



COMUNE DI GRESSONEY SAINT-JEAN

COMUNE DI GRESSONEY LA TRINITE'

COMMUNE DE GRESSONEY SAINT-JEAN

COMMUNE DE GRESSONEY LA TRINITE'

CAVA ECKO

Località Obro Ecko

Comune di Gressoney Saint Jeanne

Committente:

PROFESSIONAL MARBLE S.R.L.
Sede Legale Carrara (MS)
Via Capitan Fiorillo n. 1
Cap 50033

Oggetto:

ISTANZA DI ATTIVAZIONE DELLA PROCEDURA DI VERIFICA DI ASSOGETTABILITA' A V.I.A.
PIANO DI COLTIVAZIONE CAVA ECKO
P.R.A.E. REGIONE AUTONOMA VALLE D'AOSTA
PIANO DEI GIACIMENTI DI MARMO E DELLE PIETRE AFFINI AD USO ORNAMENTALE

ai sensi della L.R. 11/1998, L.R. 13/1998
DGR 2939/2008, L.R. 12/2009, art. 17, all. G
DCR 2898/2013, DGR 1067/2022
DLgs 152/2006

RELAZIONE DI MODELLAZIONE GEOLOGICA

Data:

Gennaio 2024

REL: 5

Professional Marble S.R.L.
Legale Rappresentante

Sig. Brigato Stefano

Il Tecnico

Dott. Geol. Chiara Taponecco

Il Direttore Lavori

Sig. Brigato Stefano

Collaboratori

Dott. Geol. Davide Bolognini
Dott. Arch. Michele Ceccarelli
Dott. Ing. Daniele Valentino
Dott. For. Roberta Benetti
Dott. Giovanni Gatti
Geom. Natalino Iamonte

STUDIO RASENNA Sas
Sviluppo Sostenibile del Paesaggio

1. Sommario	
1. Sommario	2
2. Premessa	4
<i>Normativa di riferimento</i>	4
3. Dissesti pregressi e vincolo idrogeologico	6
<i>Vincolo idrogeologico</i>	6
<i>Dissesti alluvione 2000</i>	7
<i>Catasto dissesti</i>	8
<i>Cartografia I.F.F.I. Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia</i>	8
<i>Elaborazione dati satellitari SAR (Synthetic Aperture Radar)</i>	8
4. Caratteristiche geomorfologiche	10
5. Assetto geologico	10
<i>Substrato roccioso</i>	10
<i>Formazioni superficiali</i>	11
<i>Analisi delle instabilità presenti nelle pareti rocciose sovrastanti il sito di cava</i>	14
Ammasso roccioso di valle.....	14
Ammasso roccioso di monte.....	15
6. Presenza di fibre amiantifere	16
ARPA Valle d’Aosta - Analisi fibre amiantifere cava Ecko.....	17
7. Idrologia e idrogeologia	19
<i>Idrologia superficiale</i>	19
Analisi alla scala del versante	19
Analisi alla scala del sito di cava	20
<i>Idrogeologia sotterranea</i>	20
Estratto Tav. P3 del P.R.G.C. “Captazioni” e “Aree di Tutela”	21
8. Verifiche di stabilità	22
<i>Verifiche di stabilità ammasso roccioso a monte dell’area di cava</i>	22
Test di Markland	22
Ammasso roccioso di monte.....	23

<i>Scivolamento planare</i>	24
<i>Scivolamento a cuneo</i>	25
<i>Ribaltamento</i>	26
Ammasso roccioso di valle	27
<i>Scivolamento planare</i>	27
<i>Scivolamento a cuneo</i>	28
<i>Ribaltamento</i>	29
<i>Verifiche di stabilità del deposito detritico accumulato sul versante</i>	30
Dati di input	30
Relazione di calcolo - aspetti teorici	31
Verifica con metodo Bishop (1955)	32
<i>Situazione drenata</i>	32
<i>Situazione satura</i>	32
Verifica con metodo Sarma (1973)	33
<i>Situazione drenata</i>	33
<i>Situazione satura</i>	33
Verifica con metodo Bell (1968)	34
<i>Situazione drenata</i>	34
<i>Situazione satura</i>	34
Risultati della simulazione	35
9. Verifiche caduta massi da pareti rocciose sul versante	36
Introduzione	36
Risultati dell'analisi 3D affioramento roccioso di valle	41
<i>Planimetria traiettorie</i>	41
<i>Planimetria blocchi depositati</i>	42
<i>Planimetria probabilità</i>	43
<i>Tabella dati output</i>	44

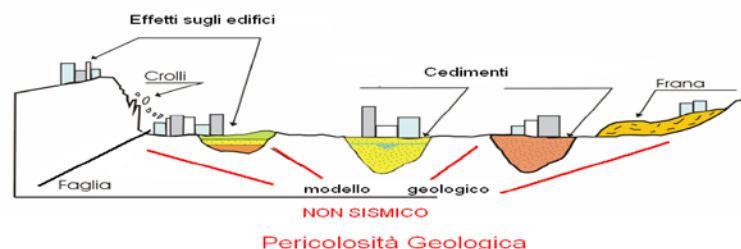
2. Premessa

La presente “*Relazione di modellazione geologica*” illustra il modello geologico di riferimento e rappresenta la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell’area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell’azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito comprende la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l’intervento, le specifiche indagini appositamente realizzate sono finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico che è stato sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e geomeccanici e per definire il programma delle indagini geognostiche.

La relazione geologica comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, l’identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.



Il modello geologico dell’area di indagine è stato sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geognostiche e geofisiche.

Normativa di riferimento

- **D.M. 11 marzo 1988** “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le*

prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno sulle terre e delle opere di fondazione"

- **D.M. 14 gennaio 2008** *"Norme tecniche per le costruzioni"*
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 02 febbraio 2009 n° 617** *"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"".*
- **D.M. 17 gennaio 2018** *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*
- **R.D.L. 30 dicembre 1923 n° 3267** *"Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani"*
- **O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006** *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*

3. Dissesti pregressi e vincolo idrogeologico

Vincolo idrogeologico

L'area di intervento rientra all'interno della perimetrazione del vincolo idrogeologico di cui al R.D.L. 30 dicembre 1923 n° 3267 (vedi *Carta del vincolo idrogeologico* allegata).

L.R. 11 febbraio 2020 n° 3 *“Disposizioni collegate alla legge di stabilità regionale per il triennio 2020/2022. Modificazioni di leggi regionali e altre disposizioni”*, Art. 23 *“Disposizioni in materia di vincolo idrogeologico”*:

1. Al fine della conservazione e del miglioramento delle forme d'uso volte a consentire la formazione e il mantenimento di soprassuoli e di suoli con buone caratteristiche idrologiche, a garanzia di elevati livelli di qualità ambientale, di un'adeguata protezione del terreno dal denudamento e dell'impermeabilizzazione del suolo, sono soggetti ad autorizzazione di vincolo idrogeologico, rilasciata dalla struttura regionale competente in materia di vincolo idrogeologico, gli interventi e le attività ricadenti nelle zone soggette a vincolo idrogeologico ai sensi del regio decreto-legge 30 dicembre 1923, n. 3267 (Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani), consistenti in:
 - a) movimentazioni di terra che comportano il cambiamento dell'assetto idrogeologico o la modificazione, anche solo temporanea, dell'originaria destinazione del territorio, fatto salvo quanto previsto dal comma 3;
 - b) trasformazioni delle aree boscate di cui all'articolo 33, commi 2 e 4, della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11 (Normativa urbanistica e di pianificazione territoriale della Valle d'Aosta), che comportano l'eliminazione della vegetazione esistente e l'asportazione o modificazione del profilo del suolo forestale, finalizzate a un'utilizzazione del predetto suolo diversa da quella forestale.
2. Non sono soggetti ad autorizzazione gli interventi e le attività di cui al comma 1, lettera a), ricadenti in aree comprese nelle zone di cui all'articolo 22, comma 1, lettere a), b), c), d) e f), della l.r. 11/1998.
3. La Giunta regionale, con propria deliberazione, definisce la procedura per il rilascio del provvedimento autorizzativo relativo agli interventi e alle attività di cui al comma 1. Con la medesima deliberazione, la Giunta regionale individua gli interventi e le attività, diversi da quelli di cui al comma 2, non soggetti a regime autorizzatorio in ragione della modesta entità della modificazione o della trasformazione introdotte.
4. Le disposizioni di cui al presente articolo si applicano agli interventi e alle attività avviate successivamente all'approvazione della deliberazione della Giunta regionale di cui al comma 3.

D.G.R. 23 novembre 2020 n° 1197 *“Approvazione, ai sensi della L.R. 3/2020, delle procedure per il rilascio del provvedimento autorizzativo relativo agli interventi e alle attività ricadenti in zone soggette a vincolo idrogeologico, ai sensi del rdl 3267/1923 e individuazione degli interventi e delle attività non soggette a regime autorizzatorio”*, comma 3 *“Interventi esclusi dal regime autorizzatorio in zone vincolate”*:

Non sono soggetti a regime autorizzatorio gli interventi e le attività di cui alla l.r. 3/2020, articolo 23, comma 1, lettera a, ricadenti nelle seguenti casistiche:

- a) Demolizione e ricostruzione a pari volumetria di manufatti preesistenti. Con tale definizione si intende la demolizione totale o parziale con ricostruzione successiva della identica quantità di volumetria, con una tolleranza del 20% nelle dimensioni di pianta e altezza;
- b) Scavi di modeste entità fino a 50,00 mc (in base al bilancio di produzione dei materiali inerti da scavo e dei materiali inerti da demolizione e costruzione redatto ai sensi dell'articolo 16 della legge regionale 3 dicembre 2007, n. 31 (Nuove disposizioni in materia di gestione dei rifiuti)) per le opere di tipo puntuale e infrastrutture lineari e a rete, nonché gli altri interventi per adeguamento funzionale, tecnico, tipologico e normativo individuati ai sensi della DGR n. 966 del 12/07/2019 e s.m.i. (Approvazione delle tipologie e delle caratteristiche degli interventi edilizi e delle trasformazioni urbanistico-territoriali nelle zone dei piani regolatori generali, ai sensi dell'articolo 59, comma 4, della legge regionale 6 aprile 1998, n. 11);
- c) Lavori di manutenzione ordinaria e straordinaria della sovrastruttura stradale delle relative opere ad essa connesse che non comportano un allargamento della sede stradale. Con tale termine si intendono a titolo esemplificativo e non esaustivo, la realizzazione di cunette, attraversamenti, pozzetti e il rifacimento dei muri (quando non si realizzi un aumento dell'ingombro degli stessi e una maggiore incisione del versante);
- d) Realizzazione e manutenzione di reti tecnologiche, idriche e fognarie lungo la rete viaria esistente (se all'interno del manufatto stradale);
- e) Opere di sistemazione idrogeologico-forestale, realizzate dalle strutture regionali competenti in materia di sistemazioni idrauliche e di versante, demanio idrico e attività geologiche (es. opere paramassi, paravalanghe, arginature, briglie, valli, ecc.);
- f) Interventi di ordinaria manutenzione e adeguamento funzionale di opere pubbliche già esistenti (es. ponti, strade, linee elettriche di bassa tensione, muri, drenaggi, fossi, ecc.);
- g) Interventi disposti in via d'urgenza, ai sensi dell'articolo 5, commi 2 e 5, della legge 24 febbraio 1992, n. 225 e s.m.i. (Istituzione del Servizio nazionale della protezione civile), al solo scopo di salvaguardare l'incolumità delle persone e di mettere in sicurezza gli immobili da un pericolo imminente o a seguito di calamità;
- h) Interventi riconducibili alle normali pratiche agronomiche di messa a coltura, compresa la realizzazione di impianti di colture specializzate, eseguiti su terreni agrari inferiori al 25% di pendenza.

Le eventuali opere provvisorie funzionali alla realizzazione di interventi sopra elencati, quali ad esempio piste di cantiere, concorrono alla determinazione complessiva del volume di scavo e comportano, qualora questo sia superiore a 50,01 mc, all'assoggettabilità dell'intera opera al regime autorizzatorio in materia di vincolo idrogeologico.

Dissesti alluvione 2000

L'area di intervento rientra all'interno della perimetrazione dei terreni coinvolti nei dissesti conseguenti all'alluvione dell'ottobre 2000 riportata nella D.G.R. 4268/00 (vedi *Carta dissesti alluvione 2000* allegata).

Catasto dissesti

Il portale cartografico della Regione Autonoma Valle d'Aosta mette a disposizione le perimetrazioni relative al “*Catasto dei fenomeni franosi della Valle d'Aosta*” e le relative note illustrative (vedi *Carta catasto dissesti* allegata).

La Banca dati è aggiornata periodicamente dall'Amministrazione regionale e la cartografia riportata nel seguente documento è aggiornata alla data della presente relazione.

Gli elementi contenuti nella banca dati del catasto dissesti sono stati utilizzati al fine di integrare le conoscenze acquisite nel corso di appositi sopralluoghi volti ad individuare il grado di pericolosità incombente sull'area di indagine.

L'area di indagine è compresa all'interno di un'area di dissesto per esondazione (ID 24441).

Cartografia I.F.F.I. Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia

Il portale cartografico della Regione Autonoma Valle d'Aosta mette a disposizione le perimetrazioni relative all’“*Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia*” le cui note illustrative sono disponibili sul sito www.progettoiffi.isprambiente.it.

Gli elementi contenuti nella banca dati I.F.F.I. sono stati utilizzati al fine di integrare le conoscenze acquisite nel corso di appositi sopralluoghi volti ad individuare il grado di pericolosità incombente sull'area di indagine.

L'area di indagine NON è compresa all'interno di aree di dissesto.

Elaborazione dati satellitari SAR (Synthetic Aperture Radar)

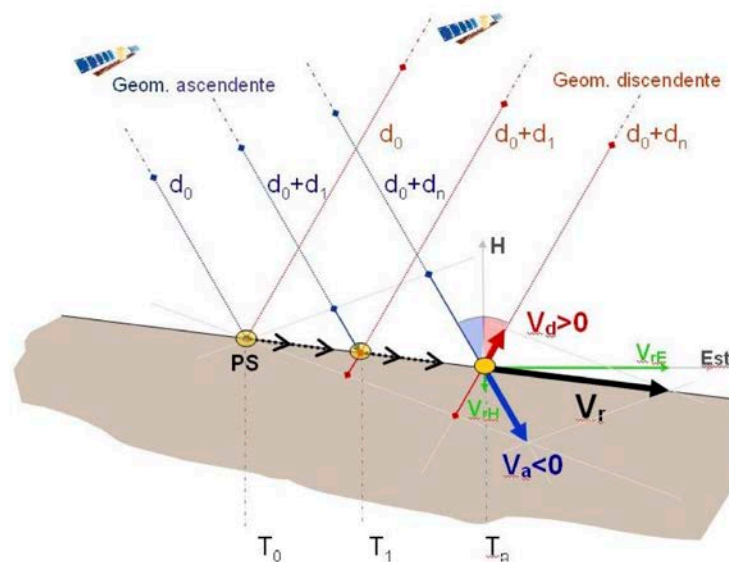
Il portale cartografico della Regione Autonoma Valle d'Aosta mette a disposizione i dati radar forniti da differenti satelliti: ERS 1 & 2 a partire dal 1992, RADARSAT nel periodo dal 2003 al 2010 e, a partire dal 2014, Sentinel 1A & 1B oltre ad un “*manuale d'uso*” per la corretta interpretazione (vedi *Cartografia dati PsInSAR e SqueeSAR* allegata).

