Comune di Riccò del Golfo
Provincia della Spezia
Regione Liguria

Cava Monte Parodi

Progetto per la riapertura di un polo di Marmo Portoro nell'ambito del complesso estrattivo della cava denominata "Monte Parodi"

Relazione geologica mineraria e di stabilità

Il committente: Ditta Dott. Carlo Agnese S.P.A.

Il tecnico: Dott. Geol. Luca Piaggi

- ALL. 4 -

-2012-

Studio Geologico Piaggi
Via Genova n. 442 -19123 La Spezia
Tel-Fax: 0187 –716658
www.sgeop.com
E-mail: lucapiaggi@gmail.com

INDICE

1. Premessa;
2. Normativa di riferimento;
3. Geologia, tettonica ed evoluzione paleogeografica – Note Generali;
4. Geologia, geomorfologia ed idrogeologia di dettaglio;
5. Carotaggi;
6. Rilievo strutturale e geomeccanico;
7. Prove di laboratorio;
8. Stima dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso;
9. Stima dei parametri del materiale da utilizzarsi per il rilevato di ricomposizione ambientale;
10. Calcolo dei parametri di progetto;
11. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e azioni;
12. Note sismiche;
13. Verifiche di stabilità dei fronti di cava;
14. Verifiche di stabilità dei gradoni;
15. Verifiche di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
16. Prescrizioni sulla realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale;
17. Caratteristiche idrologiche e meteoclimatiche dell'areale;
18. Schema dei deflussi profondi nel corpo del rilevato e dimensionamento del sistema drenante;
19. Regimazione idraulica delle acque superficiali;
20. Conclusioni;
21. Bibliografia;
22. Allegati;

1-PREMESSA

L'obiettivo del presente studio è approfondire la conoscenza geologica, geomorfologica, idrogeologica, geomeccanica, idraulica e di stabilità dell'area interessata dal progetto di coltivazione del marmo Portoro di Monte Parodi e sviscerare tali argomenti in rapporto al progetto stesso.

Al fine di definire correttamente tutti gli aspetti sopra descritti si è provveduto ad effettuare:

- rilievo geologico e geomorfologico di superficie;
- studio geologico-strutturale;
- studio geomeccanico sugli affioramenti;
- studio idrogeologico ed idraulico;
- studio fotogeologico e da satellite;
- carotaggi continui;
- analisi di laboratorio;
- verifiche di stabilità dei fronti;
- verifiche idrauliche;

2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'indagine in questione ha come obiettivo la verifica della compatibilità dell'opera in rapporto alle condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni, secondo quanto previsto dalle vigenti disposizioni di Legge:

- Decreto ministeriale 14/01/2008, 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. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore LLPP, Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- Eurocodice 8 (98), Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (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 da prove in sito (2002) – UNI;
- O.P.C.M. n. 3274/2003;
- O.P.C.M. n. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche dei comuni della Regione Liguria");
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria");
- L.R. 14/1990 "Tutela e valorizzazione del patrimonio speleologico";
- DGR 141 del 15/2/2008 "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse;
- DGR 141 del 05/02/2010 linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla DGR N°141/2008;
- Decreto Legislativo 30 maggio 2008, n. 117, Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie e che modifica la direttiva 2004/35/CE;
- Legge Regionale N. 12 DEL 10 04 1979 Liguria; Norme sulla disciplina della coltivazione di cave e torbiere (abrogata);
- Legge Regionale n°12 del 05/04/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva;

3-GEOLOGIA, TETTONICA ED EVOLUZIONE PALEOGEOGRAFICA – NOTE GENERALI

La zona di studio è si colloca sul versante occidentale del Monte Parodi, tra le quote di 550 e 625 m slm, al limite meridionale del territorio del Comune di Riccò del Golfo al confine con quello della Spezia, il contesto tettonico generale è quello appenninico.

A livello generale l'Appennino Settentrionale è una catena orogenica strutturalmente complessa, formatasi a partire dal Cretaceo superiore in seguito alla chiusura dell'Oceano Ligure-piemontese e alla conseguente collisione della placca europea con quella adriatica.

In questa complessa storia tettogenica si possono distinguere una fase oceanica ed una intracontinentale.

La fase oceanica inizia al limite tra il Cretaceo inferiore e il Cretaceo superiore e termina nell'Eocene medio con la completa chiusura dell'Oceano Ligure-piemontese. Durante questa

fase si forma un prisma di accrezione costruito dall'impilamento per sottoscorrimento verso O delle coperture oceaniche e di parte del loro basamento (Unità Liguri).

Nell'Eocene medio-superiore avviene la collisione tra il margine continentale europeo (Sardo-Corso) e quello adriatico, dando inizio alla fase intracontinentale dell'orogenesi appenninica.

La fase intracontinentale è contraddistinta dallo sviluppo di una tettonica a thrust e falde con sottoscorrimento verso O delle Unità Toscane prima, e di quelle Umbro-marchigiane poi, sotto le unità impilatesi precedentemente. Fenomeni gravitativi e di retroscorrimento accompagnano in superficie questa strutturazione crostale.

A partire dal Miocene medio, la fase compressiva è seguita da una fase distensiva, legata alla distensione crostale che ha portato all'apertura del Bacino Tirrenico.

Attualmente nel versante tirrenico è attivo il regime distensivo, mentre in quello adriatico il regime compressivo.

In particolare, durante il Cretaceo superiore–Eocene è avvenuto lo sradicamento delle Unità Liguri dal loro basamento oceanico con conseguente impilamento su se stesse secondo un ordine tettonico–geometrico che vede le unità più interne sopra quelle più esterne.

Tutto il complesso delle Unità Liguri si imposta a sua volta al di sopra dell'Unità di Canetolo (Eocene–Oligocene).

Successivamente, dopo la messa in posto della Falda Toscana (Miocene medio–superiore) sopra la più esterna Unità Cervarola–Falterona, le Unità Liguri hanno ripreso il loro movimento, mettendosi in posto prima sopra la Falda Toscana, e poi sopra l'Unità Cervarola–Falterona, a sua volta già sovrascorsa verso E sul Marnoso arenaceo (Dominio Umbro–Marchigiano).

Nel frattempo, nelle aree più occidentali, erano cominciati i movimenti distensivi che hanno portato, attraverso una serie di faglie dirette immergenti versi O (direzione appenninica), allo smembramento della catena a falde precedentemente costituita.

In tali condizioni si sono formate delle depressioni tettoniche (Graben), sempre più giovani da O verso E, associate a degli alti strutturali (Horst).

Tra i più antichi di questi bacini si possono ricordare le fosse tettonica della Val di Vara e della Val di Magra, separate dall'horst di Monte Picchiara-Monte Cornoviglio.

In questi ribassamenti tettonici del substrato si sono successivamente impostati i processi erosivi e quindi i corsi d'acqua che oggi ne occupano i fondovalle.

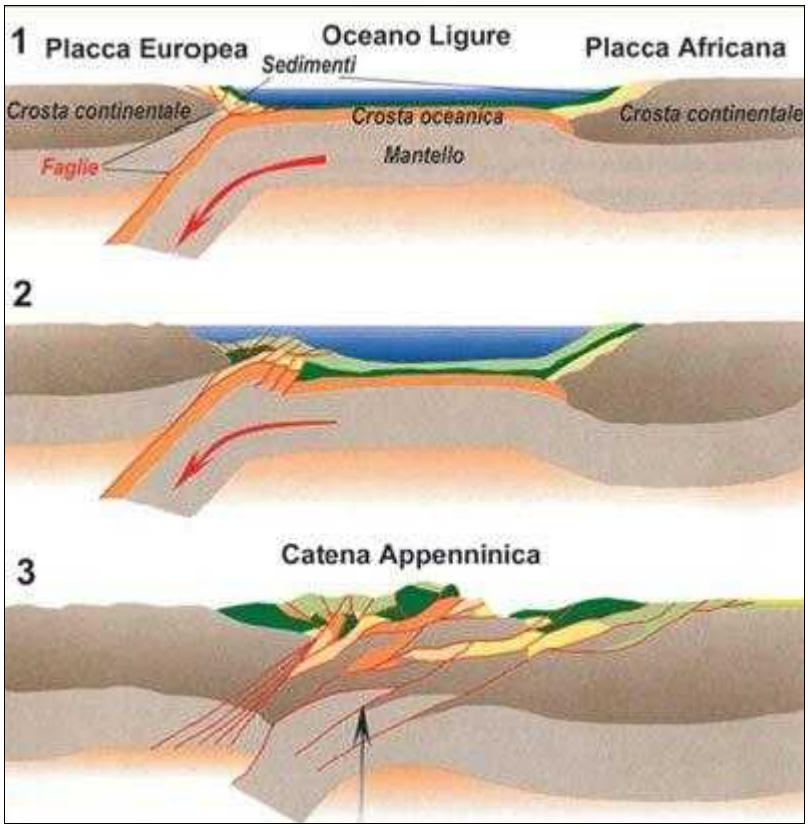


Figura: Schema dell'evoluzione orogenica dell'Appennino Settentrionale dal Cretaceo superiore al Miocene inferiore.

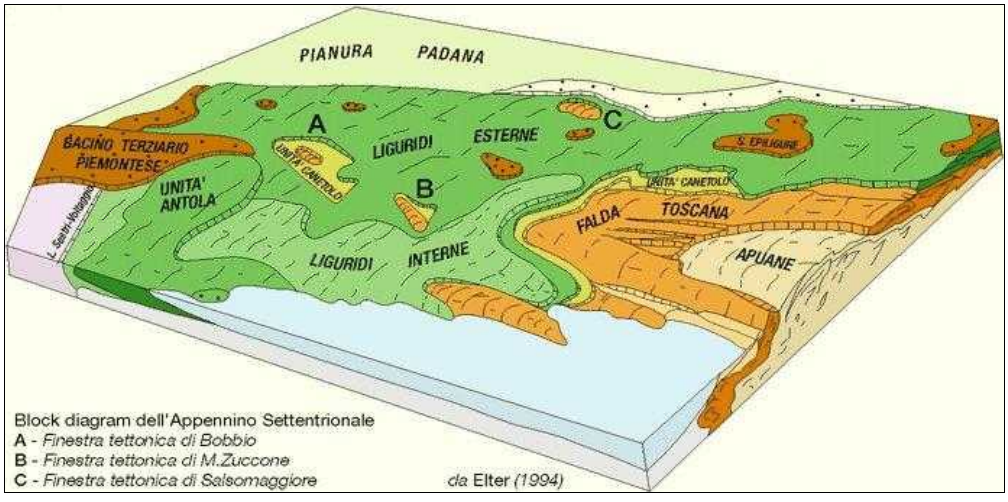


Figura: Schema della sovrapposizione tettonica delle principali unità presenti nell'Appennino Settentrionale.

La storia dei bacini del Vara e del Magra segue quella generale dell'area tirrenica, con movimenti distensivi, tracimazioni e catture che ne hanno segnato il percorso.

Nel Pliocene inferiore, circa 5 milioni di anni fa, la rete idrografica del territorio era impostata lungo due valli longitudinali con andamento NW–SE; il paleocorso del Vara aveva un andamento più rettilineo rispetto all'attuale e sfociava nell'area del golfo della Spezia, mentre il paleocorso del Magra si ricollegava con il Paleo-Serchio e portava le acque molto più distanti dalla attuale foce.

Durante il Pliocene superiore il Paleo-Vara ha conservato ancora il suo corso indipendente mentre il Paleo-Magra ha perso i suoi contatti con il Paleo-Serchio deviando bruscamente verso l'area del golfo attraverso la gola di Vezzano-Termo.

Durante questa fase, anche la rete idrografica dei bacini interni dei due fiumi principali ha subito delle modificazioni: sono stati infatti documentati fenomeni di cattura da parte del Taro.

In particolare, quest'ultimo ha dapprima inciso la catena di Monte Molinaccio e Monte Arsone catturando l'alto corso del Magra, a N dell'attuale Borgo Val di Taro, successivamente ha inciso la valle del Monte Orocco e Monte Zuccone catturando anche il tratto superiore del Vara. Tali cambiamenti hanno così ridotto i bacini montani del Magra e del Vara, che hanno assunto una conformazione prossima a quella attuale.

Nel Pliocene inferiore, a seguito del protrarsi dei movimenti distensivi che hanno interessato tutto il versante tirrenico dell'appennino, hanno avuto origine fosse tettoniche nelle quali si sono impostati i grandi bacini fluvio-lacustri: nella Val di Vara si è formato il lago di Sesta Godano e nella Val di Magra il grande lago di Pontremoli-Aulla. In tale contesto il fiume Magra è diventato un piccolo emissario che sfociava nella piana di Sarzana.

Successivamente con lo svuotamento di questi bacini ed in seguito a fasi tettoniche tardiva nell'area della foce, il Vara ha deviato il suo corso verso E portandosi alla confluenza con il Magra nella piana di Ceparana e raggiungendo così la conformazione generale del bacino che è attualmente possibile osservare.

Ai giorni nostri, l'ampia valle occupata dal Fiume Vara e dalla parte terminale del Fiume Magra si sviluppa parallelamente alla costa, con direzione circa NW-SE, costituendo un sistema completo ed articolato che raccoglie numerose valli secondarie.

Il bacino del Fiume Vara, alla confluenza con il Magra, ha un'estensione di circa 600 km^2, mentre dalla confluenza allo sbocco in mare, il bacino del Fiume Magra è di circa 122 km^2.

Il bacino è racchiuso da due allineamenti montuosi piuttosto elevati tranne nella estrema parte meridionale, dove si presenta aperto. Tra le vette più elevate dello spartiacque orientale troviamo il Monte Gottero (1639 m) ed il Monte Zatta (1404 m), dalle cui pendice ha origine il Fiume Vara, inizia il crinale occidentale del bacino.

La maggior parte dei rilievi che delimitano la valle e la suddividono in valli secondarie, sul cui fondo scorrono gli affluenti del fiume, hanno un'altezza compresa tra 700 e 1200 m s.l.m..

Tra gli affluenti principali si può ricordare in sinistra orografica il Torrente Gottero che si immette nel Fiume Vara in prossimità di Sesta Godano, mentre sulla sponda destra, dopo Borghetto di Vara, sono presenti tra gli altri, i torrenti Pignone e Graveglia.

Per quanto riguarda il profilo longitudinale del Fiume Vara si può osservare che la pendenza, elevata nella parte iniziale del corso d'acqua, tende a diminuire lungo il suo percorso fino ad arrivare a pendenze molto basse nel tratto terminale, dopo la confluenza con il Fiume Magra.

4-GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA ED IDROGEOLOGIA DI DETTAGLIO

4.1 Geologia e geomorfologia

Dal punto di vista tettonico-strutturale siamo in presenza della nota piega della Spezia, un'anticlinale rovesciata che interessa tutto il promontorio occidentale spezzino. Tale piega è poi interessata da numerose faglie anche di notevole estensione che hanno direzione parallela a quella del promontorio stesso e si sono originate conseguentemente alla fase di distensione post - orogenica dell'appennino.

Dal Punto di vista geolitologico all'interno dell'area di cava sono presenti i seguenti litotipi:

FORMAZIONE DI BIASSA: Dolomie e calcari dolomitici cristallini, grigio chiari o rosati, in strati di spessore variabile da 10 cm a 4-5 m, regolarmente alternati a bande calcareo-dolomitico-marnose spesse qualche centimetro, di colore grigio chiaro, grigio scuro e rosato (Hettangiano).

DOLOMIE DEL M. CASTELLANA: Dolomie calcaree, saccaroidi biancastre o giallastre, massive o grossolanamente stratificate, con parti più o meno estese ed irregolari di protolite, costituito da calcilutiti grigio scure con tracce di stratificazione (Retico sup-Hettangiano).

PORTORO: Banchi di calcari grigio scuri fino a neri, con fratture nodulari e con macchie dolomitiche bianche e gialle, alternati a banchi metrici di dolomie grossolanamente cristalline biancastre o giallastre (Retico sup-Hettangiano).

FORMAZIONE DI LA SPEZIA
Membro dei calcari di Portovenere: Strati decimetrici di calcari grigio scuri con interstrati marnosi o dolomitici e con rare tempestiti a lumachelle, livelli metrici di marne e varie dolomie saccaroidi. A tetto gli "strati di Grotta Arpaia": argilliti e marne nerastre, nodulari con lumachelle (Retico).

Membro dei calcari e marne di M. S. Croce: Strati e banchi di calcari grigio-scuri e livelli marnosi grigi e giallastri irregolarmente alternati; intercalazioni di banchi di dolomie saccaroidi biancastre e di calcari oolitico-bioclastici; frequenti strati gradati di tempesta con lumachelle a lamellibranchi prevalenti (Norico-Retico).

In particolare l'oggetto dello studio è stato il litotipo Portoro di seguito descritto più dettagliatamente:

- **Tarso e Portoro** (Retico sup-Hettangiano) - Il passaggio tra "Calcari di Portovenere" ed le successive "Dolomie del M. Castellana"" è occupato, nella serie della Spezia, da banchi di calcari dolomitizzati e da dolomia saccaroide. Quest'ultima è assimilata, nella classificazione locale, ai "Calcari Massicci" (Hettangiani) della Falda Toscana s.s. per analogia di posizione stratigrafica. Il Tarso ed il Portoro si rinvengono spesso, in associazione alla base della formazione suddetta nella zona di contatto con i Calcari di Portovenere. In particolare, il Tarso, situato proprio lungo il suddetto contatto, è costituito da dolomie a grana saccaroide chiare, giallastre o rossastre, in cui appare evidente l'originaria struttura di breccia intraformazionale ad elementi spigolosi, cementata da materiale più scuro, obliterata da processi di dolomitizzazione e ricristallizzazione secondari che conferiscono alla roccia un elevato grado di compattezza. Il Portoro invece, noto come pietra pregiata da rivestimento, è costituito da un calcare micritico nero, a strati sottili o nodulare, con chiazzature dolomitiche sia bianche che rosate o dorate spesso abbellito dalla presenza di giunti stilolitici aranciati o rossi per concentrazioni d'ossidi di ferro. Le chiazze bianche sono formate da dolomia saccaroide per un processo di dolomitizzazione parziale, quelle rosate da dolomia a grana fine. Il Portoro si presenta in bancate di vari spessori, la principale delle quali è presente proprio nelle zone de promontorio occidentale della Spezia. Per quanto riguarda la giacitura occorre sottolineare che la bancata principale ha subito stiramenti, spostamenti e

fratturazioni che ne hanno ridotto la potenza. Dall'esame degli affioramenti presenti nell'areale si possono rilevare piani di frattura, vere e proprie soluzioni di continuità, ovvero faglie con spostamenti reciproci degli strati che localmente hanno determinato profonde anomalie giaciturali e deterioramento delle caratteristiche meccaniche e di commerciabilità della bancata stessa. Normalmente il banco di portoro si distingue non solo per la sua giacitura, inclinazione, direzione potenza, ma principalmente per la singolare struttura della pasta marmorea e relativa disposizione cronologica delle macchie. Esaminando in sezione il banco di portoro, secondo un piano normale alla stratificazione si possono distinguere le varie qualità del marmo, che nel complesso si presenta con fondo nero e venatura e macchia piritica ad ocraceo limonitica di un colore giallo oro. Nelle qualità e varietà man mano di minor pregio il nero si va sempre più schiarendo, fino ad assumere una tonalità bardigliacea grigio – chiara, mentre le parti giallo dorate vanno via via ingiallendo in una tonalità rugginosa di minor contrasto. Sinteticamente la stratigrafia del portoro può essere così definita:

- Sotto lo strato chiaro dolomitizzato di Tarso è situato un livello di pochi decimetri definito come "Corsetto" che talvolta presenta infiltrazioni dolomitiche, risultando quindi di qualità inferiore.
- Il primo strato vero e proprio è lo "Scalino" di spessore 80 – 100 cm, costituito da fondo nero con circa cinque venature sottili, giallo - oro. E' classificato di qualità Extra.
- Il secondo strato, denominato "Banco" di spessore 1,2 – 1,5 m, caratterizzato da fondo nero e circa sette venature giallo - oro, con venature larghe meno gialle, tendenti al bianco. E' classificato anch'esso di qualità Extra.
- Il terzo strato, denominato "Sottobanco", di spessore 1,0 – 1,5 m ha fondo nero con venature larghe meno gialle, tendenti al bianco, con infiltrazioni di macchie bianche. Può presentare infiltrazioni e la qualità è inferiore.
- Il quarto strato è definito come "Zoccolo" e lo spessore non è sempre definibile, in genere varia tra i 3 e 4 m. Si presenta con fondo nero ma non esiste una regolarità nella macchia. Normalmente le venature e le macchie sono bianche, larghe e diffuse.
- Segue uno strato denominato "Sottozoccolo" che si presenta con fondo nero e alternanza di livelli a macchia gialla e livelli a macchia bianca. Lo spessore è molto variabile, tra i 4 e i 15 m.
- Abbiamo poi la "Macchia fine", caratterizzata da macchie di color oro, bianche e vinato, di spessore di circa 3 m. Questo livello è pregiato, ma molto discontinuo.
- Infine si ha lo strato di "Bianconero", con fondo grigio scuro e macchie bianche, di spessore variabile, generalmente limitato, che sfuma al calcare massiccio. Occorre sottolineare che quanto sopra descritto è a livello generale, poiché il Portoro, data anche la sua origine, non è sempre omogeneo.

