COMUNE DI CASTIGLIONE CHIAVARESE
CITTÀ METROPOLITANA DI GENOVA
REGIONE LIGURIA

# CAVA DI BASALTO DENOMINATA "ACQUAFREDDA"

## PROGETTO DI VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE E RIPRISTINO AMBIENTALE

## ALL. 4

## RELAZIONE GEOLOGICA, GEOMECCANICA, MINERARIA, DI STABILITA'

**IL COMMITTENTE: Cava Acquafredda Srl**

**IL PROGETTISTA: Dott. Geologo Luca Piaggi**

**- Aprile 2022 -**
**-Ver.1.0-**

**STUDIO GEOLOGICO PIAGGI**
**Via Genova n. 442 -19123 La Spezia**
**Tel-Fax: 0187 –716658**
www.sgeop.com
lucapiaggi@gmail.com

## INDICE

1. Premessa;
2. Normativa di riferimento;
3. Piano di bacino;
4. Geografia, geologia e geomorfologia;
5. Caratteristiche idrogeologiche e carsismo;
6. Caratterizzazione geomeccanica;
7. Stima dei parametri dell'ammasso roccioso;
8. Stima dei parametri del materiale detritico;
9. Stima dei parametri del materiale da utilizzarsi per il ripristino ambientale;
10. Caratterizzazione geofisica;
11. Calcolo dei parametri di progetto;
12. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e azioni;
13. Analisi sismiche;
14. Stabilità globale dei fronti in roccia;
15. Analisi di stabilità dei gradoni;
16. Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
17. Prescrizioni per la realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale e piano di monitoraggio;
18. Materiali utilizzati per la realizzazione del ripristino ambientale;
19. Conclusioni;
20. Bibliografia;

## 1-PREMESSA

Il sito previsto per l'intervento di progetto è ubicato nel comune di Castiglione Chiavarese (GE) ed interessa l'ambito racchiuso da una cava ad estrazione di basalto denominata "Cava Acquafredda".

Il progetto, prevede il completamento della coltivazione dell'attuale fronte, a seguito del nuovo PTRAC approvato, attraverso il rimodellamento di tutto il fronte e contestuale riporto di materiale giungere ad una ottimale ricomposizione morfologico -ambientale del sito tale da occultare buona parte dell'attuale anfiteatro di scavo.

A livello progettuale vengono eseguite le verifiche di stabilità dei fronti rocciosi di scavo e quelle del riporto di ricomposizione ambientale; viene trattato l'aspetto relativo alla regimazione delle acque superficiali con le verifiche idrauliche dei canali di raccolta e il drenaggio delle acque di infiltrazione nel rilevato.

In questa relazione sono riassunti gli elementi geologici – tettonici, sismici, geotecnici, geomorfologici, idrogeologici e idrologici che caratterizzano la zona di cava e dell'areale circostante per poter attuare il progetto descritto approfonditamente nell'allegato 2.

## 2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La verifica della compatibilità dell'opera in rapporto alle condizioni geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche dei terreni viene eseguita secondo quanto previsto dalle vigenti normative e disposizioni di Legge:

- DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»
- 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. Circ. 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- Eurocodice 8 (1998), Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stes. fin. 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. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone) (già OPCM 3274/2003);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ...);
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio R.L.);
- Piano di bacino interregionale Magra - Vara;
- 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 Approvazione modifiche alle "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla 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;
- L.R. 12/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva.

## 3-PIANO DI BACINO

Per quanto riguarda il Piano di Bacino del Torrente Polcevera l'areale di cava è così classificato:

Suscettività al dissesto: la cava è classificata come "TIPO A", ovvero cave attive, miniere attive, discariche.

Rischi geologico: la cava attiva è classificata come "TIPO A" cave attive, miniere attive, discariche.

Classi di acclività: sono presenti principalmente la classe 5 (50-75%).

Rischio idraulico: la cava è classificata come area bianca;

L'area in esame è sottoposta a vincolo idrogeologico, come da legge regionale 22/01/1999 n°4 e da Regio Decreto 30/12/1923 n°3267 e 16/05/1926 n°1126;

L'area ricade al limite dei siti di interesse comunitario SIC, secondo il D.R.G. 646/2001.

## 4-GEOGRAFIA, GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

### 4.1 Inquadramento geografico, morfologico ed idrografico

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

Ciò perché le spinte tettoniche generarono grandi piegamenti, faglie, fratturazioni e causarono l'accavallamento di varie unità con grandi e piccoli scompaginamenti, disarticolazioni complesse talvolta di difficile interpretazione.
L'Appennino Settentrionale risulta dalla sovrapposizione tettonica di due grandi insiemi, diversi per litologia, struttura ed origine paleogeografica: un Insieme Esterno Umbro-toscano ed un Insieme Interno Ligure-emiliano.
L'insieme Esterno è costituito essenzialmente da uno zoccolo continentale, appartenente alla Placca Apula (Adriatico-Padana *Auctt*.) su cui poggiano, anche se scollate e deformate, le successioni mesozoico-terziarie che ne rappresentano l'originale copertura sedimentaria.
L'insieme Interno consta di una serie di unità tettoniche che, per la presenza di ofioliti (rocce ignee basiche ed ultrabasiche tipiche della litosfera oceanica) si sono invece originate in un oceano estendendosi eventualmente anche sulla parte più assottigliata dei margini continentali adiacenti.

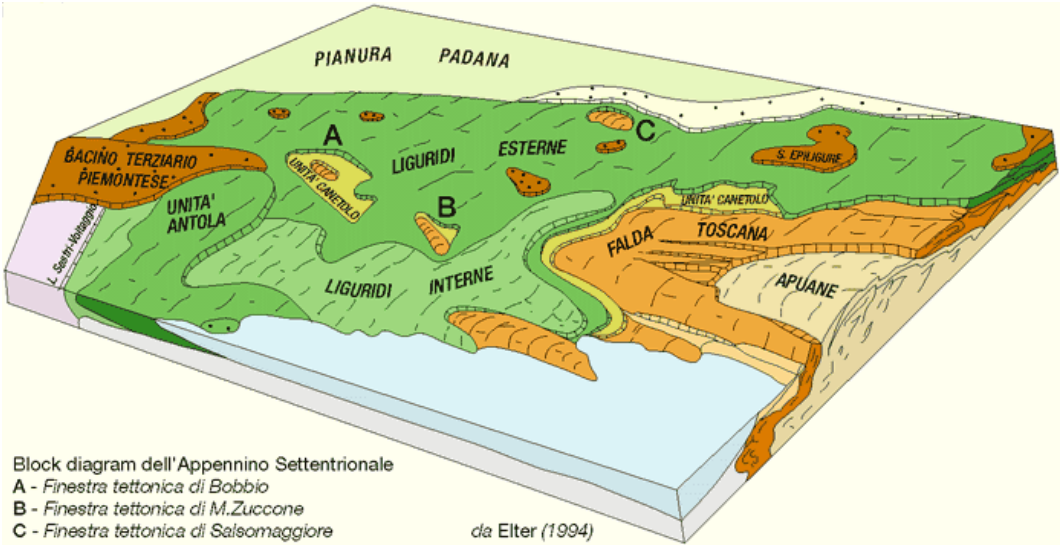



**Fig. 1**: Schema tettonico dell'appennino ligure-toscoemiliano (da Elter 1994, ridisegnato)

Queste unità hanno comunque abbandonato il loro substrato originario, che è scomparso in subduzione, per sovrascorrere da ovest verso est (vergenza appenninica) sull'Insieme Esterno, che ha avuto ruolo di avampaese, costituendo perciò una coltre alloctona.

Da un punto di vista geodinamico più generale l'Oceano Ligure (o Ligure-piemontese se si tiene conto del suo prolungamento nelle Alpi), da cui sono derivate queste unità, costituiva la separazione fra continente iberico-europeo da un lato e continente apulo-africano dall'altro, i cui margini hanno rappresentato gli avampaesi rispettivi delle Alpi e dell'Appennino.
Dalla sua subduzione hanno avuto origine unità alloctone obdotte con vergenza opposta, nell'una e nell'altra catena. La storia strutturale dell'Insieme Ligure-emiliano è perciò complessa: una parte delle unità tettoniche che lo costituiscono, prima di essere implicata nella tettonica miocenica a vergenza appenninica (apula), ha partecipato, nelle fasi deformative precoci, anche a deformazioni alpine a convergenza principalmente europea.

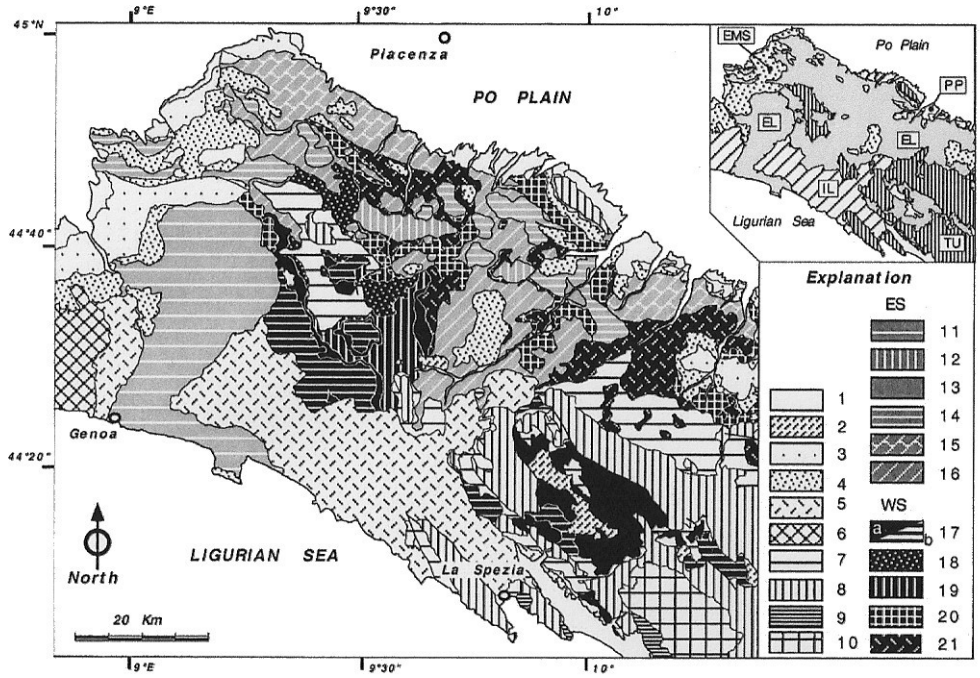



**Figure 3.** Tectonic sketch map of the Northern Apennines. 1. Plio–Quaternary deposits; 2. Plio–Pleistocene Intramontane Basins; 3. Miocene sedimentary sequences of the Tertiary Piedmont and Epiligurian; 4. Upper Eocene– Oligocene Epi–mesoalpine sedimentary sequences of the Tertiary Piedmont and Epiligurian; 5. Internal Liguride units; 6. Sestri–Voltaggio Zone and Voltri Group; 7. Canetolo units; 8. Tuscan Nappe; 9. Massa unit; 10. Low-grade metamorphic Tuscan units (Apuan Alps window). ES (Eastern successions; grey back-ground): 11. Antola unit; 12. Farini unit; 13. Solignano unit; 14. Cassio unit; 15. Sporno unit; 16. Media Val Taro unit. WS (Western successions; black background): 17a. Ottone unit (Elminthoid flysch); 17b. Ottone unit (Casanova Complex); 18. Mt. delle Tane unit; 19. Orocco unit; 20. Groppallo unit; 21. Caio and Bettola units. PP – Plio–Pleistocene deposits; EMS – Epimesoalpine successions; IL – Internal Liguride units; EL – External Liguride units; TU – Tuscan and Umbrian units.

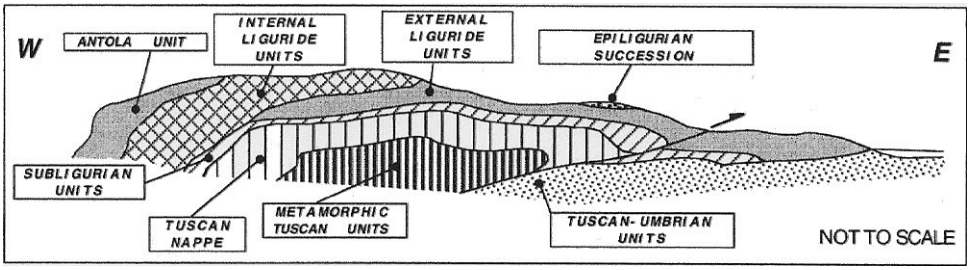



**Fig. 2**: Schema tettonico dell'appennino e sezione generale (da Marroni et al., 2001)

Il **Dominio Ligure**, presente nella zona di studio, comprende due domini detti rispettivamente Ligure Interno e Ligure Esterno (Liguridi), separati da un contatto tettonico lungo il quale il primo si accavalla solo parzialmente sul secondo, poggiando per il resto anche direttamente sulla Falda Toscana con l'interposizione della sola Unità di Canetolo.

Pur essendo entrambi caratterizzati dalla presenza di ofioliti, queste assumono un diverso significato nell'uno e nell'altro dominio.
Le Liguridi Interne hanno caratteristiche sicuramente oceaniche in quanto le maggiori masse ofiolitiche si trovano ancora in posizione primaria alla base della successione sedimentaria: esse rappresentano pertanto frammenti del fondo marino mesozoico. I primi sedimenti che le ricoprono e che datano l'apertura dell'oceano, sono diaspri del Giurassico superiore.