I dati (PS “*permanent scatterers*” e DS “*distributed scatterers*”) sono elaborati con la tecnica interferometrica PsInSAR™ e SqueeSAR™. Per ogni singolo “*bersaglio*” si ricavano la posizione in coordinate geografiche, il trend medio di deformazione (mm/anno) e l'intera serie temporale degli spostamenti (a partire dal 1992) lungo la congiungente “*sensore - bersaglio*”, inclinata rispetto alla verticale sul terreno.

Le modalità di rilievo della stessa area geografica sono di tipo “*ascendente*” e “*discendente*” a seconda della direzione di movimento del satellite.

L’elaborazione fornisce dati “*positivi*” se il movimento del “*bersaglio*” è in avvicinamento verso il “*sensore*” (satellite) mentre sono “*negativi*” nel verso opposto.

Particolare attenzione va posta nell’interpretazione dei dati elaborati in quanto l’assenza di movimento (positivo o negativo) può mascherare un movimento “*laterale*” che non viene rilevato in quanto la distanza “*sensore - bersaglio*” non viene modificata.



A causa della traiettoria orbitale del satellite le deformazioni dei versanti orientati verso Nord e verso Sud potrebbero essere sottostimate.

All’interno del portale cartografico della Regione Autonoma Valle d’Aosta è visualizzabile solo la distribuzione spaziale dei dati PsInSAR™ e SqueeSAR™, rappresentati secondo un’opportuna legenda statica non modificabile, mentre non è possibile visionare la serie storica degli spostamenti lungo la LOS (“Line of Sight” tra satellite e bersaglio).

Gli scatter ubicati nei pressi dell’area oggetto di intervento evidenziano spostamenti massimi pari a circa 0 - 2 mm/anno.

4. Caratteristiche geomorfologiche

L'area di cava è ubicata a quota di 1.743 m s.l.m. in corrispondenza del piazzale di cava alla base del versante che si estende alla loc. Obro Tschamponò (2.161,9 m s.l.m.). L'impluvio che scorre a SUD, lateralmente all'area di cava, drena le acque di un sottobacino del Tschamponòbach il cui bacino culmina nella Tschamponòhòre (3.233,1 m s.l.m.).

Il fondovalle del torrente Lys scorre a quota di circa 1.550 m s.l.m. mentre la viabilità regionale della S.R. n° 44 della Valle del Lys si sviluppa sulla sponda opposta a quella dell'area di cava ad un quota di circa 1.600 m s.l.m..

I nuclei frazionari del Comune di Gressoney Saint Jean più prossimi alla cava sono Obrò Eckò e Ondrò Eckò, a SUD-OVEST.

5. Assetto geologico

La ricerca bibliografica ed il rilievo appositamente effettuato hanno permesso, limitatamente alle necessità imposte dal progetto, di ricostruire una adeguata litostratigrafia locale anche in assenza di apposite indagini geognostiche che si prevede comunque di effettuare al fine di verificare le ipotesi progettuali di avanzamento della coltivazione.

Substrato roccioso

Il substrato roccioso in affioramento appartiene alla "*Falda ofiolitica Piemontese*" composto da rocce del substrato oceanico "*Ligure - Piemontese*", quali oficalciti, serpentiniti e metagabbri, e rocce frutto della trasformazione in fase orogenetica dei depositi di fondo oceanico che sono riconosciuti come "*Calcescisti*".

All'interno dell'area di cava la coltivazione condotta finora ha portato in affioramento un ammasso lapideo di Oficarbonatiti omogeneo, compatto, con discontinuità a spaziatura plurimetrica la cui litologia è frutto di una rielaborazione metamorfica di originarie ultramafiti evoluta in serpentinite. Le venature chiare che caratterizzano l'ammasso roccioso sono frutto della deposizione di carbonati da parte di fluidi sovrassaturi circolanti all'interno delle fratture del magma in fase di solidificazione in ambiente metamorfico nel corso dell'orogenesi alpina.



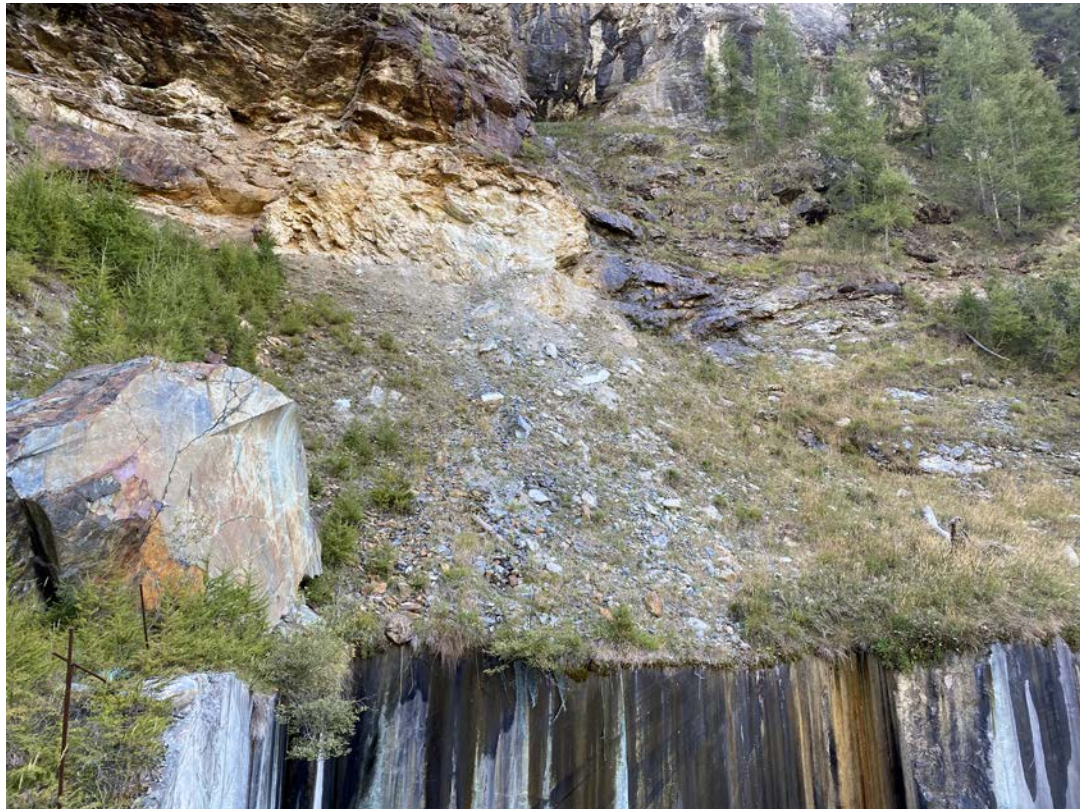
Formazioni superficiali

A monte del ciglio superiore sul confine Est dell'area di cava affiora un deposito detritico derivante dall'ammasso roccioso sovrastante, rimaneggiato da parte dell'azione gravitativa con la complicità delle acque superficiali.



Accumulo detritico a monte del ciglio superiore sul confine EST dell'area di cava

Il deposito si presenta eterogeneo con ciottoli e blocchi di diversa pezzatura immersi in una matrice più fine composta da residui di detrito degradato prodotto dall'alterazione meteorica del materiale litoide in accoppiata a fenomeni di dissesto gravitativo che ha comportato disgregazione meccanica; inoltre l'area di accumulo risulta più vegetata ai lati rispetto al settore centrale in cui probabilmente è ancora attivo il transito di detriti derivanti dalle porzioni sovrastanti.



Accumulo detritico a monte del fronte di cava esistente

L'azione erosiva delle acque superficiali produce una periodica asportazione di materiale dalla parete, compromettendo la stabilità anche di porzioni litoidi già fratturate e alterate e causandone il distacco. Nell'immagine precedente ed in quella sottostante è possibile osservare il percorso seguito dal deflusso idrico: si hanno chiare evidenze della sua provenienza dai depositi superficiali e non dalle fratture del fronte di scavo esistente (nel poligono rosso nell'immagine successiva, si denota un colore più scuro dovuto alla presenza di acqua proveniente dai depositi a monte).



Settore a monte del fronte di cava con perimetrare le evidenze di deflusso idrico superficiale residuo

Al fine di garantire la sicurezza all'interno del piazzale di cava, la copertura detritica sarà oggetto di consolidamento mediante installazione di opere di difesa attiva: pannello in fune e rete in doppia torsione maglia 8x10 con ancoraggi in barre d'acciaio dimensionate specificatamente.

Al fine di impostare correttamente le verifiche di stabilità e comprendere meglio le geometrie della morfologia e i rapporti tra le differenti litologie in affioramento è stata redatta una sezione geologica, riportata di seguito, il cui profilo è indicato nella cartografia seguente.

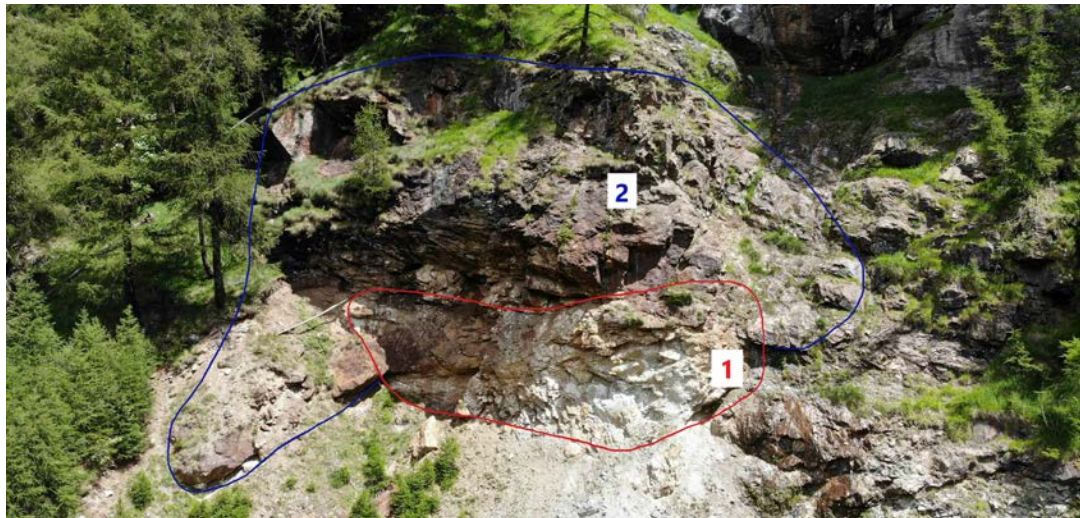
Analisi delle instabilità presenti nelle pareti rocciose sovrastanti il sito di cava

Come indicato nella Carta geologica, a monte dell'area di cava sono state individuate due pareti rocciose potenzialmente fonte di pericolo per le attività sottostanti di coltivazione della cava.

Ammasso roccioso di valle

A monte del ciglio superiore dell'area di coltivazione in direzione Est, risalendo il tratto di versante oltre i depositi detritici precedentemente descritti, affiora un ammasso roccioso composto da due litologie differenti:

- la porzione inferiore (1 - in foto) distinguibile per la colorazione grigio-chiara tipica di intercalazioni scistose-filladiche, risulta essere molto più alterata e degradata dall'azione degli eventi atmosferici rispetto alla roccia della porzione superiore; la combinazione con una fratturazione molto persistente porta ad un periodico distacco di materiale di piccola pezzatura (centimetrica -decimetrica) in direzione del piazzale di cava;
- la porzione superiore (2 - in foto) distinguibile da una colorazione più scura con livelli più potenti e giacitura a reggipoggio, evidenzia un materiale più resistente all'alterazione, con una fratturazione meno intensa e con superfici di discontinuità che isolano porzioni di ammasso roccioso di dimensioni maggiori (fino 0,5 mc) rispetto alla porzione inferiore.



L'ammasso roccioso di valle sarà oggetto di disaggio e installazione di opere di difesa attiva al fine di ridurre i rischi per le maestranze impegnate nelle lavorazioni di coltivazione.

Ammasso roccioso di monte



L'ammasso roccioso di monte, presenta una litologia differente ed un grado di fratturazione di minore intensità rispetto all'ammasso roccioso di valle, con presenza di superfici di discontinuità che isolano blocchi massivi con dimensioni che possono raggiungere anche diversi metri cubi. La porzione sommitale è interessata dall'azione dell'apparato radicale della vegetazione che può interferire nella stabilità di porzioni rocciose isolate dalla fratturazione.

La parete rocciosa sarà oggetto di disaggio preventivamente all'avvio dei lavori di coltivazione della cava al fine evitare distacchi inattesi di blocchi di grosse dimensioni che possano movimentare anche il materiale roccioso presente a valle, in modo da ridurre i rischi per le maestranze impegnate nel piazzale di cava.

6. Presenza di fibre amiantifere

La natura della litologia oggetto di coltivazione (oficarbonatiti) predispone la possibilità di rinvenire fibre di amianto prodotte a partire dalla trasformazione metamorfica dell'olivina a seguito dell'azione della pressione che, a basse temperature, causa un effetto di laminazione nelle discontinuità dell'ammasso roccioso con conseguente trasformazione del minerale in elementi fibrosi.

Nel sito di cava la presenza di crisotilo, tremolite e actinolite (minerali amiantiferi) nelle fratture non è costante ma dipende da differenti fattori che ne hanno condizionato la formazione. Per tale motivo non può essere messa in pratica una procedura standard e costantemente distribuita nel tempo e nello spazio di coltivazione. Con l'avanzamento della coltivazione dovrà essere verificata la presenza di fratture con cristalli fibrosi e, in caso affermativo, provvedere a mettere in pratica l'incapsulamento del materiale impedendone la diffusione nell'aria con possibile inalazione da parte delle maestranze impegnate nelle lavorazioni.

Di seguito si riporta il documento di analisi di ARPA Valle d'Aosta.

Categoria 3: presenza naturale

Report		
Comune	Gressoney-Saint-Jean	
Località	Ecko	
Denominazione cava	Ecko	
Coordinate UTM ED 50 del centroide	409136 E	5074480 N
Coordinate UTM WGS 84 del centroide	409054 E	5074281 N
Sezione C.T.R. di riferimento	0975, in scala 1:5.000	
Situazione	Cava non attiva	
Ditta	Vallealberghi s.r.l.	
Superficie cava	1.877 mq	
Quota media	1.685 m s.l.m.	
Centri abitati più vicini	Obrò Eckò a 240 m	
Presenza di amianto	Si	
Varietà	Tremolite-actinolite	
Indagini ambientali	No	

Note: discreta presenza di affioramenti contenenti amianto (circa 10 m²).