Dalla strada di accesso alla cava, giungendo al piazzale di scavo attuale, si possono osservare tutti questi litotipi che si susseguono dal basso verso l'alto con contatti stratigrafici e tettonici sempre orientati verso SW (mediamente N240/50 in dip direction); in particolare sono presenti due contatti tettonici tra il Portoro e le Dolomie del Monte Castellana, che raddoppiano la serie, probabilmente per causa di un thrust con vergenza verso SW poi successivamente fagliato da una fase distensiva.

Questo ha portato alla suddivisione della successione di Portoro in due lenti allungate in direzione N 320 della larghezza media di, rispettivamente, 40m (lente di NE) e di 30m (lente si SW).

Le due lenti sono lunghe, dal limite di cava, circa 200 m e si interrompono, nella parte di SE contro una breccia dello spessore di circa 10 metri, che mette in contatto le Dolomie del Monte Castellana con il Portoro; tale breccia è una zona di faglia, orientata circa N170/70 (in dip direction).

Al di sotto della strada di accesso della cava, data la presenza di un ravaneto (generato dalla vecchia coltivazione del Portoro) non è stato possibile definire la precisa forma e dimensione delle lenti di Portoro, che, con tutta probabilità si andranno a chiudere a NW.

La faglia e il thrust hanno medesima direzione, ma differente immersione, pertanto creano, come mostrato nelle sezioni interpretative allegate, un trapezio di Dolomie del Monte Castellana tra le due lenti di Portoro.

Il progetto di sfruttamento del Portoro si riferisce alla lente posta verso SE, quella più lontana dalla cava di estrazione della Dolomia, poiché più sana e di pregio.

4.2 Idrogeologia e idrologia

La situazione idrografica della zona di cava è piuttosto semplice e caratterizzata da alcuni impluvi naturali che fanno capo al fosso di Carpena che versa le sue acque nella piana carsica di San Benedetto.

Poiché la zona direttamente interessata dal progetto di escavazione si pone in prossimità del crinale, l'idrografia superficiale è assente e le acque meteoriche che non s'infiltrano scorrono a valle in forma laminare senza ristagni ed erosioni.

In particolare le acque piovane del bacino estrattivo sono attualmente regimate e addotte alle vasche di sedimentazione prima di essere inviate al piccolo impluvio che le porta al fosso di Carpena.

Nell'areale investigato mancano sorgenti vere e proprie, sia perenni che stagionali, ed inoltre buona parte delle acque meteoriche viene assorbita dai terreni e lo scorrimento superficiale è molto modesto anche in occasione di eventi meteorici intensi.

In riferimento alla permeabilità dei terreni sulla base delle condizioni geologiche sopra esposte si ha:

- Dolomie di Monte Castellana, Portoro e Formazione di Biassa: rocce aventi discreta permeabilità per fratturazione e carsismo. Si deve comunque evidenziare che dall'esame delle fronti di scavo non sono visibili fenomeni carsici.

- Calcari e marne di Monte Santa Croce, Calcari di Portovenere, Formazione di Ferriere e Calcare Rosso Ammonitico: la permeabilità è dovuta prevalentemente alla fratturazione e limitatati carsismo con grado inferiore al massiccio soprattutto per la presenza dei livelli degli interstrati marnosi che oltre a limitare lo scorrimento, con le parti fini tendono a chiudere le fessure. In particolare la Formazione di Ferriere può divenire molto poco permeabile in presenza di livelli prevalentemente marnosi - argillosi.

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 e condizionata, oltre che dal drenaggio operato dalle fratture, dagli eventuali fenomeni carsici, dai livelli o interstrati marnosi - argillosi presenti nelle formazioni affioranti.

5-CAROTAGGI

All'interno dell'area di cava sono stati eseguiti n°7 sondaggi con lo scopo di individuare la reale estensione volumetrica del litotipo Portoro e determinarne le caratteristiche geomeccaniche.

Per le stratigrafie di dettaglio vedere i diagrammi dei carotaggi allegati; di seguito vengono descritti i carotaggi uno ad uno:

Carotaggio 1: è stato eseguito nella parte Sud della lente di Portoro posta a Sud/Ovest della cava, ad una quota di circa 588 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 20 m dal piano di campagna. Il sondaggio ha individuato fino a 7,60 m il Portoro al di sotto del quale sono presenti le Dolomie del Monte Castellana con all'interno un'intercalazione di Argillite. Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche del Portoro, i valori di RQD mostrano una

bassa percentuale di recupero, dovuta sia alla vicinanza di un contatto tettonico, sia all'utilizzo, nelle immediate vicinanze e direttamente nell'area, di esplosivi in foro per l'estrazione della dolomia.

Carotaggio 2: è stato eseguito nella zona centrale della lente di Portoro posta a Nord/Est, ad una quota di circa 588 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 25 m dal piano di campagna. Il sondaggio ha individuato la presenza del Portoro fino ad una profondità di 20,80 m, tra 20,80 e 22,80 vi è un'alternanza tra il Portoro e i sottostanti Calcari di Portovenere. Le caratteristiche geomeccaniche del Portoro risultano scadenti nei primi 3 m, per poi divenire "buone/molto buone" fino a 17 m dal p.c., per poi tornare discrete in prossimità del passaggio ai Calcari di Portovenere.

Carotaggio 3: è stato eseguito nella zona centrale della lente di Portoro posta a Sud/Ovest, ad una quota di circa 573 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 24,50 m dal piano di campagna. Il sondaggio ha individuato il Portoro fino ad una profondità di 22 m. All'interno del Portoro, tra i 6,40 e i 13 m, vi è un'alternanza tra questo ed il Tarso. Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche, i valori di RQD indicano discrete percentuali di recupero nei primi 3 m, che aumentano con la profondità.

Carotaggio 4: è ubicato nella zona Nord della Lente di Portoro posta a Nord/Est, ad una quota di circa 551 m s.l.m., lungo la strada di cava, raggiungendo una profondità di 20 m dal piano di campagna. Il sondaggio individua terreno di riporto fino a 5,70 m, al di sotto del quale sono stati individuati il Tarso fino a 13,00 m ed un'alternanza tra quest'ultimo ed i sottostanti Calcari di Portovenere (Calcari di Grotta Arpaia) fino alla profondità di 14,30 m. La percentuale di recupero RQD nel Tarso risulta buona.

Carotaggio 5: è stato eseguito nella zona Nord della lente di Portoro posta a Sud/Ovest, ad una quota di circa 551 m s.l.m., lungo la strada di cava, raggiungendo una profondità di 14 m dal piano di campagna. Il sondaggio mostra la presenza di terreno di riporto fino a 3,50 m, una piccola lente di Portoro fino a 5,40 m e le brecce fino a fondo sondaggio. Le caratteristiche geomeccaniche del Portoro risultano da discrete a scadenti.

Carotaggio 6: è ubicato nella zona centrale della lente di Portoro posta a Nord/Est, ad una quota di circa 579 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 25 m dal piano di campagna. Il sondaggio ha individuato il Portoro fino a 13 m ed il Tarso fino a 16,6. Tra 16,60 e 20,00 m vi è un'alternanza tra il Tarso ed i sottostanti Calcari di Portovenere. Le caratteristiche geomeccaniche del Portoro risultano discrete fino a 2 m, passando a "buone/molto buone" fino a 10 m dal p.c., per poi tornare discrete in prossimità del passaggio ai Calcari di Portovenere.

Carotaggio 7: è stato eseguito nella zona Sud della lente di Portoro posta a Nord/Est, ad una quota di circa 613 m, raggiungendo una profondità di 30 m dal piano di campagna. Il carotaggio ha individuato la presenza del Portoro fino a fondo sondaggio. Le caratteristiche geomeccaniche risultano "buone" ad eccezione del primo metro di profondità corrispondente al cappellaccio di alterazione. Dal carotaggio sono stati prelevati e lucidati n° 2 campioni posti alle profondità di 11,60 e 22,50 m dal p.c..

Si fa presente che il progetto di sfruttamento del Portoro viene effettuato sulla lente più esterna cui fanno riferimento i carotaggi n. 2 – 6 e 7, che risultano essere quelli in cui è stato riscontrato marmo di qualità.

6-RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Nell'ambito di questo studio sono stati ripetuti i rilievi geomeccanici, con esame di tutte le discontinuità dell'ammasso roccioso, necessari per le verifiche di stabilità del fronte di cava, in modo da confermare o meno i parametri ottenuti con quelli effettuati in fase di progettazione sui fronti di vecchi scavi presenti nell'ambito considerato.

Sono stati eseguiti 2 stendimenti (S1, S2), di lunghezza di circa 50 metri ciascuno, per un totale di 100 metri rilevati lungo il fronte.

I dati ottenuti confermano appieno quelli dei rilievi precedenti eseguiti in fase di progetto e pertanto i parametri geomeccanici non sono cambiati sostanzialmente.

Detti valori sono stati analizzati con apposito software (Dips© di Rocscience) per 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.

Tale assunzione, ovviamente, ha talvolta carattere di arbitrarietà e, del resto, sovente i dati di campagna non permettono di poter stabilire se la distribuzione possa essere di tipo diverso, pur se concettualmente sia possibile.

Tale asserzione trova riscontro anche nelle note "Rock Engineering – course notes by E. Hoek" (2001), laddove si sottolinea come la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici sia ben approssimata da una distribuzione di tipo normale, a meno di non avere a disposizione una rilevante mole di dati da cui derivare un tipo diverso di rappresentazione.

La distribuzione spaziale per settori delle stesse è stata successivamente indagata mediante l'ausilio delle rappresentazioni stereografiche per evidenziare all'interno dell'area eventuali distribuzioni locali dei giunti.

Tramite detto software è stato possibile produrre lo stereogramma delle linee delle discontinuità, dei poli delle discontinuità, e l'analisi statistica dei dati.

L'elaborazione statistica delle giaciture è stata eseguita prendendo come campioni di popolazione le giaciture rilevate lungo gli stendimenti effettuati nel fronte di cava.

Avendo riscontrato una omogeneità nelle giaciture rilevate in sito, le analisi di stabilità sono state effettuate sulla base delle famiglie di discontinuità ottenute elaborando i dati osservati in campagna.

I dati sono stati analizzati statisticamente per ricavare i parametri tipici delle caratteristiche strutturali dell'ammasso roccioso:

- numero di famiglie
- spaziatura
- persistenza
- apertura
- caratteristiche superficiali

Nella figure delle pagine seguenti si riportano, mediante rappresentazioni stereografiche, la distribuzione della densità dei poli dei piani di frattura complessivamente rilevati in tutta l'area, nonché le ciclografie ed i poli corrispondenti dei piani medi individuati.

Famiglia	Imm./Inc.	Apertura (mm)	Riempimento	Frequenza (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione	Schmidt test (Mpa)
K0	228/50	1-5mm	Hf/Sf	0,3-1,5	P	r	Dy	L	55
K1	275/63	1-3mm	Hf/Sf	0,4-1,5	P	r	Dy	L	52
K2	94/47	1-5mm	Ass-Hf	0,8 – 2,2	P	sm	Dy	L	56
K3	344/70	1-5mm	Ass-Sf	1,2 – 3,0	P	sm	Dy	L	52

Legenda:
Morfologia piccola scala:
r = rough (ruvido)
dr = slightly rough (debolmente ruvido)
sm = smooth (planare)
sl = slickensied (liscio)

Morfologia grande scala:
S = stepped (scalettato)
U = undulating (ondulato)
P = planar (planare)

Riempimento:
ass = assente
Hf < 5 mm (hard filling)
Hf > 5 mm (hard filling)
Sf < 5 mm (soft filling)
Sf > 5 mm (soft filling)

Circolazione idrica:
Dy dry (secca)
Da damp (umida)
W wet (bagnata)
Dr dripping (gocciolante)
Fl flowing (fluente)

Alterazione:
H – High
M – Medium
L – Low

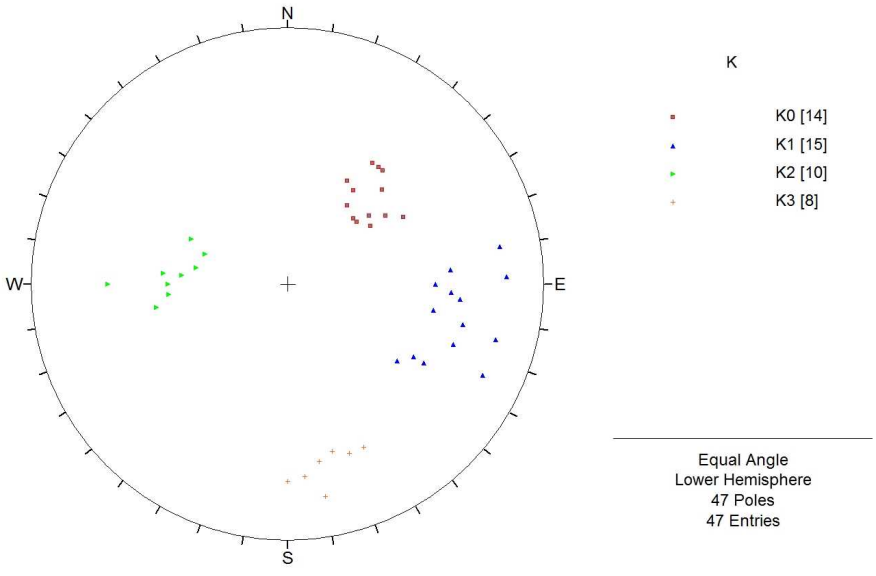


Fig. - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

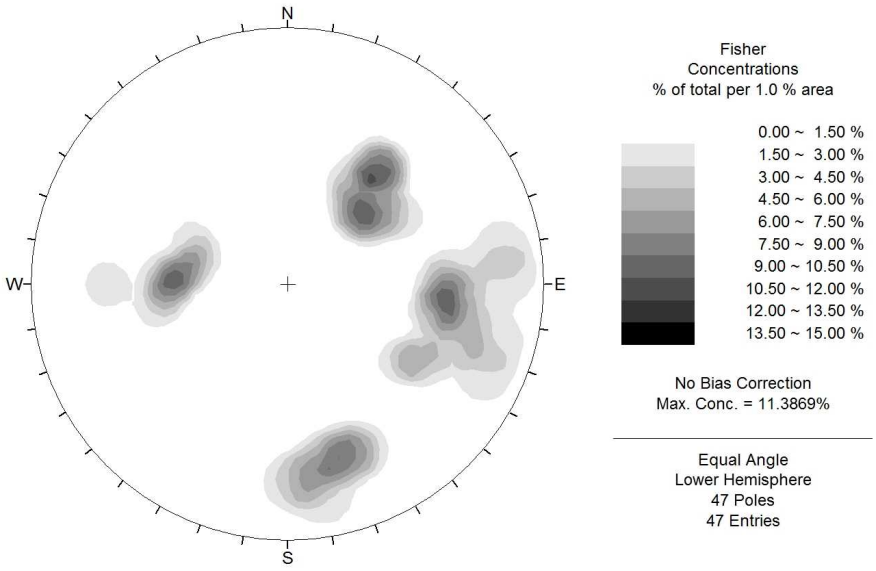


Fig. - Contour delle discontinuità.

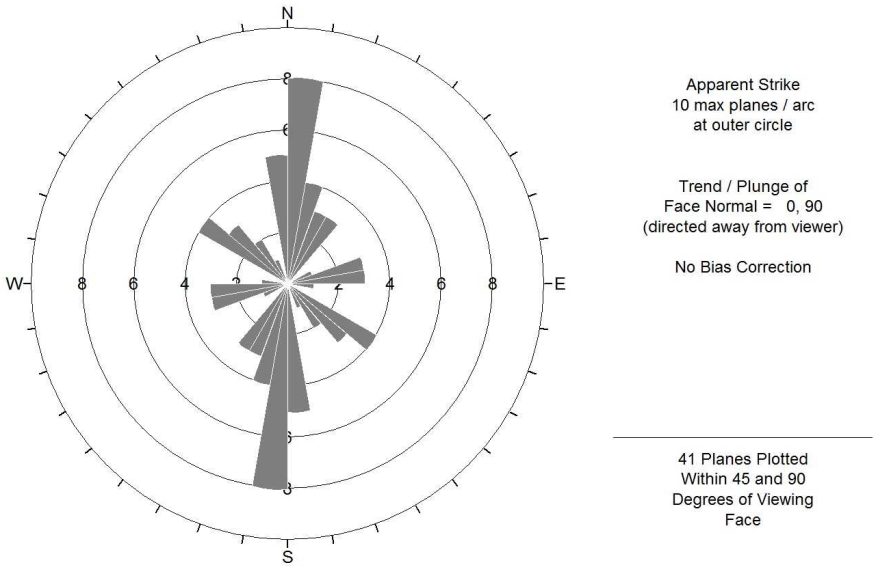


Fig. - Rose diagram.

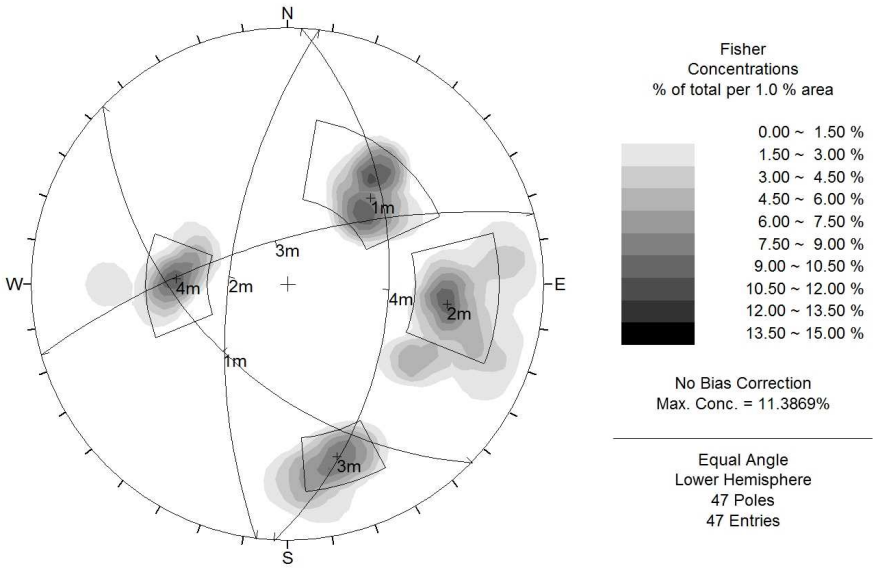


Fig. - Contour delle discontinuità con individuazione dei sets principali e tracce ciclografiche dei piani principali.

6.2 Applicazione di classificazioni tecniche

Gli ammassi rocciosi sono strutture composte da una matrice intatta separata da giunti o discontinuità, serrate o più o meno aperte, talvolta riempite da materiale di origine secondaria.

Le discontinuità hanno pertanto una fondamentale importanza per il comportamento meccanico dell'ammasso roccioso che, dal punto di vista geomeccanico, viene assimilato ad un aggregato di blocchi, più o meno giustapposti.

La caratterizzazione geomeccanica consiste quindi nella definizione dei parametri geomeccanici e geometrici più significativi e nell'individuazione di un modello che meglio approssimi il comportamento dell'ammasso, assimilandone il comportamento ad un mezzo "continuo" equivalente.

Gli indici attaualmente più utilizzati per la classificazione geomeccanica degli ammassi sono l'RMR il GSI e l'indice Q' (derivato da Q).

