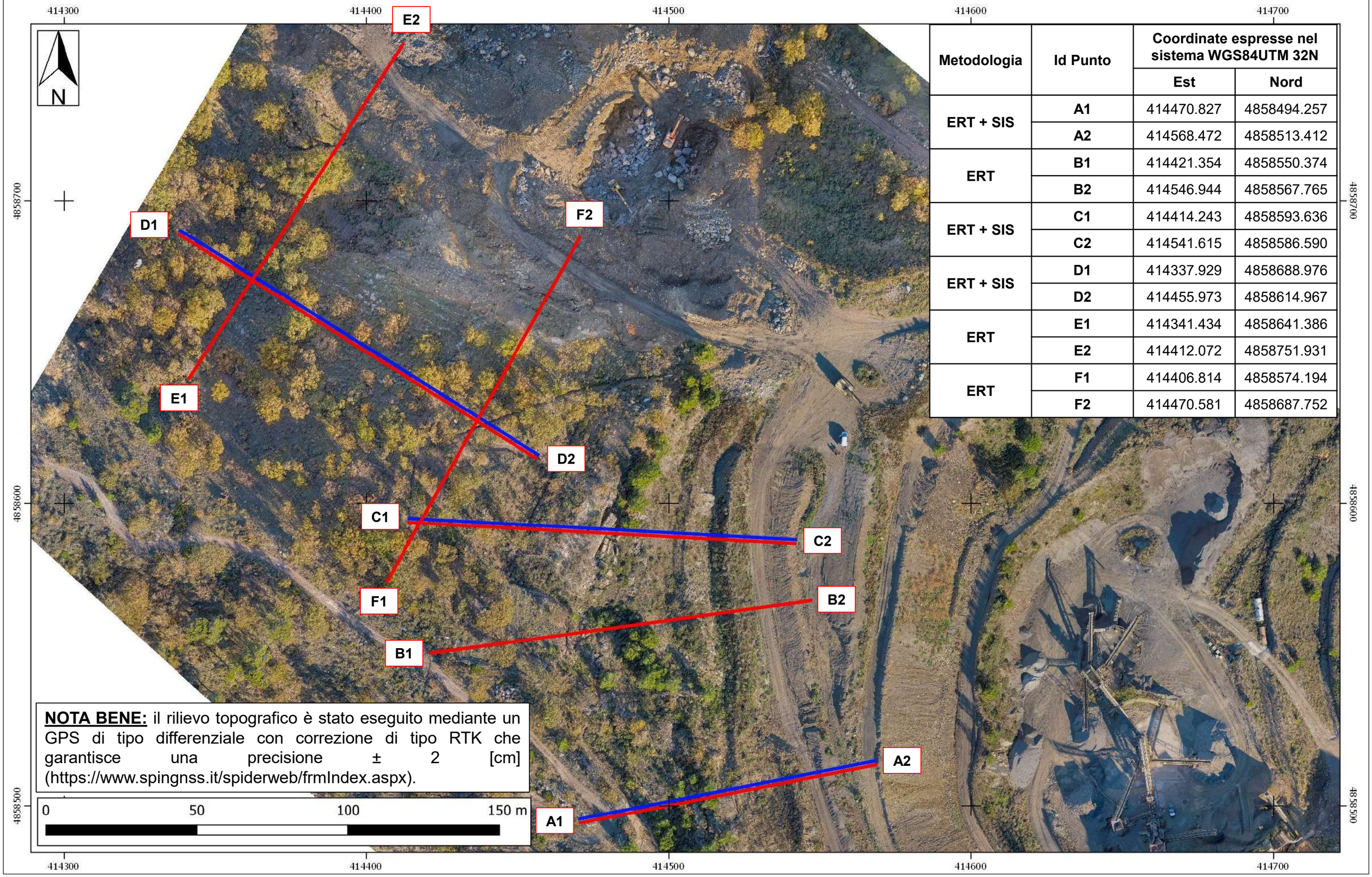
Tav. 6 – Sezioni Geolitologiche – Strutturali - Ricomposizione Ambientale – scala 1:1.000

Fascicolo A: Verifiche di Stabilità

Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Inquadramento area di indagine su base Google Maps in scala 1:20.000 (SR WGS84 UTM 32N)***	Cliente:	Cave Littardi S.r.l.	Relazione:	20-329
		Sito:	Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione:	0
		Data:	Dicembre 2020	Tavola:	1



Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Area di indagine su Ortofoto ottenuta mediante volo con APR dicembre 2020 (scala 1:1.000)***	Cliente: Cave Littardi S.r.l.	Relazione: 20-329
		Sito: Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione: 0
		Data: Dicembre 2020	Tavola: 2



Metodologia	Id Punto	Coordinate espresse nel sistema WGS84UTM 32N	
		Est	Nord
ERT + SIS	A1	414470.827	4858494.257
	A2	414568.472	4858513.412
ERT	B1	414421.354	4858550.374
	B2	414546.944	4858567.765
ERT + SIS	C1	414414.243	4858593.636
	C2	414541.615	4858586.590
ERT + SIS	D1	414337.929	4858688.976
	D2	414455.973	4858614.967
ERT	E1	414341.434	4858641.386
	E2	414412.072	4858751.931
ERT	F1	414406.814	4858574.194
	F2	414470.581	4858687.752