Indicatori

in₁ = materiale costituente gli affioramenti rocciosi contenenti amianto:

- Altamente friabile = **10**

in₂ = presenza di affioramenti entro 50 m da un'area abitata o con frequenza abituale:

- Presenza oltre 50 m, < 1000 m = **2**

in₃ = concentrazione di fibre aerodisperse in prossimità dei recettori:

- Parametro non preso in considerazione = **2**

in₄ = estensione degli affioramenti contenenti amianto:

- Singoli affioramenti, < 50 m² = **1**

in₅ = coinvolgimento del sito in lavori di urbanizzazione:

- No = **2**

in₆ = dati epidemiologici riferiti a casi di mesoteliomi:

- No = **1**

Risultato dell'algoritmo

$$P = (10 \times 1 + 2 + 2 + 1) \times 2 = 30$$

Elemento della CTRN ceduto in data 29.04.2005 N. 882

1:25.000

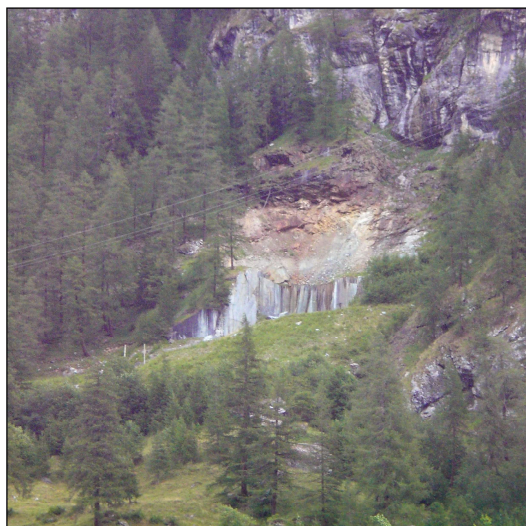


Regione Autonoma Valle d'Aosta – Assessorato Territorio, Ambiente
e Opere Pubbliche – Ortofoto edizione 2006 – Aut. N. 1156 del 28.08.2007

1:15.000



Foto dell'area in oggetto scattate il 18 Agosto 2007

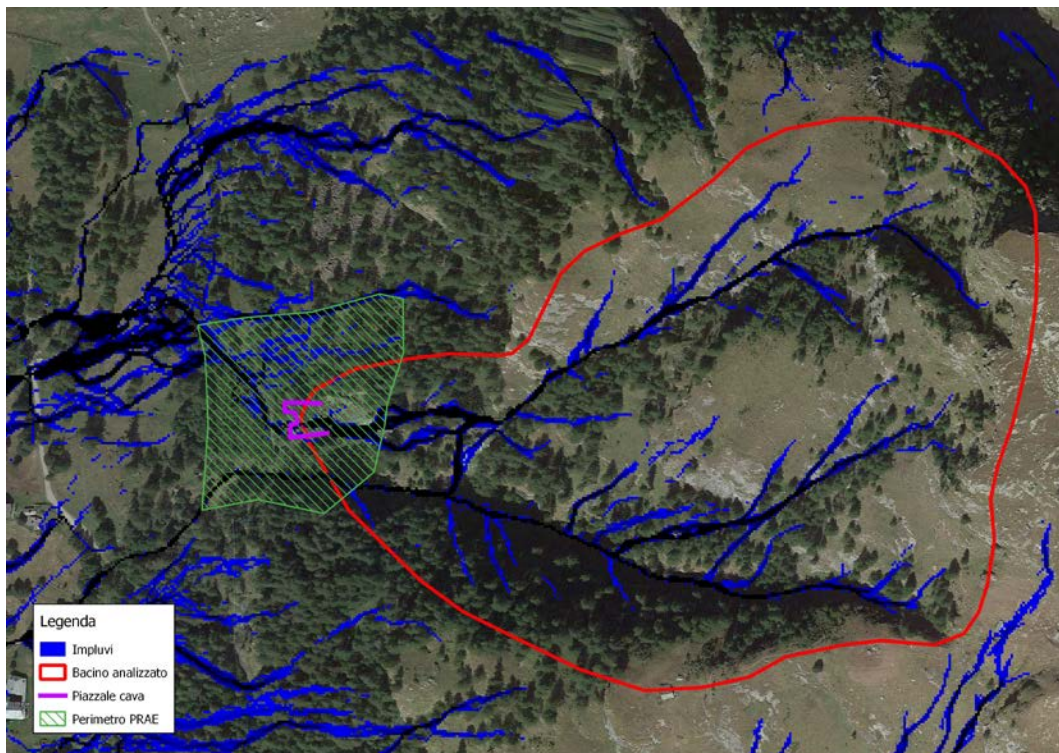


7. Idrologia e idrogeologia

Idrologia superficiale

Analisi alla scala del versante

Il bacino a monte dell'area di cava ha estensione ridotta (0,196 kmq circa) ed è caratterizzato dalla presenza di due principali impluvi effimeri, documentata anche nella cartografia seguente ottenuta dall'elaborazione del DTM (risoluzione 2,0 m- fonte RAVA) con modulo "r.watershed" - Water basin analysis program, che evidenzia le linee di impluvio.



Elaborazione del DTM con modulo "r.watershed" - Water basin analysis program e perimetrazione area del bacino insistente sull'area di cava

Il flusso delle acque superficiali provenienti da monte viene convogliato nelle due incisioni principali e trasportato e verso valle; a quota di circa 1.780 i due impluvi confluiscono per poi proseguire il loro percorso fino alla confluenza con il torrente Lys.

Poco a monte della confluenza, l'elaborazione mostra come dall'impluvio NORD il deflusso subisca una deviazione netta verso valle, in direzione del piazzale della cava "Ecko" in accordo con la Carta dei dissesti (ID 24441); sebbene in assenza di eventi

meteorici in entrambi gli impluvi analizzati non venga riscontrato un deflusso idrico superficiale costante, è possibile che con eventi con tempi di ritorno $Tr > 100$ anni (ad esempio quello conseguente l'evento dell'ottobre 2000 che ha originato il dissesto ID 24441), il deflusso idrico possa seguire il percorso in direzione del piazzale di cava, benchè non vi siano apparenti evidenze nelle immagini aeree ottenute nei giorni seguenti l'evento del 15 ottobre 2000.

Analisi alla scala del sito di cava

All'interno del sito di cava la regimazione delle acque superficiali avviene per ruscellamento diffuso agevolato dalla naturale pendenza del piazzale di cava che dirige le acque meteoriche in direzione Ovest, verso la confluenza nel torrente Lys.

Al termine del recupero ambientale il piazzale di cava raggiunge una superficie più ampia dello stato attuale, di circa 971 mq, composto da stesa di informi e semiblocchi; il deflusso verso valle delle acque superficiali risulta essere più omogeneo in quanto le superfici di scorrimento sono state rettificare durante l'avvio delle attività di coltivazione, eliminando ostacoli allo smaltimento delle effimere portate provenienti dal versante.

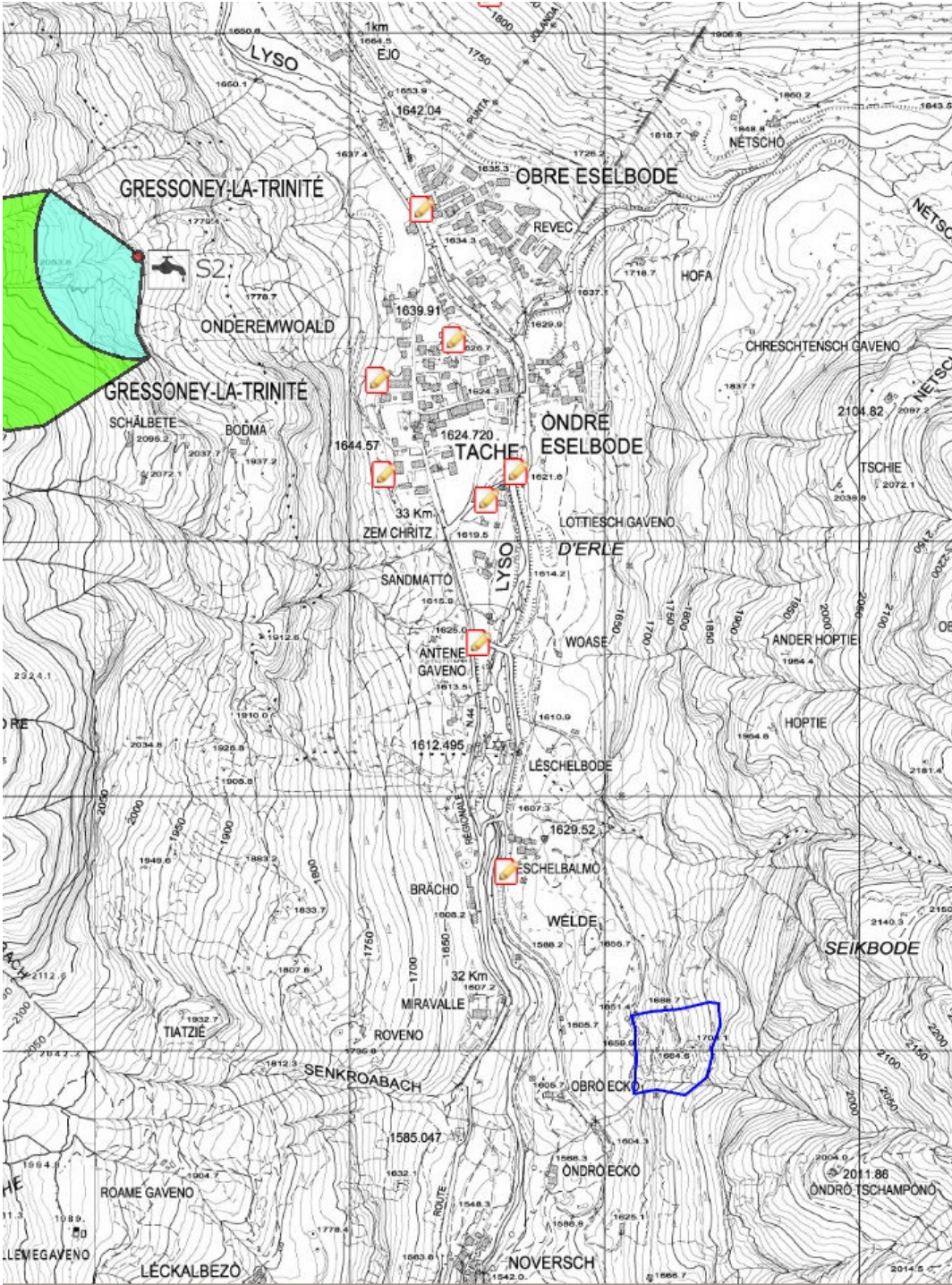
Idrogeologia sotterranea

L'affioramento del substrato roccioso compatto e con basso grado di fratturazione impedisce l'impostazione di una falda freatica mentre le acque superficiali possono infiltrarsi per fratturazione all'interno delle discontinuità dell'ammasso roccioso.

I depositi detritici di origine mista presenti nell'intorno del sito di cava sono caratterizzati da pezzature grossolane con elevati valori di permeabilità per porosità che agevolano un rapido smaltimento delle acque di infiltrazione impedendo la formazione di una falda idrica permanente.

A monte e a valle dell'area di cava non sono presenti captazioni dell'acquedotto comunale di Gressoney Saint Jean o di Gressoney La Trinitè, come evidenziato nella cartografia alla pagina successiva.

Estratto Tav. P3 del P.R.G.C. "Captazioni" e "Aree di Tutela"



Il perimetro blu delimita l'area estratta dal PRAE per la cava in loc. Ecko

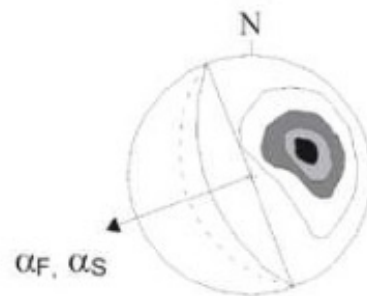
8. Verifiche di stabilità

Verifiche di stabilità ammasso roccioso a monte dell'area di cava

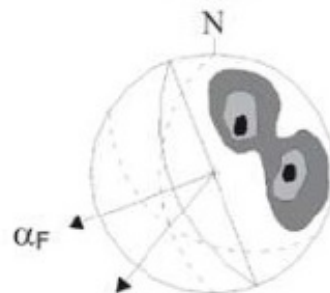
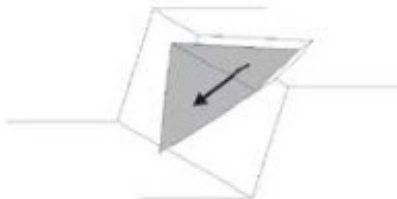
Test di Markland

L'ammasso roccioso può risultare instabile in funzione dell'orientazione reciproca delle discontinuità (fratturazione, scistosità, ...). Dopo averle rappresentate in proiezione stereografica si integrano nell'analisi l'orientazione e inclinazione del pendio la cui intersezione con le discontinuità determina la possibilità di innesco di uno dei cinematismi rappresentati da Markland dello schema seguente:

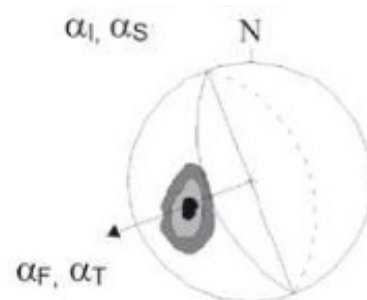
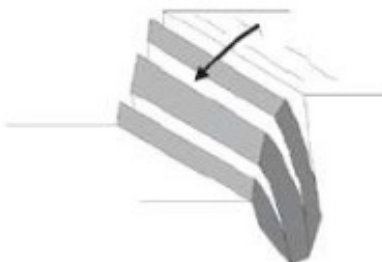
a) Scivolamento planare