Sono state poi proposte correlazioni che consentono di valutare i parametri di resistenza, deformabilità e permeabilità di un ammasso a partire dagli indici ottenuti.

6.3 Classificazione RMR e GSI

Una prima versione della classificazione RMR è stata proposta da Bieniawski nel 1973 e nel 1976; una seconda versione, con la modifica di alcuni parametri relativi soprattutto alla spaziatura e alle caratteristiche dei giunti, è stata proposta nel 1979 ed è stata poi ripresa nel 1989, è di fatti conosciuta come RMR_{89}.

La valutazione dell'indice è ottenuta come somma di rating parziali relativi a caratteristiche della roccia e dei giunti, come illustrato più dettagliatamente di seguito.

Il valore così ottnuto (RMRb) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che

tiene conto dell'orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione dei fronti.

Circa l'attribuzione dei parametri fisico-meccanici del substrato, sono stati utilizzati i dati geomeccanici ricavati sul terreno uniti a valori reperibili in bibliografia.

Gli indici parziali sono:

1. La resistenza alla compressione uniassiale (R1) è stata misurata in superficie mediante lo sclerometro ed operando la media di almeno 10 valori ottenuti per punto di campionamento.
2. I valori dell'RQD (Rock Quality Designation - R2) sono stati ottenuti dai dati medi ricavati dai carotaggi e confrontati con i dati ricavati attraverso l'espressione di Palmstrom nella forma: RQD=115 - 3,3 jv dove jv rappresenta il numero medio delle discontinuità per metro nelle tre dimensioni.
3. La spaziatura delle discontinuità (R3) è stata misurata considerando la distanza tra discontinuità aventi la stessa direzione. La valutazione risulta dalla media delle spaziature dei diversi sets individuati nell'area di saggio.
4. Le condizioni di discontinuità (R4) sono state valutate misurando 5 parametri descrittivi delle discontinuità in ciascuna area di saggio: persistenza, separazione, ruvidità della superficie, riempimento ed alterazione.
   Le condizioni idrauliche (R5) dell'ammasso roccioso sono state valutate qualitativamente in quanto in nessuna area campione mostra insorgenze di acqua quantificabili.

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	50 - 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 / maior principal stress	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General condition	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

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

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

Oltre alla classificazione di Bieniawski, l'ammasso roccioso è stato classificato anche tramite il GSI (Geological Strenght Index), un indice di qualità dell'ammasso roccioso variabile da 5 a 100, funzione delle condizioni geomeccaniche e del grado di alterazione. Per la determinazione di questo parametro esistono relazioni che lo legano all'RMR di Bieniawski o all'indice Q di Burton.

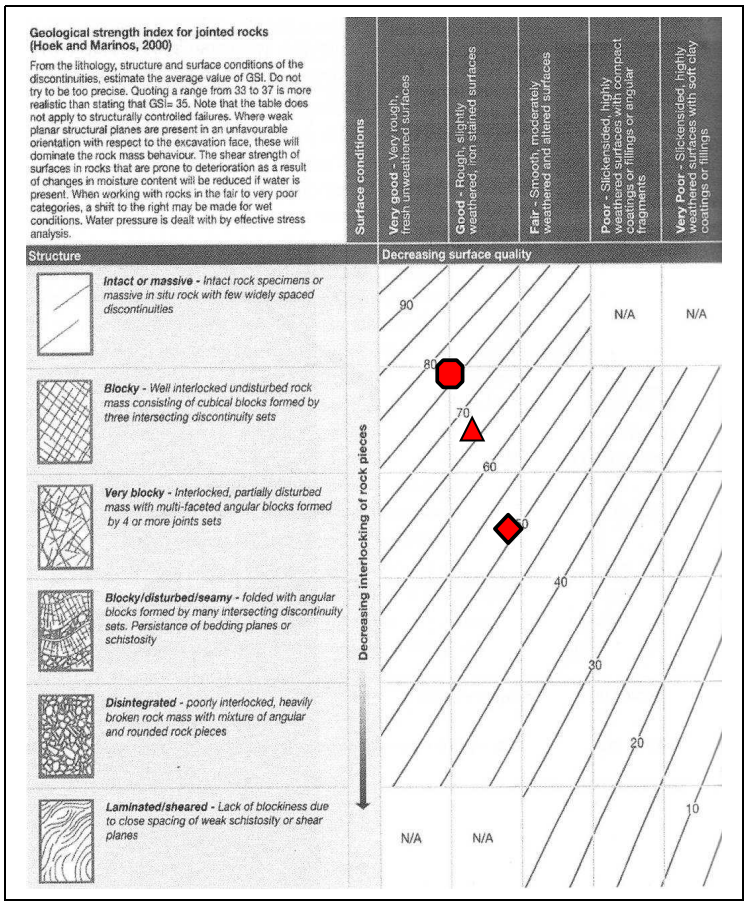


Fig. - Abaco per la stima del GSI. ▲ Portoro e Tarso; ⬢ Dolomia; ◆ Calcari di Portovenere;

Calcari di Portovenere e Strati di Grotta Arpaia	**RMR_{89}**	**Descrizione (RMR_{89})**	**GSI**
Valore rappresentativo	57	Discreto (III classe)	52
Range	52-62	Discreto (III classe)	47-57

Portoro e Tarso	RMR_{89}	Descrizione (RMR_{89})	GSI
Valore rappresentativo	72	Buono (II classe)	67
Range	67-77	Buono (II classe)	62-72

Dolomia	RMR_{89}	Descrizione (RMR_{89})	GSI
Valore rappresentativo	82	Ottimo (I classe)	77
Range	77-87	Buono/Ottimo (II/I classe)	72-82

7-PROVE DI LABORATORIO

Nell'ambito dell'indagine sono state fatte analisi geomeccaniche delle rocce in modo da ottenere il maggior numero di parametri utili agli obiettivi prefissati.

Le analisi geomeccaniche sulle rocce sono state effettuate dal laboratorio specializzato G.E.T. Geotechnical and Engineering Testing Srl di Genova, via Renata Bianchi n° 38 che ha fornito i certificati delle prove effettuate da campioni di roccia provenienti dai carotaggi eseguiti nell'area di cava, ricarotati per ottenere i provini.

E' stata fatta una prova di compressione uniassiale su roccia (campione C2) (certificato n° 12001-01 del 30/01/2012) secondo le Normative A.S.T.M. 7012-07 metodo C. Tale prova ha fornito un valore di compressione uniassiale pari a 130,63 Mpa, pari a 1056,715 Kg/cmq.

E' stata eseguita inoltre, sul campione C2, la prova di rottura per trazione su roccia ("prova brasiliana" secondo la normativa ASTM D 3967-05 (certificato n° 12001-01 del 30/01/2012) che ha fornito un valore di resistenza a trazione pari a 6,43 Mpa.

Sui campioni C3 (a,b,c,d) è stata eseguita una prova di compressione triassiale su roccia con controllo della deformazione (certificato n°12001-01 del 30/01/2012) secondo le Normative A.S.T.M. D 7012-07 Metodo A dal quale è stato possibile ottenere l'inviluppo a rottura σ-τ.

La pressione di confinamento è stata variata tra 12,50 e 50,00 Mpa ed il carico di rottura è variato rispettivamente tra 205,33 e 385,63 Mpa. Tali dati sono poi stati integrati con i dati della prova a cmpressione uniassiale e brasiliana al fine di ottenere una curva di invilupo completa.

Con questi dati è stata ricostruita la curva inviluppo di rottura secondo il Criterion Linear Regression di Hoek e Brown.

Dalla suddetta curva è stato possibile identificare le costanti di Hoek-Brown dell'ammasso roccioso (mb, s ed a) e successivamente determinare l'angolo di attrito e la coesione tramite il software Roclab, come descritto nei capitoli successivi.

E' stata poi eseguita una prova di taglio su giunti di roccia, certificato n° 12001-01 del 30/01/2012, secondo la norma A.S.T.M. D5607-95.

Vista la non disponibilità di campioni con giunti naturali la superficie di taglio è stata realizzata in laboratorio, mediante taglio con sega diamantata; la scabrezza risulta pertanto

minima, a favore di sicurezza (JRC compreso tra 7 e 9).

Su una superficie di taglio pari a circa 70 cmq è stata applicata una tensione normale da 204,4 a 439,6 Kpa, ottenendo dei grafici sforzo di taglio/deformazione. Da questi dati è stato determinato l'inviluppo di rottura, sperimentale, che ha determinato, tramite il criterio di Mohr-Coulomb, l'angolo di attrito (38°) e la coesione (119,95 Kpa).

8-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

8.1 Resistenza al taglio dell'ammasso

Per la caratterizzazione meccanica dell'ammasso roccioso è stato adottato un criterio di resistenza contraddistinto, nel piano di Mohr, da una marcata curvatura con concavità verso il basso; tale criterio comporta che, a modeste pressioni di confimaneto , la superficie di rottura tende a seguire piani di discontinuità con giacitura prossima a quella di rottura, mentre ad elevate sollecitazioni la rottura interessa più estese porzioni di roccia integra.

Tale criterio viene bene descritto dal criterio di resistenza non lineare di Hoek e Brown (1980) generalmente adottato per gli ammassi rocciosi.

Hoek & Brown (1980a, 1980b) hanno proposto un metodo per ottenere delle stime attendibili della resistenza di ammassi rocciosi discontinui basato sulla valutazione della qualità meccanica degli ammassi stessi. Nell'ultima versione (1997) il criterio di rottura è definito:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad \text{[MPa]}$$

dove:
"σ′1″ e "σ′3″ sono i valori degli sforzi efficaci massimo e minimo alla rottura
"*mb*" è il valore della costante di Hoek & Brown per gli ammassi rocciosi
"*s*″ e "*a*″ sono costanti che dipendono dalle caratteristiche degli ammassi rocciosi
"σ*ci*" è il valore della resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta.

La definizione dei parametri *mb* , *s* e *a* è stata recentemente riformulata (Hoek et alii, 2002) secondo le equazioni seguenti sempre utilizzando i valori di GSI per riferirsi alle condizioni geomeccaniche degli ammassi.

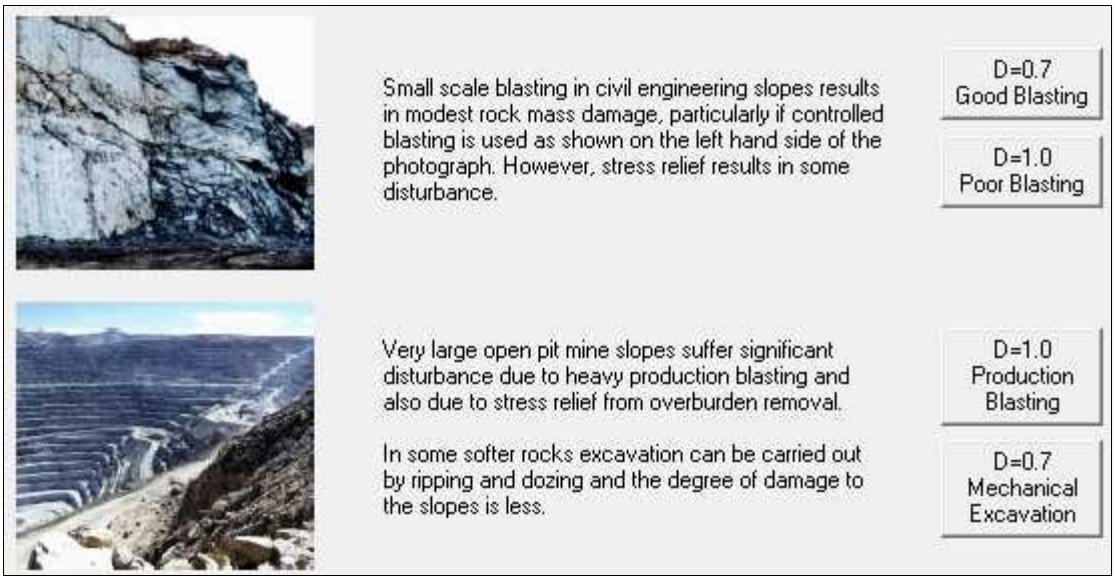
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Il fattore D dipende dal grado di disturbo a cui è stato soggetto l'ammasso per effetto della tecnologia di scavo (esplosivo o meccanizzato) e del rilascio tensionale successivo allo scavo; esso può variare da 0 per ammassi non disturbati a 1 per ammassi molto disturbati.

La scelta del fattore di disturbo (D), utile per il calcolo dei parametri *mb* ed *s*, è stata fatta utilizzando le linee guida presentate dagli stessi autori. Quelle interessanti per lo scavo di una parete rocciosa sono:



Sulla base di questi suggerimenti si è scelto di adottare un fattore di disturbo pari a **0,7**.

Il criterio di Hoek e Brown viene più convenientemente espresso in termini di curva intrinseca $\tau - \sigma'_n$ anziché in termini di sforzi principali, correlando in base a relazioni geometriche, lo sforzo di taglio in funzione della sollecitazione normale.

Lo sforzo normale e di taglio sono correlate agli sforzi principali dalle relazioni (Balmer, 1952):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1}$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1 / d\sigma'_3}}{d\sigma'_1 / d\sigma'_3 + 1}$$

dove

$$d\sigma'_1 / d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3 / \sigma_c + s)^{a-1}$$

Per calcolare i parametri di resistenza espressi in temine di coesione ed angolo di attrito

efficaci Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

$$\varphi' = arcsen\left[\frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}\right]$$

$$c' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s+(1-a)m_b\sigma'_{3n})](s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1+(6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}}$$

$$dove$$

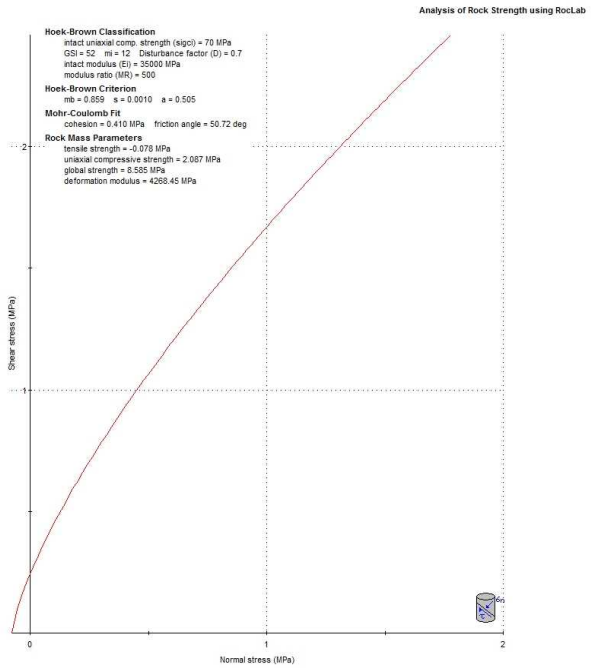
$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max}/\sigma_c$$

Il valore di σ'_{3max} è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

I calcoli precedentemente descritti sono stati processati utilizzando uno specifico software (RocLab della *RocScience*) in cui devono essere inseriti i parametri σ*ci* , GSI, m e D.

Nella figura seguente è riportata la curva caratteristica dell'ammasso roccioso in funzione dello sforzo normale efficace.

Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia

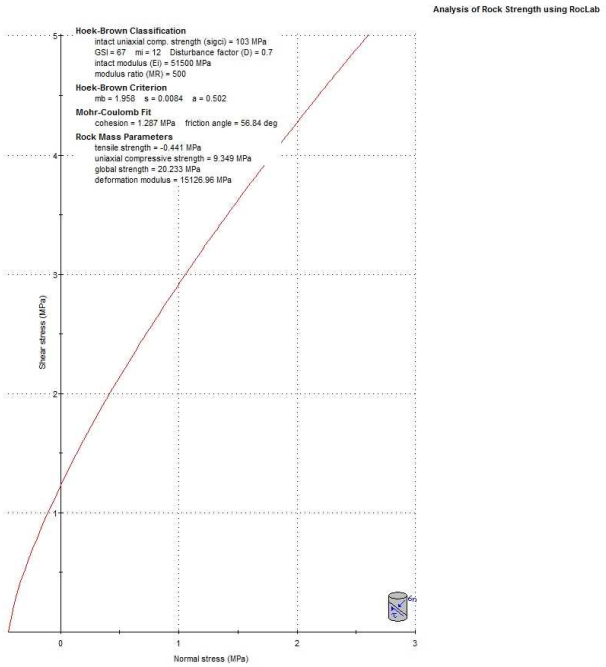


Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	50,72
Coesione (Mpa)	0,41
Peso di Volume (t/mc)	2,65
mb	0,859
s	0,001
a	0,505
Resistenza a compressione uniassiale	600-800Kg/cmq (da prove di laboratorio)

Portoro e Tarso

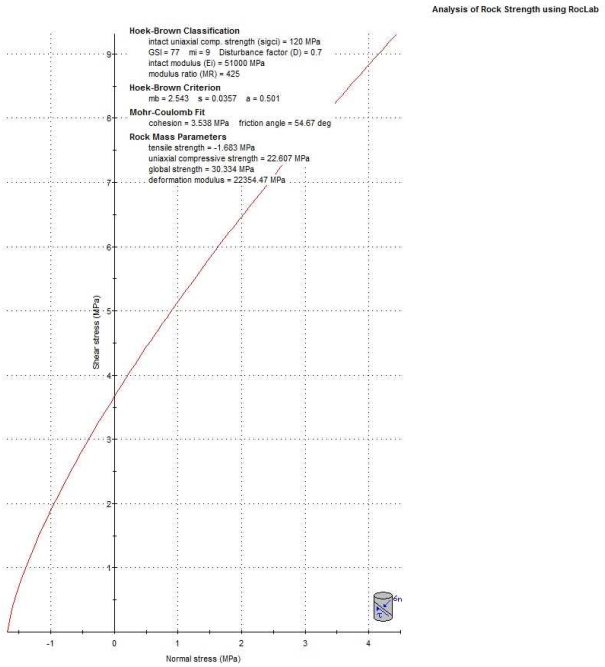


Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	56,84
Coesione (Mpa)	1,29
Peso di Volume (t/mc)	2,7
mb	1,958
s	0,008
a	0,502
Resistenza a compressione uniassiale	1056Kg/cmq (da analisi di laboratorio)

Dolomia



Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	54,67
Coesione (Mpa)	3,54
Peso di Volume (t/mc)	2,65
mb	2,543
s	0,036
a	0,501
Resistenza a compressione uniassiale	1200-1400Kg/cmq (da analisi di laboratorio)

8.2 Resistenza al taglio lungo i giunti

Nei riguardi della stima delle resistenze a scorrimento lungo le discontinuità si può fare riferimento al noto schema di Barton, tradotto in una relazione che esprime la resistenza a taglio solo in termini attritivi.

$$\tau_{lim} = \sigma \cdot \tan\varphi^*$$

$$\varphi^* = \left(\varphi + JRC \cdot \log_{10} \frac{\sigma_J}{\sigma} \right)$$

σ	:	pressione efficace normale al giunto
φ	:	angolo di attrito base (giunto piano, liscio)
JRC	:	indice di scabrezza di Barton
σ_J	:	resistenza a compressione della roccia adiacente il giunto
φ^*	:	angolo di attrito apparente in relazione con σ e l'indice di scabrezza

Nel caso in esame, per i giunti valutati durante il rilievo geomeccanico si sono osservati valori di JRC attribuibili al range compreso tra 6 e 14. Per una caratterizzazione di resistenza si è preso a riferimento il campo **6-9** e **10 – 12** come rappresentativo.

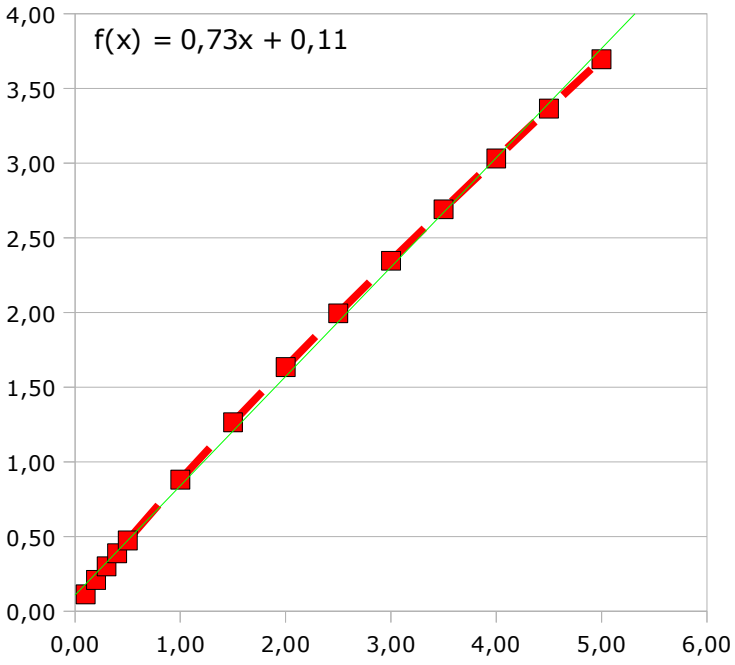
Per il valore di resistenza a compressione sui giunti non si hanno a disposizione dati sperimentali; sono stati adottati valori stimati a partire dai risultati delle prove con sclerometro su superfici di giunto.