Nelle Liguridi Esterne non si conoscono ofioliti che costituiscano sicuramente la base della successione, essendo questa ultima scollata dalla sua originaria base evidentemente in corrispondenza di formazioni argillose del Cretaceo medio-superiore (i cosiddetti *"Complessi di base").*

Le ofioliti compaiono invece come masse, anche di dimensioni plurichilometriche (talvolta accompagnate da residui di una copertura giurassico-cretacica mt.), scivolate in gran parte nel bacino di sedimentazione ligure del Cretacico sup. e pertanto intercalate in quei sedimenti. Esse sono sempre accompagnate da un vistoso detritismo sottomarino *(debris-flows, slides blocks,* ecc.) costituito da un misto di elementi ofiolitici e sedimentari e sono esse stesse da considerarsi come megaclasti rimaneggiati.

Queste ofioliti dislocate ed in un certo senso estranee alla successione, mentre non danno alcuna indicazione sulla natura del substrato originario del bacino, sono invece un indizio della vicinanza di un rilievo oceanico tettonicamente attivo, situato verosimilmente al limite fra Ligure Interno ed Esterno.

A questo rilievo ipotetico, i cui primi prodotti compaiono dall'inizio del cretaceo superiore e che avrebbe in qualche modo separato i due domini, è stato dato il nome di "Ruga del Bracco".

**Dominio Ligure interno**
Comprende tre unità tettoniche sovrapposte: l'Unità Colli Tavarone-Serò, l'Unità Bracco-Val Graveglia e l'Unità Gottero. (Supergruppo della Val di Vara Auct.).
Nell'Unità Bracco-Val Graveglia è rappresentata la parte basale della successione con le ofioliti: queste compaiono spesso come nuclei di grandi pieghe coricate, sormontate dalla loro copertura sedimentaria.

Fra le ofioliti si può distinguere una "base" di peridotiti con inglobate masse magmatiche di gabbri ed ultramafiti cumulitiche. Su questo substrato, già deformato in ambiente oceanico, poggiano in discordanza i basalti che sono invece concordanti con i sedimenti soprastanti e fanno perciò parte della copertura.
Le condizioni sono quelle di un fondo accidentato da un'attività tettonica precoce collegabile con le fasi iniziali di apertura e di espansione oceanica. Ne sono indizi le rapide variazioni di spessore, la marcata discontinuità dei basalti e la presenza di detritismo ofiolitico (oficalciti, Brecce di case Boeno, di M. Capra, M. Rossola, M. Zenone, ecc.) che denota la presenza di scarpate attive.

La copertura sedimentaria è costituita alla base da Diaspri del Giurassico superiore in parte intercalati ai basalti.
Questi sono seguiti da Calcari a Calpionelle nel Cretaceo basale e poi da argille profonde cui si intercalano strati di calcilutiti torbiditiche (Argille a palombini) che si estendono fino all'inizio del Cretaceo superiore.

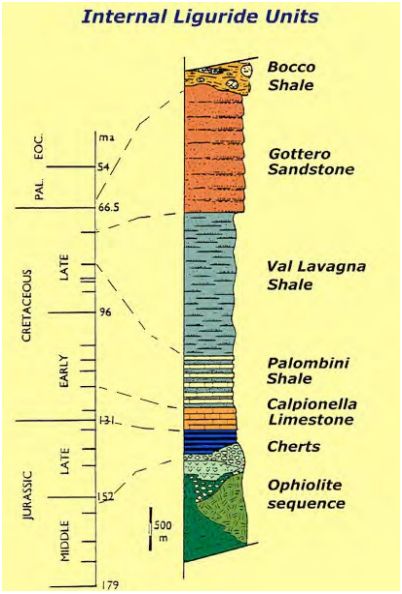



**Fig. 3**: Schema stratigrafico della Unità Ligure Interna

I termini inferiori di questa successione risentono ancora della morfologia irregolare del fondo oceanico, con discontinuità e rapide variazioni di spessore tendenzialmente coincidenti con quelle dei basalti.

Queste condizioni perdurano fino all'inizio del cretaceo ma cessano con le Argille a palombini che livellano le asperità, sedimentandosi uniformemente su tutto il fondo.

Infine la successione termina con forte discontinuità nella sedimentazione a causa del contatto tettonico con
le altre unità, oppure perché sormontata in discordanza e profondamente canalizzata da una formazione caotica di età paleocenica (Formazione di Colli-Tavarone) contenente blocchi e *debris flows* di ofioliti e di elementi della loro copertura sedimentaria (anche più recenti delle Argille a palombini).

Questo nuovo detritismo ofiolitico, che è comune anche alle altre Unità Liguri Interne, si differenzia nettamente dal precedente e appare come la ripercussione di movimenti orogenetici convergenti e della surrezione di nuovi rilievi che potrebbero rappresentare un'ulteriore evoluzione della cosiddetta "Ruga del Bracco".

Le Unità Gottero e Colli Tavarone(-Serò) sono invece costituite da successioni scollate, in genere in corrispondenza delle Argille a palombini, e comprendono anche termini più recenti che non compaiono nell'Unità Bracco-Vai Graveglia.

Nell'Unità Gottero le Argille a palombini sono seguite, a partire dal Santoniano, dalla Formazione della Val Lavagna che passa a sua volta alle Arenarie di M. Gottero (Campaniano sup.-Maastrichtiano). Si tratta di due potenti formazioni torbiditiche, prima in facies distale e poi decisamente prossimale con alimentazione meridionale (Massiccio Sardo-Corso?).

Nell'Unità Colli-Tavarone(Serò) le Argille a palombini sono sormontate dai soli Scisti della Val Lavagna e solo localmente da pochi strati di Arenarie del Gottero.

Ambedue le successioni si chiudono a tetto con la comparsa degli "scisti a blocchi" paleocenici che contengono clasti ofiolitici e sedimentari, apparentemente più prossimali nell'Unità Colli-Tavarone(-Serò) (Formazione di Colli-Tavarone) e più distali in quella del Gottero (Formazione di Giaiette).

**Evoluzione Tettonica**

L'edificazione del settore settentrionale della Catena appenninica è il risultato di una storia strutturale complessa le cui fasi possono essere raggruppate in due cicli principali ben distinti fra loro.

Il primo comprende le cosiddette Fasi liguri ed ha interessato esclusivamente l'insieme interno, prima che si verificasse la sua traslazione sull'avampaese toscano. Esso si conclude con la "trasgressione" eocenica superiore-oligocenica del Bacino Terziario Piemontese sulle Liguridi Interne e del suo corrispondente (un po' più distale), rappresentato dalla Successione Epiligure, sul Liguride Esterno.

Il secondo ciclo comprende le Fasi dette toscane (che si manifestano per tutto il Miocene) e corrisponde alla messa in posto delle Liguridi, in gran parte già strutturate nel ciclo precedente, sull'insieme Esterno e alla contemporanea evoluzione tettonica di quest'ultimo.

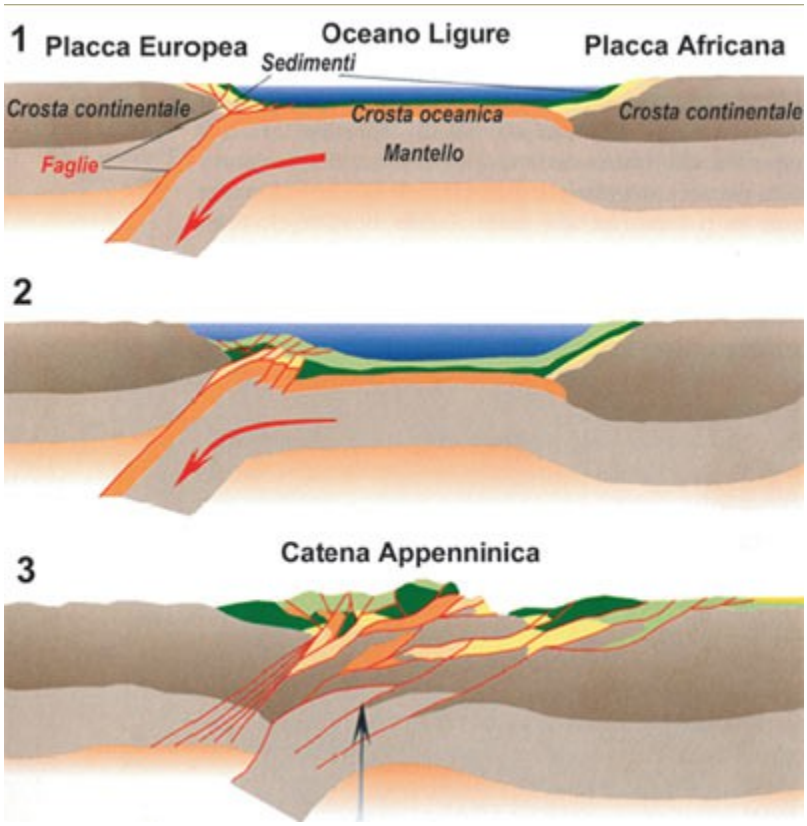



**Fig. 4**: Schema dell'orogenesi appenninica dal Cretaceo al Pliocene.

Questo ciclo in Toscana si conclude, nel Tortoniano sup., con la trasgressione del Bacino Neoautoctono del volterrano, che segna qui la fine delle traslazioni orizzontali. La Fase toscana è seguita da manifestazioni di tettonica distensiva che si traducono in grandi faglie, parallele alla costa tirrenica, ed in evidente relazione con l'apertura di questo mare.

Nei domini più esterni continua invece la tettonica compressiva con estesi piegamenti e con ulteriori traslazioni, almeno in parte gravitative, della coltre ligure.

Le ultime deformazioni interessano il Pliocene inferiore e sono ancora riconoscibili nelle strutture frontali sepolte sotto la Pianura Padana.

<u>Evoluzione tettonica del Ligure Interno</u>

La tettonica del Dominio Ligure Interno si differenzia da quella del Ligure Esterno soprattutto

per una maggiore deformazione delle strutture che si palesa anche in un leggero metamorfismo in facies da anchi a epizonale.

A parte la traslazione certamente più tardiva che ha portato la falda del Gottero a sopravanzare le sottostanti Unità Bracco e Colli-Tavarone (-Serò) per sovrascorrere direttamente, per oltre trenta chilometri, sul Ligure Esterno o addirittura sulla Falda Toscana, l'essenziale della tettonica precede la deposizione del Bacino Terziario Piemontese ed è perciò interamente ascrivibile alle Fasi liguri.

Questa tettonica è strettamente dipendente da quella delle vicine Alpi Occidentali e Marittime a cui le Liguridi Interne sono del resto saldate dal bacino terziario stesso.

Le prime deformazioni del fondo oceanico, di cui la sola testimonianza nell'Appennino è rappresentata dal detritismo ofiolitico, sono forse correlabili con la più documentata tettonica eoalpina delle Alpi.

Le deformazioni più visibili, sigillate dalla trasgressione eocenica sup.-oligocenica, sono invece chiaramente coeve con quelle mesoalpine tanto più che, come nelle Alpi Marittime, l'edificio è sormontato da una falda di flysch ad elmintoidi: la Falda di M. Antola.

L'evoluzione tettonica si è sviluppata in tre fasi. La prima, caratterizzata da pieghe isoclinali compresse e sinmetamorfiche, corrisponde alla formazione di un primo impilamento di Unità Liguri Esterne su cui sovrascorre anche l'Unità di M. Antola. Soprattutto per analogia con le Alpi, appare probabile che questa prima fase abbia avuto una vergenza europea.

Una seconda fase è consistita in un ulteriore raccorciamento che ha ripiegato i contatti tettonici formati nella fase precedente.

La terza fase corrisponde a delle superfici di taglio lungo cui si sono verificati dei sovrascorrimenti in senso opposto (retrocarreggiamenti) che hanno ancora modificato la geometria portandola ad una situazione ormai simile all'attuale. In effetti, a parte alcuni scorrimenti più tardivi, attribuibili alle Fasi toscane, come quello già menzionato della Unità Gottero, la catena non subirà modifiche sostanziali negli sviluppi orogenetici successivi.

## 4.3 Geologia dell'area di intervento

### 4.3.1 Inquadramento geografico

La cava denominata "Acquafredda" è ubicata nel comune di Castiglione Chiavarese, provincia di Genova, immediatamente a Sud della località Selva di Battilana.

L'area di estrazione si apre a mezzacosta sul versante sud-occidentale del monte ove è sita la Madonna di Loreto (quota 358,5 m) in una zona non urbanizzata, compresa tra la strada provinciale che collega il paese di Battilana a Case Acqua Fredda, il Rio Pian Martino e il Rio di Masso, alla quota media di circa 200 m s.l.m.

L'area di cava si presenta come un ampio anfiteatro che si apre nel fianco della montagna, compresa tra le quote 275 e 80 m s.l.m. circa, con un fronte gradonato di larghezza massima di circa 440 m.

La morfologia del versante su cui è ubicata la cava risulta omogenea, con una pendenza di circa 35% verso Sud-Ovest.

A Nord-Ovest dell'area di cava si trova il paese di Battilana, attraversato dalla strada statale n° 323 e ubicato in un'area pianeggiante ad un quota media di circa 65 m s.l.m..

La strada che porta alla cava prosegue poi per Case Acqua Fredda, una piccola frazione ubicata circa a quota 170m s.l.m. e successivamente al paese di Masso, situato sul versante

sud-orientale del monte ove è sita la Madonna di Loreto, ad una quota media di 260 m s.l.m..

Dal punto di vista idrografico la valle è ubicata nel bacino del torrente Petronio, che scorre nell'abitato di Battilana con direzione Nord-Est/Sud-Ovest. Questo riceve in sinistra orografica il Rio Gavotino che scorre in direzione Sud-Est/Nord-Ovest circa parallelo alla strada provinciale e che riceve, sia in destra che in sinistra orografica, l'apporto di piccoli Rii che scendono dai versanti adiacenti.