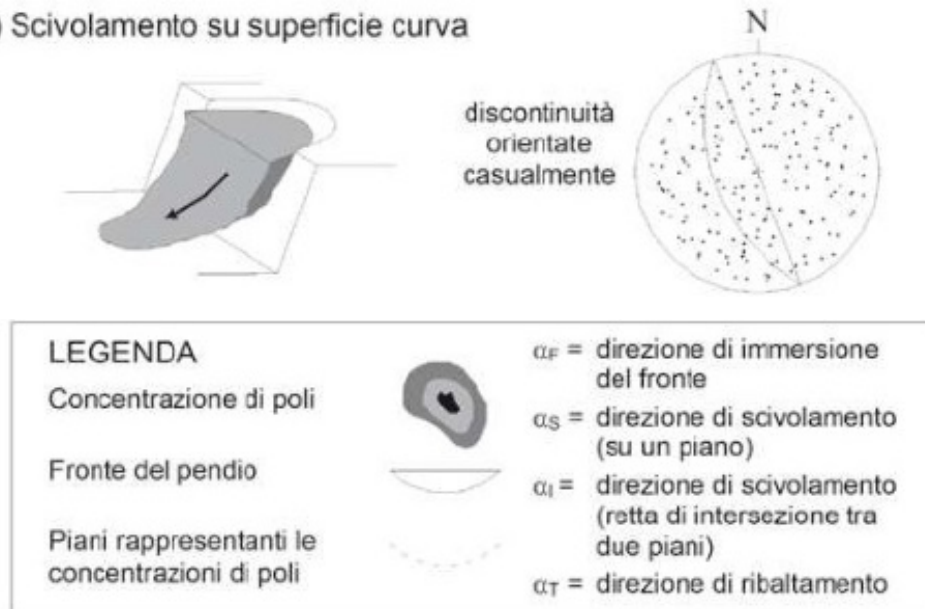
b) Scivolamento a cuneo



c) Ribaltamento



d) Scivolamento su superficie curva

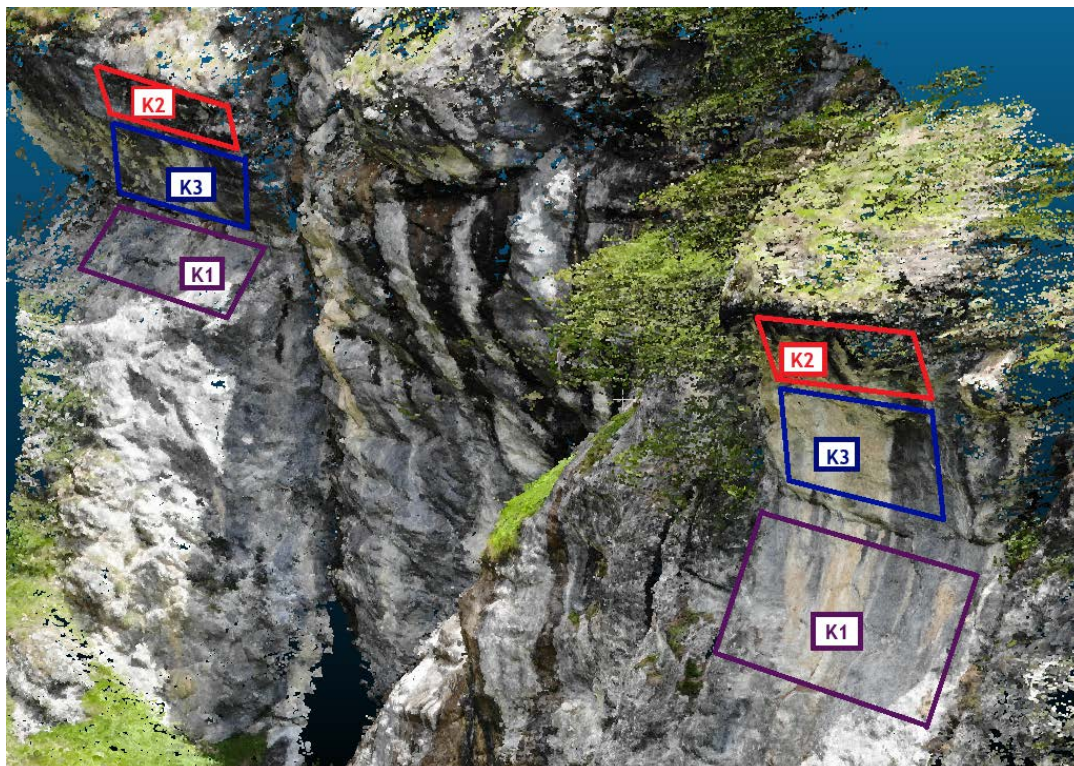


Con esclusione del cinematismo d) “Scivolamento su superficie curva” per assenza di fratture concoidi o assenza di coesione, le tre possibili situazioni che si possono verificare nel caso in esame sono la a) “Scivolamento su piano”, la b) “Scivolamento a cuneo” e la c) “Ribaltamento”.

Ammasso roccioso di monte

L’ammasso roccioso di monte si sviluppa in direzione Nord / Sud con immersione 272° ed inclinazione circa di 55° : 272/55.

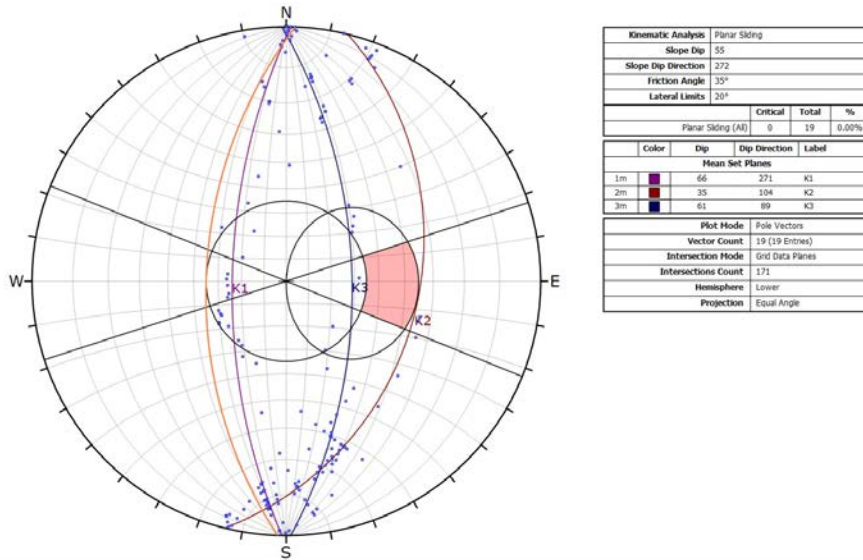
Le discontinuità rilevate per mezzo di interpretazione software Cloud Compare, tool Compass, importate successivamente nel software Dips per l’analisi, sono K1 271/66, K2 104/35 e K3 89/61.



Scivolamento planare

Il cinematismo a) “Scivolamento planare” si può verificare se *l’immersione* della discontinuità coincide o rientra all’interno di un intervallo di $\pm 20^\circ$ rispetto a quello del fronte (linea arancione) e se *l’inclinazione* è inferiore rispetto a quella del fronte.

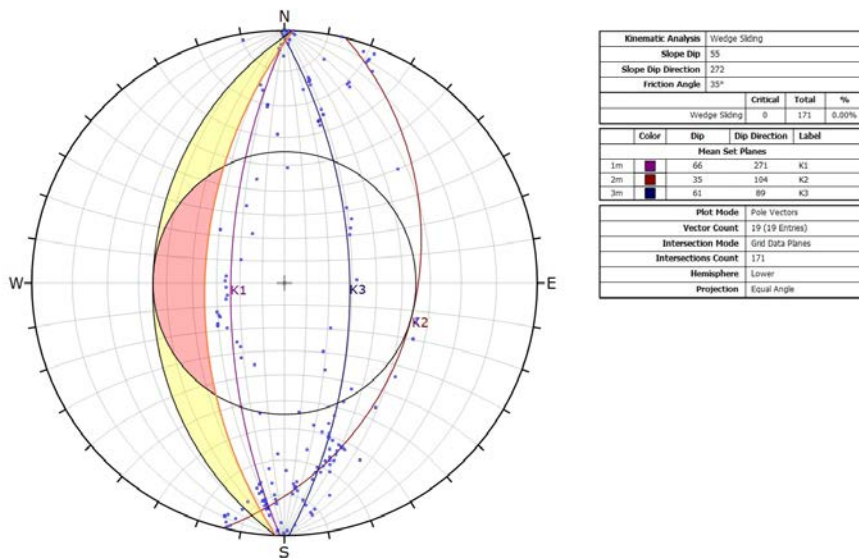
Nel caso in esame l’orientazione delle discontinuità K2 e K3 rispetto all’orientazione del fronte NON può generare scivolamento planare mentre K1, pur avendo immersione pressochè coincidente con quella del fronte, ha inclinazione superiore e nessuna delle giaciture rilevate rientra all’interno dell’area critica per l’innesco del cinematismo in esame.



Scivolamento a cuneo

Il cinematismo b) “Scivolamento a cuneo” si può verificare se l’intersezione di due discontinuità con inclinazione superiore rispetto all’angolo di attrito avviene con direzione verso valle rispetto al fronte.

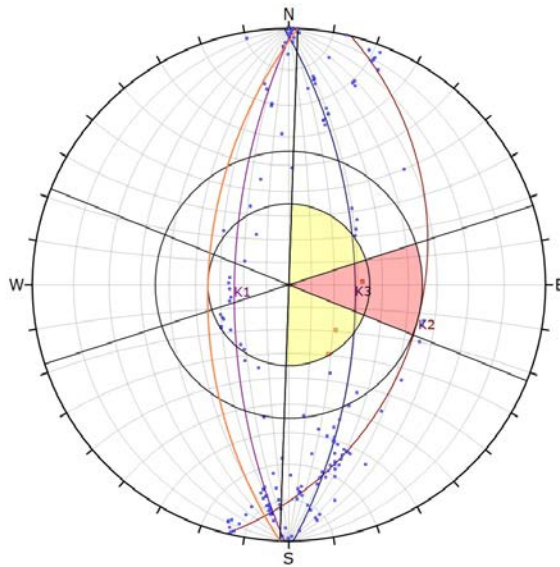
Nel caso in esame K2 e K3 hanno immersione a reggipoggio che impedisce lo scivolamento mentre K1 ha orientazione parallela al fronte ma non si generano cunei in quanto il valore dell’immersione è pressochè coincidente.



Ribaltamento

Il cinematiso c) “Ribaltamento” si può verificare se l’immersione della discontinuità coincide o rientra all’interno di un intervallo di +/- 20° rispetto a quello del fronte e se l’inclinazione è superiore rispetto a quella del fronte.

Nel caso in esame l’immersione di K2 e K3 può generare ribaltamento a differenza di K1 che ha valori pressochè coincidenti rispetto al fronte e non può generare ribaltamento.

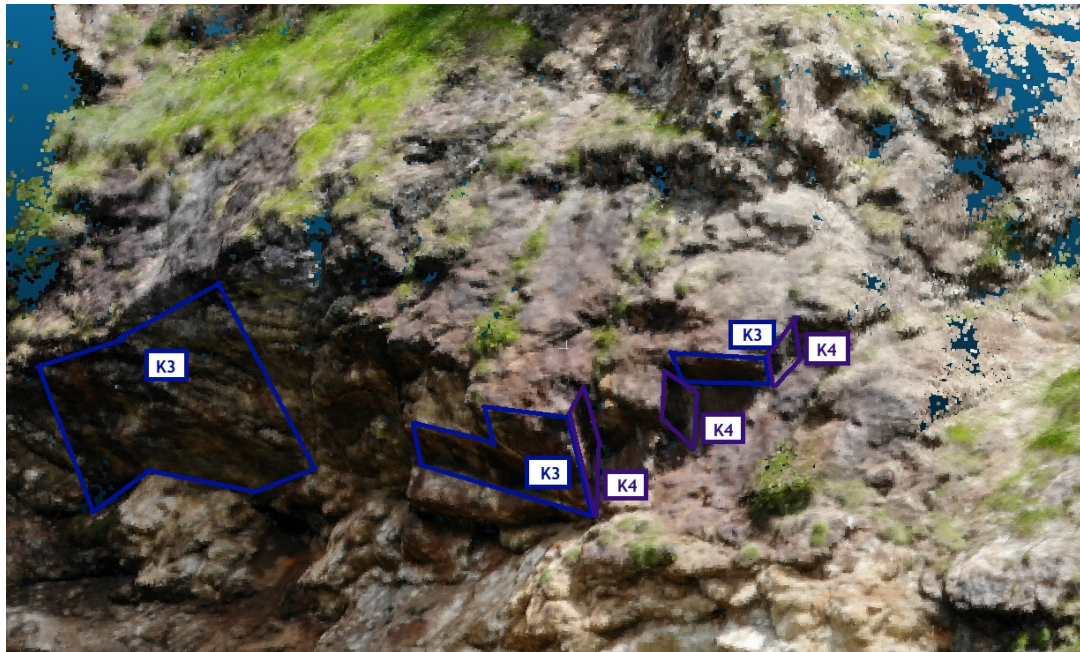


Kinematic Analysis		Direct Topping	
Slope Dip	55		
Slope Dip Direction	272		
Friction Angle	35°		
Lateral Limits	20°		
		Critical	Total
Direct Topping (Intersection)	1	171	0.58%
Oblique Topping (Intersection)	2	171	1.17%
Base Plane (A3)	0	19	0.00%
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	66	271	K1
2m	35	104	K2
3m	61	89	K3
Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count	19 (19 Entries)		
Intersection Mode		Grid Data Planes	
Intersections Count	171		
Hemisphere		Lower	
Projection		Equal Angle	

Ammasso roccioso di valle

L'ammasso roccioso immediatamente a monte del fronte principale di scavo, si sviluppa in direzione Nord / Sud con immersione 260° ed inclinazione circa di 55° : $260/55$.

Le discontinuità rilevate per mezzo di interpretazione software Cloud Compare, tool Compass, importate successivamente nel software Dips per l'analisi, sono K3 $61/48$ (coincidente con K3 del fronte a monte) e K4 $12/82$.

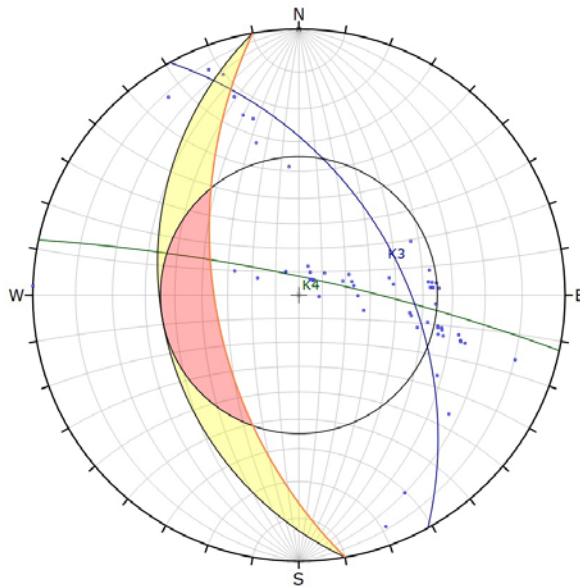


Scivolamento planare

Il cinematismo a) "Scivolamento planare" si può verificare se *l'immersione* della discontinuità coincide o rientra all'interno di un intervallo di $\pm 20^\circ$ rispetto a quello del fronte (linea arancione) e se *l'inclinazione* è inferiore rispetto a quella del fronte.

Nel caso in esame K3 ha l'immersione opposta a quella del fronte e pertanto non può originare scivolamento planare.

K4 ha immersione circa ortogonale al fronte e pertanto non può originare scivolamento planare.



Symbol	Feature
■	Critical Intersection
•	Intersection

Kinematic Analysis		Wedge Sliding	
Slope Dip	55		
Slope Dip Direction	260		
Friction Angle	35°		
		Critical	Total
		0	55
			0.00%

Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	82	12	K4
2m	48	61	K3

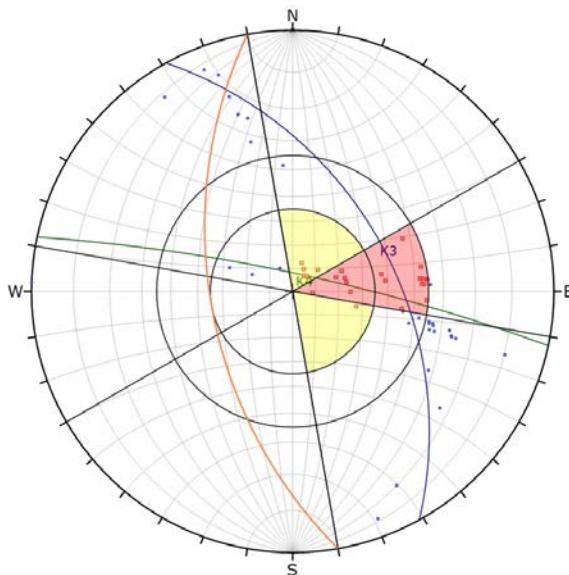
Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count	11 (11 Entries)		
Intersection Mode	Grid Data Planes		
Intersections Count	55		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Ribaltamento

Il cinematismo c) “Ribaltamento” si può verificare se l’immersione della discontinuità coincide o rientra all’interno di un intervallo di +/- 20° rispetto a quello del fronte e se l’inclinazione è superiore rispetto a quella del fronte.