Litotipo	JRC	Comp. Uniassiale (Mpa)
Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia	6 – 9	42
Portoro e Tarso	6 – 9	60
Dolomia	10 – 12	73

Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,11	48,36
0,20	0,21	46,26
0,30	0,30	45,02
0,40	0,39	44,15
0,50	0,47	43,47
1,00	0,88	41,36
1,50	1,26	40,13
2,00	1,63	39,26
2,50	1,99	38,58
3,00	2,35	38,02
3,50	2,69	37,55
4,00	3,03	37,15
4,50	3,37	36,79
5,00	3,70	36,47

tanφ	0,73
φ	**36,13**



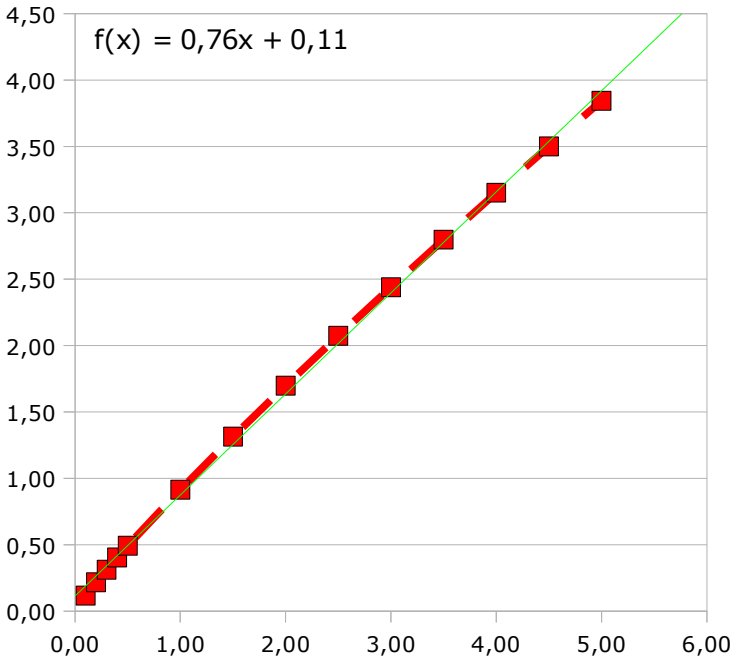
Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **84** Kpa.

Portoro e Tarso

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,12	49,45
0,20	0,22	47,34
0,30	0,31	46,11
0,40	0,40	45,23
0,50	0,49	44,55
1,00	0,91	42,45
1,50	1,31	41,21
2,00	1,70	40,34
2,50	2,07	39,66
3,00	2,44	39,11
3,50	2,80	38,64
4,00	3,15	38,23
4,50	3,50	37,87
5,00	3,84	37,55

tanφ	0,76
φ	**37,23**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

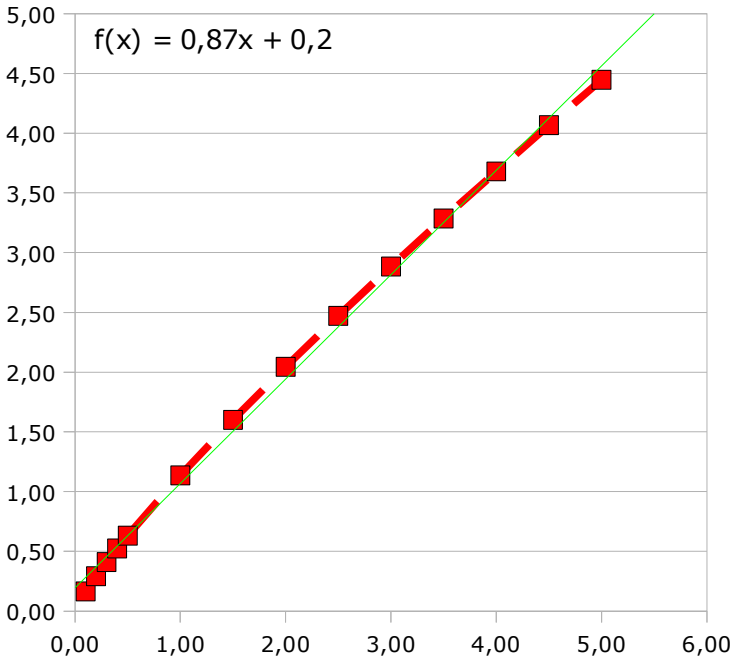
Dalla curva linearizzata si ricava un valore pari a 37,23°, in linea con quanto calcolato nelle prove di laboratorio effettuate sui giunti (38°).

Per la coesione si assume il valore riportato nelle prove di laboratorio pari a **119,95** Kpa (1,2231 Kg/cmq).

Dolomia

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,16	58,63
0,20	0,29	55,62
0,30	0,41	53,86
0,40	0,52	52,61
0,50	0,63	51,64
1,00	1,14	48,63
1,50	1,60	46,87
2,00	2,04	45,62
2,50	2,47	44,65
3,00	2,88	43,86
3,50	3,29	43,19
4,00	3,68	42,61
4,50	4,07	42,10
5,00	4,45	41,64

tanφ	0,85
φ	**40,36**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **225** Kpa.

Litotipo	Φgiunti (°)	Cgiunti (Kpa)
Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia	36,13	84
Portoro e Tarso	37,23	119,95
Dolomia	40,6	225

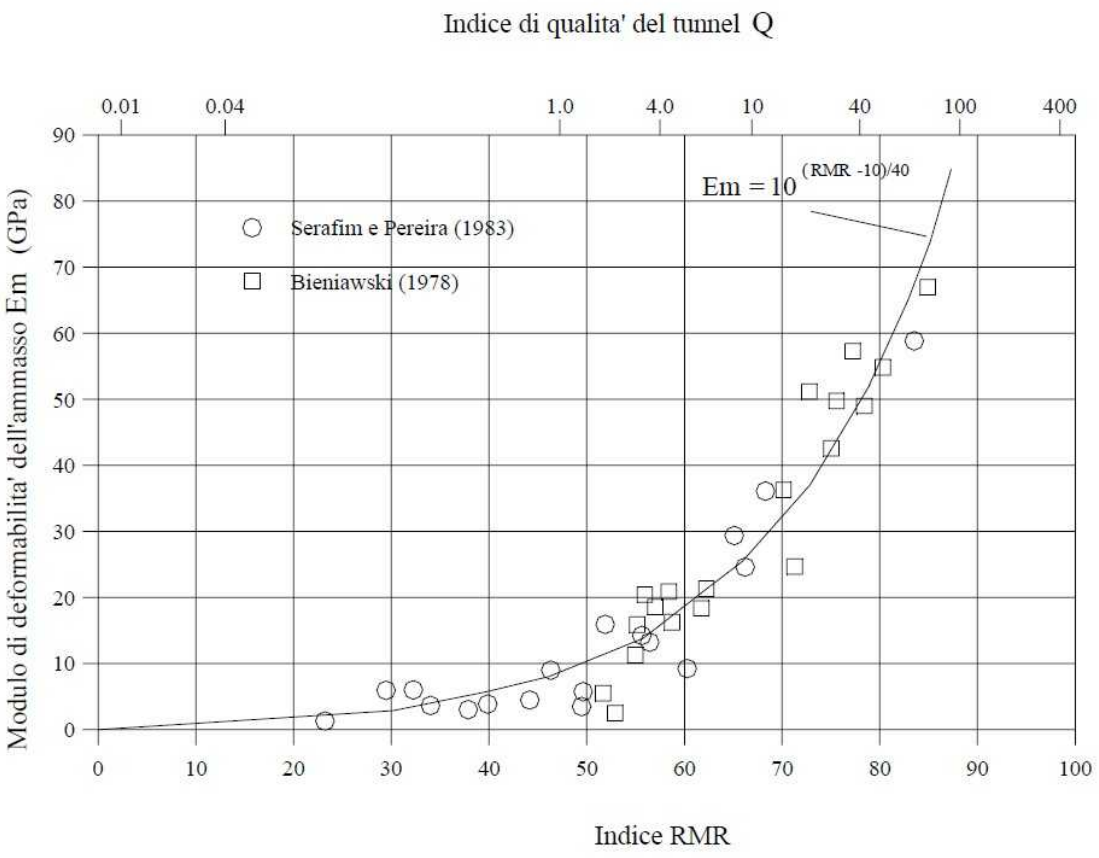
8.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

Indicazioni sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulla classificazione geomeccanica. Dopo l'introduzione della metodologia RMR, Bieniawski (1976) ha proposto la seguente correlazione (applicabile solo per valori di RMR > 55 tra modulo di defomabilità e RMR:

Ed (Gpa) = 2*RMR-100

Una modifica della relazione precedente, che tiene conto di dati di prova in rocce di qualità mediocre o scadente, è stata proposta da Serafim e Pereira (1979) ed adottata successivamente da Bieniawski (1989) e definita dalla seguente relazione:

$Ed(Gpa)=10^{(RMR-10)/40}$



Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E.

Una relazione per la stima del parametro di deformabilità dall'ammasso a partire dall'indice Q è stata proposta da Barton (1995):

$Ed(Gpa)=10Q^{1/3}$

In seguito Hoek et al. (1995) hanno osservato che la relazione precedente tende a sovrastimare i moduli quando il modulo del materiale roccioso è basso. E' stato quindi introdotto un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso e tenendo anche conto della sostituzione dell'indice di caraterrizzazione GSI all'indice RMR si ha:

$$E_d\ (\mathrm{GPa}) = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \qquad \text{per } \sigma_c < 100\ \mathrm{MPa}$$

Più recentemente Hoek e Diederichs (2005) hanno riesaminato i predetti metodi empirici per stimare il modulo di defomabilità dell'ammasso roccioso ed hanno aggiornato i criteri in precedenza esposti con la relazione:

$$E_d\,(MPa) = 100000\left(\frac{1-D/2}{1+e^{((75+25D-GSI)/11)}}\right)$$

Dai calcoli ottenuti dalle relazioni precedentemente descritte, ed in particolare dalle ultime due si ottengono i seguenti valori, conformi con quanto calcolato anche dal software Roclab.

Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia	9,3 Gpa
Portoro e Tarso	15 Gpa
Dolomia	22 Gpa

9 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DA UTILIZZARSI PER IL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici degli elementi 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. 141/2010, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sui differenti materiali per altro già utilizzati per la sistemazione ambientale di cave del comprensorio.

Infatti, per poter avere un sufficiente grado di affidabilità dei dati geotecnici da utilizzare nelle verifiche si sono studiati differenti materiali di riempimento, sui quali sono state fatte le usuali analisi e sono stati valutati, anche con l'ausilio di specifiche tabelle e grafici, i parametri geotecnici utili agli obiettivi prefissati.

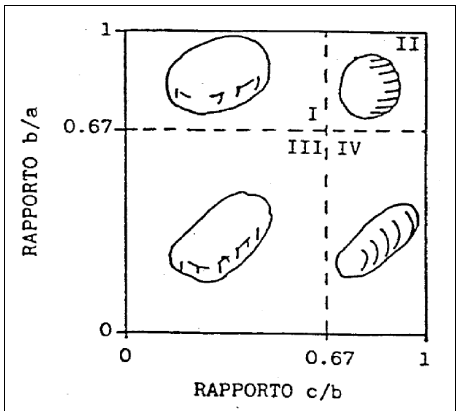
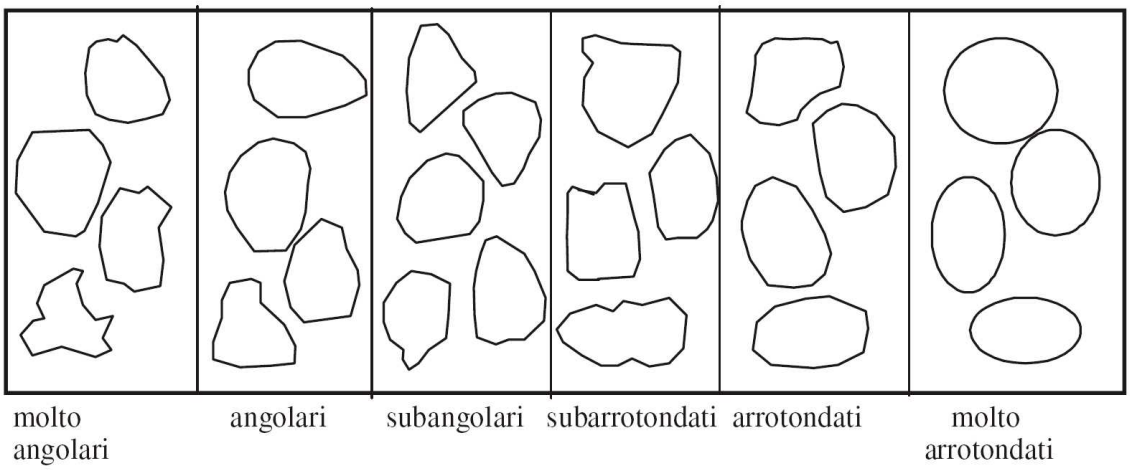
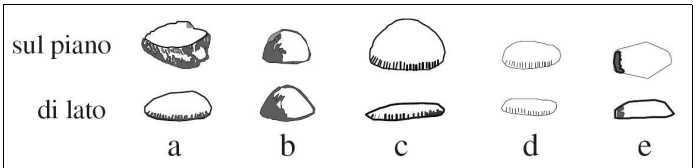
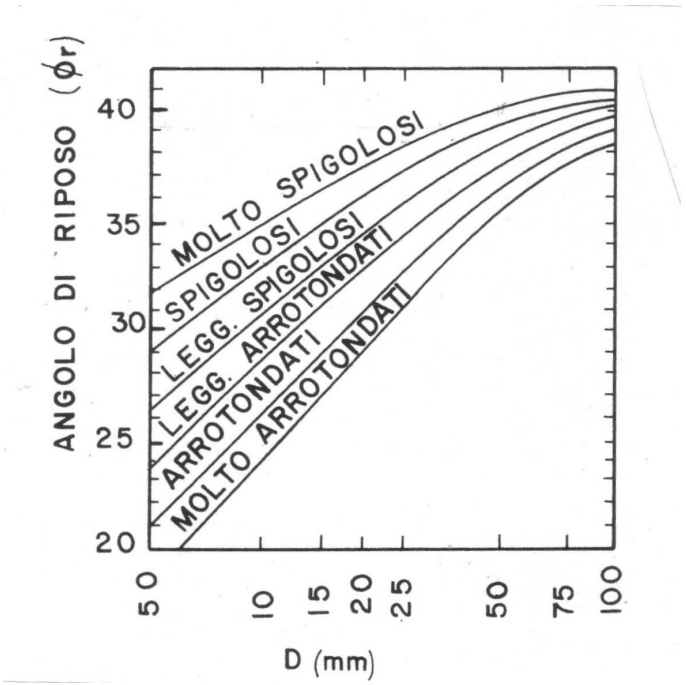


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





Forma dei ciottoli dei diversi ambienti visti di fianco e dall'alto (sul piano). a = ambiente eolico; b = coste con alta energia, ciottoli più o meno arrotondati; c = coste con bassa energia, ciottoli appiattiti; d = fiumi, ciottoli arrotondati; e = morene glaciali, ciottoli tabulari con contorno pentagonale



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

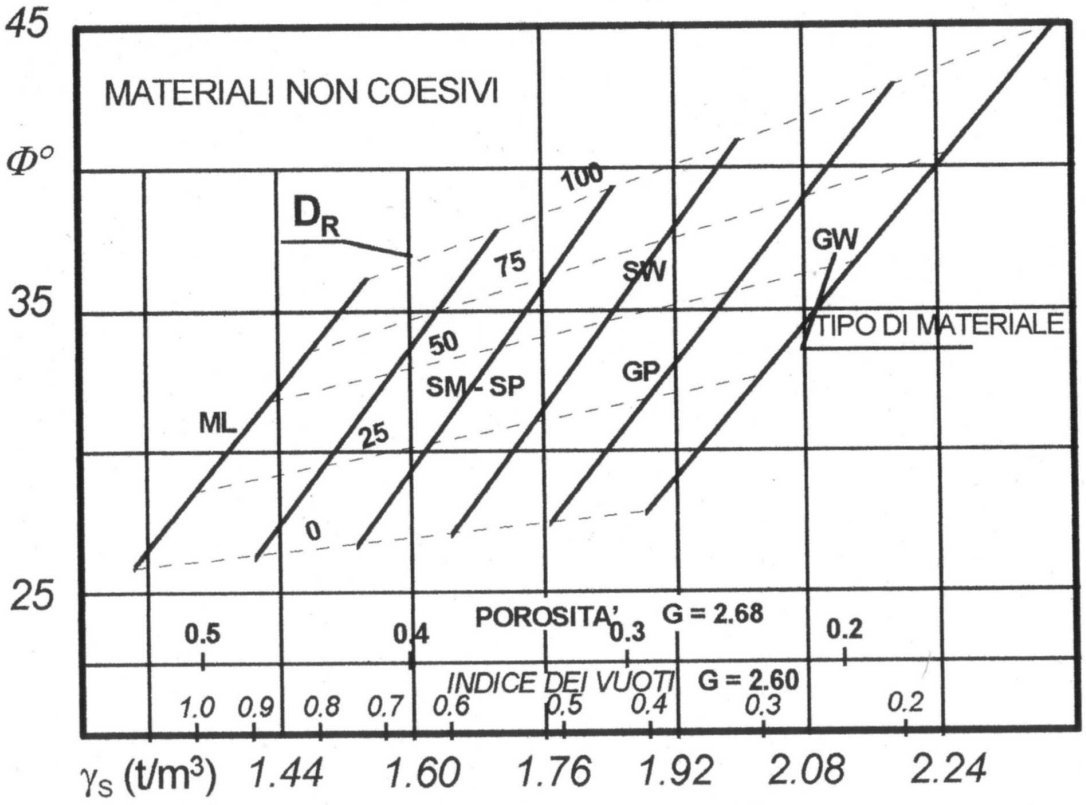


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale

Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle caratteristiche granulometriche, è possibile ipotizzare, considerando idonea compattazione del materiale, i seguenti parametri geotecnici:

- angolo di attrito interno φ = 35 ° - 38°
- coesione Cu = 0,2 – 0,5 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2,1 gr/cmc
- densità relativa Dr = 40 - 50%.

Si tratta di parametri cautelativi poiché 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.

Trattandosi di materiale derivante comunque da scavi di terre e rocce, il valore dell'angolo d'attrito interno considerato concorda con i valori desumibili dal grafico di Cooke e Doornkamp in relazione al grado di addensamento, al diametro dei granuli e alle loro caratteristiche di spigolosità o arrotondamento.

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 così come prescritto anche dalle "Linee guida" di cui al DGR n. 141/2010.

10 – CALCOLO DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Dalle prove in situ e di laboratorio effettuate e dai rilevamenti geomeccanici, si è ottenuto un chiaro modello geologico e geomeccanico del sito oggetto di studio; di seguito sono riportati i parametri medi (Vm) i parametri caratteristici (Vk) e i parametri di progetto (Vd) calcolati per poi essere di seguito utilizzati nelle verifiche di stabilità dei fronti così come prevedono le NTC 2008 (par. 6.2.3.1.2)

Valori medi (Vm)

Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia

Angolo di attrito (°)	50,72
Coesione (Mpa)	0,41
Peso di Volume (t/mc)	2,6
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	36,13
Coesione lungo i giunti (Kpa)	84,0
Resistenza a compressione uniassiale	700Kg/cmq (da analisi sclerometriche)

Portoro e Tarso

Angolo di attrito (°)	56,84
Coesione (Mpa)	1,29
Peso di Volume (t/mc)	2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	37,23

Coesione lungo i giunti (Kpa)	119,95
Resistenza a compressione uniassiale	1056Kg/cmq

Dolomia

Angolo di attrito (°)	54,67
Coesione (Mpa)	3,54
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	40,36
Coesione lungo i giunti (Kpa)	225,00
Resistenza a compressione uniassiale	1300Kg/cmq

Materiale di riporto

Angolo di attrito (°)	35
Coesione (Kg/cmq)	0,2
Peso di Volume (t/mc)	1,8

Valori caratteristici (Vk)
Applicando quanto contenuto nelle istruzioni del CSLP si sono assunti quali valori caratteristici del deposito i valori medi: Vm=Vk.