In particolare, sul versante interessato dalla cava, l'idrografia è caratterizzata dal Rio Pian Martino, posto al limite NW dell'area di cava, dal Rio Masso, al limite orientale dell'area estrattiva e dal torrente Gavotino, che scorre alla base dei versanti, a quota circa 95 m s.l.m., e riceve in destra orografica le acque dei Rii precedentemente elencati, rispettivamente alle quote 90 e 100 m s.l.m..

### 4.3.2 Geologia

Dal punto di vista geologico la Val Petronio è ubicata nelle unità Liguri Interne dell'Appennino settentrionale, costituite dalla serie ofiolitica, di età Giurassica superiore, identificata nel complesso vulcanico-sedimentario del Bargonasco e dalle coperture sedimentarie, che derivano da depositi pelagici e di fossa di età da Giurassica a Paleocenica, costituite dal Gruppo del Lavagna.

Nell'area sono presenti una serie di sovrascorrimenti con andamento Nord-Ovest /Sud-Est, che hanno obliterato la parte inferiore delle coperture sedimentarie, in quest'area costituita dai Calcari a Calpionelle e dai Diaspri del Monte Alpe, mettendo così in contatto tettonico le serpentiniti del complesso ofiolitico con le argille a Palombini delle coperture sedimentarie.

In generale, la sequenza ofiolitica è costituita da due porzioni principali:

- Una basale, costituita da peridotiti di mantello (serpentinitiche) e da rocce magmatiche gabbro-peridotitiche e filoniane
- Una sommitale, costituita da brecce ofiolitiche, basalti e sedimenti.

Nell'area di cava e nel territorio contiguo affiorano i termini ofiolitici, costituiti dalle seguenti formazioni, dal termine più vecchio al più giovane:

- Serpentiniti: situate a Sud e Sud-Ovest dell'area di cava, sono costituite da serpentiniti da lherzoliti e/o harzburgiti a relitti di strutture tettoniche e da peridotiti serpentinizzate, con filoni gabbrici o basaltici, interessate da metamorfismo oceanico. Al tetto si trovano serpentiniti brecciate con abbondanti vene di calcite. Giurassico medio.

- Gabbri: ubicati a Nord-Est dell'area di cava e ai margini della cava abbandonata di Battilana, sono gabbri eufotidi generalmente con cristallizzazione ben evidente, a volte stratificati-cumulitici, alterati sulle superfici esposte, con colorazione giallognola. Bajociano -Bathoniano
- Basalti: situati all'interno dell'area di cava, costituiscono il materiale di coltivazione. Sono basalti con struttura a pillow-lavas, costituiti dall'associazione mineralogica plagioclasio-pirosseno (augite) ed olivina (in subordine). Bathoniano medio – Oxfordiano.

- Brecce di Casa Boeno: situate a Sud-Est dell'area di cava, non sono sempre facilmente riconoscibili perché spesso ricoperte da detrito e locamente sono interessate da fenomeni franosi. Sono costituite da clasti serpentinitici ed olistoliti di serpentiniti e serpentiniti brecciate. Bathoniano medio – Calloviano inferiore.

La copertura sedimentaria nell'area di indagine è costituita solamente dalle Argille a Palombini, presenti in due lenti allungate in direzione Nord-Ovest/Sud-Est all'interno delle

serpentiniti, sia a Sud che a Sud-Ovest dell'area di cava, con orientazione circa N280.

- Argille a Palombini: argilliti grigie e siltiti intercalate a strati di calcare micritico di colore grigio scuro, palombini, raramente a base calcarenitica. All'interno della formazione sono presenti olistoliti di arenarie del Gottero, serpentiniti, basalti e calcari a Calpionelle. Si presentano in strati da centimetrici a decimetrici, con strati a palombini compatti con potenza variabile dell'ordine dei decimetri. Hauteriviano superiore – Santoniano superiore.

In particolare nell'area di cava sono stati prelevati e analizzati campioni di roccia, dai quali è emersa la presenza nella cava di basalti in colate laviche a pillows, con corpi sferoidali (pillows) di dimensioni da centimetriche a plurimetriche.

Alle lave a pillow sono intercalate brecce di basalto, con clasti a spigoli vivi da centimetrici a decimetrici, livelli di piroclastiti a grana media e ialoclastiti, nelle quali il vetro è alterato in clorite. Sono presenti anche porzioni di basalto massiccio in giacitura di flussi di lava o di filoni a grana doleritica.

Il basalto è inoltre attraversato da sistemi di faglia con sviluppo di livelli di roccia di faglia ed in alcuni settori è intensamente fratturato. I basalti si presentano di colore verde con tonalità diverse in corrispondenza di zone tettonizzate o interessate da alterazione in idrossidi di ferro.

In generale la roccia presenta buone qualità tecniche. Risulta relativamente massiccia e tenace. In alcune aree si concentrano sistemi di fratture secondari con vene a quarzo, carbonati, clorite, albite ed epidoto, e superfici di faglia con slickenside.

Nella parte Nord della cava, solo in parte interessata dalla scavo, è presente un livello di roccia superficiale di spessore variabile, ma compreso tra i 5 e i 15 metri di basalti alterati, le cui caratteristiche geomeccaniche verranno in seguito differenziate dai basalti non alterati.

### 4.3.3 Geomorfologia

Dal punto di vista geomorfologico sono da rilevare, ad Est e Sud-Est dell'area in cava, depositi di versante eterogenei e eterometrici, dovuti all'alterazione in posto e localmente rimaneggiati per gravità e/o per ruscellamento.

Litologicamente questi depositi sono costituiti da clasti grossoloni spigolosi con matrice sabbiosa e risultano soggetti a fenomeni di dilavamento e flusso tipo debris-flow.

Sono inoltre da rilevare, a Est/Nord-Est esternamente all'area di cava, delle coltri eluvio-colluviali di spessore da 1 a 3 m, dovute all'alterazione dei basalti che costituiscono il substrato, che nel tempo sono state interessate da fenomeni di mobilitazione di versante e che oggi risultano stabilizzate, corpi di frana quiescenti, o riattivate da forti e concentrate precipitazioni, corpi di frana attivi.

## 5-CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE E CARSISMO

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

- Basalti: permeabilità medio bassa per fratturazione;
- Detrito: permeabilità da media a buona per porosità in rapporto alla percentuale di matrice argillosa;

Nell'areale investigato parte delle acque meteoriche viene assorbita dai terreni e lo scorrimento sotterraneo è condizionato dalle discontinuità e stratificazioni della roccia, parte scorre superficialmente e confluisce nei citati corso d'acqua.

Tenuto conto di quanto sopra e dall'esame dei fronti di scavo, sulla zona non vi sono falde acquifere nei livelli superficiali raggiunti dalla cava e la circolazione idrica è di tipo anisotropo, prevalentemente lungo le discontinuità dell'ammasso roccioso.

A conferma di ciò, nell'ambito della cava e nei dintorni, per un raggio di circa 200 metri, non sono conosciute sorgenti.

Per quanto riguarda il carsismo essendo in presenza di rocce ofiolitiche (basalti, gabbri...) si esclude la presenza di aree carsiche o grotte nella zona direttamente interessata dalla cava, infatti, tali litotipi non permettono la formazione di fenomeni carsici di alcun genere.

## 6 – CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

### 6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Per determinare le caratteristiche geomeccaniche e strutturali dell'area è stata eseguita una campagna ad hoc su tutta l'area di cava e nelle aree circostanti, sono state eseguite scan-line di rilievo geomeccanico sugli affioramenti di adeguate dimensioni distribuiti nel versante e stazioni di rilevamento strutturale.

Per la determinazione dei principali elementi di caratterizzazione della roccia sono stati effettuati rilievi geomeccanici di dettaglio su tutti gli affioramenti rocciosi presenti nell'area e nei dintorni.

I dati del rilievo dell'area di cava sono stati analizzati con apposito software (Dips© di Rocscience) cercando di determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche dei principali raggruppamenti di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale. 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 recenti 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 in prossimità del fronte di cava considerato.

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.

In relazione all'area indagata complessivamente si sono riscontrati 4 principali raggruppamenti medi di discontinuità così come riportati negli stereogrammi allegati e aventi le seguenti caratteristiche:

| Famiglia | Imm./Inc. | Apertura (mm) | Riempimento | Persistenza (m) | Morfologia grande scala | Morfologia piccola scala | Acqua | Alterazione | Schmidt test (Mpa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **K1** | 279/72 | 1-10mm | Hf/Sf | 2,5-4m | U | p | Dy | M | 51 |
| **K2** | 62/24 | 1-5mm | Ass-Sf | 0,2-1m | U | dr | Dy | M/H | 41 |
| **K3** | 107/63 | 1-5mm | Ass | 0,5-2m | U | dr | Dy | M | 54 |

**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

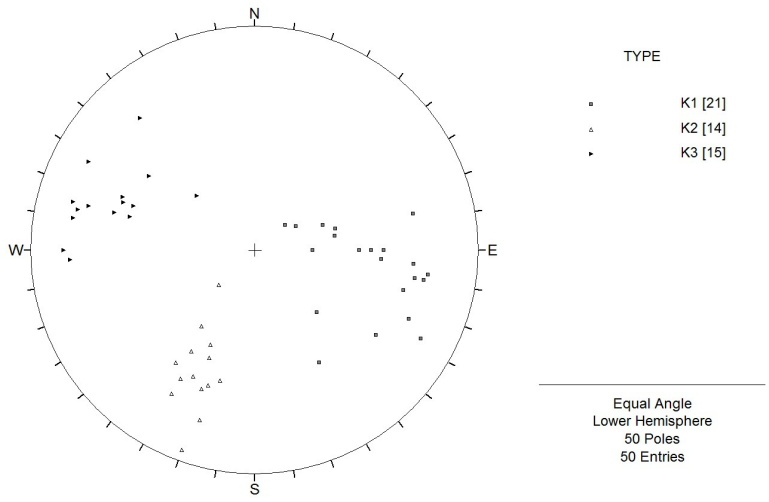



**Fig. 5** - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

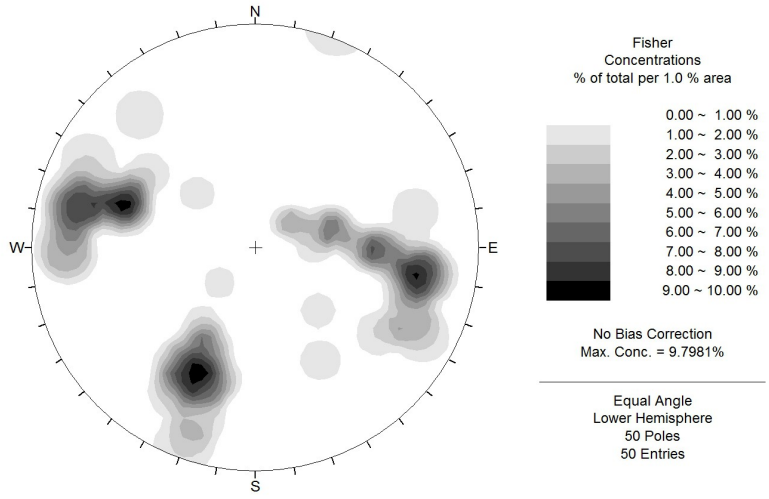



**Fig. 6** - Contour delle discontinuità.

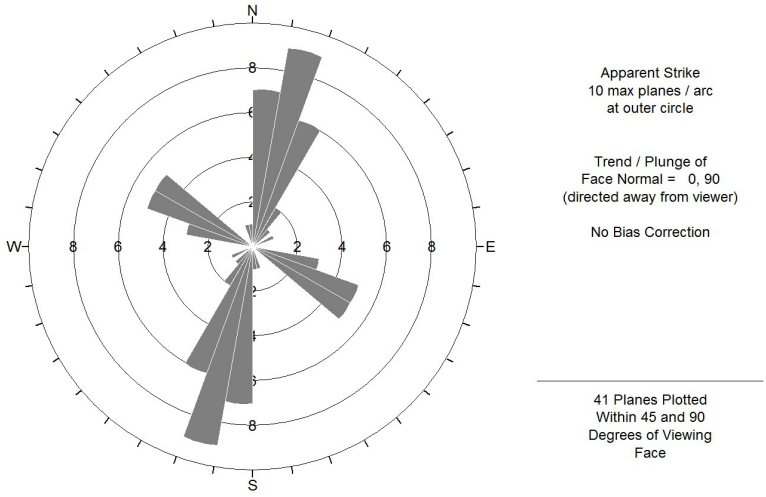



**Fig. 7** - Rose diagram.

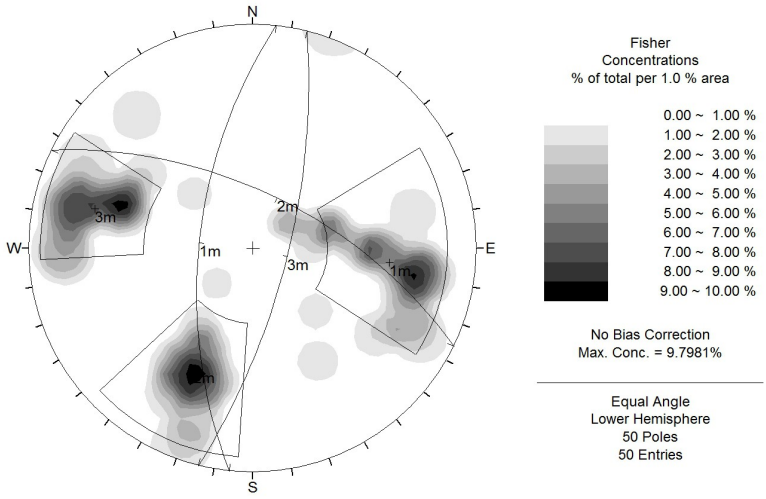



**Fig. 8** - Contour delle discontinuità con individuazione dei sets principali e tracce ciclografiche dei piani principali.