Nel caso in esame l’orientazione di K3, opposta rispetto a quella del fronte, può dare origine a cinematismi di ribaltamento.

K4 ha immersione circa ortogonale al fronte e pertanto non può originare ribaltamento.



Symbol	Feature
■	Critical Intersection
•	Intersection

Kinematic Analysis		Direct Toppling	
Slope Dip	55		
Slope Dip Direction	260		
Friction Angle	35°		
Lateral Limits	20°		
		Critical	Total
		17	55
			30.91%
		7	55
			12.73%
		0	11
			0.00%

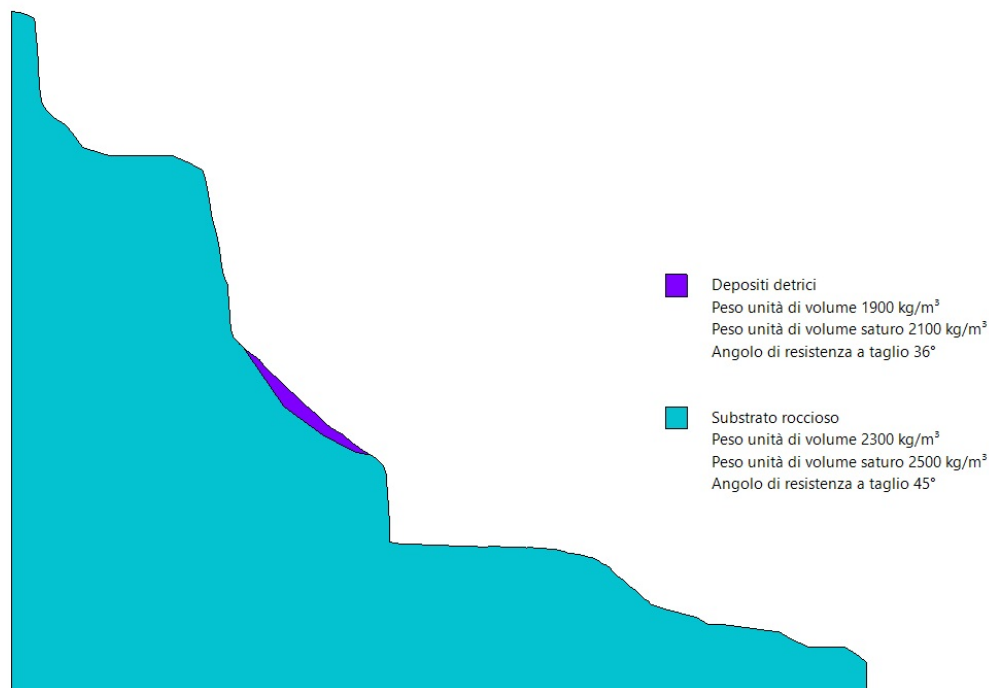
Color	Dip	Dip Direction	Label
Mean Set Planes			
1m	82	12	K4
2m	48	61	K3

Plot Mode		Pole Vectors	
Vector Count	11 (11 Entries)		
Intersection Mode	Grid Data Planes		
Intersections Count	55		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Verifiche di stabilità del deposito detritico accumulato sul versante

La necessità di verificare la situazione di stabilità del versante, con particolare riferimento al settore di accumulo dei materiali detritici di origine glaciale a monte del fronte di cava, ha imposto l'implementazione di un modello geologico del versante basato sulla sezione topografica maggiormente significativa per questa verifica (vedi Cap. 5 "Assetto geologico").

La situazione rappresentata nella sezione oggetto di verifica è rappresentativa dello stato attuale e dello stato finale a seguito del recupero ambientale in quanto i depositi superficiali oggetto di verifica non vengono interessati dalla coltivazione.



Il software utilizzato è SLOPE di Geostru che consente di inserire i dati geometrici del profilo topografico, differenziare gli strati litologici, inserire la presenza della falda come saturazione degli strati permeabili e verificare numerose superfici di scivolamento.

Dati di input

La ricostruzione del modello geologico ha permesso di differenziare i livelli litologici omogenei ad ognuno dei quali è stato assegnato un set di parametri coerente con le proprie caratteristiche.

Relazione di calcolo

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

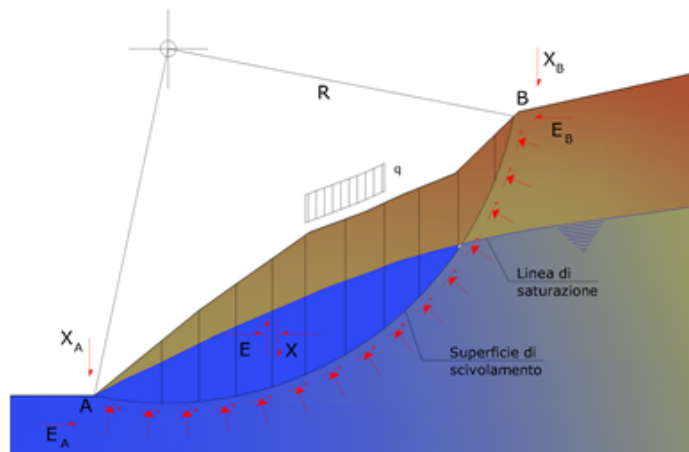
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

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 N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- 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 N_i 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:

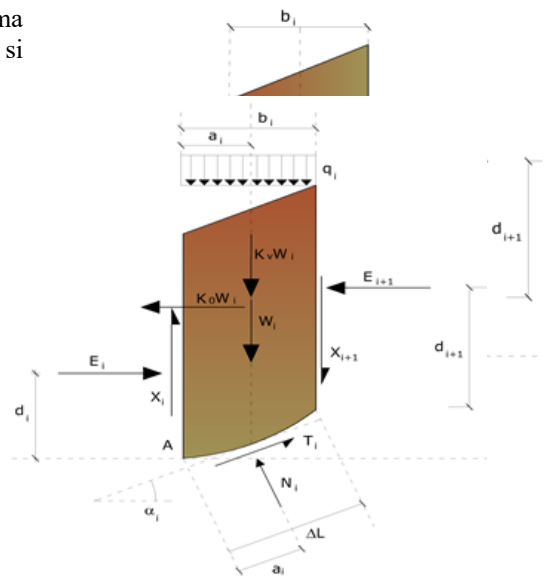
- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

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.

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



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

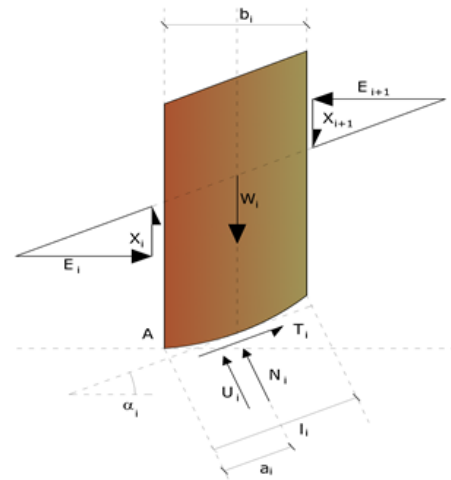
Metodo di Bishop (1955)

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:

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

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

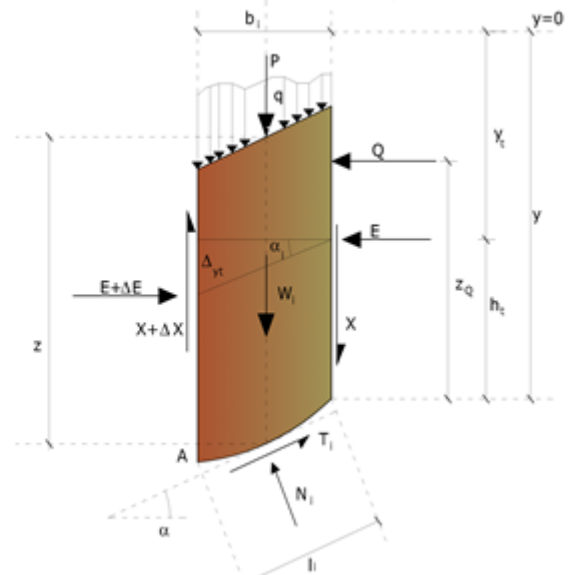
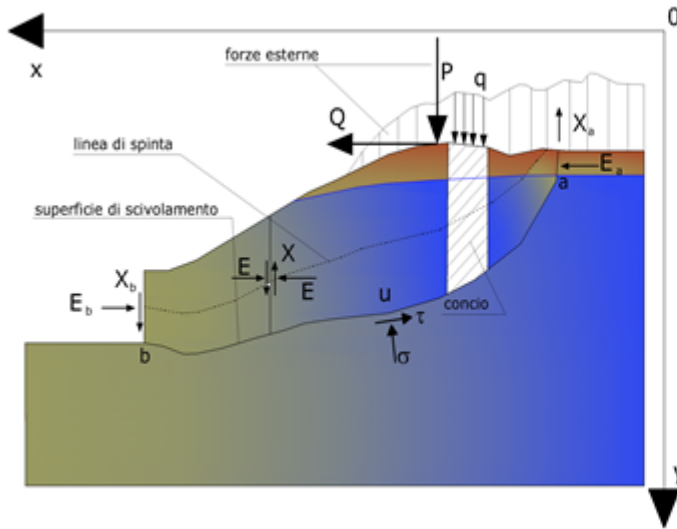
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre ΔX = 0 ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto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

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

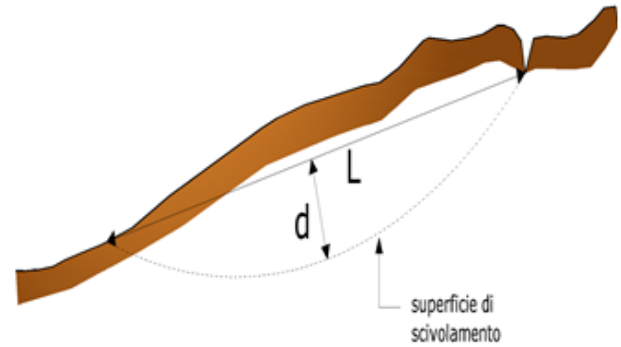
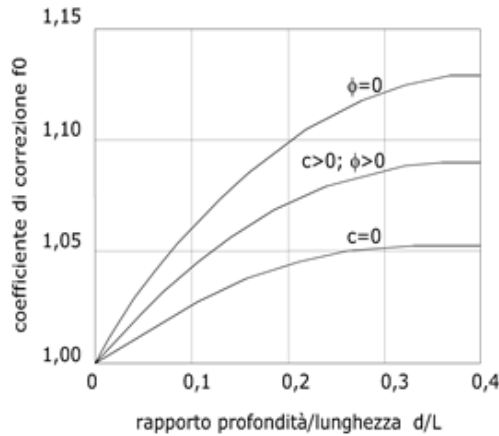


Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo ΔX_i = 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:

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

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

Φ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

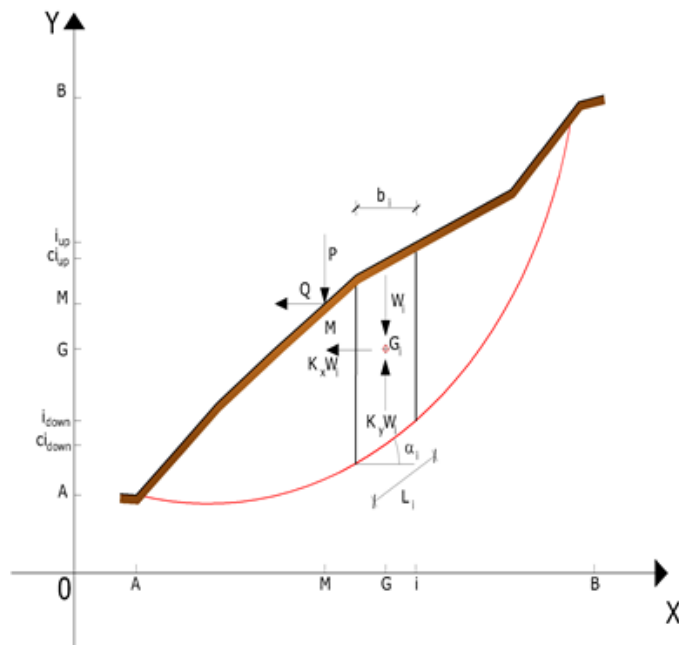
L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$



in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_Z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_Z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

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 K_C) 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 N_i 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:

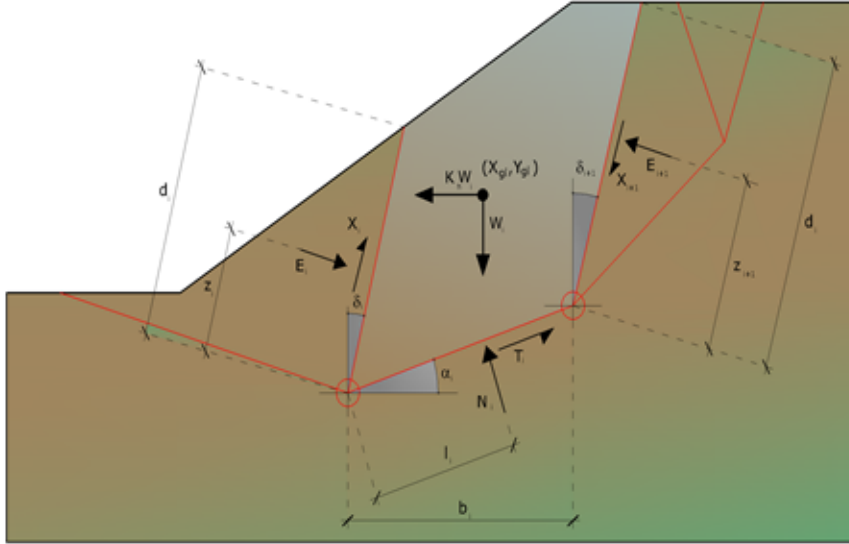
$$\begin{aligned} N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i &= W_i - \Delta X_i \\ T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i &= K W_i + \Delta E_i \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \Sigma \Delta E_i &= 0 \\ \Sigma \Delta X_i &= 0 \end{aligned}$$

dove E_i e X_i 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

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

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:

$$K = K_c \quad \text{Accelerazione critica se } F = 1$$

$$F = F_s \quad \text{Fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K = 0$$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i 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 X_i :

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

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

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

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conchi sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i = 1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\text{tg} \alpha}{F_s} - W \text{sen} \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \text{tg} \phi \text{tg}(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \text{sen} \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

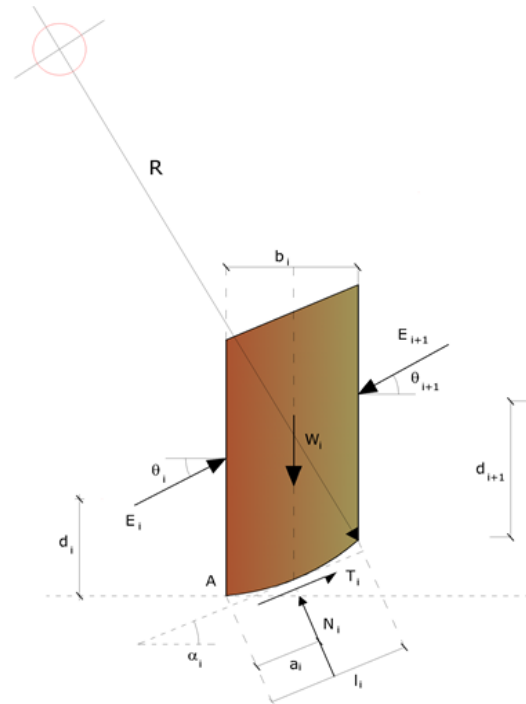
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