Infatti, come riportato nel C6.2.2 del CSLP "appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azione dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti".

Valori di progetto (Vd)
I valori di progetto di c, cu e φ da adottare nel calcolo si ottengono per combinazioni contenenti M2, dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'eurocodice 7 e nel D.M. 14/01/2008 NTC.

I valori di progetto si ottengono tramite le seguenti formule:

- tgφd=tgφk/1,25
- cd=ck/1,25
- cud=cuk/1,4
- qud=quk/1,6 (resistenza a compressione uniassiale)

Calcari di Portovenere e strati di Grotta Arpaia

Angolo di attrito (°)	44,37
Coesione (Mpa)	0,29 (2,95 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,6
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	30,29
Coesione lungo i giunti (Kpa)	60,0
Resistenza a compressione uniassiale	437,4 Kg/cmq

Portoro e Tarso

Angolo di attrito (°)	50,76
Coesione (Mpa)	0,92 (9,38 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	31,30
Coesione lungo i giunti (Kpa)	85,68
Resistenza a compressione uniassiale	660 Kg/cmq

Dolomia

Angolo di attrito (°)	48,46
Coesione (Mpa)	2,53 (25,79 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	34,21
Coesione lungo i giunti (Kpa)	160,61
Resistenza a compressione uniassiale	812,5 Kg/cmq

Materiale di riporto

Angolo di attrito (°)	29,26
Coesione (Kg/cmq)	0,14
Peso di Volume (t/mc)	1,8

I valori ottenuti sono utilizzati per i calcoli nelle verifiche di stabilità di seguito eseguite.

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

11-VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (par. 2.4.2 NTC).

La vita nominale dell'opera in progetto è 50 anni.

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le opere sono suddivise in classi d'uso; le classi d'uso delle opere in progetto sono:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli (gradoni);

Il coefficiente C_U in questo caso risulta pari a 0,7 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. (rilevato di ricomposizione ambientale):

Il coefficiente C_U in questo caso risulta pari a 1 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

Fermo restando che la decisione delle classi d'uso è del progettista che ne determina quindi il ruolo, a favore di sicurezza si sono considerati anche i gradoni come "opera" e classificati come Classe I; sempre a favore dell'estrema sicurezza si è optato per inserire il rilevato di ricomposizione ambientale in Classe II, anche se, di fatto non è prevista la presena di persone su di esso.

Periodo di riferimento per l'azione sismica
Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U (par. 2.4.3 NTC):
$V_R = V_N \times C_U =$

Tabella riepilogativa - gradoni

Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	I
Coefficiente d'uso C_u	0,7
Periodo di riferimento dell'azione sismica V_R	35

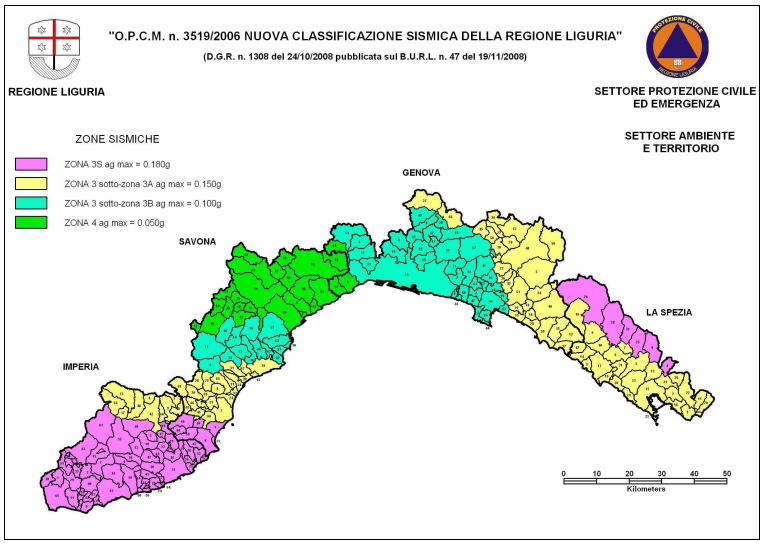
Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

Vita nominale V_N	50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso C_u	1
Periodo di riferimento dell'azione sismica V_R	50

12 – NOTE SISMICHE

Zonazione sismogenetica
Dall'esame della cartografia di zonazione sismogenetica ZS4 l'area in esame si colloca nella zona 27 che è classificata "zona c" cioè "Zona legata allo sprofondamento passivo della litosfera adriatica sotto il sistema di catena dell'arco Appenninico Settentrionale", caratterizzata da prevalenti dip - slip con assi T SW – NE.

Classificazione sismica
In base al D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria"), il territorio del Comune di Riccò del Golfo è inserito in zona 3, sottozona 3a, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,15 g.



Classificazione sismica della Regione Liguria

Categoria di suolo

Per quanto riguarda i valori delle Vs, sulla base della bibliografia e dai dati acquisiti direttamente in campagna, si possono stimare i valori medi. Pertanto, la categoria del suolo, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria "A" e cioè: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi,caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008 per quanto riguarda i fronti di coltivazione, e "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 del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30> 250 kPa nei terreni a grana fina)" per quanto riguarda il rilevato di ricomposizione ambientale.

Coefficiente di amplificazione topografica St

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del sisma. In questo caso il fronte di cava è collocato in un pendio, pertanto sono possibili fenomeni di maggiori accelerazioni sismiche. La categoria topografica è T3 (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta St=1,2.

Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR}.
La pericolosità sismica è definita in termini di:
-accelerazione orizzontale massima attesa "ag" in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale categoria T1;
-ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

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

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente"; l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati* limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

PARAMETRI SISMICI - GRADONI

Sito in esame.

latitudine:	44,114342
longitudine:	9,774627
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18261	Lat: 44,1250	Lon: 9,7292	Distanza: 3814,286
Sito 2	ID: 18262	Lat: 44,1272	Lon: 9,7987	Distanza: 2396,062
Sito 3	ID: 18484	Lat: 44,0772	Lon: 9,8018	Distanza: 4662,067
Sito 4	ID: 18483	Lat: 44,0750	Lon: 9,7323	Distanza: 5525,169

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A		
Categoria topografica:	T3		
Periodo di riferimento:	35anni		
Coefficiente cu:	0,7		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,038 g	
Fo:		2,544	
Tc*:		0,217	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		35	[anni]
ag:		0,040 g	
Fo:		2,539	
Tc*:		0,225	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		332	[anni]
ag:		0,097 g	
Fo:		2,476	
Tc*:		0,287	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		682	[anni]
ag:		0,130 g	
Fo:		2,401	
Tc*:		0,295	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,009
	Kv:	0,005
	Amax:	0,444
	Beta:	0,200
SLD:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000

St:	1,200
Kh:	0,010
Kv:	0,005
Amax:	0,473
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,023
Kv:	0,012
Amax:	1,147
Beta:	0,200

SLC:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,042
Kv:	0,021
Amax:	1,528
Beta:	0,270

PARAMETRI SISMICI – RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Sito in esame.

latitudine:	44,114342
longitudine:	9,774627
Classe:	2
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18261	Lat: 44,1250	Lon: 9,7292	Distanza: 3814,286
Sito 2	ID: 18262	Lat: 44,1272	Lon: 9,7987	Distanza: 2396,062
Sito 3	ID: 18484	Lat: 44,0772	Lon: 9,8018	Distanza: 4662,067
Sito 4	ID: 18483	Lat: 44,0750	Lon: 9,7323	Distanza: 5525,169

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B		
Categoria topografica:	T3		
Periodo di riferimento:	50anni		
Coefficiente cu:	1		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,038 g	
Fo:		2,544	
Tc*:		0,217	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		50	[anni]
ag:		0,047 g	
Fo:		2,529	
Tc*:		0,243	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		475	[anni]
ag:		0,114 g	
Fo:		2,420	
Tc*:		0,292	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		975	[anni]
ag:		0,148 g	
Fo:		2,383	
Tc*:		0,299	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,490
St:	1,200
Kh:	0,011
Kv:	0,005
Amax:	0,532
Beta:	0,200

SLD:

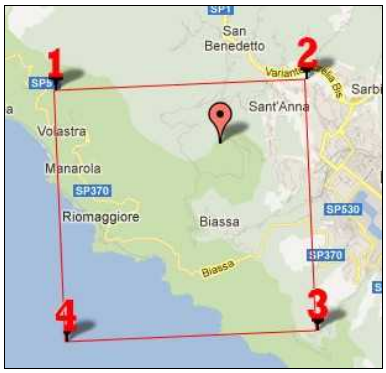
Ss:	1,200
Cc:	1,460
St:	1,200
Kh:	0,013
Kv:	0,007
Amax:	0,661
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,200
Kh:	0,039
Kv:	0,020
Amax:	1,607
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,400
St:	1,200
Kh:	0,051
Kv:	0,026
Amax:	2,089
Beta:	0,240



Nodi del reticolo sismico di riferimento della zona in esame

13-VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO

Le suddette verifiche di stabilità globali dei fronti di cava sono state condotte considerando le situazioni più critiche, ed in particolare sono state considerate le tracce delle Sezioni **1** e **4**.

Per ogni sezione si è proceduto alla verifica di stabilità, considerando le condizioni più sfavorevoli, utilizzando i parametri ridotti riportati nei capitoli precedenti el'amplificazione sismica.

La stabilità globale del versante è stato verificato tramite il software Slope della Geostru, come visibile negli allegati.

Per quanto riguarda i parametri geomeccanici si sono utilizzati i coefficienti ridotti (Vd), come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II delle NTC.

I risultati, visibili in allegato, dimostrano che in ogni condizione il versante esaminato è stabile, con valori del fattore di sicurezza minimo pari a **3,567** per la sezione **1** e **5,7232** per la sezione **4**.

Per le verifiche dei gradoni e dei piani di scivolamento si rimanda al capitolo successivo.

La metodologia utilizzata per la verifica è il Metodo dei conci elaborato da Bishop.
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 quando 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.

Con il metodo di Bishop (1955) 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:

$SF_V = 0$, $SM_0 = 0$, Criterio di rottura.

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

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 %.

Si sottolinea che la metodogia di applicare metodi calcolo internazionalmente riconosciuti (Bishop. Jambu etc) su pendii in roccia è riconosciuta in molteplici studi e analisi a carattere nazionale, internazionale e nell'ambito scientifico ed universitario.

A titolo di esempio si riportano alcuni lavori specialistici sull'argomento:

- Stead D., Eberhardt E., Coggan J., Benko B., Advanced numerical techniques in rock slope atability analysis, Application and limitation; Landslide, June 2001

- Eberhardt E., Rock slope stability analysis, Utilization of advanced Numerical Tecnique, Canada 2004.

14 – VERIFICHE DI STABILITA' DEI GRADONI

14.1 Analisi dei cunei e dei piani di scivolamento

Nel caso di cava in materiale rigido con una coltivazione a gradoni si prevede generalmente una analisi impostata sulla verifica allo scivolamento di cunei rispettivamente su una superficie di scivolamento o su due o più superfici che si intersecano.

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 sì che le fratture che lo individuano si sviluppino completamente all'interno delle pareti 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 perché "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 delle coltivazioni di cava a cielo aperto, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di cunei cinematicamente rimovibili e dell'analisi dei prismi di parete rimovibili.

L'approccio generale adottato è di tipo statistico: per ogni famiglia rappresentativa della situazione strutturale della cava si considera il campione medio con le proprie caratteristiche di variabilità, mentre per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei giunti si è cercato di utilizzare lo spettro più ampio di variazione degli stessi come descritto nei paragrafi precedenti al fine di descrivere tutta la forbice all'interno della quale sono distribuiti i coefficienti di sicurezza.

Le ipotesi alla base del metodo di equilibrio limite dei cunei analizzati sono: completa persistenza delle fratture ed andamento planare delle stesse con mantenimento delle caratteristiche superficiali individuate, interessamento dell'intero fronte per tutto il suo sviluppo in altezza (se non diversamente specificato e motivato, ad esempio per permettere la realistica formazione del cuneo), presenza di acqua secondo la legge derivante dall'ipotesi di distribuzione di Hoek e Bray (legge bitriangolare con pressione nulla in testa ed al piede del cuneo) localmente percentualmente deratata dove poco realistica (cunei-schegge parietali).

Il metodo di analisi utilizzato è quello analitico alle equazioni vettoriali sviluppato da Hoek e Bray (1981) nel classico lavoro "Rock Slope Engineering" che analizza le condizioni geometriche nello spazio, le caratteristiche delle discontinuità, la presenza di acqua, l'eventuale utilizzo di tiranti stabilizzanti.

Per la determinazione dei cunei tipo è stato utilizzato il programma SWEDGE© di Rocscience Inc. sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria delle Rocce dell'Università di Toronto sotto la supervisione del Dr. E. Hoek.

Il programma esegue una serie di simulazioni secondo il metodo Monte Carlo generando casualmente, nell'ambito delle distribuzioni definite, diversi valori per ogni parametro

considerato e calcola, per ogni cuneo riconosciuto valido, cioè cinematicamente rimovibile, il coefficiente di sicurezza.

Per eseguire le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi attuali o previsti nella cava sono state prese in considerazione le diverse situazioni corrispondenti alle situazioni più critiche che si possono verificare nella cava.

I volumi, espressi in m^3 ed indicati nelle tabelle che riepilogano i risultati delle analisi di stabilità dei vari fronti, si riferiscono al potenziale cuneo isolato dalle due famiglie prese in considerazione.

Il programma sovrastima tali cubature in quanto prende in considerazione solo due sistemi per volta; in questo modo due sistemi sub-ortogonali al fronte e con direzione di immersione opposta possono generare cunei teoricamente molto grandi.

In realtà, nel caso della formazione di cunei, i potenziali blocchi sono isolati da più di due discontinuità; nel nostro caso ad esempio le discontinuità a reggipoggio riducono le dimensioni dei cunei generati da sistemi ortogonali al fronte.

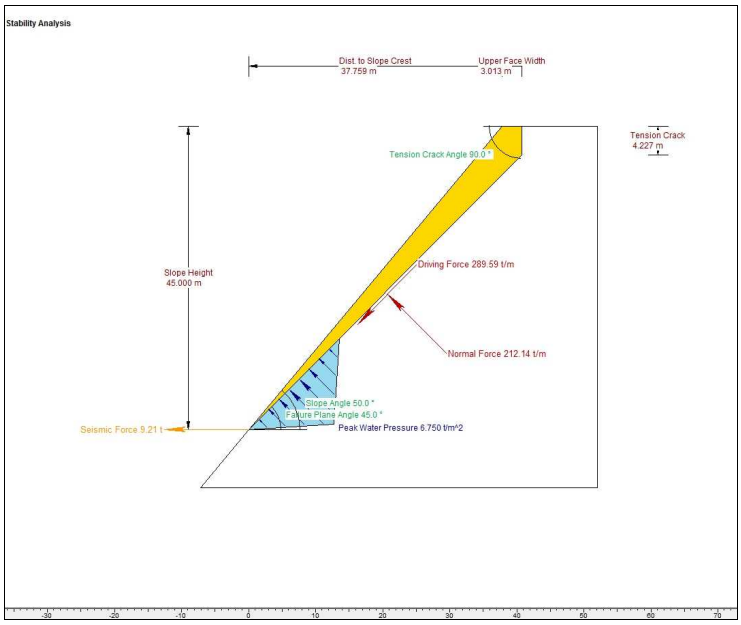
Per lo scivolamento dei cunei è stato utilizzato il programma SWEDGE© di Rocscience Inc. , mentre per lo scivolamento planare si è utilizzato il programma PLANE© di Rocscience Inc., entrambi sviluppati dal Dipartimento di Ingegneria delle Rocce dell'Università di Toronto sotto la supervisione del Dr. E. Hoek.

L'analisi tramite questi software ha permesso di verificare le condizioni di stabilità dei fronti. Si sono quindi posti i parametri geomeccanici Vd, presenza di acqua lungo i giunti e l'effetto sismico.

In particolare si sono analizzate le seguenti situazioni:

1. Scivolamento planare con fronte di 45 m, lungo la stratificazione dei Calcari di Portovenere (N228/50);
2. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N290/90 in Portoro e Tarso;
3. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N338/90 in Portoro e Tarso;
4. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N50/90 in Portoro e Tarso;
5. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N50/90 in Dolomia;
6. Scivolamento planare con fronte di 15 m, lungo la faglia tra il Portoro e la Dolomia nel fronte N50/90.

1) Scivolamento planare con fronte di 45 m, lungo la stratificazione dei Calcari di Portovenere (N228/50)



Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 212.135 t/m
Resisting Force = 476.694 t/m
Driving Force = 289.592 t/m
Factor of Safety = **1.64609**

Geometry:

Slope Height = 45 m
Wedge Weight = 400.337 t/m
Wedge Volume = 153.976 m^3/m
Rock Unit Weight = 2.6 t/m^3
Slope Angle = 50 °
Failure Plane Angle = 45 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (37.7595 , 45)
Intersection point (C) of tension crack and upper face = (40.7725 , 45)
Intersection point (D) of failure plane and tension crack = (40.7725 , 40.7725)
Slope length (Origin --> B) = 58.6841 m
Tension Crack Length (C --> D) = 4.22749 m
Failure Plane length (Origin --> D) = 57.661 m

Tension Crack : present
Tension Crack Angle = 90 °
Distance From Crest = 3.01303 m
Tension Crack Length = 4.22749 m

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 30.29 °
Cohesion = 6.1182 t/m^2
Shear Strength: 476.694 t/m^2

Water Pressure:

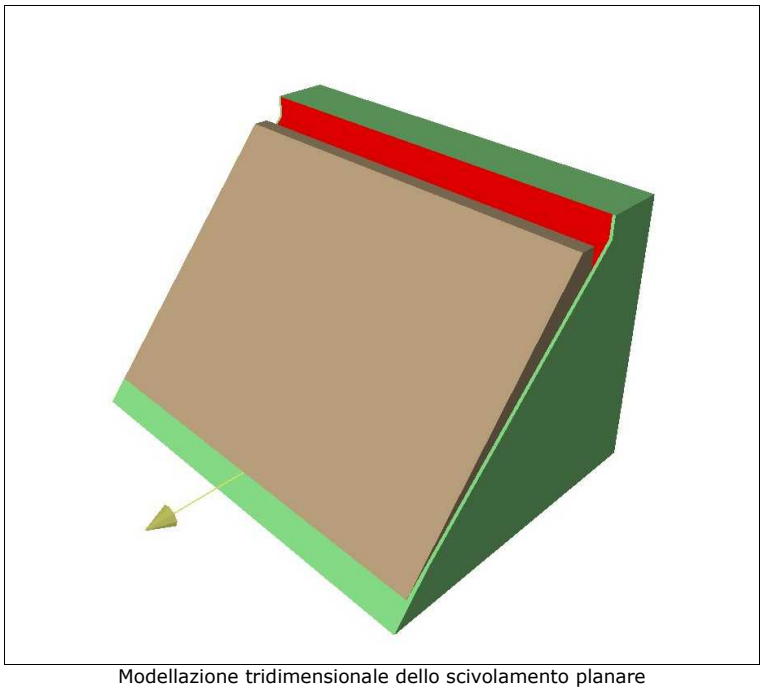
Water Unit Weight = 1 t/m^3
Pressure Distribution Model : Peak Pressure - Mid Height

Percent Filled : 30 %
Water Force on Failure Plane = 64.4351 t/m
Water Force on Tension Crack Plane = 0 t/m

Seismic Force:

Direction : Horizontal
Seismic Coefficient : 0.023
Seismic Force : 9.20775 t/m

External Forces : Not Present



Modellazione tridimensionale dello scivolamento planare

2)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N290/90 in Portoro e Tarso;