## 6.2 Classificazione di Bieniawski dell'ammasso roccioso

Circa l'attribuzione ai substrati rocciosi dei parametri fisico-meccanici che li contraddistinguono, sono stati utilizzati i dati geomeccanici e geofisici ricavati sul terreno uniti a valori reperibili in bibliografia applicando il metodo di Bieniawski (1979) che, ferma restando l'ipotesi del modello di Mohr-Coulomb, si basa sulla determinazione dell'indice RMR come sommatoria di indici parziali relativi a:

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

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

**A - Classification parameters and their ratings**

| PARAMETER | | | RANGES OF VALUES | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Streing of intact rock material | Point-load strengt index | > 10 MPa | 4 - 10 MPa | 2 - 4 MPa | 1 - 2 MPa | For this low range uniaxial compressive test is preferred | | |
| | | Uniassial compressive strengt | > 250 MPa | 100 - 250 MPa | 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<br>Not continuous<br>No separation<br>Unweathered wall rock | Slightly rough surfaces<br>Separation < 1 mm<br>Slightly weathered walls | Slightly rough surfaces<br>Separation < 1 mm<br>Highly weathered walls | Slickensided surfaces<br>OR<br>Gouge < 5 mm thinck<br>OR<br>Separation 1-5 mm<br>Continuous | Soft gouge > 5 mm thinck<br>OR<br>Separation > 5 mm<br>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).

In particolare si ha:

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.
5) Le condizioni idrauliche (R5) dell'ammasso roccioso sono state valutate qualitativamente in quanto in nessuna area campione mostra insorgenze di acqua quantificabili.

La classe di qualità dell'ammasso roccioso risulta dalla somma RMR base = R1 + R2 + R3 + R4 + R5.

Per quanto riguarda gli affioramenti di basalto sano, si ha:

| Litotipo | GSI | RMR | Descrizione |
|---|---|---|---|
| **Basalto** | 59 | 64 | buono |

Per la roccia di basalto alterato i valori sono:

| Litotipo | GSI | RMR | Descrizione |
|---|---|---|---|
| **Basalto alterato** | 36 | 41 | discreto/scadente |

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.

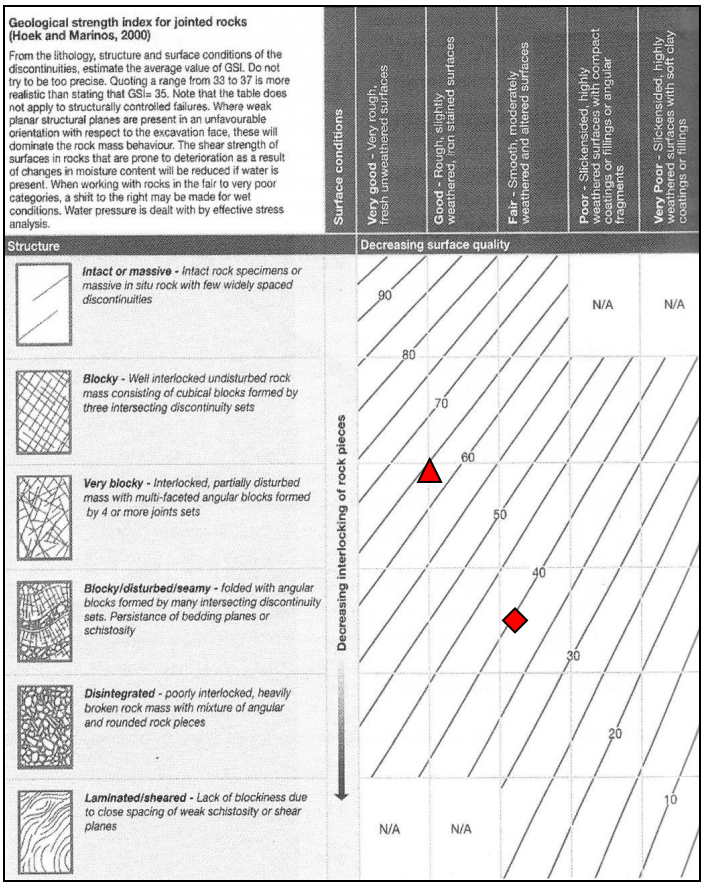



**Fig. 9** - Abaco per la stima del GSI. ▲Basalto; ◆ Basalto alterato;

## 7-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

### 7.1 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 confinamento , 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.

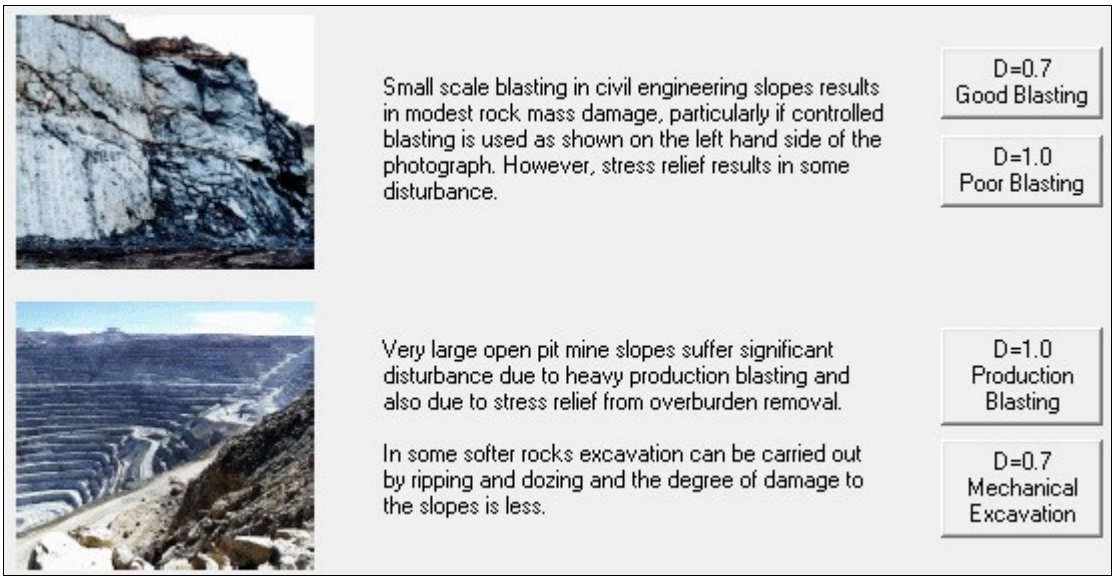
$$m_b = m_i \exp\left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$$

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

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

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 $\sigma'_{3max}$ 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.

Di seguito si riportano i gli inviluppi di rottura dell'ammasso roccioso nel piano delle tensioni principali σ1 - σ3 e nel piano σ – τ per il litotipo esaminato.

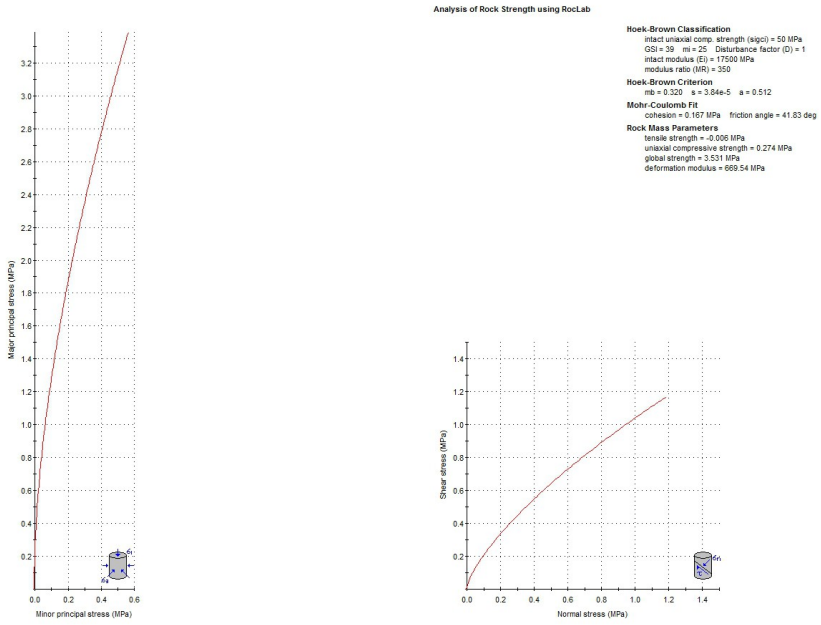



**Fig. 10** - Roclab diagram del basalto

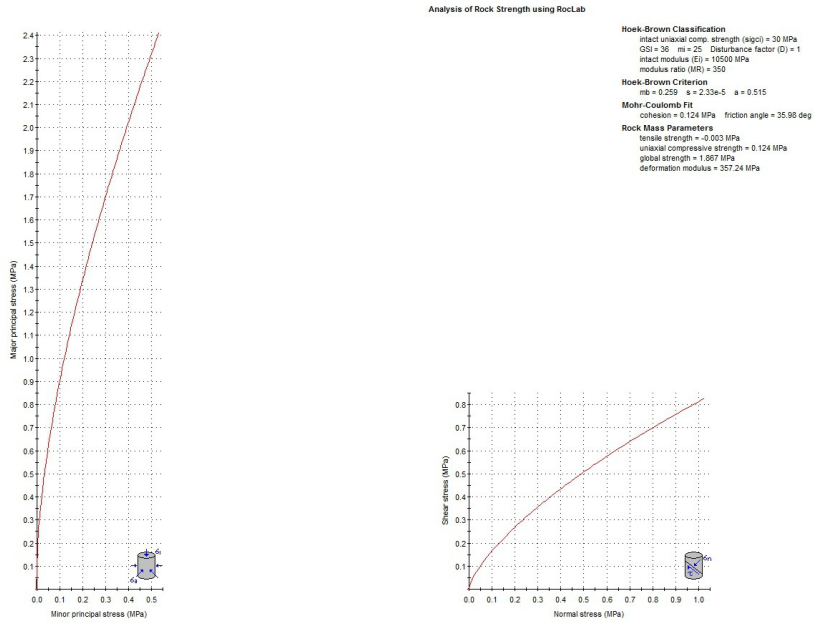



**Fig. 11** - Roclab diagram del basalto alterato

Per le verifiche di stabilità si sono comunque considerati i valori più cautelativi di angolo di attrito e coesione, confrontando i risultati dell'analisi di Morh-Couloumb con quelli dell'analisi di Hoek e Brown, a favore di sicurezza.

**Parametri dell'ammasso roccioso - Basalto**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 41,83 |
| Coesione (Mpa) | 0,187 (1,9 kg/cmq) |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,7 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 600-800Kg/cmq (da analisi sclerometriche) |

**Parametri dell'ammasso roccioso – Basalto alterato**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 35,98 |
| Coesione (Mpa) | 0,126 (1,26 kg/cmq) |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,7 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 400-600Kg/cmq (da analisi sclerometriche) |

Dall'analisi RMR si deducono invece i seguenti risultati, utili per comparare quelli precedentemente desunti.

| Litotipo | GSI | RMR | Descrizione |
|---|---|---|---|
| **Basalto** | 59 | 64 | buono |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Angolo di attrito | φ | 37,00 | ° | Bieniawski (1970) |
| Coesione | c | 0,32 | MPa | Bieniawski (1970) |
| Modulo di deformazione | $E_d$ | 28,00 | GPa | Bieniawski (1970) |
| Modulo di deformazione | $E_d$ | 22,39 | GPa | Serafim e Pereira(1983) |

Per la roccia di basalto alterato i valori sono:

| Litotipo | GSI | RMR | Descrizione |
|---|---|---|---|
| **Basalto alterato** | 36 | 41 | discreto/scadente |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Angolo di attrito | φ | 25,50 | ° | Bieniawski (1970) |
| Coesione | c | 0,21 | MPa | Bieniawski (1970) |
| Modulo di deformazione | $E_d$ | 2,05 | GPa | Stille (1986) |
| Modulo di deformazione | $E_d$ | 1,66 | GPa | Mehrotra et al. (1991) |

### 7.2 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 |
| $\sigma_J$ | : | resistenza a compressione della roccia adiacente il giunto |
| $\varphi^*$ | : | angolo di attrito apparente in relazione con σ e l'indice di scabrezza |

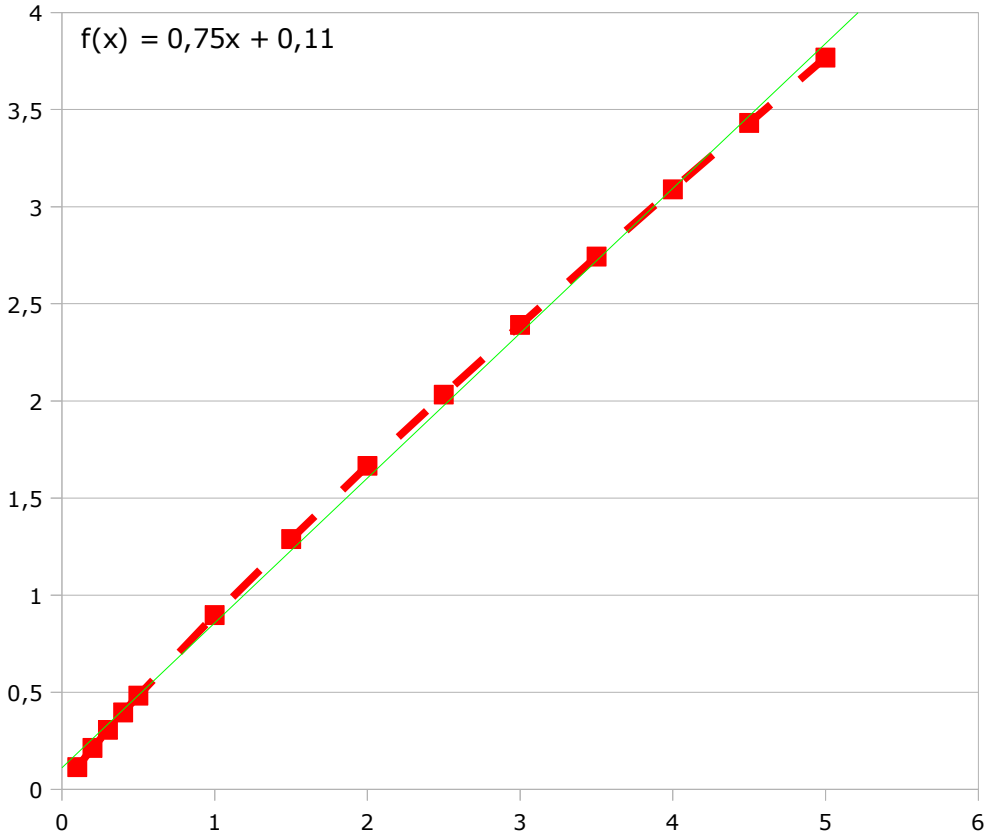
Nel caso in esame, per i giunti valutati durante il rilievo geomeccanico si sono osservati valori di JRC attribuibili al range compreso tra 8 e 10.