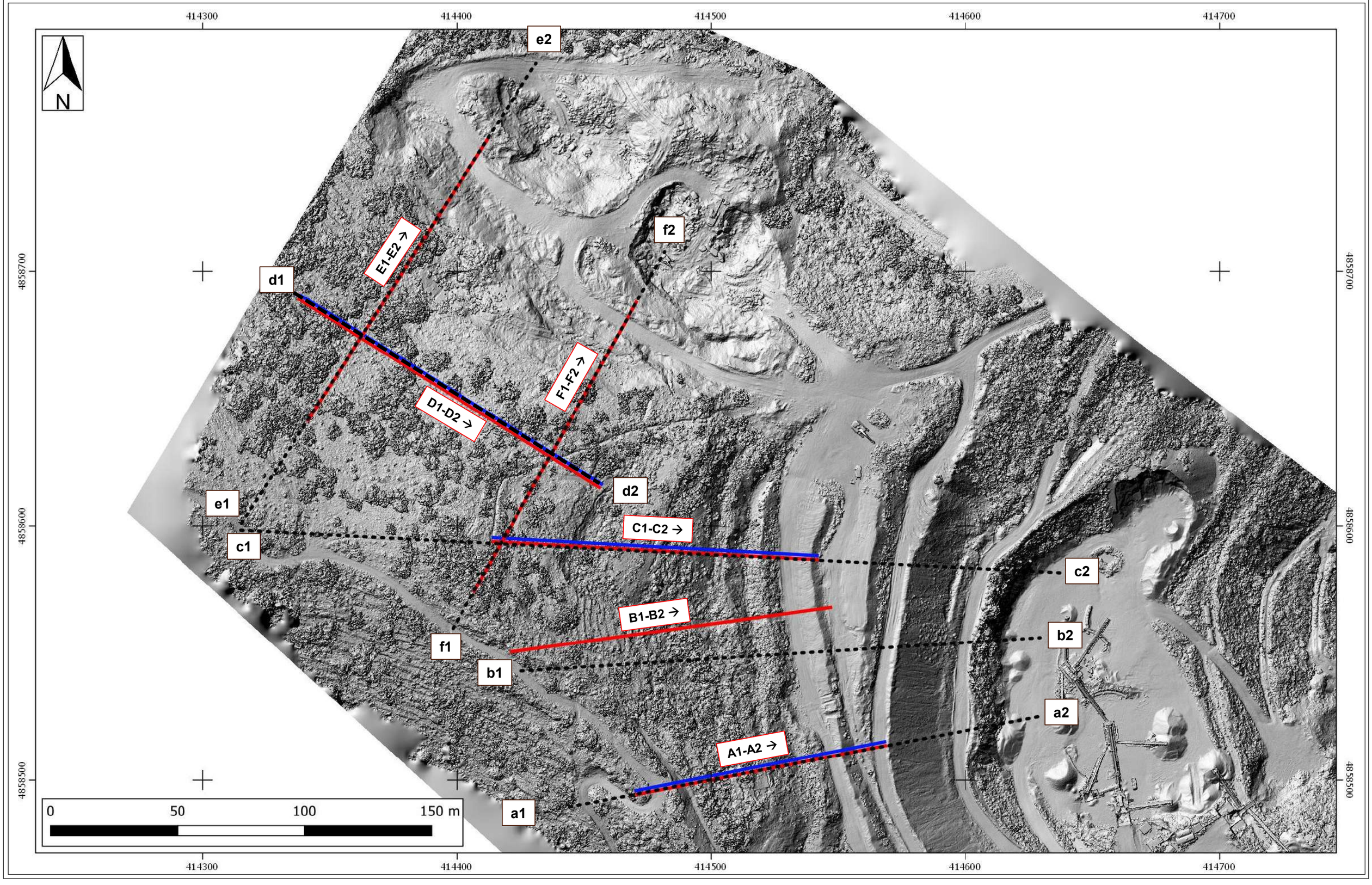
NOTA BENE: il rilievo topografico è stato eseguito mediante un GPS di tipo differenziale con correzione di tipo RTK che garantisce una precisione ± 2 [cm] (https://www.spingnss.it/spiderweb/frmIndex.aspx).

Techgea GEOPHYSICS

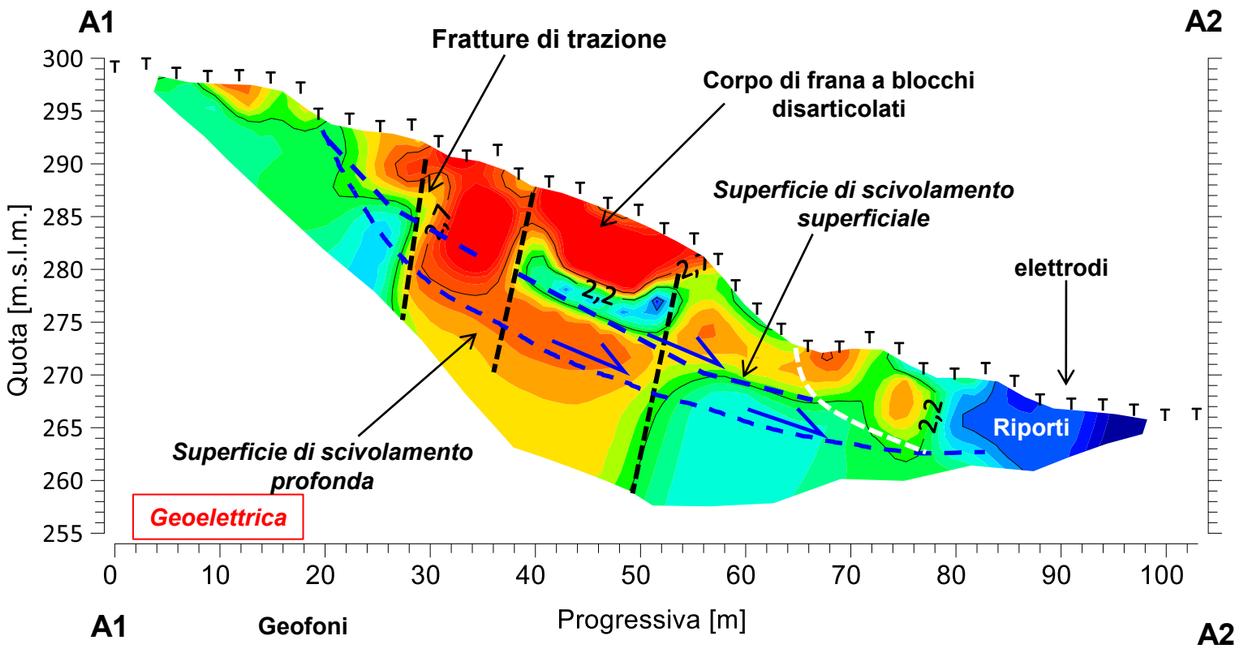
Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue

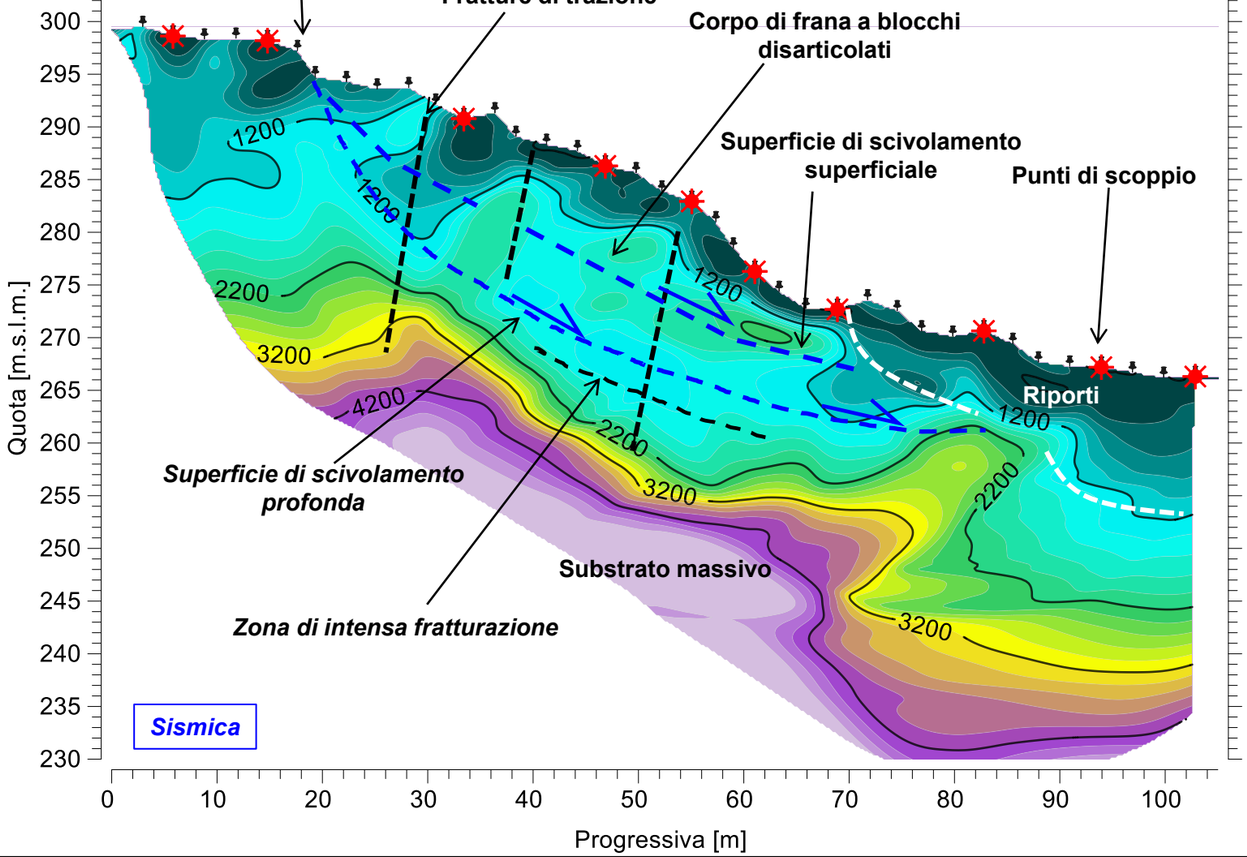
Traccia sezioni topografiche (scala 1:1.300)

Cliente:	Cave Littardi S.r.l.	Relazione:	20-329
Sito:	Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione:	0
Data:	Dicembre 2020	Tavola:	3



Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Confronto tra modello tomografico di resistività elettrica reale e il modello tomografico di velocità delle onde di compressione – Sezione A1 – A2***	Cliente: Cave Littardi S.r.l. Sito: Cava Pian del Bue – Cipressa (IM) Data: Dicembre 2020	Relazione: 20-329 Revisione: 0 Tavola: 4





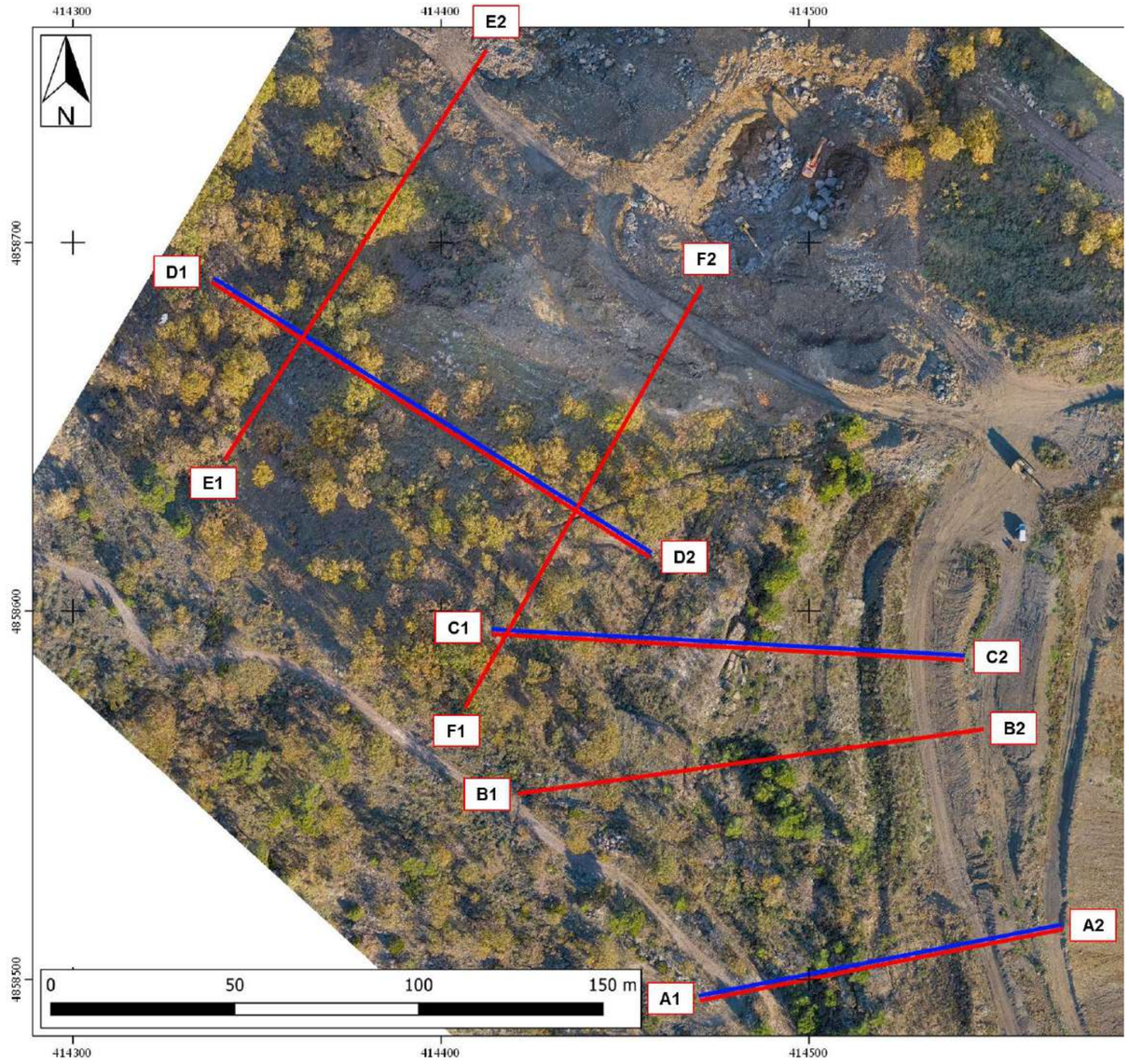
SCALA DEI COLORI INDAGINE GEOELETTRICA
Valori di resistività elettrica reale