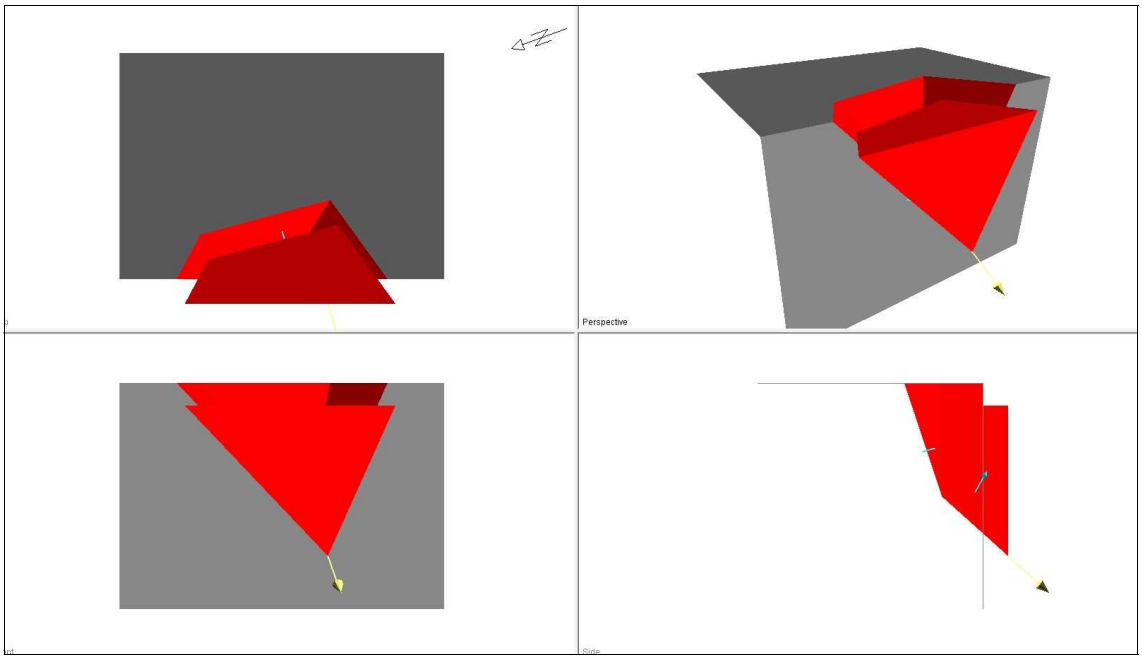


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K0-K1-K3 indagato

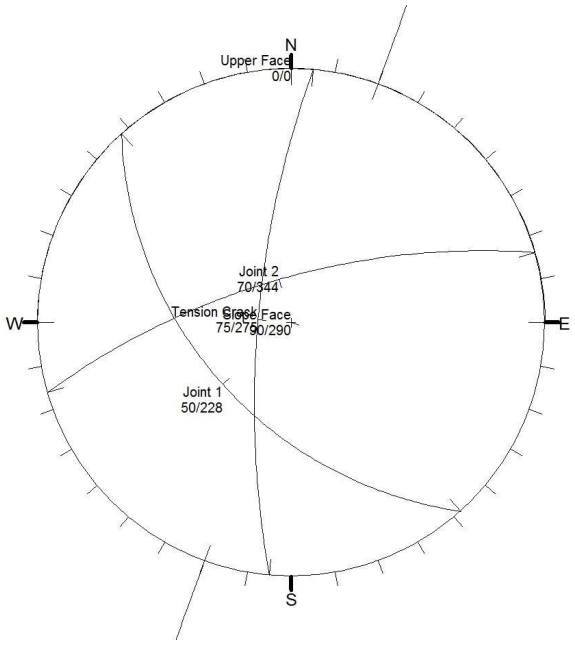


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K0-K1-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.36712**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=7.87965 m
Wedge volume=620.038 m3
Wedge weight=1674.1 tonnes
Wedge area (joint1)=82.5124 m2

Wedge area (joint2)=99.1683 m2
Wedge area (slope)=157.526 m2
Wedge area (upper face)=107.227 m2
Wedge area (tension crack)=78.3239 m2
Normal force (joint1)=1127.24 tonnes
Normal force (joint2)=667.888 tonnes
Driving force=1131.13 tonnes
Resisting force=2677.53 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.101722 tonnes/m2
Water force on joint1=8.39333 tonnes
Water force on joint2=10.0876 tonnes
Water force on tension crack=7.96727 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=38.5044 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.5399 deg, trend=272.138 deg
length=5.68873 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=20.6932 m
Joint2 on slope face=16.4481 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=9.73978 m
Tension crack on upper face=13.3874 m

Maximum Persistence:
Joint1=20.6932 m
Joint2=16.9746 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 67.764 deg
J1&Crest on slope face = 46.4586 deg
J1&Crest on upper face = 62 deg
J2&Crest on slope face = 65.7774 deg
J2&Crest on upper face = 54 deg
J1&TC on upper face = 133 deg
J2&TC on upper face = 111 deg

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=228 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Joint Set 2 Data:

dip=70 deg, dip direction=344 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=290 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=75 deg, dip direction=275 deg
trace length=5 meters

Water Pressure Data:

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=30 %

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.023
Direction=line of interesection J1&J2
trend=272.138 deg, plunge=40.5399 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope, 5=Tension Crack
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 4.88, 13.4, 15
Point 234: -2.31, -6.34, 15
Point 135: 8.22, 9.68, 15
Point 125: 4.32, -0.161, 3.7
Point 235: 7.05, -3.66, 15

3)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N338/90 in Portoro e Tarso;

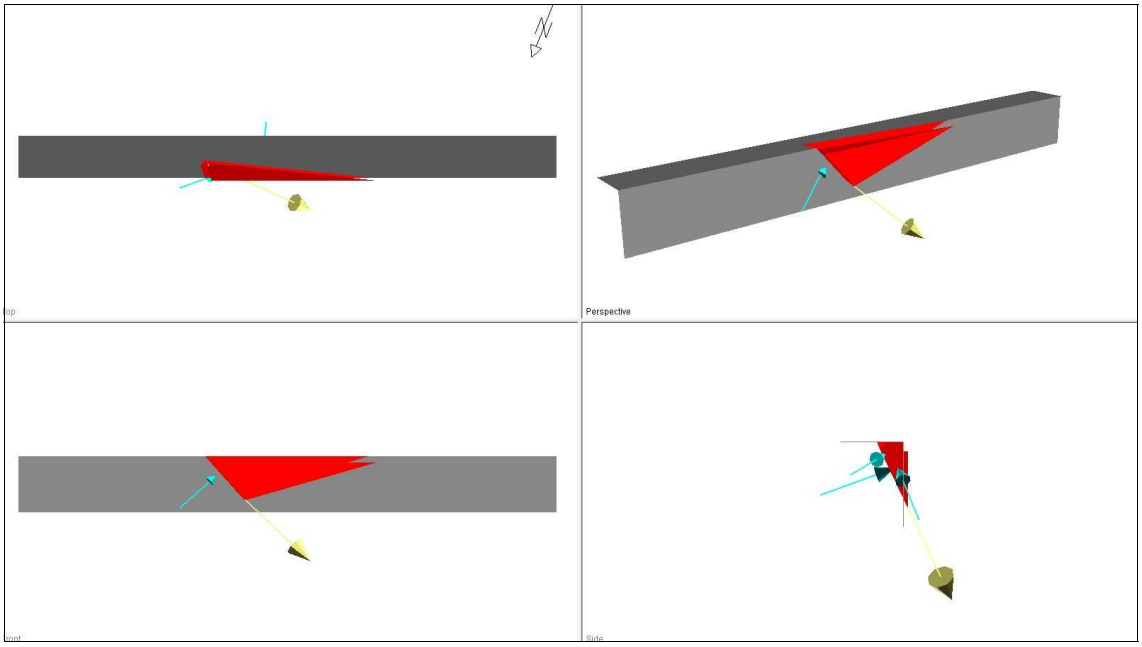


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K0-K1-K3 indagato

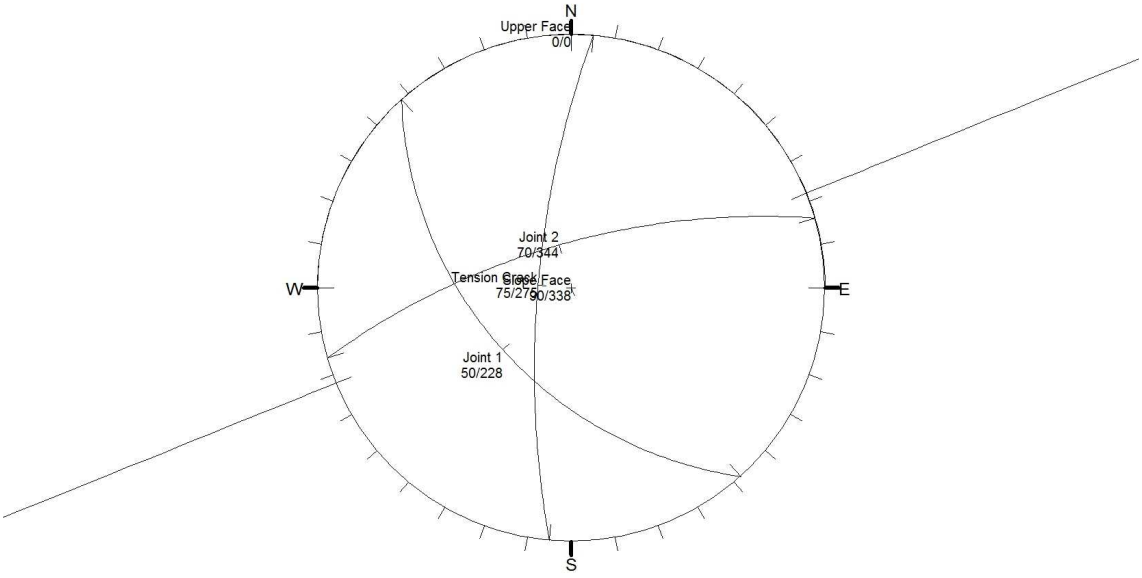


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K0-K1-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**3.50078**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=6.95625 m
Wedge volume=1174.87 m3
Wedge weight=3172.16 tonnes
Wedge area (joint1)=71.0467 m2
Wedge area (joint2)=545.258 m2
Wedge area (slope)=492.184 m2
Wedge area (upper face)=232.883 m2
Wedge area (tension crack)=2.80612 m2
Normal force (joint1)=2161.27 tonnes
Normal force (joint2)=1281.41 tonnes
Driving force=2134.82 tonnes
Resisting force=7473.53 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.019254 tonnes/m2
Water force on joint1=1.36793 tonnes
Water force on joint2=10.4984 tonnes
Water force on tension crack=0.0540292 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=72.9596 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.5399 deg, trend=272.138 deg
length=19.7863 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=20.1099 m
Joint2 on slope face=54.3416 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=66.5488 m
Tension crack on upper face=2.53397 m

Maximum Persistence:
Joint1=21.7995 m
Joint2=66.5488 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 115.74 deg
J1&Crest on slope face = 48.2367 deg
J1&Crest on upper face = 110 deg
J2&Crest on slope face = 16.0235 deg
J2&Crest on upper face = 6 deg
J1&TC on upper face = 133 deg
J2&TC on upper face = 111 deg

Joint Set 1 Data:

dip=50 deg, dip direction=228 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Joint Set 2 Data:

dip=70 deg, dip direction=344 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=338 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=75 deg, dip direction=275 deg
trace length=5 meters

Water Pressure Data:

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures

Percent Filled=30 %

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.023
Direction=line of interesection J1&J2
trend=272.138 deg, plunge=40.5399 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope, 5=Tension Crack
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: 12.4, 5.02, 15
Point 234: -48.4, -19.6, 15
Point 135: 15.8, 1.3, 15
Point 125: 15, -0.561, 12.9
Point 235: 15.5, -1.22, 15

4)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N50/90 in Portoro e Tarso;

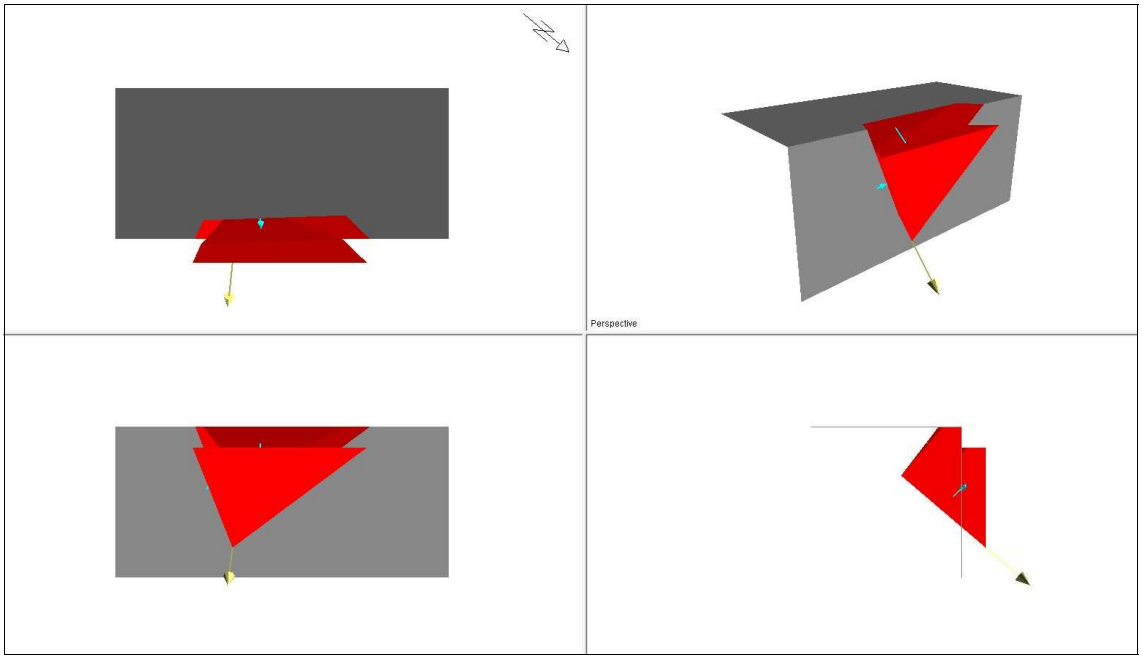


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K0-K2-K3 indagato

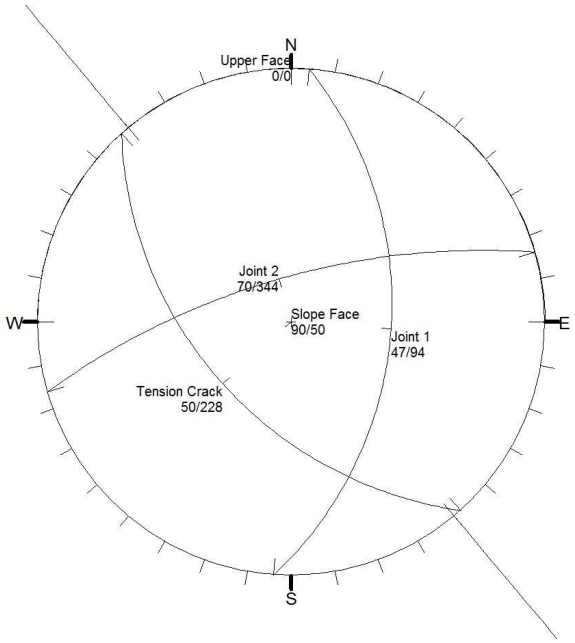


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K0-K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.4769**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.47329 m
Wedge volume=771.087 m3
Wedge weight=2081.93 tonnes
Wedge area (joint1)=158.632 m2
Wedge area (joint2)=90.719 m2
Wedge area (slope)=195.843 m2
Wedge area (upper face)=73.9653 m2
Wedge area (tension crack)=101.51 m2
Normal force (joint1)=1411.07 tonnes
Normal force (joint2)=708.02 tonnes
Driving force=1399.03 tonnes
Resisting force=3465.26 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0656725 tonnes/m2
Water force on joint1=10.4178 tonnes
Water force on joint2=5.95774 tonnes
Water force on tension crack=6.66642 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=47.8845 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.2259 deg, trend=56.0697 deg
length=11.9279 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=25.109 m
Joint2 on slope face=16.1467 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=2.98777 m
Tension crack on upper face=21.3134 m

Maximum Persistence:
Joint1=25.109 m
Joint2=16.1467 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 75.0396 deg
J1&Crest on slope face = 36.6835 deg
J1&Crest on upper face = 44 deg

J2&Crest on slope face = 68.2769 deg
J2&Crest on upper face = 66 deg
J1&TC on upper face = 134 deg
J2&TC on upper face = 116 deg

Joint Set 1 Data:

dip=47 deg, dip direction=94 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Joint Set 2 Data:

dip=70 deg, dip direction=344 deg
cohesion=8.73 tonnes/m2, friction angle=31.3 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=50 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=50 deg, dip direction=228 deg
trace length=5 meters

Water Pressure Data:

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=30 %

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.023
Direction=line of interesection J1&J2
trend=56.0697 deg, plunge=40.2259 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope, 5=Tension Crack
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -12.9, 15.4, 15
Point 234: 3.84, -4.58, 15
Point 135: -13.3, 10.4, 15
Point 125: -7.56, -5.08, 7.7
Point 235: 0.969, -5.4, 15

5)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N50/90 in Dolomia;

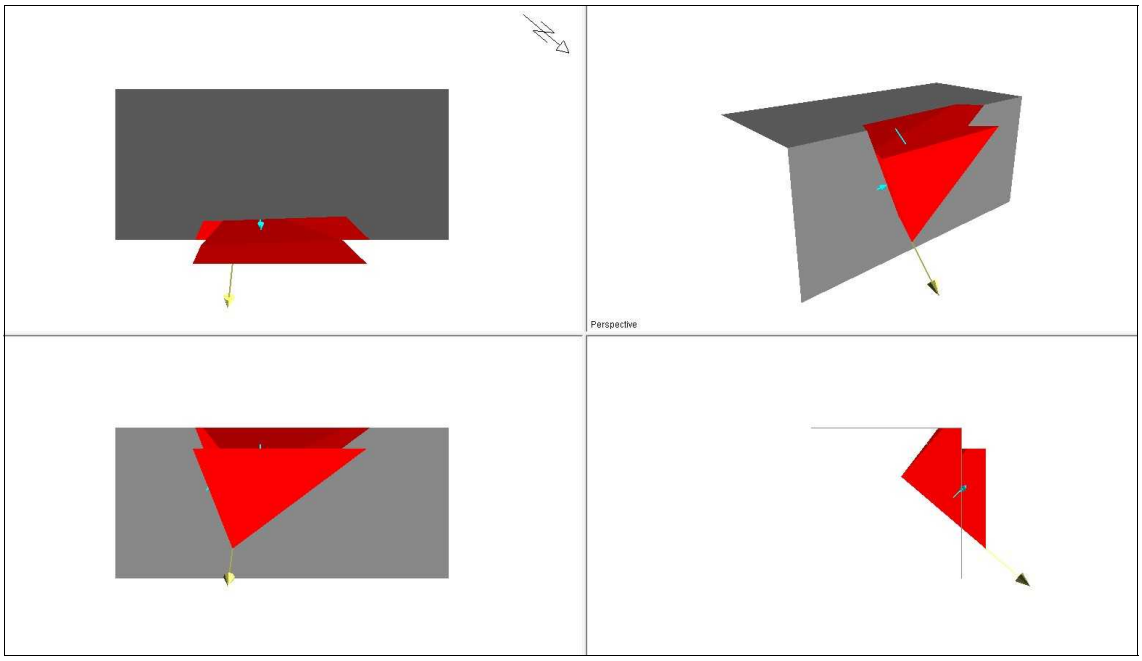


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K0-K2-K3 indagato

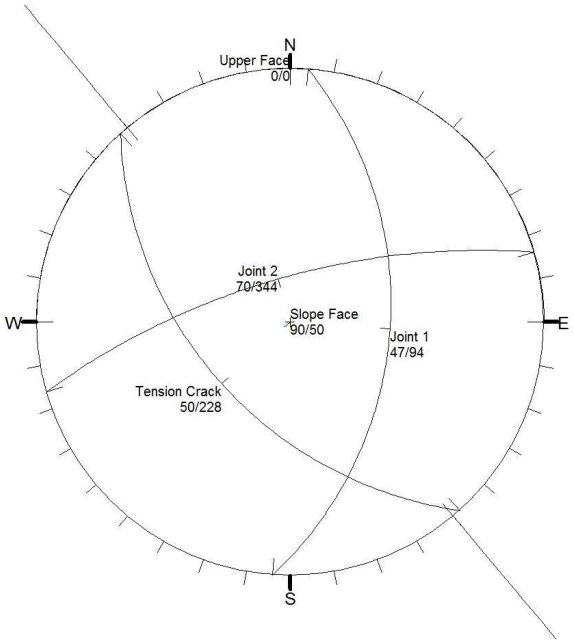


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K0-K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**4.00323**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.47329 m
Wedge volume=771.087 m3
Wedge weight=2043.38 tonnes