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) |
|---|---|---|
| Basalto | 7 - 9 | 40-60 |

| σ | τ | φ |
|---|---|---|
| **Mpa** | **Mpa** | **(°)** |
| 0,10 | 0,11 | 48,89 |
| 0,20 | 0,21 | 46,79 |
| 0,30 | 0,31 | 45,55 |
| 0,40 | 0,40 | 44,68 |
| 0,50 | 0,48 | 44,00 |
| 1,00 | 0,90 | 41,89 |
| 1,50 | 1,29 | 40,66 |
| 2,00 | 1,67 | 39,79 |
| 2,50 | 2,03 | 39,11 |
| 3,00 | 2,39 | 38,55 |
| 3,50 | 2,74 | 38,08 |
| 4,00 | 3,09 | 37,68 |
| 4,50 | 3,43 | 37,32 |
| 5,00 | 3,77 | 37,00 |

| | |
|---|---|
| **tanφ** | 0,75 |
| **φ** | **36,87** |




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 i seguenti valori, ottenuti variando il JCS e la profondità:

| Stato tensionale previsto | | | Coesione [kPa] | |
|---|---|---|---|---|
| | [m] | [MPa] | min | max |
| prof. min | 15,00 | 0,405 | 55,5 | 71,9 |
| prof. max | 30,00 | 0,810 | 101,5 | 128,6 |

Considerando una profondità media di 15 m e tenendo solo in considerazione il valore minimo, a favore di sicurezza, si ottiene una coesione pari a 55,5Kpa, pari a 0,56 Kg/cmq.

### 7.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

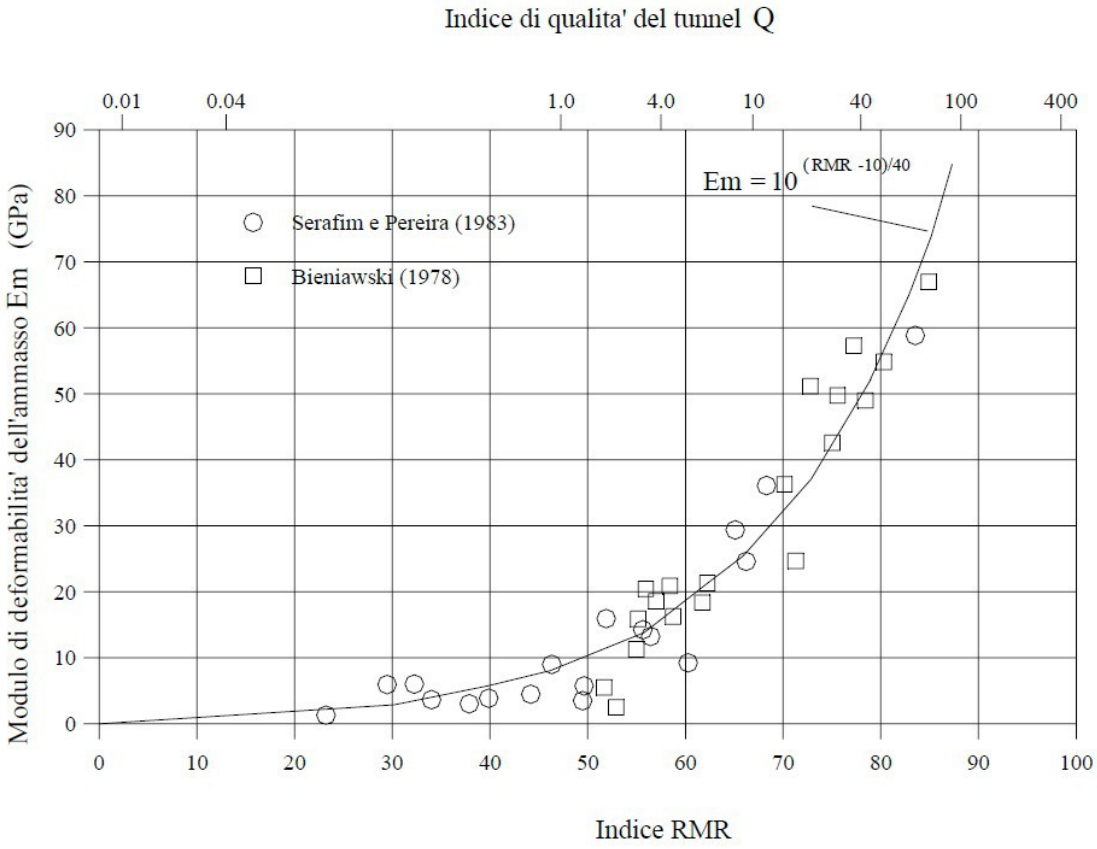
Indicazioni sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulla classificazione geomeccanica. Dopo l'introduzione della metodologia RMR, Bieniawski (1976) ha proposto la seguente correlazione (applicabile solo per valori di RMR > 55 tra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

| | |
|---|---|
| Basalto | 22 Gpa |
| Basalto alterato | 1,66 Gpa |

## 8 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DETRITICO

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici della placca detritica posta sulla sommità della cava, ed oggetto anche di indagini geofisiche, data l'impossibilità di eseguire prove DPSH o simili, che si sarebbero arrestate sui grossi trovanti presenti all'interno, si è optato per utilizzare parametri cautelativi, desunti da relazioni empiriche e dalla bibliografia.

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.

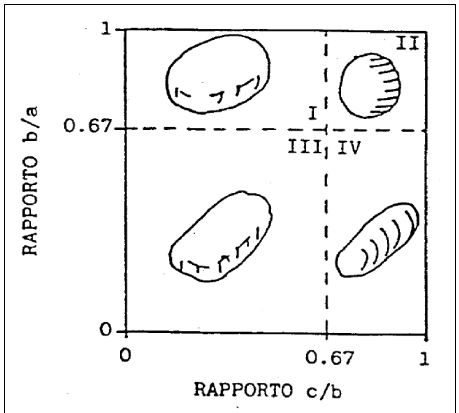
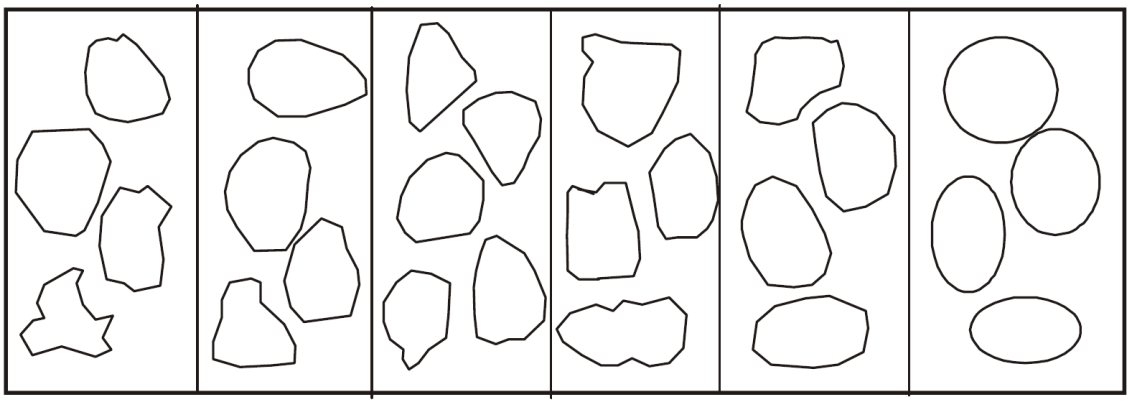
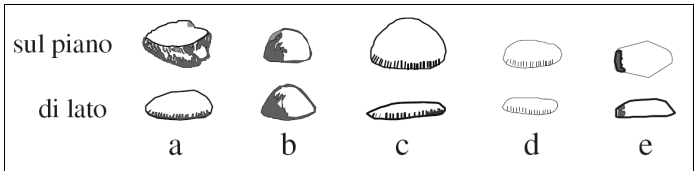
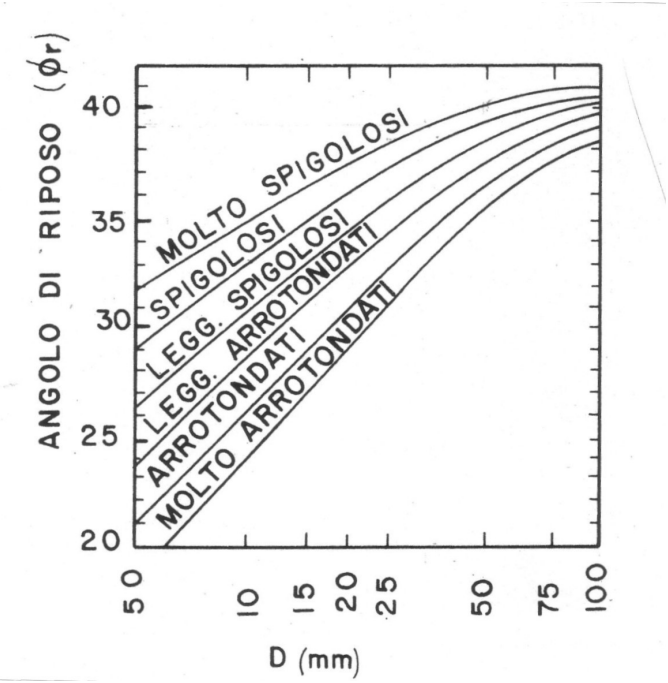



Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati




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).

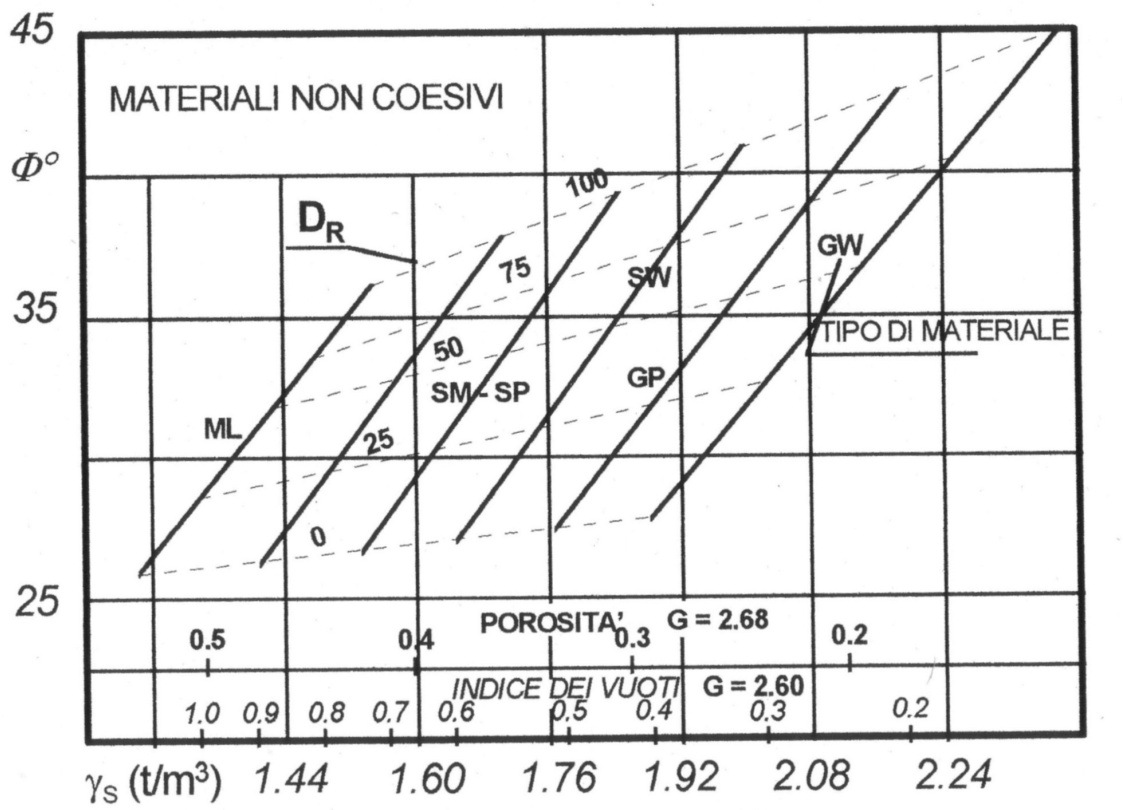



Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale
Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle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

- angolo di attrito interno φ = 26 ° - 28°
- coesione Cu = 0,05 – 0,2 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2 t/mc
- 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.

## 9 – STIMA DEI PARAMETRI DEL MATERIALE DA UTILIZZARSI PER IL RIPRISTINO 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.