[Ohm·m] 25 63 158 398 1000

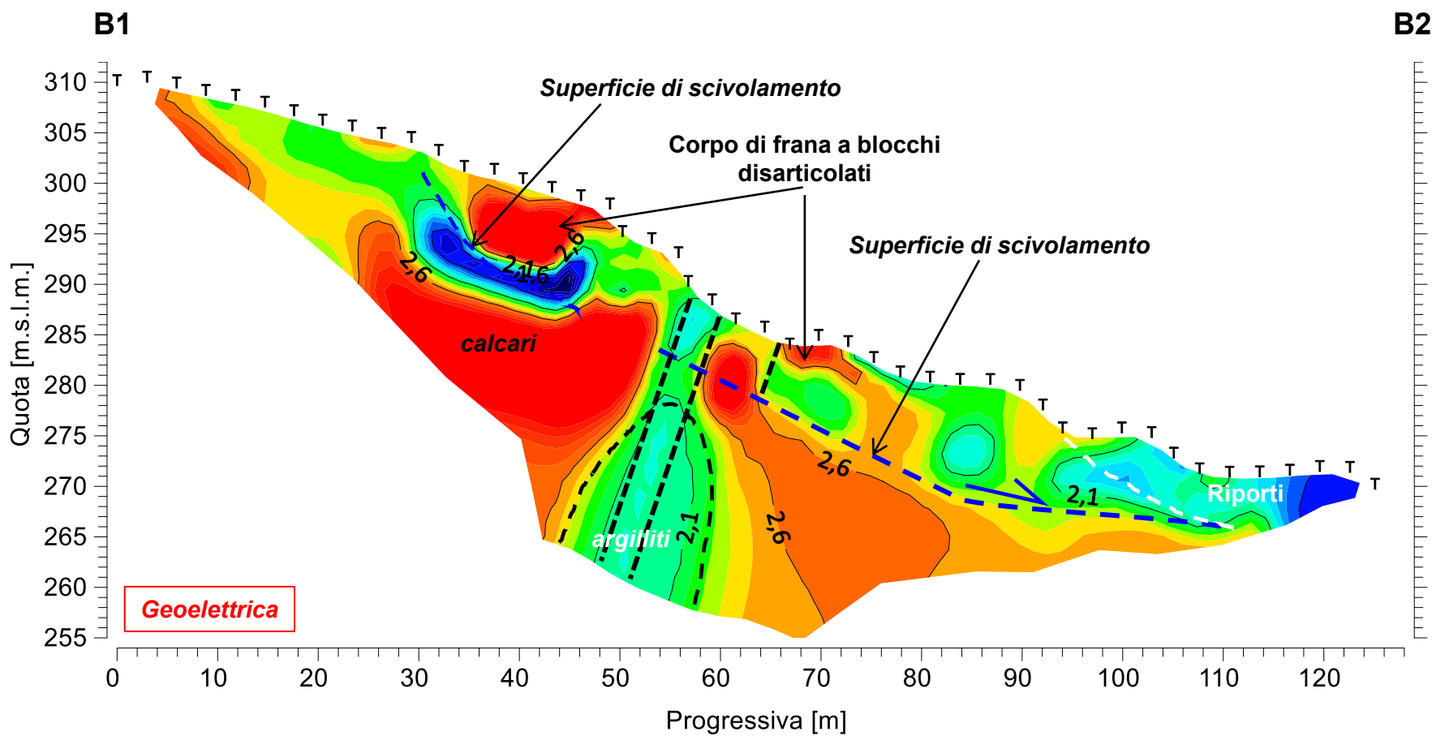
[log(Ohm·m)] 1.2 1.4 1.6 1.8 2 2.2 2.4 2.6 2.8 3

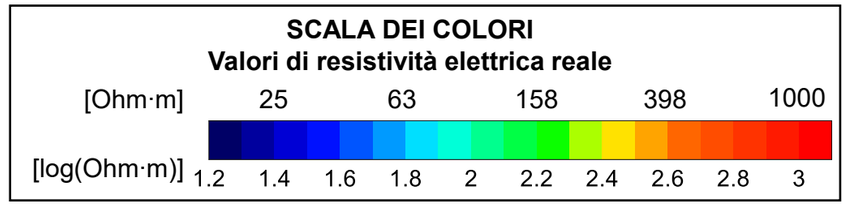
SCALA DEI COLORI INDAGINE SISMICA
Valori di velocità delle onde di compressione [m/s]

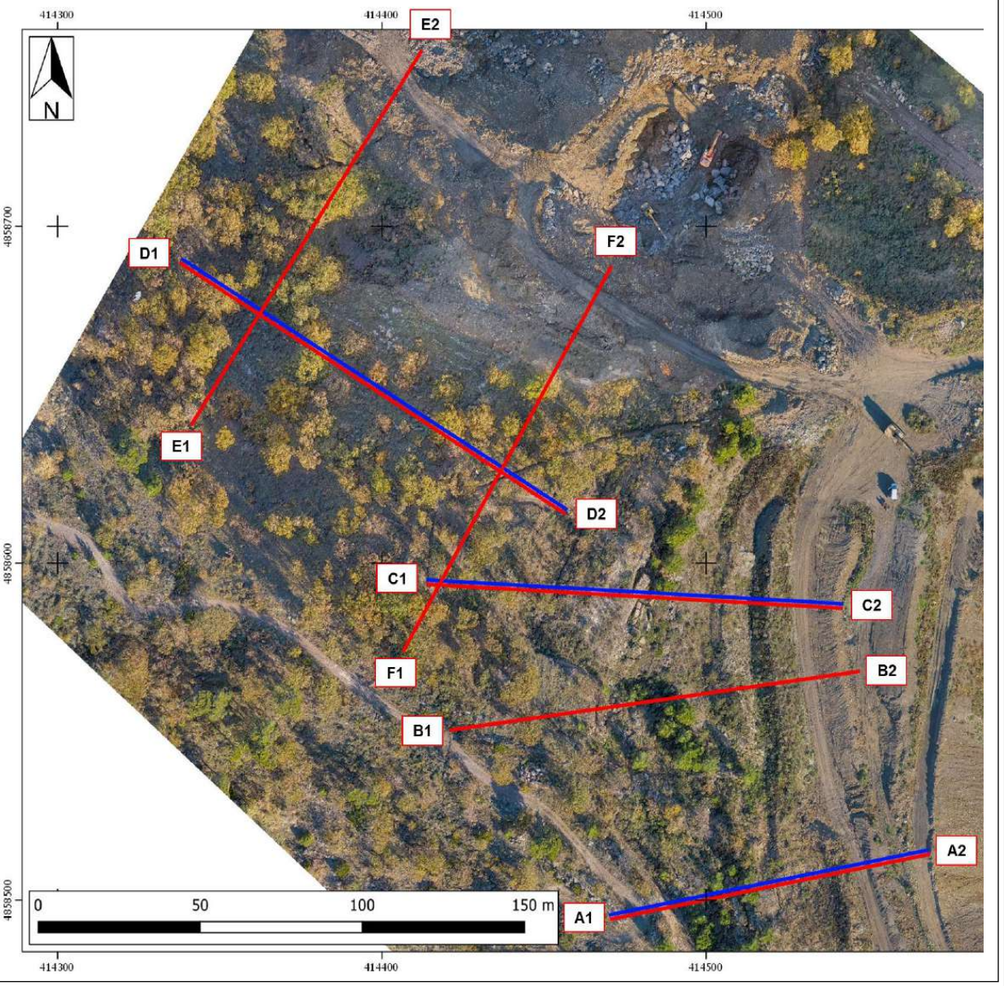
200 800 1400 2000 2600 3200 3800 4400 5000