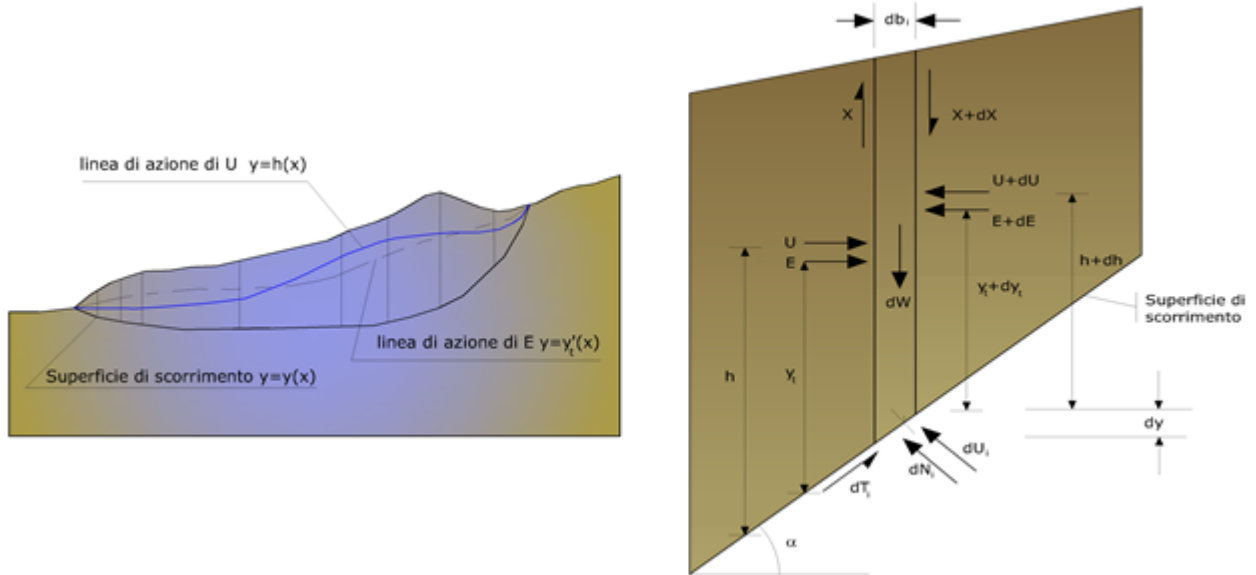
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, 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 F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$\begin{aligned} c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \text{tg} \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \text{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) &= \\ &= \frac{dE}{dx} - \text{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right) \end{aligned}$$





Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster 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.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

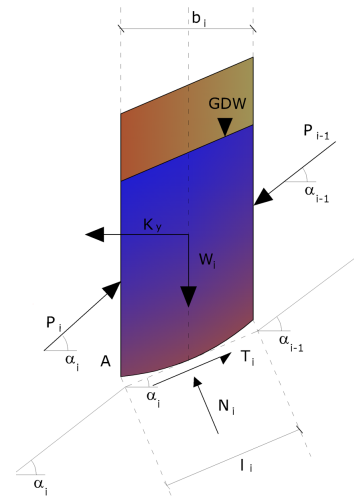
- K_y sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;

-Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;

-La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;

-Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;

-Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;



Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

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:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

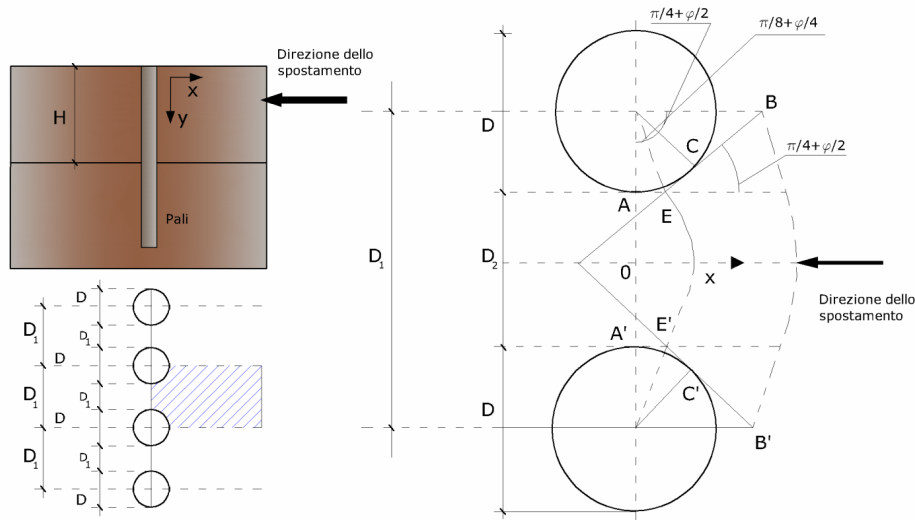
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima

consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[\frac{1}{(N_\varphi \tan \varphi)} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D₁ = interasse tra i pali;

D₂ = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_φ = $\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1 / (N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

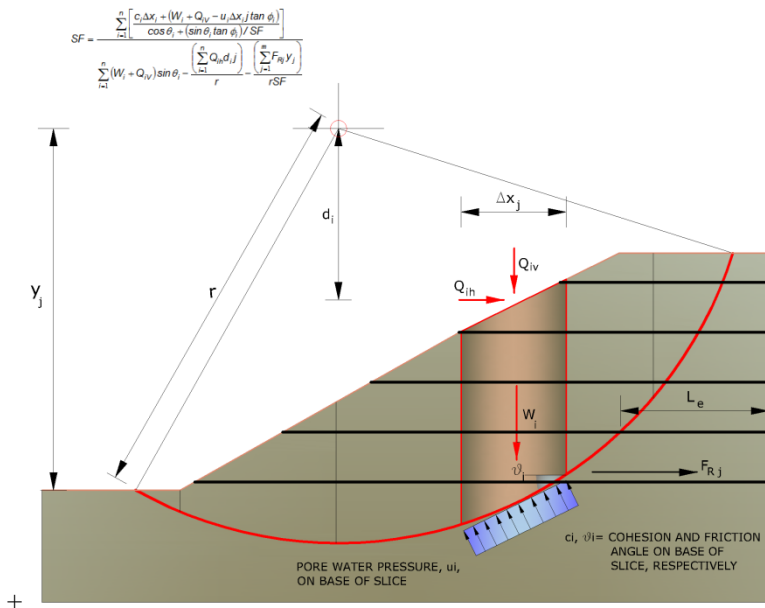
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

- δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

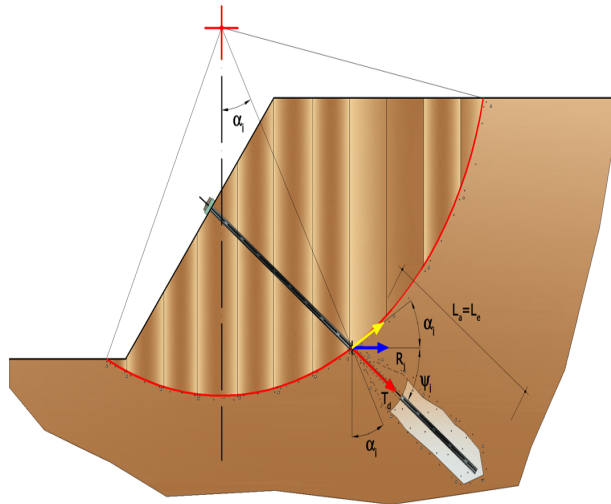
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

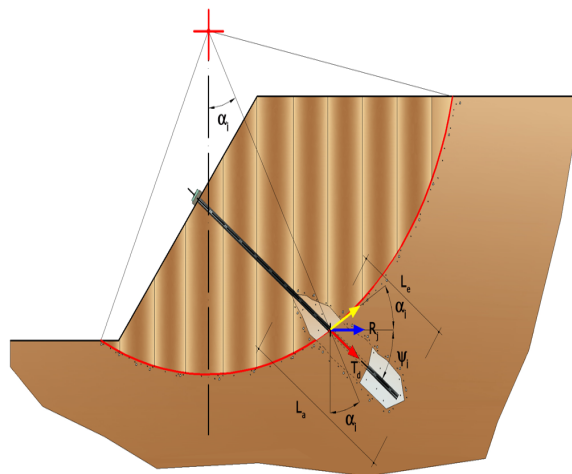
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo e per i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

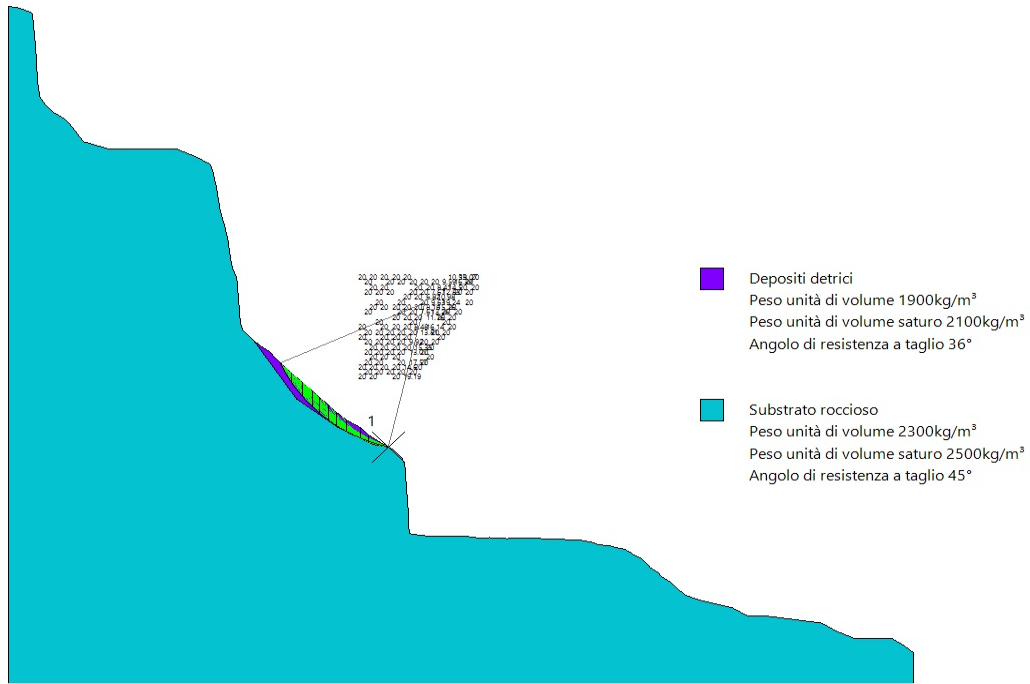
Tangente angolo di resistenza al taglio	1.0
Coesione efficace	1.0
Coesione non drenata	1.0
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

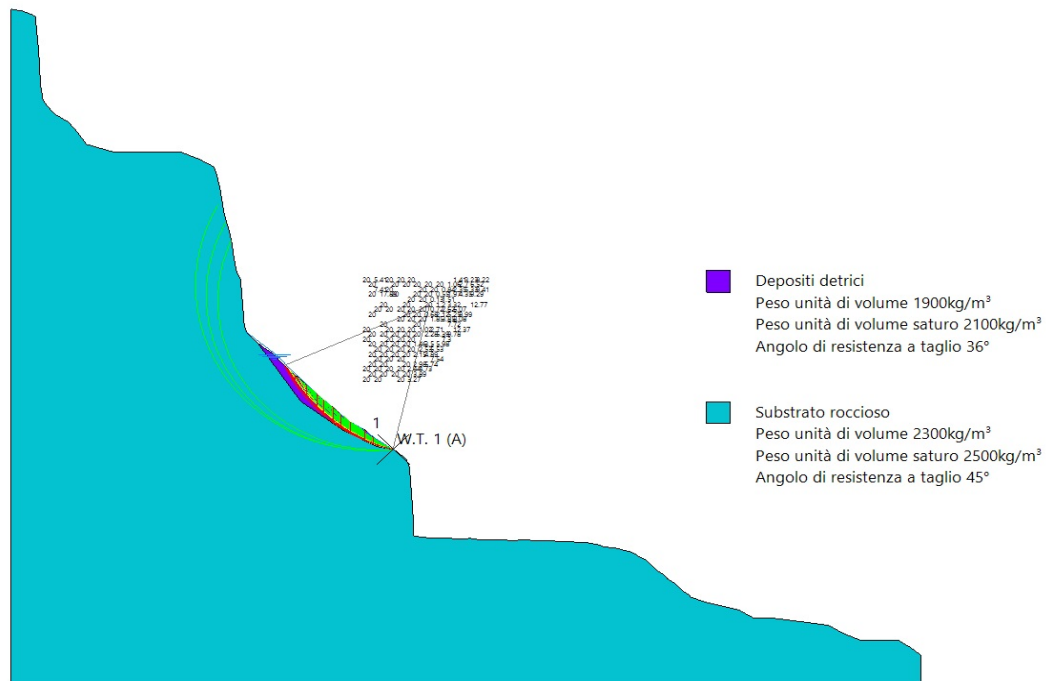
Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kg/m ³)	Peso unità di volume saturo (kg/m ³)	Litologia	
1	0.2	0	36	1900	2100	Depositi detrici	
2	20	0	45	2300	2500	Substrato roccioso	

Verifica con metodo Bell (1968)

Situazione drenata



Situazione saturata



Risultati della simulazione

Le analisi condotte su numerose superfici di scivolamento circolari intersecanti il deposito detritico di origine glaciale a monte del ciglio superiore del fronte di cava hanno evidenziato come i fattori di sicurezza in condizioni drenate sono superiori al fattore di sicurezza di equilibrio ($F_s = 1$).

Tale situazione risponde alla realtà in quanto in assenza di precipitazioni il versante non rappresenta una problematica per la sua stabilità e, in conseguenza, per la sicurezza dell'area di cava sottostante.

La verifica è stata effettuata anche in condizioni di saturazione d'acqua di tutto il materiale detritico di origine glaciale riscontrando la presenza di numerose superfici di scivolamento critiche con fattore di sicurezza $F_s < 1$ (Metodo Bell). Tale situazione, porterebbe al collasso di parte del deposito accumulato al di sopra del substrato roccioso. Le acque superficiali provenienti da monte non raggiungono la quantità necessaria per saturare il deposito superficiale mentre le acque di precipitazione, come risulta evidente dalle condizioni del versante, sono in grado di operare la sola azione di dilavamento della frazione fine isolando i blocchi lapidei in essa contenuti che raggiungono il loro equilibrio limite oltre il quale gravitano verso valle.

Le opere di difesa attiva previste in progetto (rete in aderenza) sono finalizzate al contenimento del materiale detritico al fine di ridurre le condizioni di pericolosità per la sottostante area di cava ed il rischio per le maestranze addette alle lavorazioni.

9. Verifiche caduta massi da pareti rocciose sul versante

Introduzione

Al fine di verificare la probabilità di propagazione delle instabilità rilevate nelle pareti rocciose sovrastanti l'area di cava è stata effettuata un'apposita simulazione di caduta massi con software RockyFor3D di EcoRisq.