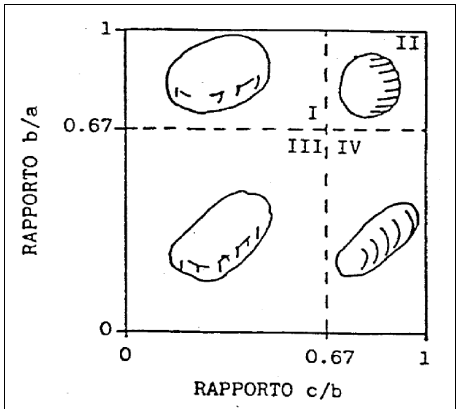
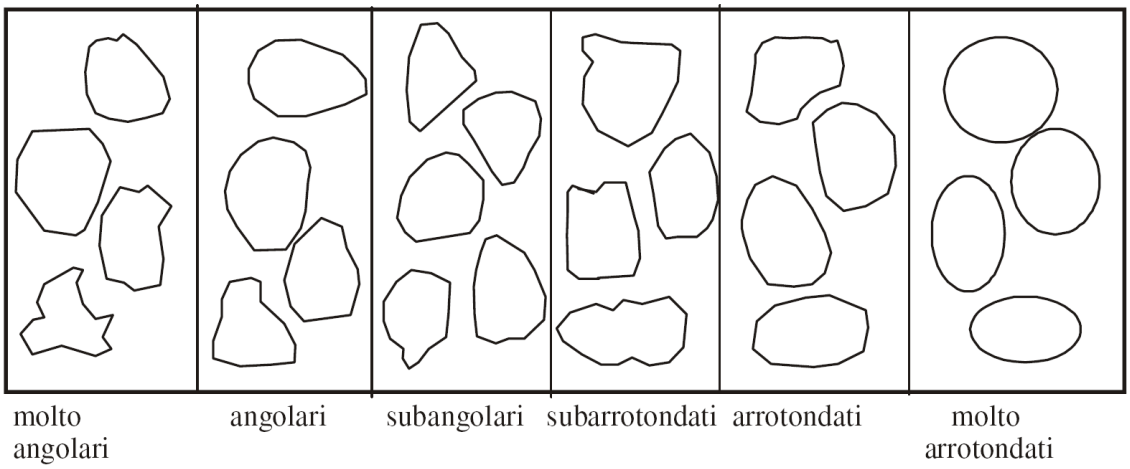
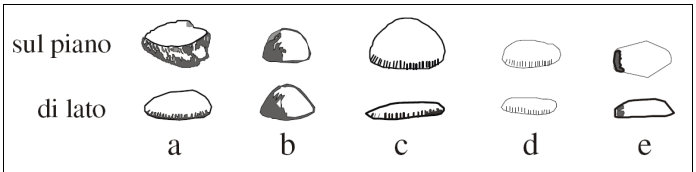
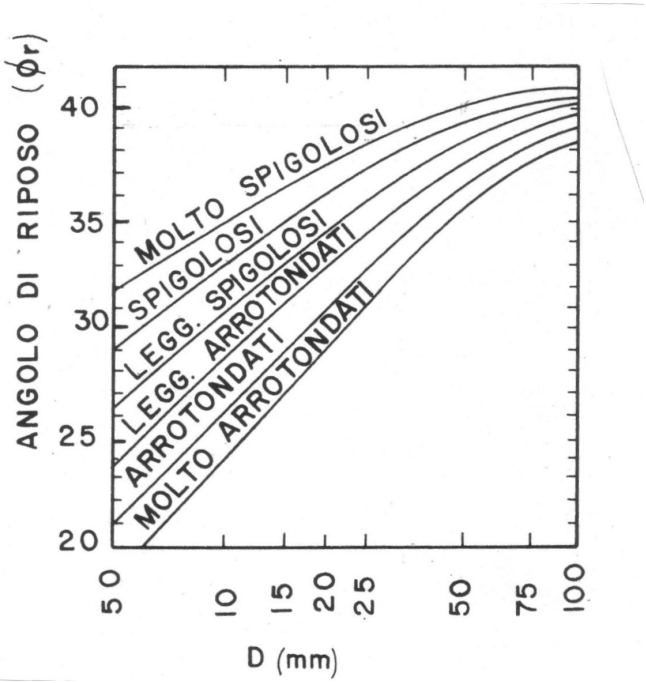



Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati




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).

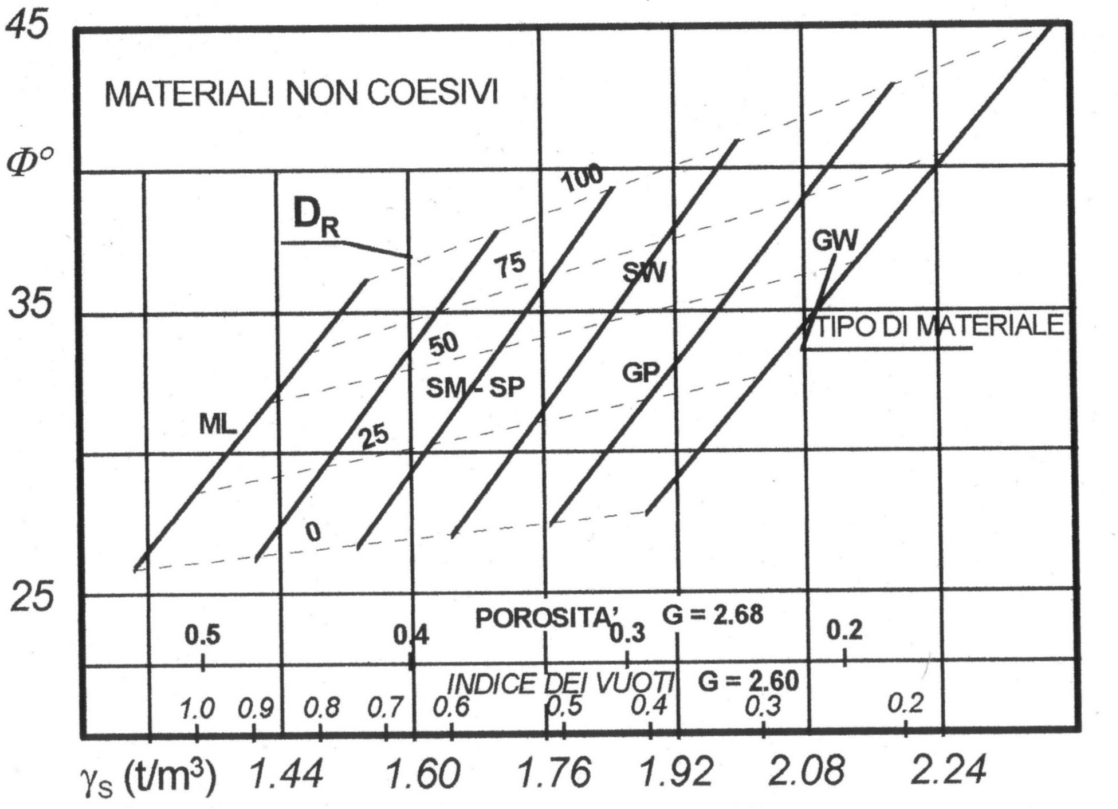



Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale
Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale

(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 = 33 ° - 35°
- coesione Cu = 0,2 – 0,5 Kg/cmq
- peso di volume ps = 1,8 – 2,1 t/mc
- 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".

## 10 – CARATTERIZZAZIONE GEOFISICA

Ai fini della individuazione delle caratteristiche stratigrafiche e geofisiche del materiale rocciosi, e sopratutto per individuare gli spessori detritici presenti nella zona di versante non ancora escavata si è proceduto a un approfondito esame geofisico, riportato negli allegati alla presente relazione, a cui si rimanda.

## 11 – CALCOLO DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Dalle prove in situ, dalla bibliografia 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 2018 (par. 6.2.3.1.2)

Valori medi (Vm)

**Basalto (da media tra RMR e RocLab)**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 39,4 |
| Coesione | 2,58 kg/cmq) |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,7 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 600-800Kg/cmq (da analisi sclerometriche) |
| Angolo di attrito lungo i giunti (°) | 36,87 |
| Coesione lungo i giunti (Kg/cmq) | 0,56 |

**Basalto alterato (da media tra RMR e RocLab)**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 32,54 |
| Coesione | 0,69 kg/cmq |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,5 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 400-600Kg/cmq (da analisi sclerometriche) |

**Detrito**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 27 |
| Coesione (Kg/cmq) | 0,2 |
| Peso di Volume (t/mc) | 1,8 |

**Materiale di riporto**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 35 |
| Coesione (Kg/cmq) | 0,25 |
| 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:

- $tg\varphi d = tg\varphi k / 1,25$
- $cd = ck / 1,25$
- $cud = cuk / 1,4$
- $qud = quk / 1,6$ (resistenza a compressione uniassiale)

**Basalto**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 33,31 |
| Coesione | 1,84 kg/cmq |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,7 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 437 Kg/cmq |
| Angolo di attrito lungo i giunti (°) | 36,96 |
| Coesione lungo i giunti (Kg/cmq) | 0,4 |

**Basalto alterato**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 27,04 |
| Coesione | 0,49 kg/cmq |
| Peso di Volume (t/mc) | 2,7 |
| Resistenza a compressione uniassiale | 312 Kg/cmq |

**Detrito**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 22,18 |
| Coesione (Kg/cmq) | 0,14 |
| Peso di Volume (t/mc) | 1,8 |

**Materiale di riporto**

| | |
|---|---|
| Angolo di attrito (°) | 29,26 |
| Coesione (Kg/cmq) | 0,18 |
| 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 $\gamma_M$ | **(M1)** | **(M2)** |
|---|---|---|---|---|
| *Tangente dell'angolo di resistenza al taglio* | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,25 |
| *Coesione efficace* | $c'_k$ | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| *Resistenza non drenata* | $c_{uk}$ | $\gamma_{cu}$ | 1,0 | 1,4 |
| *Peso dell'unità di volume* | $\gamma$ | $\gamma_\gamma$ | 1,0 | 1,0 |

## 12-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:

- *Fronti in roccia - 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;

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

- *Ripristino Ambientale - Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

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 II; sempre a favore dell'estrema sicurezza si è optato per inserire il rilevato di ricomposizione ambientale in Classe III, anche se, di fatto non è prevista la presenza 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 – Fronti in roccia**

| | |
|---|---|
| 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 |

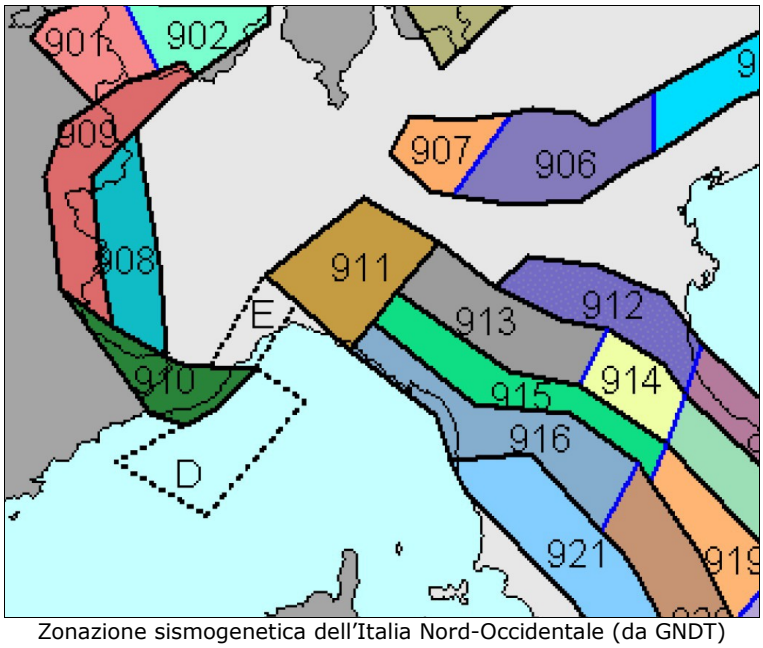
**Tabella riepilogativa – Ripristino Ambientale**

| | |
|---|---|
| Vita nominale $V_N$ | 50 anni |
| Classe d'uso | III |
| Coefficiente d'uso $C_u$ | 1,5 |
| Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R$ | 75 |

## 13-ANALISI SISMICA

Zonazione sismogenetica

Dall'esame della cartografia di zonazione sismogenetica ZS9 l'area in esame si colloca nella zona 911 che è classificata come settore in transizione tettonica definito dal modello sismotettonico di Meletti ed al. (2000). Questa zona è caratterizzata da una sismicità di bassa energia che sporadicamente raggiunge valori di magnitudo relativamente elevati.



Zonazione sismogenetica dell'Italia Nord-Occidentale (da GNDT)

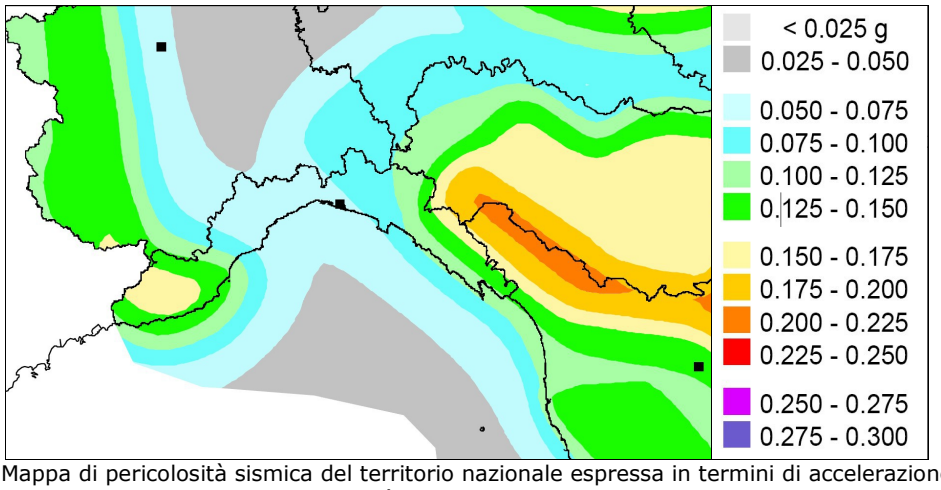


**Fig.** Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV)

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 Campomorone è inserito in zona 3, sottozona 3S, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,18 g.