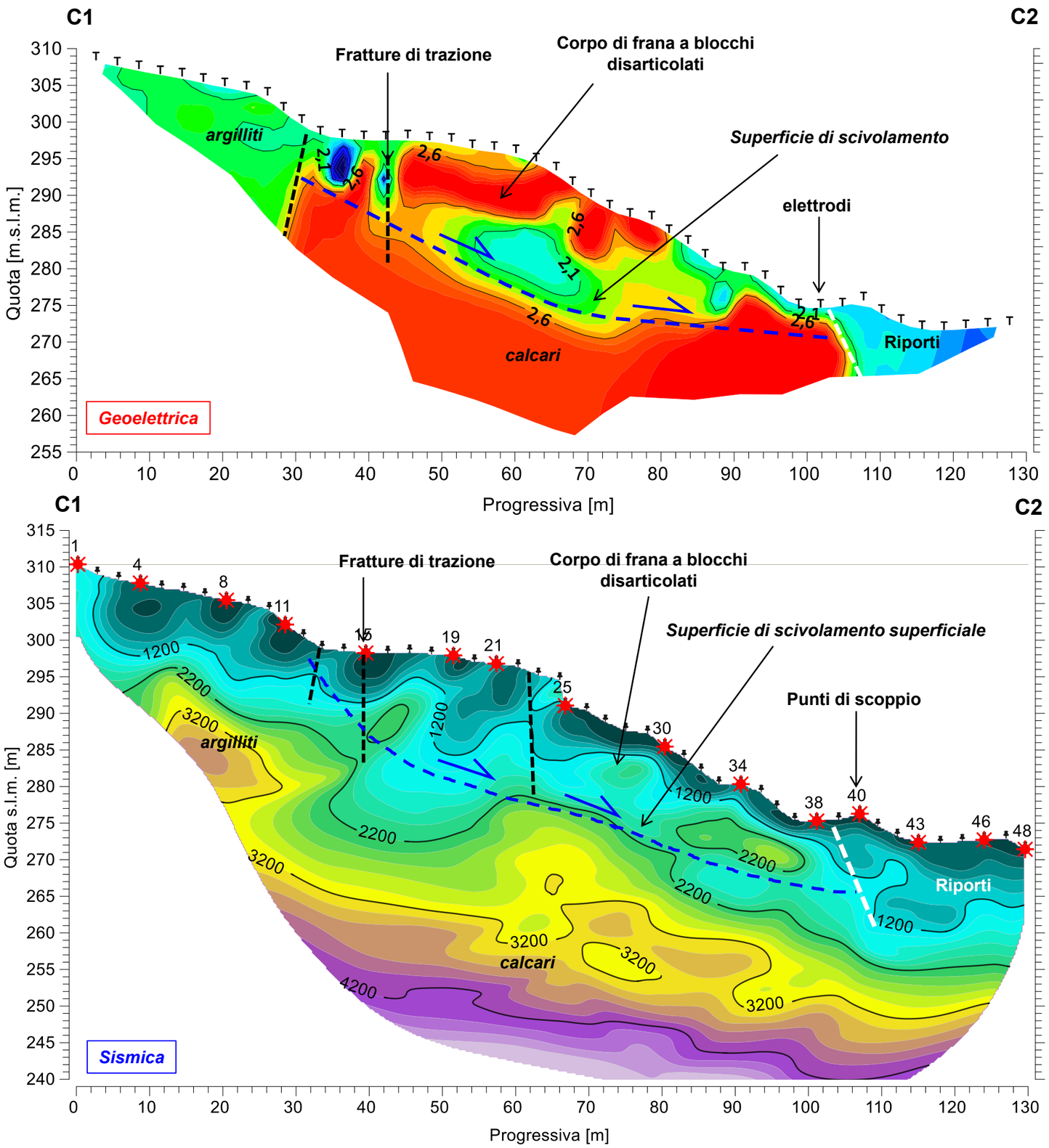
Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Modello tomografico di resistività elettrica reale – confronto sezioni B1-B2 e C1-C2***	Cliente: Cave Littardi S.r.l.	Relazione: 20-329
		Sito: Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione: 0
		Data: Dicembre 2020	Tavola: 5







Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Confronto tra modello tomografico di resistività elettrica reale e il modello tomografico di velocità delle onde di compressione – Sezione C1 – C2***	Cliente: Cave Littardi S.r.l. Sito: Cava Pian del Bue – Cipressa (IM) Data: Dicembre 2020	Relazione: 20-329 Revisione: 0 Tavola: 6