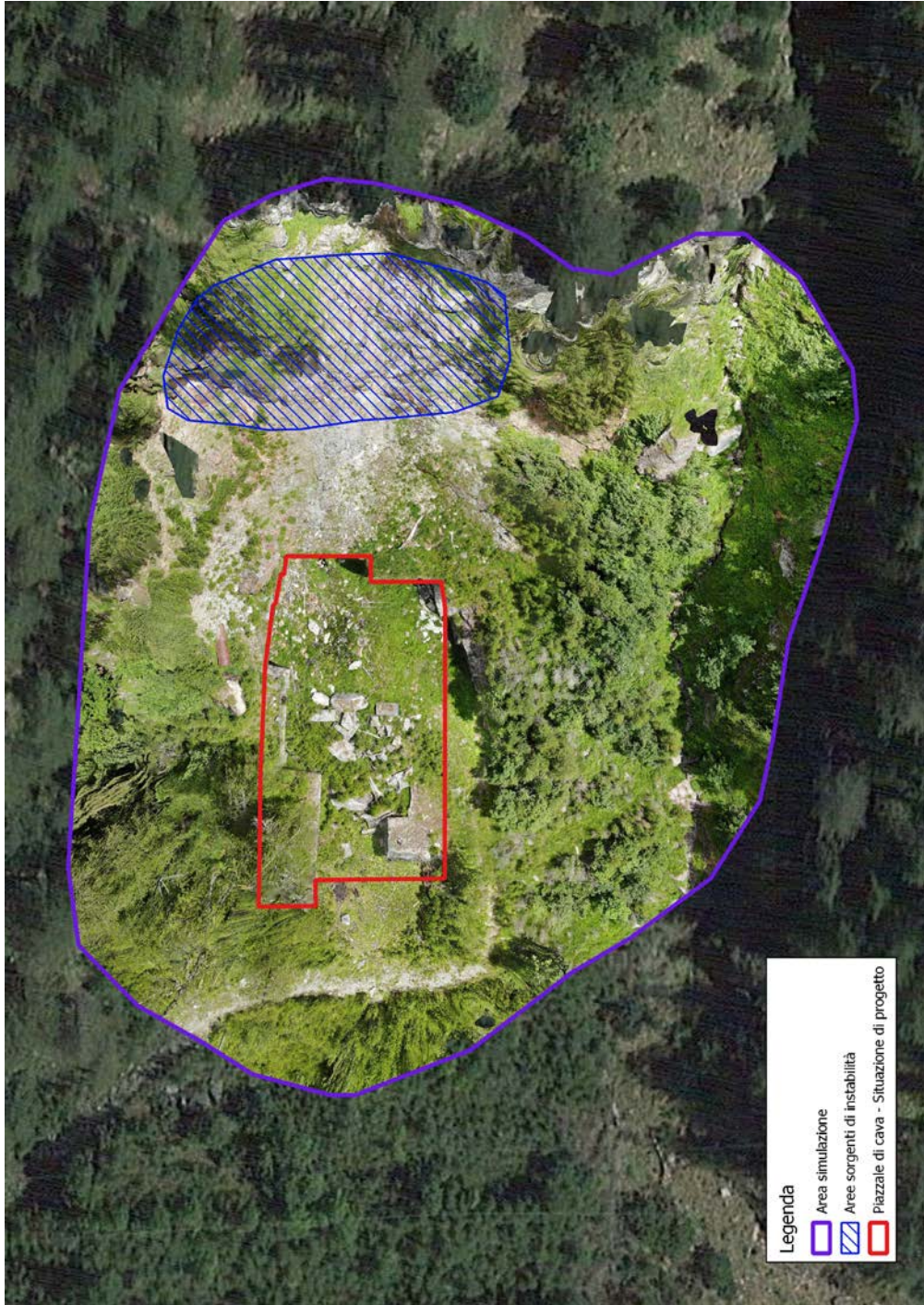
Rockyfor3D è un modello di simulazione che calcola la traiettoria di caduta nelle tre dimensioni (3D) per i singoli blocchi rocciosi (massi).

Rockyfor3D simula la traiettoria di caduta massi con un vettore che memorizza i valori tridimensionali (di posizione e velocità), attraverso il calcolo di una sequenza cadute libere del grave, descritte della classica legge parabolica di caduta libera in aria e di rimbalzi sulla superficie del pendio, nonché, se richiesto, urti contro gli alberi.

I dati d'ingresso richiesti consistono in un set di 10 mappe raster che definiscono:

- la topografia (DTM)
- la densità dei massi in ogni cella sorgente o punto di distacco
- altezza del blocco in ogni cella sorgente
- larghezza del blocco in ogni cella sorgente
- lunghezza del blocco in ogni cella sorgente
- la forma del blocco in caduta in ogni cella sorgente
- la scabrezza della superficie inclinata
- la scabrezza del versante incontrata con una probabilità del 20% da un blocco in caduta
- la scabrezza del versante incontrata con una probabilità del 10% da un blocco in caduta
- la tipologia del suolo (Fiume, palude o materiale in cui un masso potrebbe penetrare completamente, Materiale fine, Materiale fine fluviale, Detrito di falda, suolo compatto medio con piccoli massi o strade forestali, Detrito di versante o suolo compatto con grandi massi, Substrato roccioso con materiale fine di degradazione meteorica, Substrato roccioso, Strade asfaltate

Nel caso si debba effettuare una simulazione con foresta si possono scegliere due opzioni: l'utilizzo di un file che contiene le coordinate e di ogni singolo albero e il diametro del fusto misurato all'altezza del petto oppure la rappresentazione della vegetazione in quattro mappe raster che contengono: il numero di alberi per ettaro, la DPU media, la deviazione standard di DPU, la percentuale media di alberi di conifere.



Planimetria delle aree sorgente di instabilità

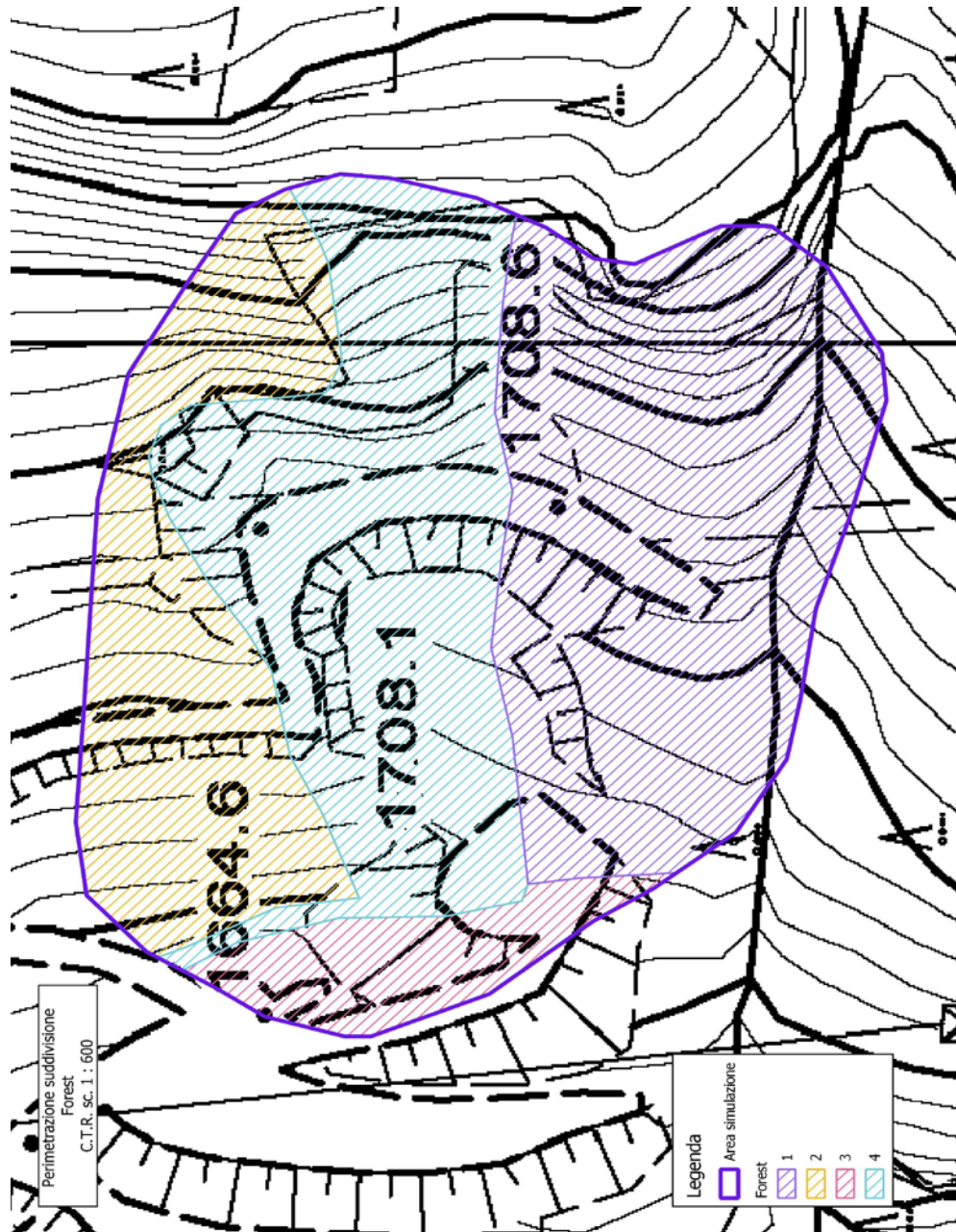
Sulla base di questi quattro raster, il modello assegna all'interno di ogni pixel, in modo casuale, un dato numero di alberi aventi un determinato diametro.

I dati topografici sono stati ricavati dal DTM ottenuto da elaborazione aerofotogrammetrica da drone (passo 0,5 m) mentre i parametri di restituzione dell'energia e di rugosità sono stati dedotti dalla bibliografia ufficiale in base alle caratteristiche litotecniche dei materiali che costituiscono lo strato superficiale delle aree percorse dalla traiettoria di simulazione ed all'uso del suolo.

L'inserimento dei parametri caratterizzanti, come descritto nel manuale, avviene tramite la suddivisione dell'area percorsa dalle traiettorie in zone omogenee dal punto di vista del terreno e della vegetazione interferente (vedi immagini alle pagine successive).

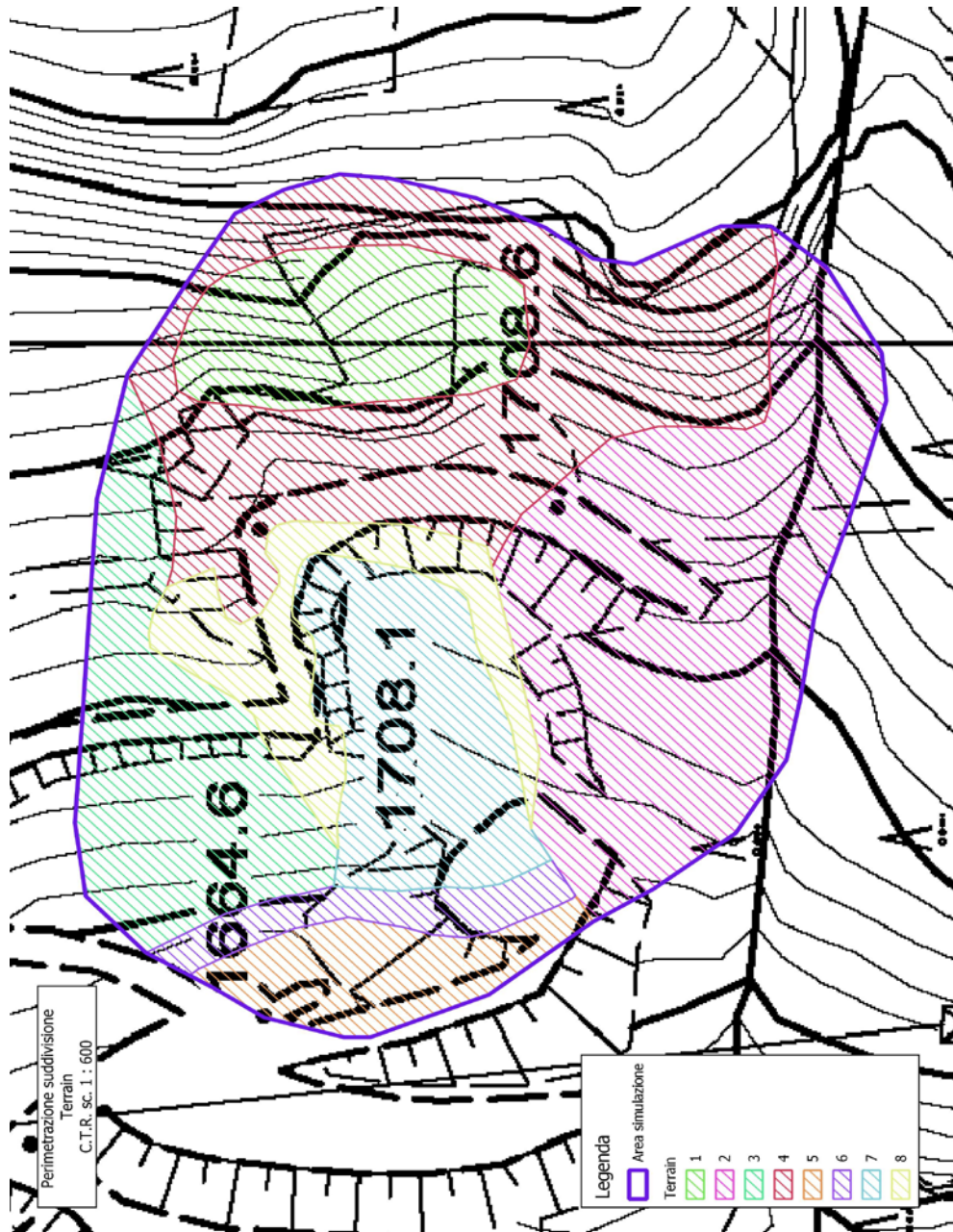
Le verifiche sono state condotte a partire dalle superfici di distacco corrispondenti agli affioramenti di substrato roccioso a monte evidenziato nell'apposita cartografia e descritti in precedenza.