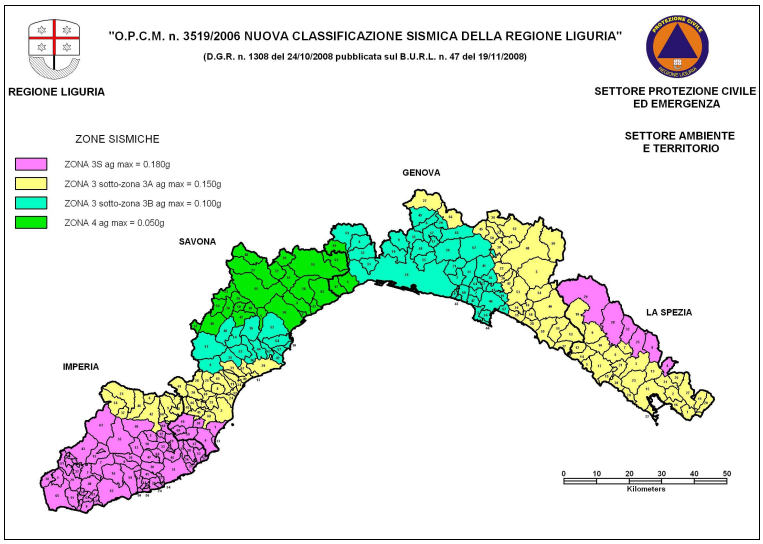



**Fig.** Classificazione sismica della Regione Liguria

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 di fondazione, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria come "**A**" e cioè: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/sec eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 metri", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018.

Per la parte della cava destinata al ripristino ambientale la tipologia di suolo è invece stimabile nella categoria "**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)", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018.

Coefficiente di amplificazione topografica St

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del sisma, ed infatti si identificano tre conformazioni tipiche:

a) **conca**: conformazione rocciosa a conca con un riempimento di terreno soffice. Si realizzano fenomeni di rifrazione delle onde sismiche che risultano concentrate in una zona localizzata al centro della conca.
b) **pendio**: è dimostrato che le accelerazioni lungo il pendio sono maggiori rispetto al suolo pianeggiante.
c) **vetta**: rappresenta il caso più pericoloso. Le azioni sismiche si focalizzano sul punto sommitale in cui le azioni risultano notevolmente incrementate.

Il sito di intervento è collocato in un pendio, pertanto sono possibili fenomeni di maggiori accelerazioni sismiche. La categoria topografica è **T2** (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta **St=1,2**

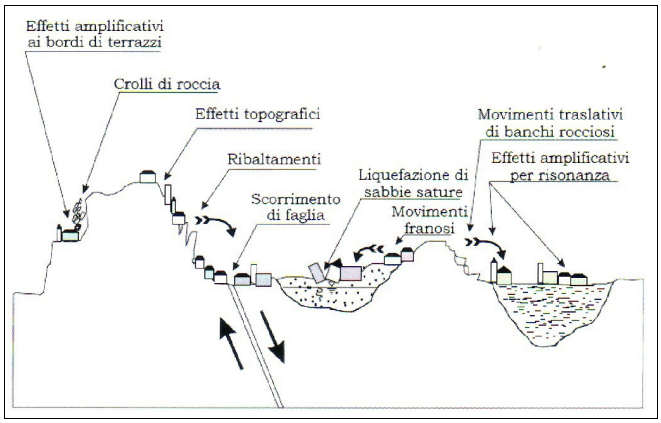



**Fig.14** Schema dei fattori di amplificazione topografica

## PARAMETRI SISMICI – FRONTE IN ROCCIA

Sito in esame.

| | |
|---|---|
| latitudine: | 44,270002 |
| longitudine: | 9,485432 |
| Classe: | 2 |
| Vita nominale: | 50 |

Siti di riferimento

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sito 1 | ID: 17591 | Lat: 44,2656 | Lon: 9,4411 | Distanza: 3564,365 |
| Sito 2 | ID: 17592 | Lat: 44,2680 | Lon: 9,5108 | Distanza: 2032,476 |
| Sito 3 | ID: 17370 | Lat: 44,3179 | Lon: 9,5075 | Distanza: 5611,749 |
| Sito 4 | ID: 17369 | Lat: 44,3156 | Lon: 9,4377 | Distanza: 6333,384 |

Parametri sismici

| | | | |
|---|---|---|---|
| Categoria sottosuolo: | A | | |
| Categoria topografica: | T2 | | |
| Periodo di riferimento: | 50anni | | |
| Coefficiente cu: | 1 | | |
| Operatività (SLO): | | | |
| Probabilità di superamento: | 81 | % | |
| Tr: | | 30 | [anni] |
| ag: | | 0,037 g | |
| Fo: | | 2,510 | |
| Tc*: | | 0,211 | [s] |
| Danno (SLD): | | | |
| Probabilità di superamento: | 63 | % | |
| Tr: | | 50 | [anni] |
| ag: | | 0,046 g | |
| Fo: | | 2,492 | |
| Tc*: | | 0,239 | [s] |
| Salvaguardia della vita (SLV): | | | |
| Probabilità di superamento: | 10 | % | |
| Tr: | | 475 | [anni] |
| ag: | | 0,119 g | |
| Fo: | | 2,391 | |
| Tc*: | | 0,285 | [s] |
| Prevenzione dal collasso (SLC): | | | |
| Probabilità di superamento: | 5 | % | |
| Tr: | | 975 | [anni] |
| ag: | | 0,154 g | |
| Fo: | | 2,391 | |
| Tc*: | | 0,288 | [s] |

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

| | |
|---|---|
| Ss: | 1,000 |
| Cc: | 1,000 |
| St: | 1,200 |
| Kh: | 0,009 |
| Kv: | 0,004 |
| Amax: | 0,434 |
| Beta: | 0,200 |

SLD:

| | |
|---|---|
| Ss: | 1,000 |
| Cc: | 1,000 |
| St: | 1,200 |
| Kh: | 0,011 |
| Kv: | 0,006 |

| | | |
|---|---|---|
| | Amax: | 0,546 |
| | Beta: | 0,200 |
| SLV: | | |
| | Ss: | 1,000 |
| | Cc: | 1,000 |
| | St: | 1,200 |
| | Kh: | 0,038 |
| | Kv: | 0,019 |
| | Amax: | 1,396 |
| | Beta: | 0,270 |
| SLC: | | |
| | Ss: | 1,000 |
| | Cc: | 1,000 |
| | St: | 1,200 |
| | Kh: | 0,050 |
| | Kv: | 0,025 |
| | Amax: | 1,818 |
| | Beta: | 0,270 |

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

| | |
|---|---|
| Coordinate WGS84 | |
| latitudine: | 44.269041 |
| longitudine: | 9.484401 |

## PARAMETRI SISMICI – RIPRISTINO AMBIENTALE

Sito in esame.

| | |
|---|---|
| latitudine: | 44,270002 |
| longitudine: | 9,485432 |
| Classe: | 3 |
| Vita nominale: | 50 |

Siti di riferimento

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Sito 1 | ID: 17591 | Lat: 44,2656 | Lon: 9,4411 | Distanza: 3564,365 |
| Sito 2 | ID: 17592 | Lat: 44,2680 | Lon: 9,5108 | Distanza: 2032,476 |
| Sito 3 | ID: 17370 | Lat: 44,3179 | Lon: 9,5075 | Distanza: 5611,749 |
| Sito 4 | ID: 17369 | Lat: 44,3156 | Lon: 9,4377 | Distanza: 6333,384 |

Parametri sismici

| | | | |
|---|---|---|---|
| Categoria sottosuolo: | B | | |
| Categoria topografica: | T2 | | |
| Periodo di riferimento: | 75anni | | |
| Coefficiente cu: | 1,5 | | |
| | | | |
| Operatività (SLO): | | | |
| Probabilità di superamento: | 81 | % | |
| Tr: | | 45 | [anni] |
| ag: | | 0,044 g | |
| Fo: | | 2,496 | |
| Tc*: | | 0,233 | [s] |
| | | | |
| Danno (SLD): | | | |
| Probabilità di superamento: | 63 | % | |
| Tr: | | 75 | [anni] |
| ag: | | 0,055 g | |
| Fo: | | 2,511 | |
| Tc*: | | 0,252 | [s] |
| | | | |
| Salvaguardia della vita (SLV): | | | |
| Probabilità di superamento: | 10 | % | |
| Tr: | | 712 | [anni] |
| ag: | | 0,138 g | |
| Fo: | | 2,391 | |
| Tc*: | | 0,287 | [s] |
| | | | |
| Prevenzione dal collasso (SLC): | | | |
| Probabilità di superamento: | 5 | % | |
| Tr: | | 1462 | [anni] |
| ag: | | 0,176 g | |
| Fo: | | 2,390 | |
| Tc*: | | 0,291 | [s] |

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

| | | |
|---|---|---|
| SLO: | | |
| | Ss: | 1,200 |
| | Cc: | 1,470 |
| | St: | 1,200 |
| | Kh: | 0,013 |
| | Kv: | 0,006 |
| | Amax: | 0,625 |
| | Beta: | 0,200 |
| SLD: | | |
| | Ss: | 1,200 |
| | Cc: | 1,450 |
| | St: | 1,200 |

Kh: 0,016
Kv: 0,008
Amax: 0,775
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,200
Kh: 0,048
Kv: 0,024
Amax: 1,944
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,200
Cc: 1,410
St: 1,200
Kh: 0,061
Kv: 0,030
Amax: 2,491
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50
Geostru

Coordinate WGS84
latitudine: 44.269041
longitudine: 9.484401

Valutazione dell'azione sismica nei pendii (Slope Geostru 2020)

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza. Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$Fh=Kh *W$
$Fv=Kv *W$

Essendo:
FH e FV rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
W: peso concio
Ko: Coefficiente sismico orizzontale
Kv: Coefficiente sismico verticale.

**Calcolo coefficienti sismici**

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti Ko e Kv indipendenza di vari fattori:
$Ko= \beta s \times (amax/g)$
$Kv=\pm 0,5 \times Ko$
Con
**βs** coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
**amax** accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
**g** accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.
amax= SS ST ag
SS(effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq Ss \leq 1.80$; è funzione di F0(Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e cat. di suolo (A, B, C, D, E).
ST(effetto di amplificazione topografica).
Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:
***T1****(ST= 1.0)* ***T2****(ST= 1.20)* ***T3****(ST=1.20)* ***T4****(ST= 1.40).*
Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è così valutato:

TR=-VR/ln(1-PVR)

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.
Con l'**OPCM 3274** e successive modifiche, i coefficienti sismici orizzontale Ko e verticale Kv che interessano tutte le masse vengono calcolatati come:
Ko= S · (ag/g) Kv= 0.5· Ko
S: fattore dipendente dal tipo di suolo secondo lo schema:
tipo A - S=1;
tipo B - S=1.25;
tipo C - S=1.25;
tipo E - S=1.25;
tipo D - S=1.35.
Per pendii con inclinazione superiore a 15° e dislivello superiore a 30 m, l'azione sismica deve essere incrementata moltiplicandola per il coefficiente di amplificazione topografica ST:
ST≥ 1,2 per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
ST≥ 1,4 per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in testa molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media > 30°; ST≥ 1,2 per siti dello stesso tipo, ma pendenza media inferiore.

## 14-VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE DEI FRONTI IN ROCCIA

Le suddette verifiche di stabilità globali dei fronti di cava sono state condotte considerando le sezioni più rappresentative, e potenzialmente le più critiche ed acclivi, interessate dalla variante.

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

Inoltre, a favore di sicurezza, si sono testate le verifiche di stabilità anche con valori ridotti di coesione pari ad 1/2 del valore calcolato.

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 metodologia 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.

Di seguito vengono riassunti in tabella i risultati ottenuti tramite il software.

| Sezione | Fs | Fs con c=1/2 |
|---|---|---|
| 7 | 1,34 | 1,09 |
| 11 | 1,33 | 1,12 |

In allegato si trovano i dettagli di calcolo delle sezioni.