Wedge area (joint1)=158.632 m2
Wedge area (joint2)=90.719 m2
Wedge area (slope)=195.843 m2
Wedge area (upper face)=73.9653 m2
Wedge area (tension crack)=101.51 m2
Normal force (joint1)=1384.75 tonnes
Normal force (joint2)=694.786 tonnes
Driving force=1373.25 tonnes
Resisting force=5497.41 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0656725 tonnes/m2
Water force on joint1=10.4178 tonnes
Water force on joint2=5.95774 tonnes
Water force on tension crack=6.66642 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=46.9977 tonnes

Failure Mode:
Sliding on intersection line (joints 1&2)

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=40.2259 deg, trend=56.0697 deg
length=11.9279 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=25.109 m
Joint2 on slope face=16.1467 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=2.98777 m
Tension crack on upper face=21.3134 m

Maximum Persistence:
Joint1=25.109 m
Joint2=16.1467 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 75.0396 deg
J1&Crest on slope face = 36.6835 deg
J1&Crest on upper face = 44 deg
J2&Crest on slope face = 68.2769 deg
J2&Crest on upper face = 66 deg
J1&TC on upper face = 134 deg
J2&TC on upper face = 116 deg

Joint Set 1 Data:

dip=47 deg, dip direction=94 deg
cohesion=16.377 tonnes/m2, friction angle=34.21 deg

Joint Set 2 Data:

dip=70 deg, dip direction=344 deg
cohesion=16.377 tonnes/m2, friction angle=34.21 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=50 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.65 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=50 deg, dip direction=228 deg
trace length=5 meters

Water Pressure Data:

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=30 %

Seismic Data:

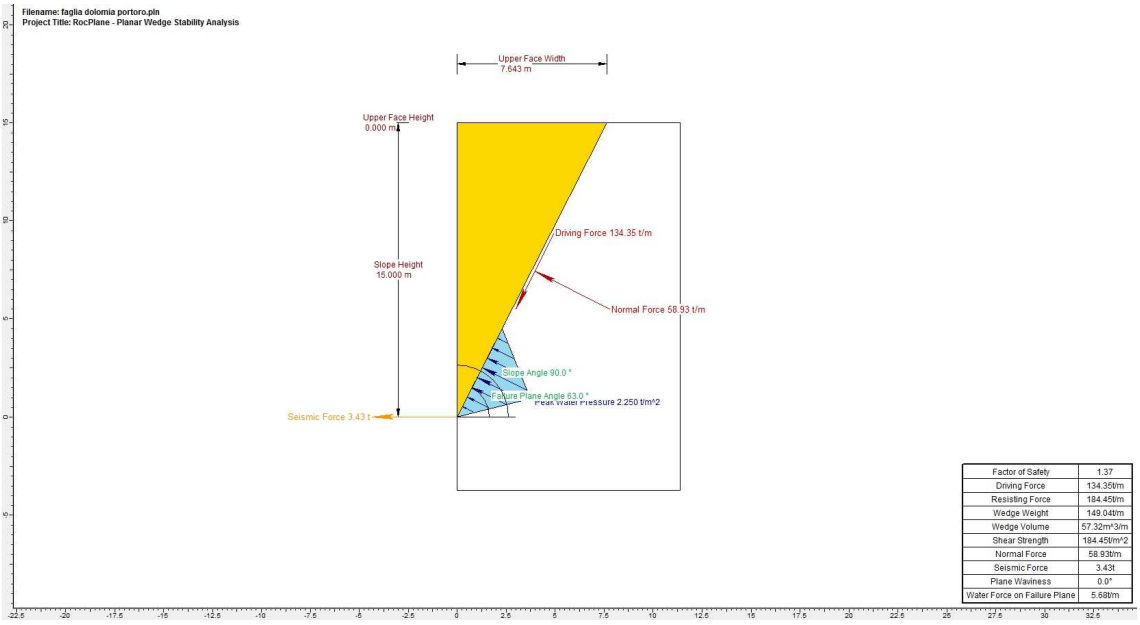
Seismic coefficient=0.023
Direction=line of interesection J1&J2
trend=56.0697 deg, plunge=40.2259 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope, 5=Tension Crack
Point 124: 0, 0, 0
Point 134: -12.9, 15.4, 15
Point 234: 3.84, -4.58, 15
Point 135: -13.3, 10.4, 15
Point 125: -7.56, -5.08, 7.7
Point 235: 0.969, -5.4, 15

6)Scivolamento planare con fronte di 15 m, lungo la faglia tra il Portoro e la Dolomia nel fronte N50/90.

Per questa verifica si sono utilizzati i parametri del Portoro, minori rispetto a quelli della dolomia, a favore di sicurezza.



Analysis Results:

Analysis type = Deterministic
Normal Force = 60.1675 t/m
Resisting Force = 185.209 t/m
Driving Force = 136.932 t/m
Factor of Safety = **1.35256**

Geometry:

Slope Height = 15 m
Wedge Weight = 151.902 t/m
Wedge Volume = 57.3216 m^3/m
Rock Unit Weight = 2.65 t/m^3
Slope Angle = 90 °
Failure Plane Angle = 63 °
Upper Face Angle = 0 °
Bench Width : Not Present
Waviness = 0 °

Intersection Point (B) of slope and upper face = (-5.23723e-014 , 15)
Intersection point (C) of failure plane and upper face = (7.64288 , 15)
Failure plane length (Origin --> C) = 16.8349 m
Slope length (Origin --> B) = 15 m

Tension Crack : Not Present

Strength:

Shear Strength Model : Mohr-Coulomb
Friction Angle = 31.3 °
Cohesion = 8.8285 t/m^2
Shear Strength: 185.209 t/m^2

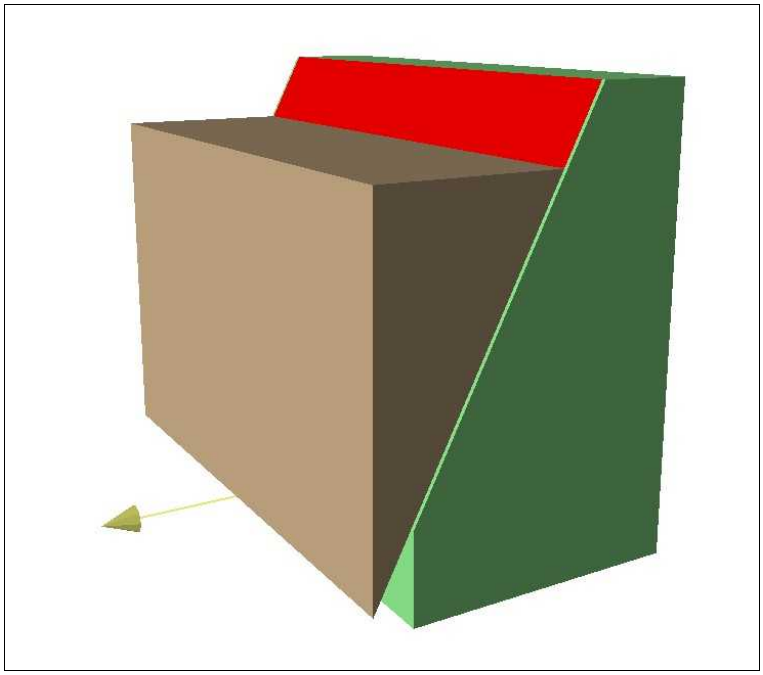
Water Pressure:

Water Unit Weight = 1 t/m^3
Pressure Distribution Model : Peak Pressure - Mid Height
Percent Filled : 30 %
Water Force on Failure Plane = 5.68178 t/m

Seismic Force:

Direction : Horizontal
Seismic Coefficient : 0.023
Seismic Force : 3.49375 t/m

External Forces : Not Present



Modellazione tridimensionale dello scivolamento planare

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri ridotti come previsto dalle NTC 08 e come riportato nei precedenti capitoli; acqua lungo i giunti e l'effetto sismico.

I risultati delle analisi effettuate sono riassunti nella sottostante tabella.

Analisi	Fs
1	**1,6461**
2	**2,3671**
3	**3,5008**
4	**2,4769**
5	**4,0032**
6	**1,3526**

14.2 Analisi di ribaltamento colonnare

Questa analisi viene affrontata per identificare situazioni che ipoteticamente potrebbero dare origine a fenomeni di ribaltamento.

Infatti, si osserva che questo fenomeno è subordinato alla presenza di una stratificazione verticale o comunque ad una fitta presenza di giunti subverticali.

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* (figura Aa) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura B); il *block-flexure toppling* (figura. Ac e figura B) 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 topple* (figura Ab) una tipologia di *block topple* 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.

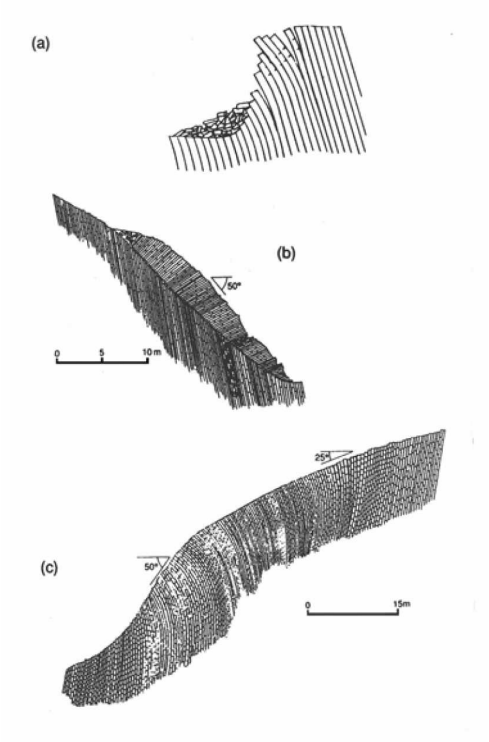


Fig. A - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

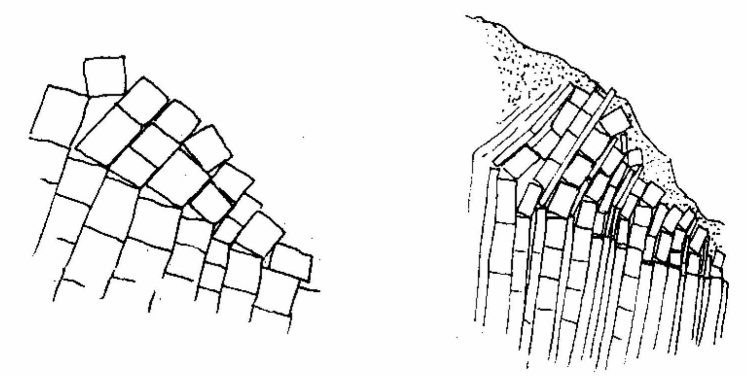


Fig. B - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

La seguente figura C (Hoek & Bray, 1981) rappresenta ulteriori classi secondarie di movimenti, sempre con toppling, quali ad esempio: *slide head topple*, il *slide base toppling*, il *slide toe topple,* 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.

Spesso il fenomeno è contiguo ad altri quali lo scivolamento piano su giunto o il rilascio di prisma con scivolamento su una superficie.

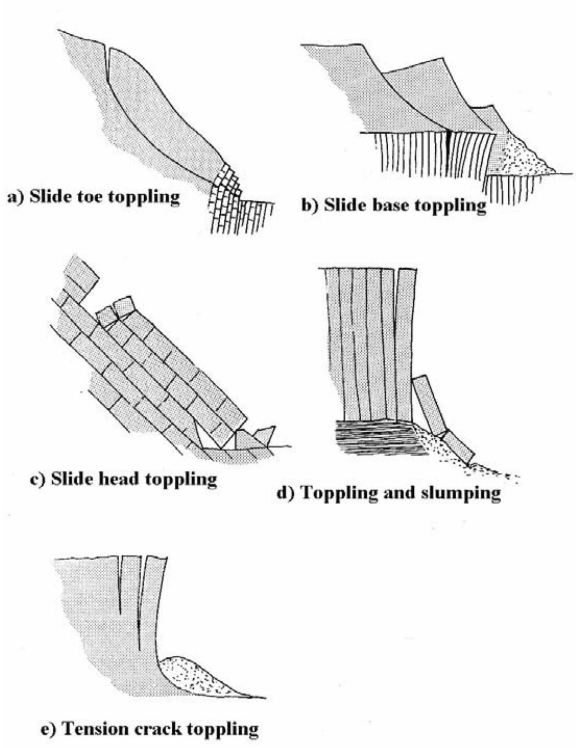


Fig. C - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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

Tale fenomeno è in genere tipico di situazioni con presenza di materiali fortemente stratificati verticalmente.

Dalle analisi fatte risulta che nelle rocce esaminate in cava le possibilità che si possa innescare un fenomeno di ribaltamento sono molto scarse o nulle.

Nel fronte orientato N228/50 sono possibili esclusivamente fenomeni di scivolamento planare, trattati precedentemente. Nei fronti N290/90 e N338/90 l astratificazione è posta a traverpoggio rispetto al fronte e pertanto non sono possibili fenomeni di ribaltamento.
Infine, nel fronte N50/90 la stratificazione è posta a reggipoggio, impedendo fenomeni di ribaltamento colonnare.

15-VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Le verifiche che seguono sono state eseguite in conformità di quanto prescritto al punto 6.8 "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo" delle NTC lungo la sezione 4 di ripristino ambientale.

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".

Secondo quanto riportato al punto 6.8.2 delle NTC, 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.

Di seguito viene effettuata la verifica di sicurezza della scarpata del riempimento con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando la metodologia proposta da "Jambu" secondo il quale la stabilità alla traslazione viene valutata in base alla proiezione di tutte le forze in gioco sull'asse orizzontale, per una superficie di scorrimento qualsiasi.

Il coefficiente di sicurezza è dato in prima approssimazione dalla:
$Fo = \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\varphi i\ + ci\ .\ \Delta x\ i)/\ \Sigma i\ (\Delta Pi\ .\ tg\alpha\ i) + Q =$ dove:

- ΔPi = peso totale di un concio generico, dato, per una striscia di larghezza unitaria, dell'area del concio per il peso specifico apparente
- φi = angolo di attrito interno del materiale relativo al concio generico
- ci = coesione apparente relativa al concio generico
- Δxi = larghezza del concio generico
- αi = angolo tra un tratto generico della superficie di scorrimento e l'orizzontale
- Q = forza esterna mobilizzante (segno +) ovvero resistente (segno -).

Ottenuto il valore F si calcolano successivamente i coefficienti di sicurezza con ulteriori approssimazioni secondo un sistema iterativo finché Fi+1= Fi.

Passando alla fase operativa, la verifiche sono state effettuate sulle sezioni 2-2 e 3-3 di progetto di sistemazione ambientale, dove sono esaminate diverse curve di stabilità.

Come caratteristiche di resistenza dei materiali si sono considerati i valori di progetto di angolo di attrito e per sicurezza è stata ipotizzata la presenza di una falda acquifera temporanea inclinata verso valle.

Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2010 della Geostru - Software ed i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate.

Dalle elaborazioni delle linee di scivolamento testate, visibili in allegato, si ottengono coefficienti di sicurezza minimi sempre maggiori di 1 (Fsmin=**1,6389** – sezione 4) e quindi la stabilità globale della scarpata è verificata, così come previsto dalla normativa.

Ponendo la coesione pari ad 1/3 di quella di progetto si ottiene un Fsmin=1,47.

Anche ipotizzando la coesione pari a 0, a favore di sicurezza si ottiene un coefficiente di sicurezza minimo > di 1.

Per completezza è stata verificata anche la sistemazione ambientale provvisoria, sempre la sezione 4-4, considerando l'effetto sismico, la falda inclinata verso valle, i parametri ridotti (Vd) e la coesione pari a zero, si è ottenuto un Fsmin=**1,8685**.

16-PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

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 stabilità 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 circa 50 cm 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 dei gradoni (almeno ogni 10 metri di spessore riportato) è 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, è necessario realizzare un sistema drenante composto da un letto drenante e trincee drenanti come sopra riportato;

- Al progredire del rilevato dovrà essere curata e mantenuta in efficienza la regimazione idrica delle acque meteoriche come da progetto;

- Man mano che i vari ripiani saranno giunti alle 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 stabilità 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 stabilità e di parametrizzazione geotecnica effettuate si prescrive di eseguire adeguate indagini geognostiche alla fine di ogni fase di abbancamento. Le indagini da eseguirsi in almeno 2 punti differenti della zona di abbancamento del rilevato e dovranno essere DPSH o SPT e/o indagini similari volte a verificare le reali condizioni geotecniche e di compattazione del materiale. Alla fine di ogni fase di abbancamento si consiglia inoltre di effettuare anche prove di laboratorio su almeno un campione, significativo, del materiale utilizzato.

17-CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E METEOCLIMATICHE DELL'AREALE

Al fine di definire lo schema dei deflussi superficiali e profondi che consentano una regolare infiltrazione delle acque ed il loro smaltimento è stato necessario definire le caratteristiche idrologiche e idrogeologiche dell'area.

- Calcolo degli apporti idrici (P):

Il calcolo delle precipitazioni atmosferiche medie sull'areale in esame, che sostanzialmente comprende il crinale di separazione tra le Cinque Terre e la Val di Vara, è stato desunto dai dati delle stazioni pluviometriche riportati sugli Annali del Servizio Idrologico che coprono una vasta area attorno al siti di cava.

Le stazioni considerate sono: Levanto (2 m slm)- La Spezia (5 m slm) - Portovenere (20 m slm) - Sarzana (26 m slm) - Piana Battola (30 m slm) - Padivarma (80 m slm) - Riccò (143 m slm) - Montale (149 m slm) - La Foce (241 m slm) - Calice al Cornoviglio (402 m slm) e Tavarone (603 m slm).

Il periodo considerato per calcolare l'afflusso meteorico medio (anni idrologico medio) è stato il quindicennio 1951 - 1965 confrontato e rapportato con il trentennio 1921 – 1950.

Per i dati incompleti si è proceduto all'integrazione dei dati con metodi di calcolo statistici.

Inoltre, per avere dati il più possibile certi sulle precipitazioni della zona considerata, tenuto conto delle differenti situazioni morfologiche e di altitudine, sono stati ulteriormente elaborati ed infittiti i dati delle stazioni di Padivarma – Riccò del Golfo e La Foce in modo da ricavare una legge che lega la piovosità alla quota dei rilievi e all'esposizione degli stessi in rapporto alle correnti umide.

In definitiva, le elaborazioni di cui sopra hanno permesso di definire la pioggia media annua del periodo sulla zona che risulta essere di 1650 mm/a.

La pioggia media mensile più elevata si ha nella stazione di Riccò del Golfo nel mese di Novembre con 234,7 mm.

- Calcolo dell'evapotraspirazione reale (Er):

La valutazione dell'evapotraspirazione reale fa parte del bilancio idrologico della zona in quanto rappresenta una perdita effettiva in termini di apporto idrico profondo e superficiale.

Data la finalità dello studio, la valutazione dell'evapotraspirazione reale è stata fatta mediante i comuni metodi empirici utilizzando i dati di temperatura al suolo.

Per le misure termometriche si è fatto riferimento ai dati esistenti ricavati dalle stazioni del Servizio Idrologico.

Dall'esame dei dati termometrici della zona si evidenzia che la temperatura decresce con regolarità sino a quota di circa 250 metri in accordo con la teoria che prevede la diminuzione di T con l'altezza secondo i gradienti locali.

Oltre i 250 metri, la temperatura si mantiene pressoché costante al variare dell'altezza e ciò indica che l'influenza della quota è meno marcata rispetto all'esposizione a mezzogiorno dei versanti.