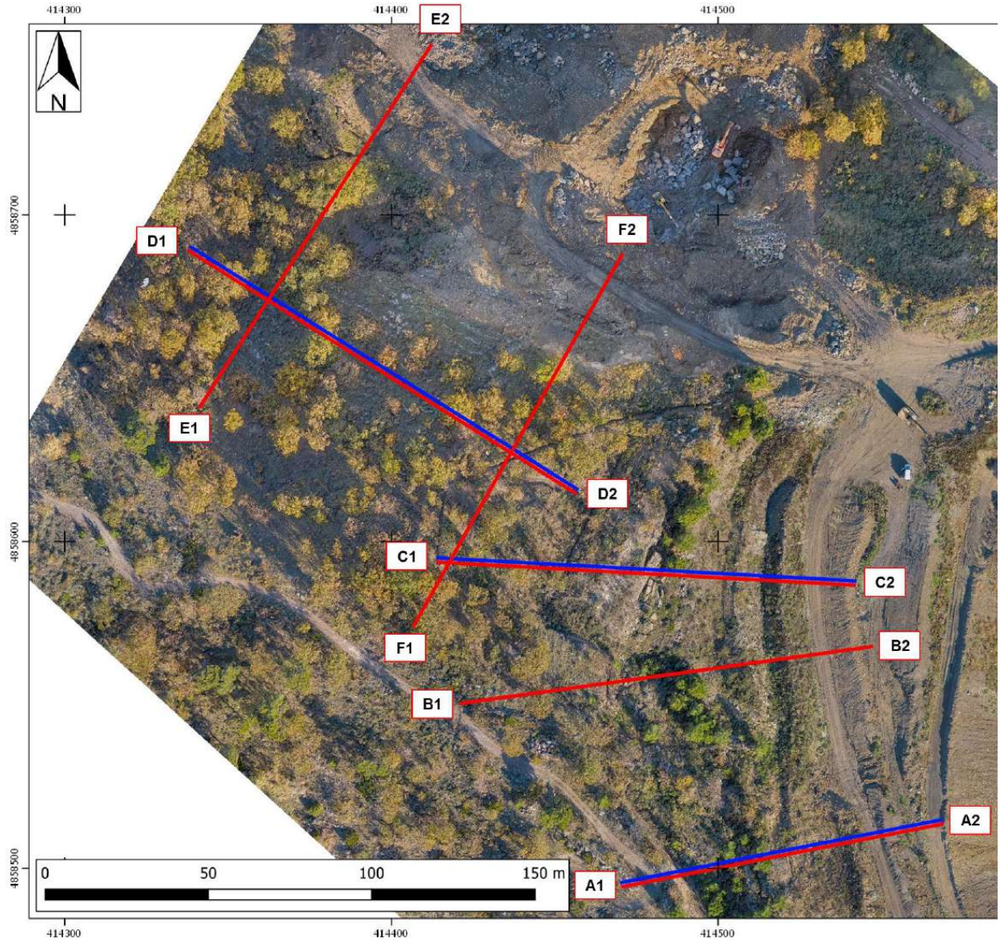


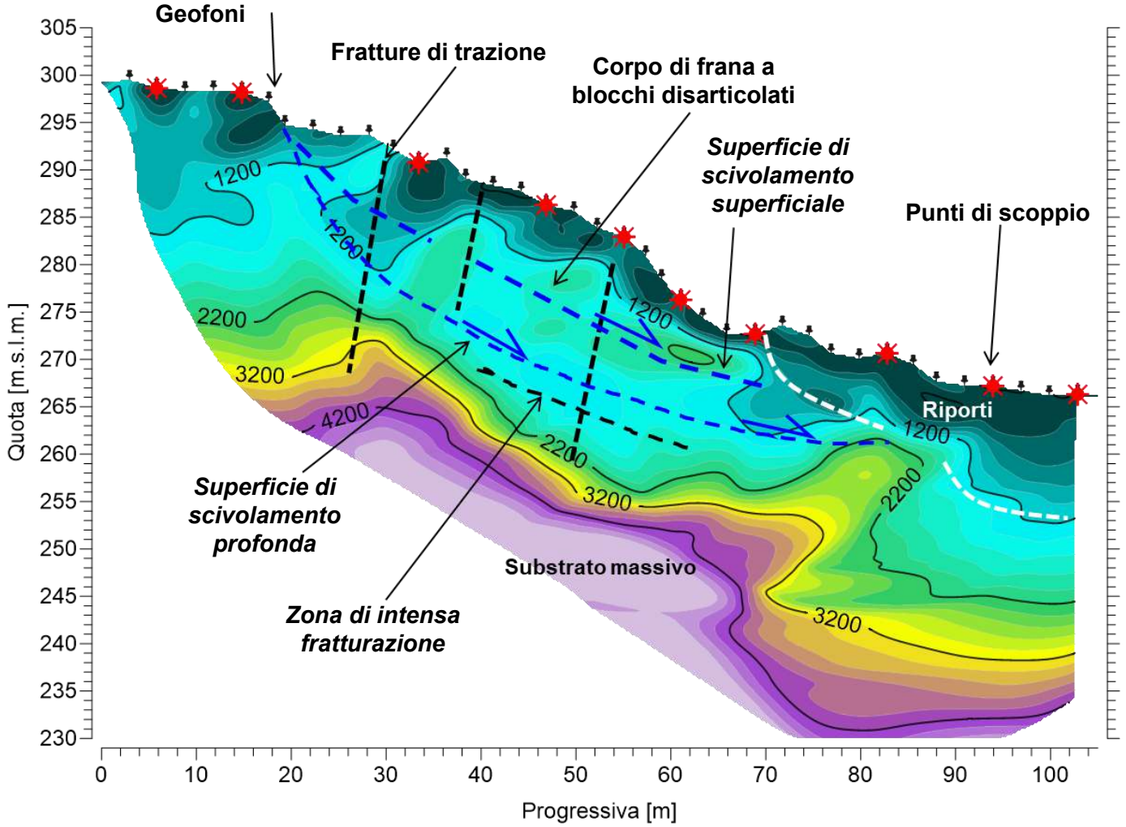
SCALA DEI COLORI
Valori di resistività elettrica reale

[Ohm·m]	25	63	158	398	1000
[log(Ohm·m)]	1.2	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3

SCALA DEI COLORI
Valori di velocità delle onde di compressione [m/s]

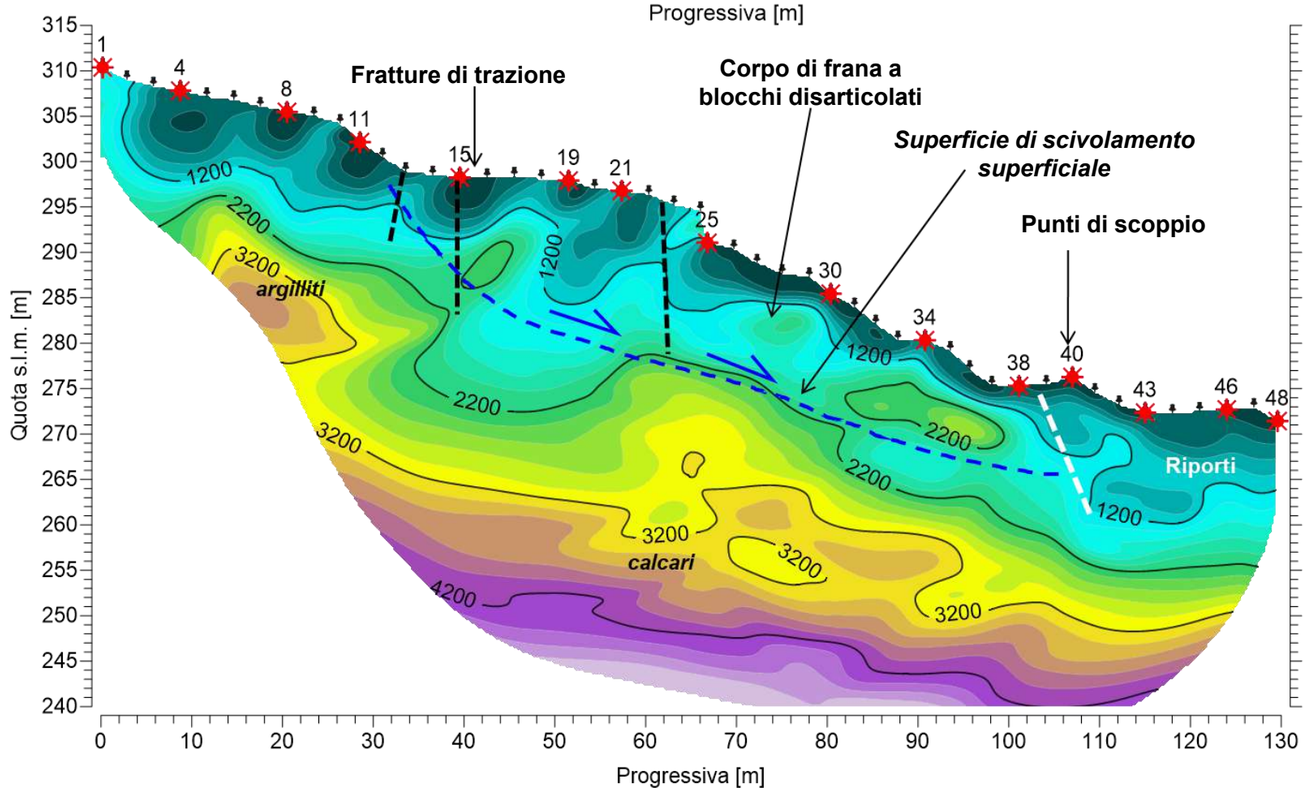
200 800 1400 2000 2600 3200 3800 4400 5000