Attraverso queste simulazioni sono state ottenute le traiettorie preferenziali dei blocchi in caduta e le aree di probabile invasione dei blocchi provenienti da monte all'interno dell'area di cava da utilizzare per l'analisi dei rischi cui sono sottoposte le maestranze impegnate nelle lavorazioni di estrazione.



nrtrees	dbhmean	dbhstd	conif_perc	Indice
200	30.00	10.00	50	1
200	30.00	10.00	50	2
200	30.00	10.00	50	3
0	0	0	0	4

Traiettorie caduta massi- simulazione 3D - suddivisione areale dei parametri relativi alla copertura forestale

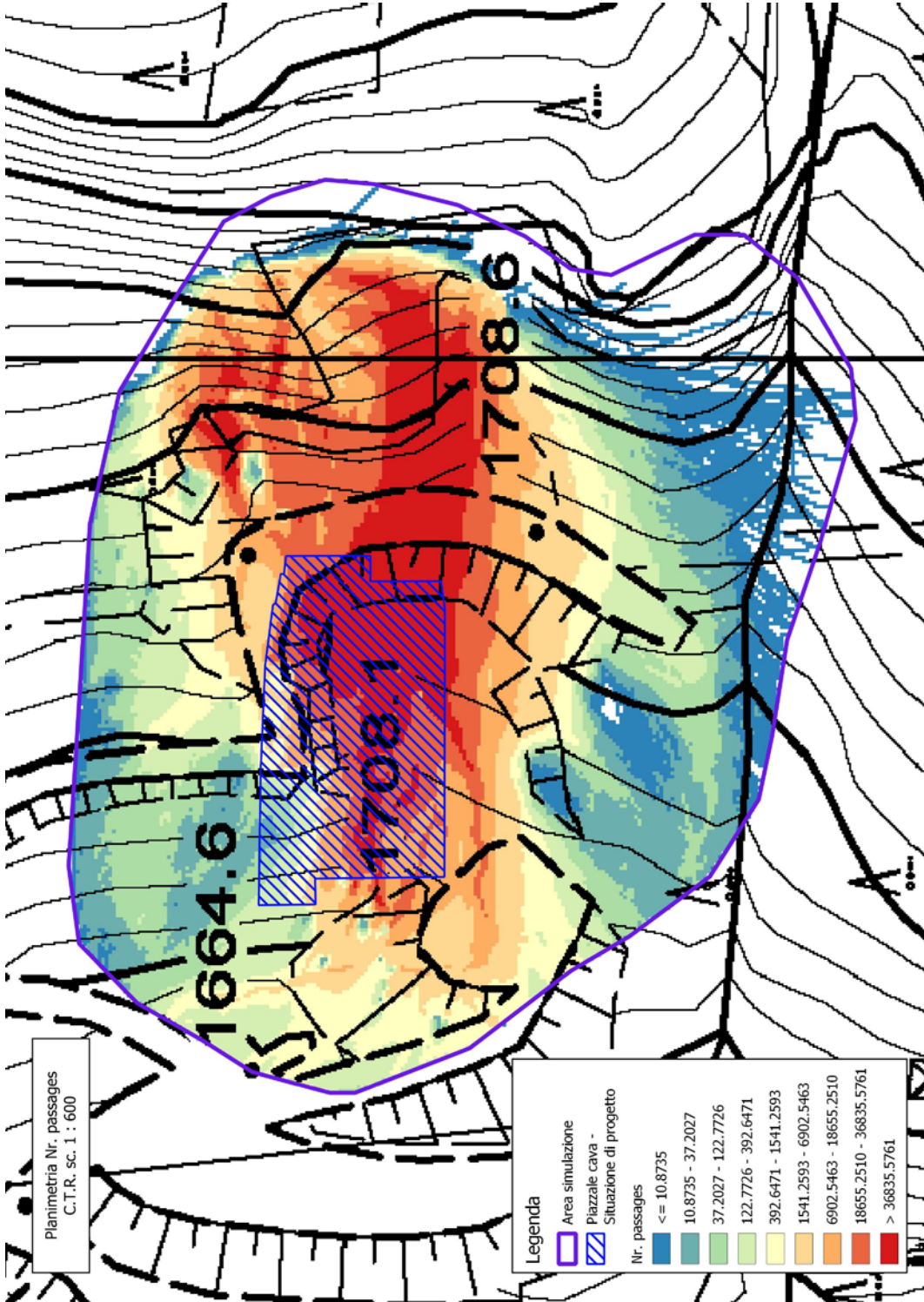


ROCDENSITY	BLSHAPE	D1	D2	D3	RG70	RG20	RG10	SOILTYPE	Indice
2600	3	1.20000000	0.6	1.20000000	0	0	0.05	6	1
0	0	0	0	0	0.05	0.1	0.2	4	2
0	0	0	0	0	0.05	0.1	0.2	4	3
0	0	0	0	0	0.05	0.1	0.2	4	4
0	0	0	0	0	0.05	0.1	0.2	4	5
0	0	0	0	0	0.03	0.03	0.03	3	6
0	0	0	0	0	0.03	0.03	0.03	3	7
0	0	0	0	0	0	0	0.05	6	8

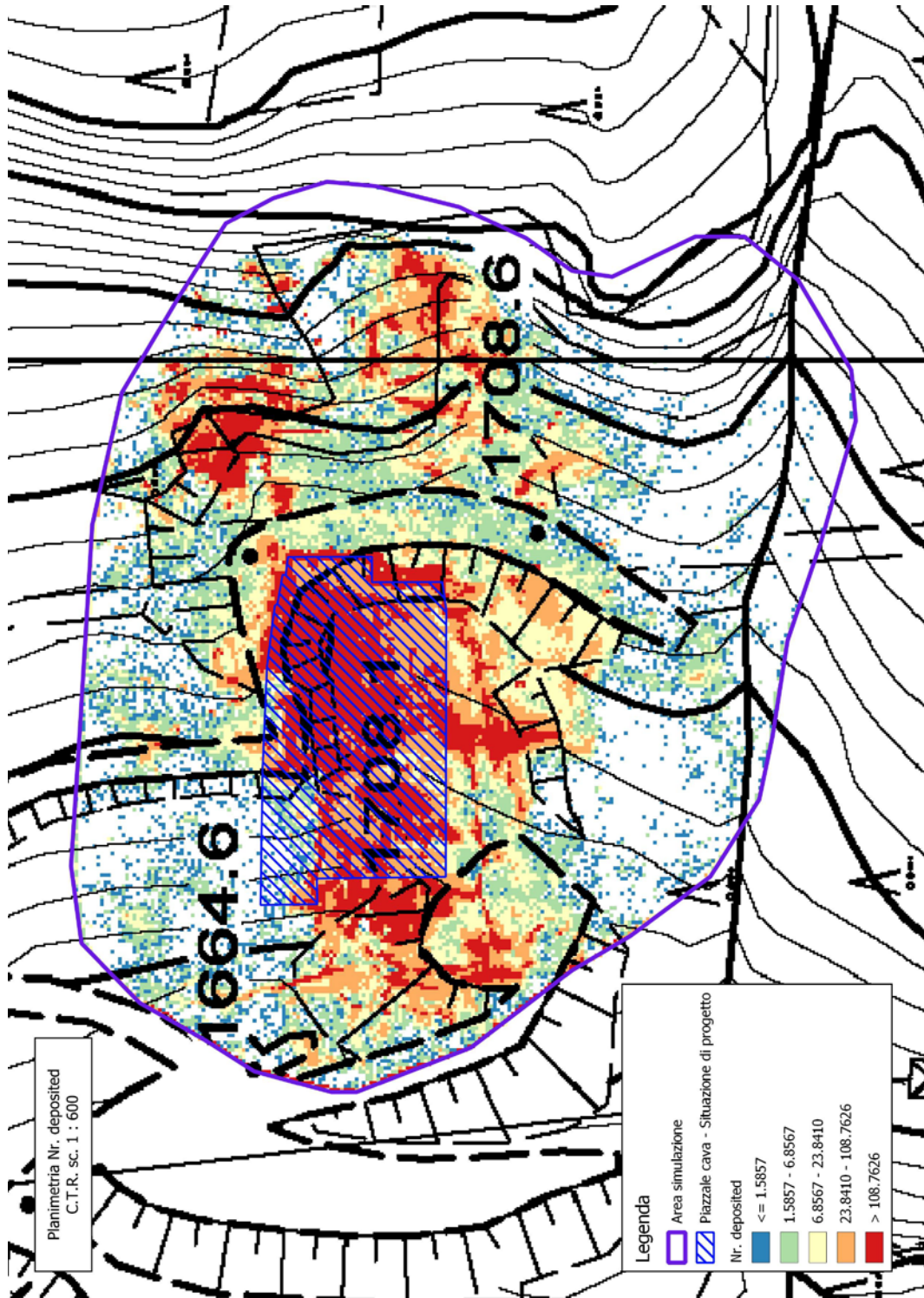
Traiettorie caduta massi- simulazione 3D - suddivisione areale dei parametri di restituzione caratteristici della litologia affiorante

Risultati dell'analisi 3D affioramento roccioso di valle

Planimetria traiettorie



Planimetria blocchi depositati



Planimetria probabilità

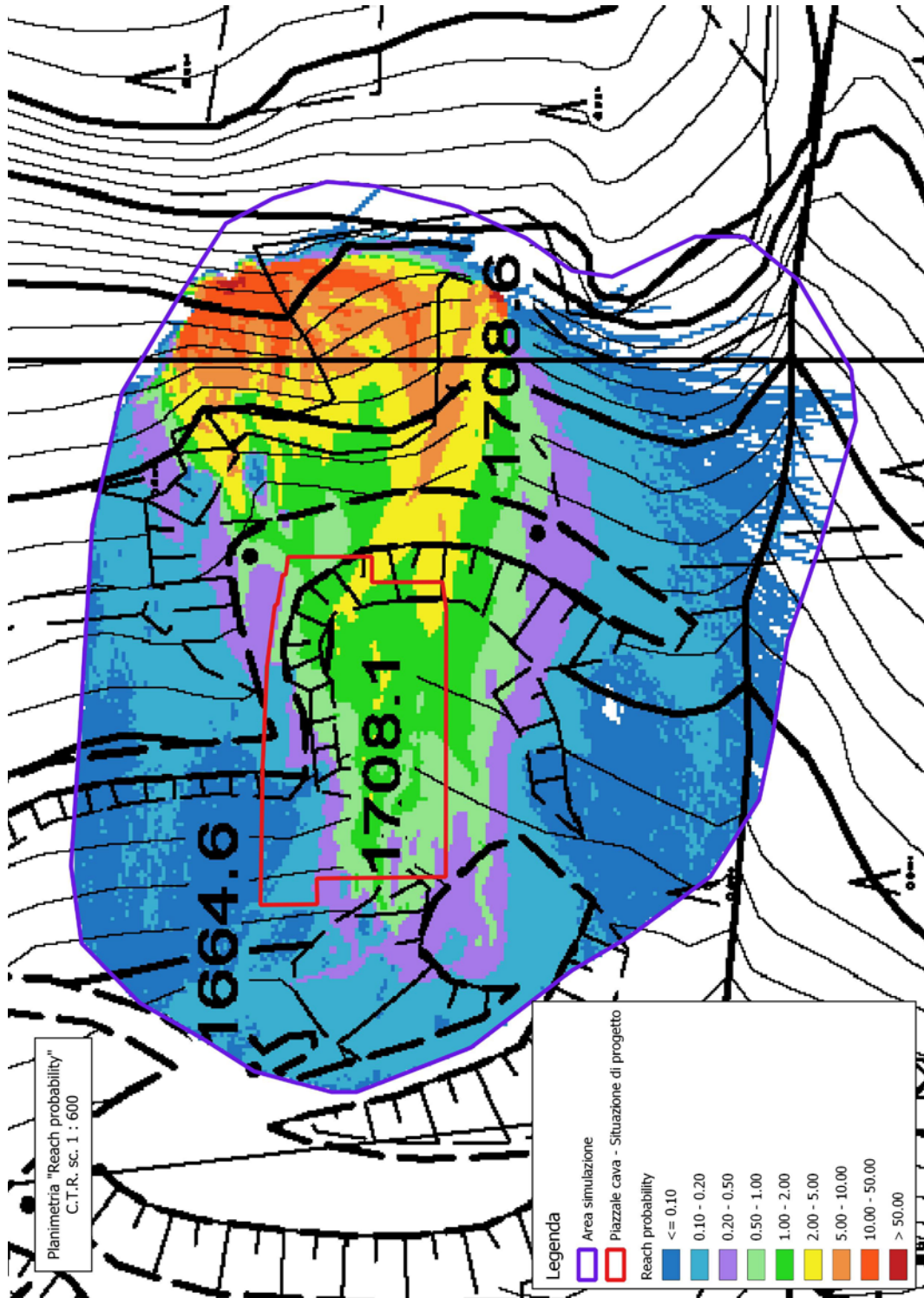


Tabella dati output

Rockyfor3D v5.2.15

simulation settings:

- rock volume variation = +/- 0
- nr. of simulations per source cell = 1000
- nr. of simulated falling rocks (total nr. simulations) = 3723000
- additional initial fallheight = 0.000000 m
- Simulation with forest and without nets

Overall simulated block volumes:

- min = 0.500000 m³
- mean = 0.500000 m³
- max = 0.500000 m³

Overall simulated energy values:

- maximum of the mean energy values = 901.600000 kj
- maximum energy value = 10706.500000 kj

Statistics on Energy Line Angles recalculated from simulated trajectories:

EL_angle[°]	frequency[-]	frequency[%]
0.00	4298.00	0.12
1.00	1805.00	0.05
2.00	11904.00	0.33
3.00	4872.00	0.14
4.00	1314.00	0.04
5.00	9906.00	0.28
6.00	13942.00	0.39
7.00	7018.00	0.20
8.00	5597.00	0.16
9.00	2530.00	0.07
10.00	5577.00	0.16
11.00	2614.00	0.07
12.00	22259.00	0.62
13.00	11183.00	0.31
14.00	20901.00	0.59
15.00	24283.00	0.68
16.00	33826.00	0.95
17.00	14953.00	0.42
18.00	23547.00	0.66
19.00	68236.00	1.91
20.00	26804.00	0.75
21.00	67340.00	1.89
22.00	54199.00	1.52
23.00	84948.00	2.38
24.00	116188.00	3.26
25.00	111211.00	3.12
26.00	159967.00	4.48
27.00	273162.00	7.65
28.00	290041.00	8.13
29.00	238602.00	6.68
30.00	218558.00	6.12

31.00	236014.00	6.61
32.00	252874.00	7.08
33.00	187954.00	5.27
34.00	137805.00	3.86
35.00	179504.00	5.03
36.00	128427.00	3.60
37.00	80392.00	2.25
38.00	85606.00	2.40
39.00	57978.00	1.62
40.00	66106.00	1.85
41.00	54781.00	1.53
42.00	19339.00	0.54
43.00	15724.00	0.44
44.00	13056.00	0.37
45.00	15005.00	0.42
46.00	23225.00	0.65
47.00	20679.00	0.58
48.00	7550.00	0.21
49.00	55814.00	1.56

Output rasters (for explanation see also: www.ecorisq.org/docs/Rockyfor3D.pdf, chapter 4)

- E_mean.asc: mean kinetic energy (Etrans + Erot) per raster cell [kJ]
- E_95.asc: 95% CL of the kinetic energy values per raster cell [kJ]
- Ph_mean.asc: mean normal passage height per raster cell [m]
- Ph_95.asc: 95% CL of the normal passage heights per raster cell [m]
- Nr_passages.asc: number of blocks passed through each raster cell [-]
- Nr_sourcecells.asc: number of source cells the simulated blocks originated from per raster cell [-]
- Reach_probability.asc: $(\text{Nr_passages} * 100) / (\text{Nr_sourcecells} * \text{Nr_simulations_per_source_cell})$ [%]
- Nr_deposited.asc: 1 number of blocks stopped in each raster cell [-]
- Rvol_deposit.asc: maximum block volume stopped in each raster cell [m3]
- Traj_time.asc: minimum time needed to reach a raster cell from the defined source areas [s]
- Tree_impact_heights.asc: maximum tree impact height per raster cell [m]
- Nr_tree_impacts.asc: number of tree impacts per raster cell [-]
- V_max.asc: absolute maximum simulated velocity per raster cell (m/s)
- EL_angles.asc: minimum recalculated Energy Line angle in each raster cell [°]