Per il calcolo dell'evapotraspirazione annuale è stata utilizzata la formula di Turc che è in funzione dell'altezza della pioggia annua (P) e del parametro (L) che si ricava in funzione della temperatura media annua (formula valida per P/L < 0.316). Dalle elaborazioni si ottiene un valore di evapotraspirazione dell'ordine di Er = 630 mm/a.

L'evapotraspirazione mensile riferita al mese più piovoso (Novembre) calcolata con la relazione di Thornthwaite, che considera la temperatura media mensile, la radiazione solare che giunge al suolo tramite il coefficiente (α) e l'indice di calore, fornisce un valore medio di 45 mm.

- **Calcolo dell'infiltrazione nel rilevato di ricomposizione ambientale (I):**

La valutazione dell'infiltrazione nel rilevato, partendo dal dato della precipitazione efficace (pioggia meno evapotraspirazione), è possibile definendo degli opportuni coefficienti (C.i.p. = coefficiente di infiltrazione potenziale) che, tenendo conto delle caratteristiche dei litotipi affioranti, del tipo di permeabilità e di altri fattori, consentono di calcolare la percentuale di acque sottratta al ruscellamento, espressa come percentuale della precipitazione efficace.

I valori numerici dei coefficienti d'infiltrazione sono ricavati da diversi lavori (Raggi; Celico) relativi a zone confrontabili con quella in esame, sia per la litologia che per il clima, e spaziano tra 0 e 70 %.

In particolare, facendo riferimento all'area di cava, poiché la zona sarà oggetto di ricomposizione morfologica con versante a media acclività, ed il materiale posto a dimora è assimilabile ad un deposito di falda / accumulo detritico costituito da frammenti litoidi in matrice limosa – sabbiosa, il coefficiente d'infiltrazione potenziale (C.i.p.) che si ricava è pari al 50%.

Pertanto la quantità d'acqua media che potenzialmente s'infiltra all'anno risulta: I = (P – Er) x C.i.p. = (1650 – 630) x 0,50 = 510 mm/a.

Nel periodo più piovoso (Novembre – stazione di Riccò del Golfo) la quantità d'acqua che s'infiltra risulta di $I_{novembre}$ = 94,85 mm.

- **Calcolo del ruscellamento (R):**

Sulla base dei dati sopra riportati il calcolo della quantità d'acqua che ruscella si ricava direttamente dal bilancio idrologico del sito:

P = Er + R + I, da cui R = P – (Er + I) = 510 mm/a.

Sostanzialmente, questo valore rispecchia i bilanci idrologici di situazioni in condizioni simili, già ampiamente documentate in letteratura.

18-SCHEMA DEI DEFLUSSI PROFONDI NEL CORPO DEL RILEVATO E DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DRENANTE

Per definire lo schema dei deflussi si fa riferimento alle teorie relative al flusso idraulico nei mezzi porosi, mentre il dimensionamento è funzione della quantità di liquido da allontanare.

Il bilancio idraulico è condotto partendo dalle precipitazioni meteoriche e valutando le quantità che s'infiltrano nel corpo detritico, considerando le quote parti sottratte dall'evapotraspirazione e dal deflusso superficiale.

Per sicurezza e per semplicità di calcolo, e tenuto conto che il valore incide in modo marginale, non si considera la ritenzione del terreno granulare.

I deflussi, e quindi il dreno è calcolato sull'infiltrazione mensile, considerando il mese più piovoso, che risulta essere quella più significativa ai fini dell'instaurasi di accumuli idrici.

La quantità massima mensile d'infiltrazione risulta di I = 94,85 mm/mese che determina uno scorrimento all'interno della massa del riporto per unità di superficie di q = 3,659 x 10E-6 cm/sec.

Per evitare che quest'acqua possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, si prevede il suo smaltimento attraverso la realizzazione di un sistema drenante composto da un letto drenante omogeneo su tutta la superficie, avente uno spessore di circa 20 cm, convogliante in una trincea drenante principale posta longitudinalmente al centro del piazzale di base a quota 564 m.

Il tutto sarà basato su di una superficie variamente conformata avente inclinazione verso valle del 5 % e trasversalmente (verso la trincea) del 3 %.

Il materiale previsto per la ricomposizione ambientale ha una permeabilità media Km dell'ordine di 10E-3, una porosità di circa il 30 – 40 % ed una velocità di percolazione valutabile in 0,09 cm/sec.

La permeabilità del materiale drenante, che sarà costituito dalla frazione più grossolana della lavorazione del materiale scavato (ghiaie spigolose, ghiaietto con sabbie, separato nella prima fase di frantumazione) con l'aggiunta di ghiaia pulita, può essere considerata pari a Kd=1x10 E2 cm/sec.

Sulla base di questi elementi ed imponendo come dato progettuale di avere un'altezza massima dell'acqua entro lo strato drenante di Mmax = 3 cm in modo da garantire un efficace drenaggio, si ricava: q/Kd = 3,659 x E10-4 cm/sec.

Considerando che la lunghezza della trincea principale è di 70 m e che la larghezza media drenante è di 20 metri, la portata massima Q affluente al dreno sarà:

Qmax= 5,12 x 10E-3 mc/sec.

Prevedendo una sezione della trincea drenante a forma trapezoidale con 2 m. di testa, 1,5 m. di base e spessore 0,5 m, la portata smaltita, considerando una pendenza longitudinale del 5 %, è data dalla:

Qt = KSi = 4,37 x 10E-2 mc/sec.

La portata smaltibile dalla trincea Qt è molto maggiore di quella massima affluente al dreno (Qt/Qmax = 8,52) e pertanto il sistema è verificato.

Il drenaggio è sovradimensionato e ciò è garanzia di sicurezza del funzionamento dell'opera nel tempo, e per impedire il potenziale intasamento si porrà un livello di tessuto non tessuto.

Quanto sopra è riportato nelle tavole allegate in cui risultano gli elementi progettuali e la disposizione e profondità dei dreni.

Tutte le acque d'infiltrazione così captate confluiranno alla canalizzazione di raccolta delle acque superficiali.

19-REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE SUPERFICIALI

19.1 Premessa

In questo paragrafo sono contenuti gli elementi che caratterizzano la regimazione idraulica delle acque superficiali che si raccolgono nell'ambito della zona di cava ed il loro convogliamento alle vasche di sedimentazione e ai colatori naturali.

Tale regimazione ha l'obiettivo di evitare sia che le acque possano dilavare ed erodere i versanti con la formazione di dissesti, sia di portare materiale in sospensione nei corsi d'acqua.

La verifica idraulica sul dimensionamento viene fatta sullo stato di progetto finale e si riferisce al canale principale mentre non prende in considerazione le varie canalette di scolo di piccole dimensioni poste sui vari gradoni che raccolgono modeste quantità d'acqua.

Si sottolinea che data la morfologia naturale dei luoghi e dalla conformazione che viene data alla cava nello stato finale, il bacino imbrifero sotteso alla canalizzazione principale è modesto e pertanto anche le quantità d'acqua piovana in gioco sono limitate.

Preme comunque ribadire, che tutta l'area di cava, sia in fase di scavo che di riporto e sistemazione sarà costantemente oggetto di attenta regimazione idrica delle acque piovane, anche con la realizzazione di canalizzazioni provvisorie.

19.2 - Bacini imbriferi e calcolo delle portate di massima piena

Facendo riferimento alla Carta dei Bacini Imbriferi allegata, l'areale sotteso alla cava comprende un unico bacino la cui superficie risulta di A = 0,00711 Kmq.

Le acque raccolte in questo bacino defluiscono all'interno dell'area di cava sino alla canalizzazione principale che scorre a lato della pista di accesso inferiore, e da qui alla vasca di sedimentazione posta a quota 552 m.

Per quanto riguarda il calcolo della portata di piena la formula utilizzata è quella riportata nell'Allegato N°4 della delibera dell'Autorità di Bacino Interregionale del Fiume Magra – "Misure di Salvaguardia - Assetto Idrogeologico" relativa ai valori di portata al colmo di piena per eventi con tempo di ritorno assegnati, riferita ai bacini minori, con tempo di ritorno di 500 anni , nella forma: Q = 29*AE0,85. (per A<43Kmq).

Passando alle elaborazioni numeriche, le portate di massima piena alla chiusura del suddetto bacino è di Q max = 0,43 mc/sec

Nel complesso si tratta di portate di massima piena smaltibili con una regimazione idrica di dimensioni contenute.

19.3 - Verifiche idrauliche e tipologia delle canalizzazioni

Tipologia delle canalizzazioni:

In considerazione di quanto sopra le verifiche idrauliche sono state eseguite lungo la canalizzazione principale nella sezione di chiusura e cioè all'uscita dell'area di cava.

In questo tratto, la canalizzazione è a sezione trapezia, realizzata su roccia con larghezza di base 60 cm, di testa 120 cm e 60 cm di profondità.

Sui rilevati in terra interni alla cava la canalizzazione sarà realizzata con canalette prefabbricate in acciaio semicircolari del diametro di 80 cm in lamiera d'acciaio ondulata poiché più idonee ad essere collocate sulle zone di riporto (o contatto riporto – roccia) al posto di strutture rigide.

Inoltre, sono più facilmente trasportabili, ben sopportano eventuali assestamenti del terreno, ma soprattutto rallentano la velocità dell'acqua in caso di pendenze elevate.

Oltre alla citate canalizzazioni sono previste anche canalette in cls semicircolari e con diametro di 30 cm da porre lungo i vari gradoni in terra per evitare infiltrazioni ed erosioni dell'acqua piovana.

Lungo la pista saranno posti in opera deviatori in tavole di legno (o similari) avente una sezione utile di circa 10 x 10 cm defluenti verso le canalizzazioni laterali, il tutto come riportato nei particolari costruttivi.

Verifiche idrauliche:

Per quanto riguarda la verifica idraulica della canalizzazione principale, la sezione di deflusso è trapezoidale con dimensioni di 0,60 m di base e 1,20 metri alla testa e profonda 0,60 metri; la pendenza minima del fosso è pari al i =1,5%.

Con tali dimensioni si garantisce lo smaltimento della portata di massima piena sopra calcolata per il bacino sotteso, pari a Q max = 0,43 mc/sec.

Infatti, la portata della canalizzazione, determinata con la formula di Gauckler-Strickler, risulta dai seguenti calcoli:

- superficie del fosso S = (1,20 + 0.60)/2 x 0,60 = 0,54 mq

- contorno bagnato Cb = (0,67 X 2 + 0,60) =1,94 m

- raggio idraulico Ri = Cb/S= 0,28 m

- coefficiente scabrezza χ = 35 (come da piano di Bacino)

- velocità V =χ x RiE2/3 x iE1/2=35x0,28E2/3x0,015E1/2=1,83 m/sec

- portata fosso Q = V x S = 1,83 x 0,58 = 0,98 mc/sec >> 0,43 mc/sec

Il valore calcolato risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione è verificata, garantendo pertanto un adeguato franco idraulico.

I calcoli fatti dimostrano che gli interventi di regimazione idrica delle acque superficiali della cava sono pienamente verificati anche considerando il modesto apporto dei dreni.

Questi ultimi, infatti, rispetto al tempi del deflusso superficiale rilasciano l'acqua solo dopo un certo periodo, difficilmente coincidente con una successiva pioggia di massima piena.

La rete di regimazione idrica della cava e le verifiche fatte sono ampiamente cautelative anche tenendo conto dei recenti eventi alluvionali (fine 2011) che hanno colpito alcuni comuni della Val di Vara, poiché, nella realtà, la quantità effettiva di acqua che ruscella è notevolmente inferiore a quella calcolata data la presenza del detrito sui versanti naturali e del materiale di riporto detritico del rilevato.

19.4 - Vasche di sedimentazione

Su tutta l'area di cava interessata dal progetto le acque piovane sono raccolte con le canalette e canali sovradimensionati e addotte al sistema di decantazione composto da tre vasche di varie dimensioni in rapporto agli afflussi, tutte scavate in roccia.

Chiaramente, come meglio riportato nell'All.2 e nelle varie cartografie del Piano la regimazione delle acque sarà fatta costantemente e le vasche seguiranno lo sviluppo della coltivazione e della ricomposizione ambientale.

In particolare nelle prime fasi di coltivazione le acque piovane saranno addotte alle due vasche già esistenti presenti al margine della cava di Dolomia, mentre successivamente sarà realizzata una terza vasca a quota 552 m.

Si fa presente che l'utilizzo delle due vasche ad oggi esistenti non ne modifica la loro volumetria, poiché nei calcoli del loro dimensionamento effettuati a suo tempo per la redazione del progetto della cava di Dolomia, è stato considerato anche l'apporto delle acque provenienti dalla zona che oggi si intende scavare per estrarre il Portoro.

Dette vasche, adeguatamente segnalate e limitate per sicurezza, saranno ripulite almeno due volte all'anno, soprattutto prima dei periodi piovosi, e il materiale sedimentato, una volta asciutto, verrà posto insieme al detrito per il recupero ambientale.

Queste vasche saranno mantenute in funzione anche dopo la fine del recupero ambientale, dopodiché saranno eliminate e riempite con detrito.

L'eliminazione delle vasche si ipotizza entro uno – due anni progressivamente dalla fine dei lavori di recupero vegetazionale poiché dopo questo periodo si presuppone che la copertura vegetale sia tale da limitare o ridurre al minimo l'erosione superficiale e quindi il trasporto solido da parte delle acque piovane.

19.5 - Calcoli dimensionali delle vasche di sedimentazione

Dall'esame dei dati idrologici delle Stazioni Pluviometriche considerate risulta che le precipitazioni di notevole intensità della durata di 1 ora (dalla tabella III – Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi) e sufficienti a mettere in sospensione il materiale fine polveroso eventualmente presente nell'area di cava, sono mediamente di Pm = 39 mm/ora.

Come è noto, di questa quantità solo una parte ruscella e va nelle vasche di sedimentazione, mentre la restante in parte evapora e in parte s'infiltra.

Nel caso specifico della cava, tenuto conto del tipo di terreno (sia roccia che riporto) e

considerando che è la prima precipitazione che determina il maggior afflusso di particelle in sospensione e che è anche quella maggiormente soggetta all'evaporazione, si ritiene che il quantitativo d'acqua di ruscellamento (R) non sia superiore ad 1/3 della pioggia totale.

Sostanzialmente, questo valore rispecchia i bilanci idrologici di situazioni in condizioni simili, già ampiamente documentate in letteratura.

Il calcolo della volumetria e la verifica delle vasche per una corretta sedimentazione viene eseguito per la vasca inferiore a quota 552 m poiché quelle esistenti sono già state verificate a suo tempo con gli stessi parametri.

La superficie di bacino imbrifero che sottende la vasca inferiore è di S = 7.113 mq

Le quantità di acque che effettivamente ruscellano e giungono alla vasca di sedimentazione risultano:

- Ruscellamento: R = 39,0 / 3 = 13,0 mm/ora.

- Da cui si può calcolare la quantità d'acqua che giunge alle vasche:

Q = S x R /3.600 = 7.113 x 0,013 /3.600 = 0,025 mc/sec.

- La volumetria della vasca, considerata grossolanamente di forma circolare è:

- V = 2,5 x 2,5 x 3,14 x 2 = 39,25 mc

Pertanto il tempo di permanenza (t) delle acque nella vasca risulta di:

t = V/Q = 39,25 / 0,025 = 1.570 sec., pari a 26,1 minuti.

Questo tempo (maggiore dei 5 minuti previsti dalla normativa) è sufficiente a garantire la sedimentazione delle particelle in sospensione nell'acqua prima di essere immessa nel corpo idrico recettore.

19.6 - Caratteristiche costruttive delle vasche di sedimentazione

Per realizzare l'impermeabilizzazione delle vasche si lascerà in situ uno strato limoso – argilloso di circa 20 cm di materiale sedimentato che costituirà una barriera impermeabile alla potenziale infiltrazione delle acque all'interno della roccia.

Le vasche in roccia, soprattutto durante lo sviluppo della coltivazione possono variare di dimensioni in rapporto alle esigenze di cantiere, ma la volumetria di progetto sarà mantenuta.

All'uscita di ogni vasca, prima dell'imbocco della canalizzazione verso l'impluvio naturale, è previsto il posizionamento di un pozzetto di cls delle dimensioni minime di 60 x 60 cm per le analisi delle acque in uscita, come previsto dalla normativa.

20-CONCLUSIONI

Lo studio geologico, geomeccanico ed idrogeologico ha permesso di elaborare la caratterizzazione dei litotipi presenti nell'area di studio e di effettuare le opportune verifiche di stabilità dei fronti, dei gradoni e del rilevato di ricomposizione ambientale. Ai fini della sicurezza si sono utilizzati sempre i parametri ridotti (Vd), considerata l'accelerazione sismica e la falda nel rilevato di ricomposizione ambientale. Tutte le situazioni studiate sono risultate stabili.

Il progettista
Dott. Geologo Luca Piaggi

Il tecnico incaricato per la parte idraulica

Dott. Ing. Walter Roncone

21-BIBLIOGRAFIA

- Bieniawski Z.T., 1989, Eigineering rock mass classification, J. Wiley & Sons;
- Boccaletti & Tortorici - Appunti di Geologia strutturale. Patron Editore (Bologna);
- Bonini G. et alii (1990) – Carta ittica della Provincia della Spezia: analisi ambientale e programmazione – Amministrazione provinciale della Spezia
- Branucci G. e Paliaga G. (2008) – Atlante dei geositi della Liguria: guida alla lettura del paesaggio geomorfologico ligure – Regione Liguria Catalogo dei beni naturali
- Butler & Bell -1988- Lettura e interpretazione delle carte geologiche. Zanichelli (Bologna);
- Coli M. (1992) – Assetto Tettonico Generale - Guide geologiche generali – Società Geologica Italiana
- Coppola B., Mancini M., Marchese F., Pedemonte S., Rossi F.M., 1992, La classificazione geomeccanica di Bieniawski: modalità di applicazione nella progettazione di gallerie in roccia, Geologia Tecnica e Ambientale, n° 4/92;
- Coppola B., Mancini M., Marchese F., Pedemonte S., Rossi F.M., 1994, Considerazioni tecniche e contrattuali relative all'applicazione del sistema RMR, Geologia Tecnica e Ambientale, n° 2/94;
- Elter P. -Note universitarie- Introduzione alla geologica dell'Appennino Ligure-Emiliano
- Elter P. et alii (1975) – Tension and compressional areas in the recent (Tortonia to Present) evolution of the Northern Apennines – Boll. Geog. Teor. Appl. Trieste.
- Falcioni C., Nosengo S., Paoletti L., Pedemonte S., 1995., Caratteristiche di resistenza al taglio di discontinuità in roccia di alcuni litotipi liguri, Professione Geologo, n° 1-2 1995;
- Geostru, Manuale del software Slope 2010;
- Giani G.P. Analisi di stabilità dei pendii parte 1°, GEAM quaderno n°8;
- Hoek E., Brown E.T., The Hoek-Brown failure criterion - a 1998 update, 18° Canadian Rock Mech. Symposium, Toronto, 1988;
- I.S.R.M., 1993, Raccomandazioni ISRM sulle metodologie per la descrizione quantitativa delle discontinuità nelle masse rocciose, Rivista Italiana di Geotecnica n° 2 1993.
- McClay -1987- The mapping of geological structures. Geol. Soc. London, handbook series, 161pp;
- Mercier & Vergely - Tettonica. Lezioni di geologia strutturale. Pitagora Editore (Bologna);
- Pozzi R., Clerici A., 1985, L'applicazione della classificazione di Z.T. Beniawski alla stabilità delle scarpate in roccia, Costruzioni, anno XXXIV, n°2;
- Ragan -1985- Structural geology An introduction to geometrical techniques. J. Wiley & Sons (New York), 393 pp.;
- Rocscience, Manuale del software Dips;
- Rocscience, Manuale del software Plane;
- Rocscience, Manuale del software Swedge;
- Twiss & Moores - Structural Geology. Freeman and Company (New York);
- Yildirim Dilek e Şafak Altunkaynak (2009) - Geochemical and temporal evolution of Cenozoic magmatism in western Turkey: mantle response to collision, slab break-off, and lithospheric tearing in an orogenic belt - The Geological Society of London

22-ALLEGATI – VEDERE FASCICOLO ALLEGATO 4/A

- Documentazione fotografica;
- Cartografia geologica;
- Sezioni geologiche;
- Carotaggi;
- Prove di laboratorio;
- Verifiche di stabilità dei versanti;
- Verifiche di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;