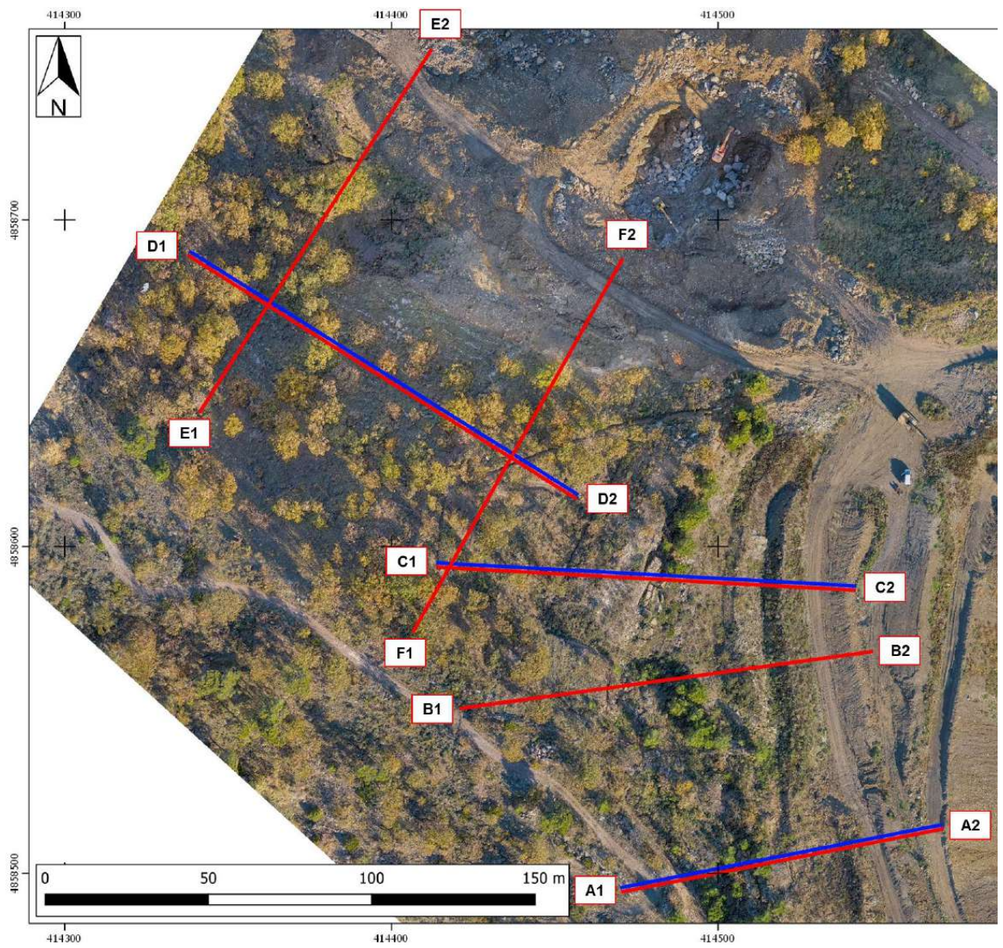
C1

C2

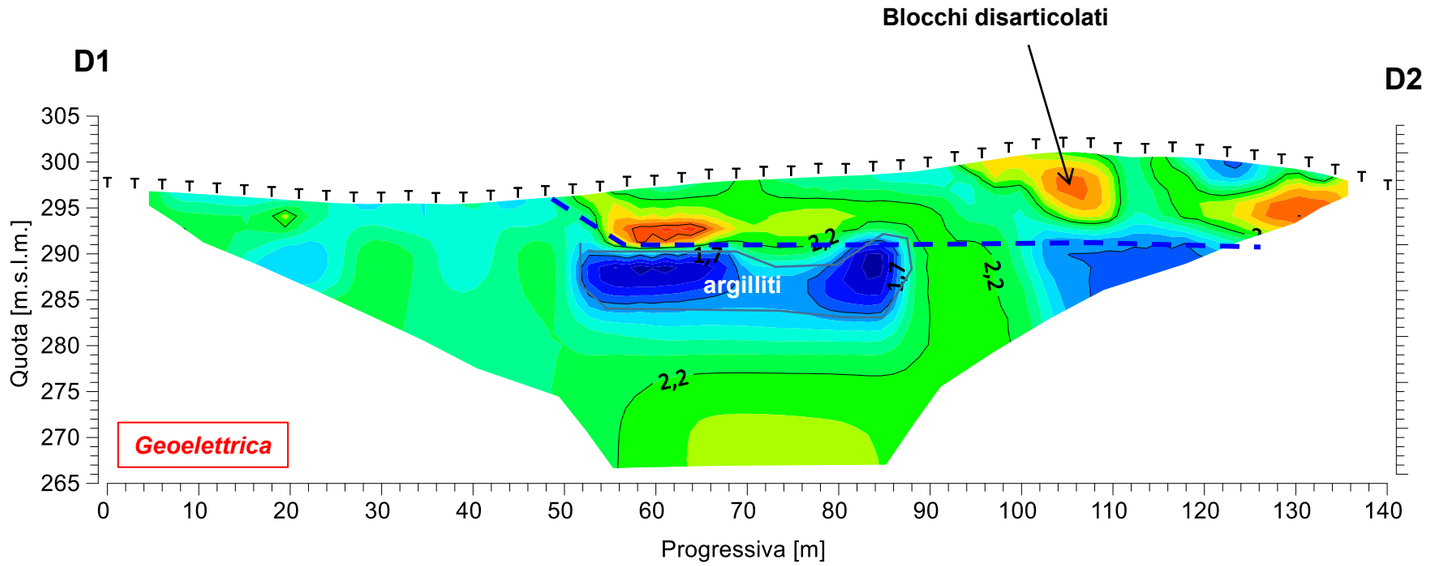


SCALA DEI COLORI
Valori di velocità delle onde di compressione [m/s]

200 800 1400 2000 2600 3200 3800 4400 5000



Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Confronto tra modello tomografico di resistività elettrica reale e il modello tomografico di velocità delle onde di compressione – Sezione D1 – D2***	Cliente:	Cave Littardi S.r.l.	Relazione:	20-329
		Sito:	Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione:	0
		Data:	Dicembre 2020	Tavola:	8



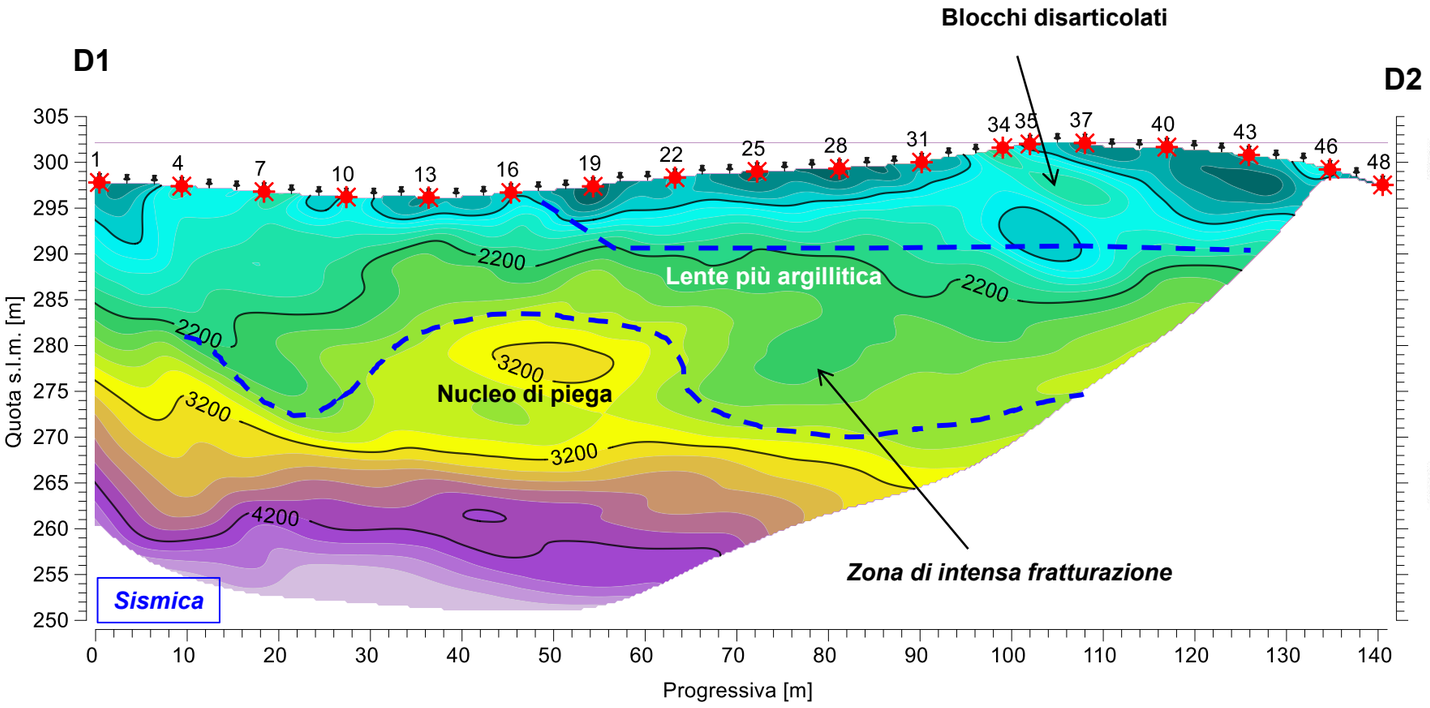
SCALA DEI COLORI
Valori di resistività elettrica reale

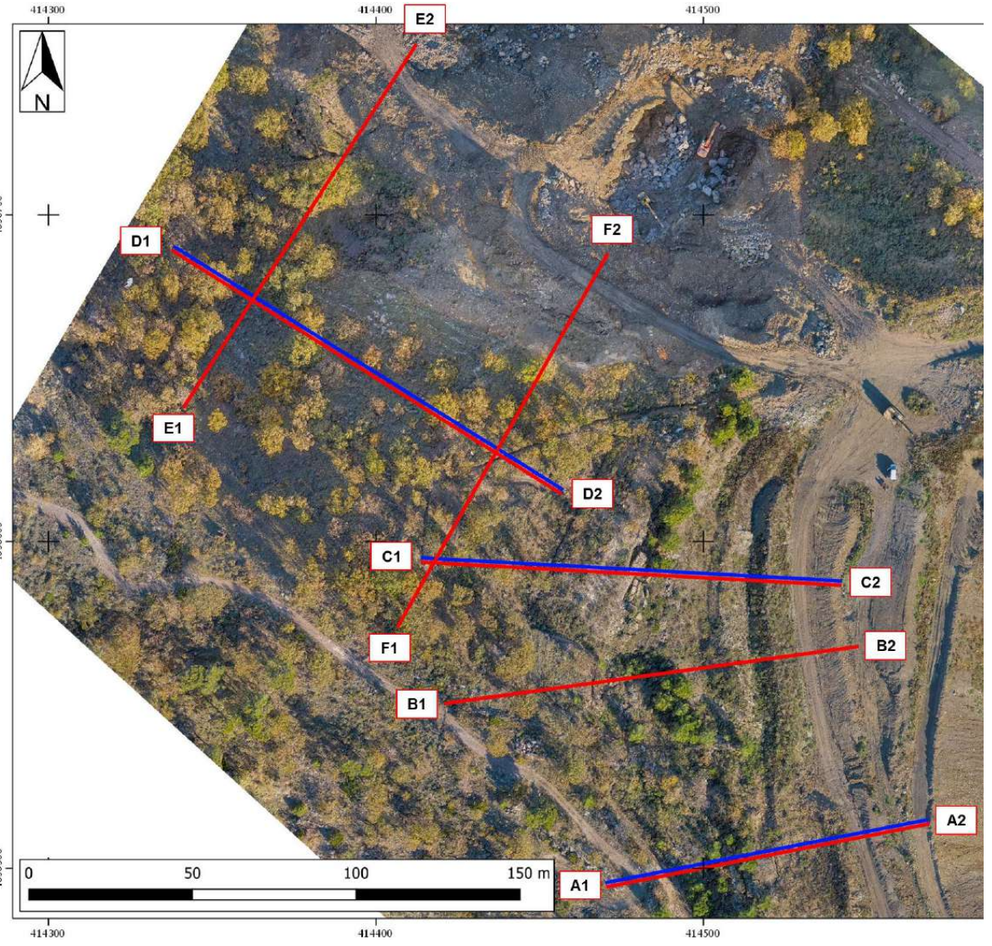
[Ohm·m] 25 63 158 398 1000

[log(Ohm·m)] 1.2 1.4 1.6 1.8 2 2.2 2.4 2.6 2.8 3

SCALA DEI COLORI
Valori di velocità delle onde di compressione [m/s]

200 800 1400 2000 2600 3200 3800 4400 5000





Techgea GEOPHYSICS	*Indagine geofisica volta a definire l'assetto morfo-strutturale della Cava Pian del Bue* ***Modello tomografico di resistività elettrica reale – confronto sezioni E1-E2 e F1-F2***	Cliente:	Cave Littardi S.r.l.	Relazione:	20-329
		Sito:	Cava Pian del Bue – Cipressa (IM)	Revisione:	0
		Data:	Dicembre 2020	Tavola:	9