## 15 – ANALISI DI STABILITA' DEI GRADONI

### 15.1 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 ritarata 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 dei cunei con fronte di 15 m orientato N185/70;**

**1) Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m orientato N185/70;**

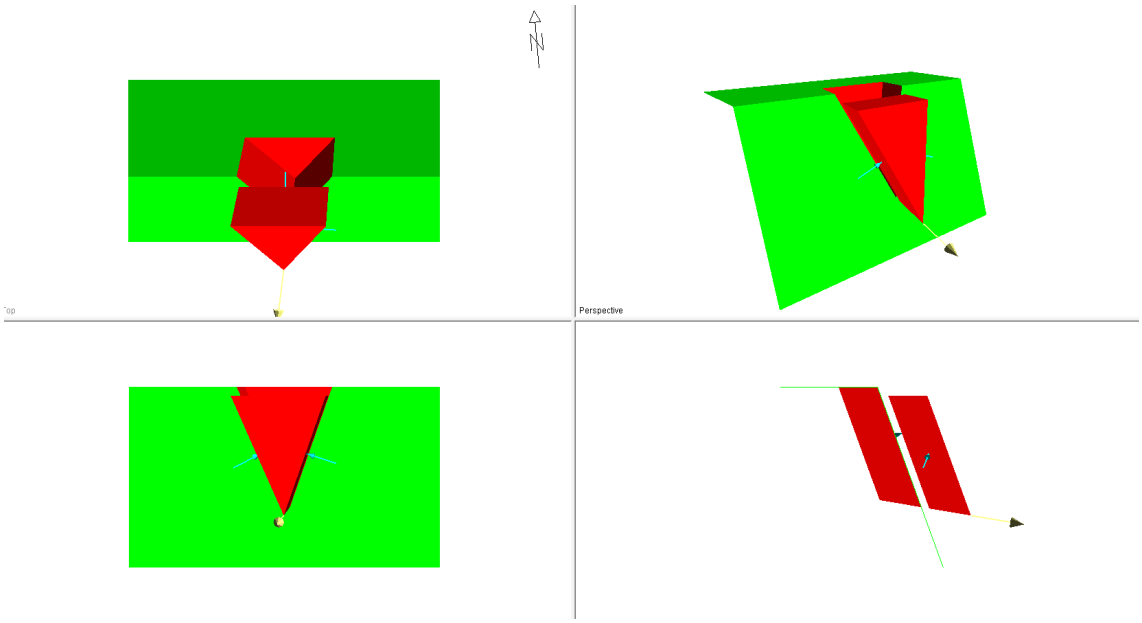



**Fig.** - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo indagato

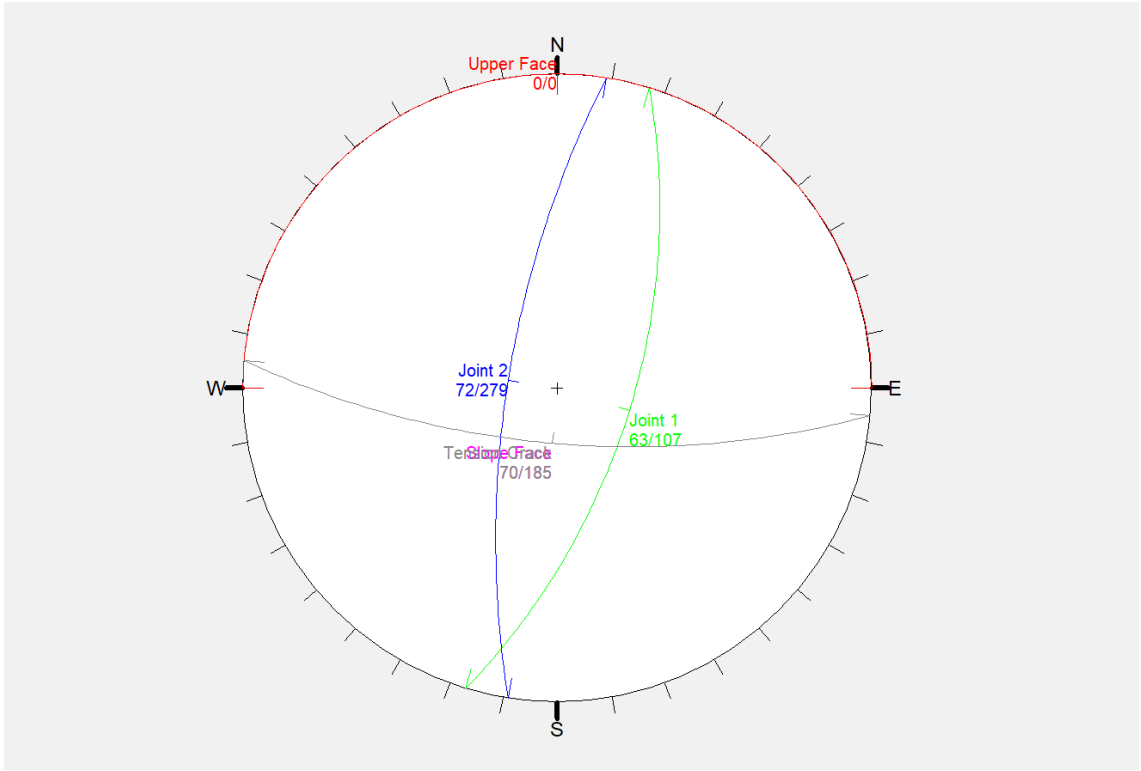



**Fig. -** Rappresentazione stereografica del cuneo tipo indagato

**Analysis Results:**

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=6.59495
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=4.89074 m
Wedge volume=412.167 m3
Wedge weight=1112.85 tonnes
Wedge area (joint1)=81.7116 m2
Wedge area (joint2)=75.0623 m2
Wedge area (slope)=95.1425 m2
Wedge area (upper face)=56.5949 m2
Wedge area (tension crack)=84.3333 m2
Normal force (joint1)=1414.84 tonnes
Normal force (joint2)=1326.15 tonnes
Driving force=258.843 tonnes
Resisting force=1707.06 tonnes

*Water Pressures/Forces:*
Average pressure on fissures=0.301274 tonnes/m2
Water force on joint1=24.6176 tonnes
Water force on joint2=22.6144 tonnes
Water force on tension crack=25.4075 tonnes

*Seismic Force:*
Seismic force=53.4169 tonnes

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

*Joint Sets 1&2 line of Intersection:*
plunge=9.49052 deg, trend=192.114 deg
length=5.3235 m

*Trace Lengths:*
Joint1 on slope face=17.2937 m
Joint2 on slope face=16.8093 m
Joint1 on upper face=5 m
Joint2 on upper face=4.90268 m
Tension crack on upper face=11.2231 m

*Maximum Persistence:*
Joint1=19.0694 m
Joint2=19.0682 m

*Intersection Angles:*
J1&J2 on slope face = 40.8883 deg
J1&Crest on slope face = 67.3739 deg
J1&Crest on upper face = 78 deg
J2&Crest on slope face = 71.7378 deg
J2&Crest on upper face = 94 deg
J1&TC on upper face = 102 deg
J2&TC on upper face = 86 deg

**Joint Set 1 Data:**

dip=63 deg, dip direction=107 deg
cohesion=0.4 tonnes/m2, friction angle=30.96 deg

**Joint Set 2 Data:**

dip=72 deg, dip direction=279 deg
cohesion=0.4 tonnes/m2, friction angle=30.96 deg

**Slope Data:**

dip=70 deg, dip direction=185 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=70 deg, dip direction=185 deg
trace length=5 meters

**Water Pressure Data:**

Water unit weight=1 tonnes/m3
Pressure definition method=Percent Filled Fissures
Percent Filled=40 %

**Seismic Data:**

Seismic coefficient=0.048
Direction=line of interesection J1&J2
trend=192.114 deg, plunge=9.49052 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: -6.15, 6.02, 15
Point 234: 5.72, 4.98, 15
Point 135: -4.69, 10.8, 15
Point 125: 1.1, 5.13, 0.878
Point 235: 6.49, 9.82, 15

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri ridotti come previsto dalle NTC 18 e come riportato nei precedenti capitoli; acqua lungo i giunti e l'effetto sismico. E' stato inserito un joint orientato a circa 90° rispetto a quelli misurati, per permettere la simulazione di distacco, considerandolo un tension crack.

I risultati delle analisi effettuate sono riassunti nella sottostante tabella.

| Analisi | Fs |
|---|---|
| **1** | **6,59** |

### 15.3 Analisi al 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.

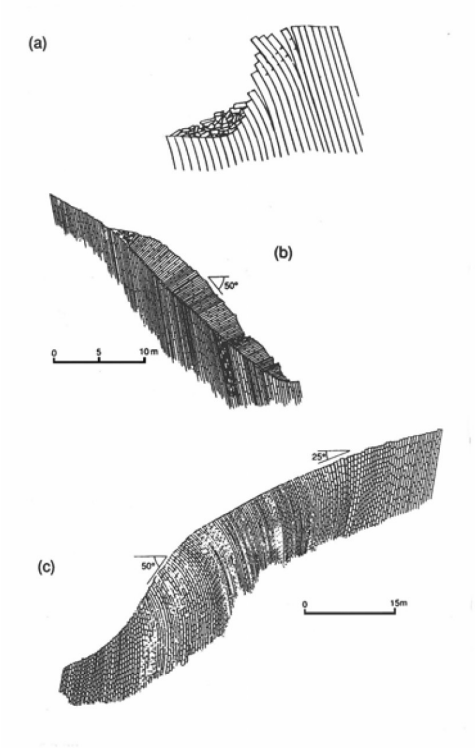



**Fig. A** - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

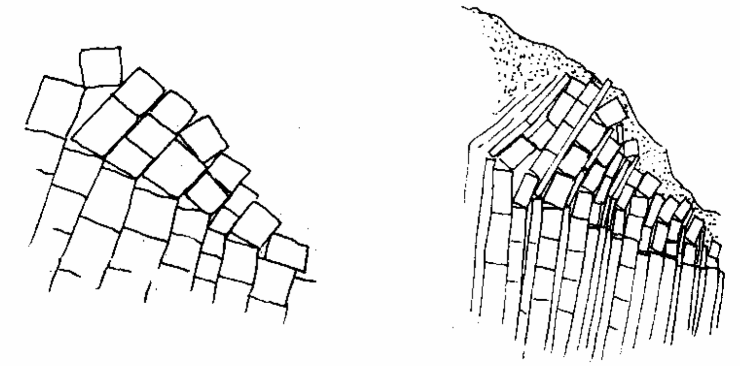


**Fig. B** - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

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.

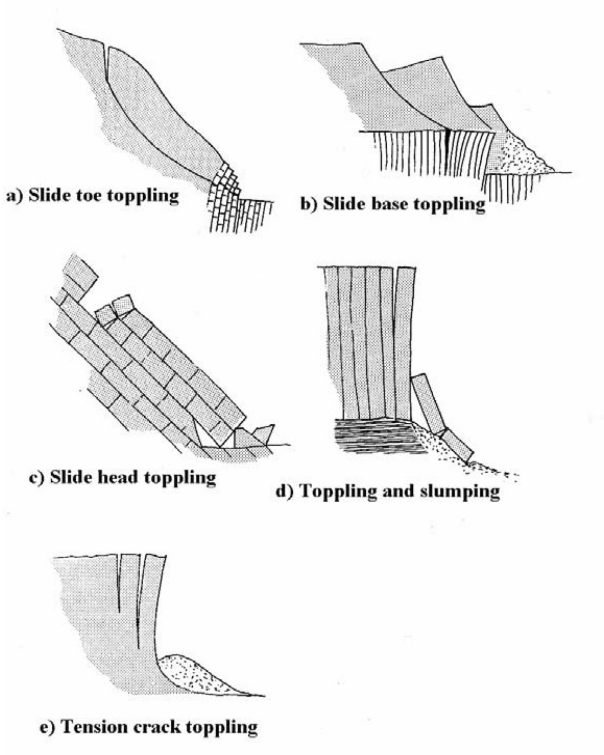



**Fig. C** - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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, eseguite con il test di markland i fronti che potrebbero essere suscettibili a fenomeni di ribaltamento, di piccola entità vista la fratturazione del litotipo, sono:

| **Fronte** | **Discontinuità** |
|---|---|
| 185/70 | K1 |

## 16-VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO PER IL RIPRISTINO 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 le sezioni 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".

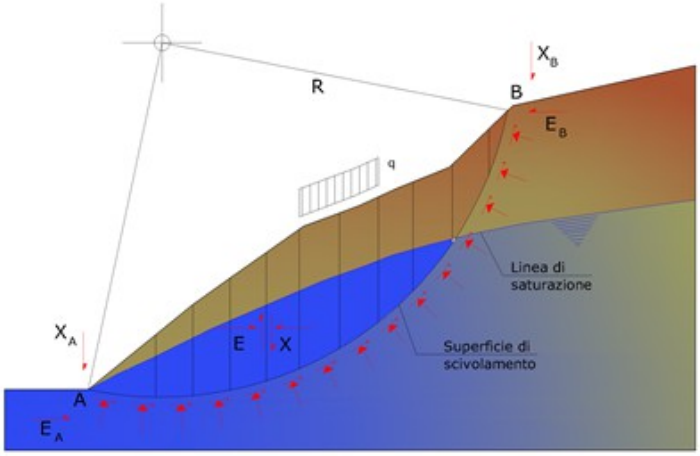
Secondo quanto riportato al punto 6.8.2 delle NTC, le verifiche di sicurezza sono state eseguite secondo l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle.

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

**Metodo equilibrio limite (LEM)**
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile ($t_f$), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

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




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

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

Complessivamente le incognite sono (6n-2).
Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

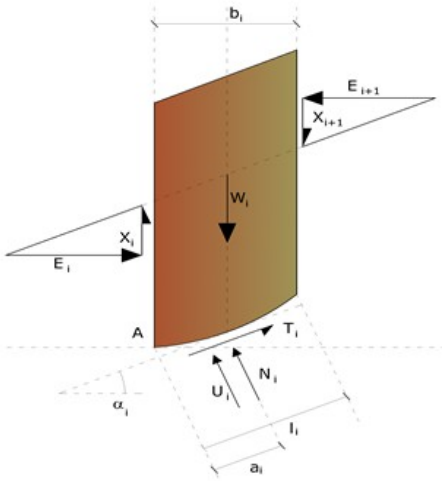
Totale numero di equazioni 4n.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :
$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che $N_i$ sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

**Metodo di Bishop (1955)**
Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:
$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \qquad \textbf{Criterio di rottura}$$

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




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 %.

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

**Ricerca della superficie di scorrimento critica**
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m×n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.
Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2018 della Geostru – Software applicando il metodo di calcolo di Bishop, i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate.

Nelle verifiche si è posta la coesione pari ad 1/2 di quella calcolata per il detrito, e pari a 1/10 per il substrato; ed è stata ipotizzata una falda orientata verso valle, oltre che l'amplificazione sismica e i parametri di progetto, quindi già ridotti rispetto a quelli calcolati.

| Sezione | Fsmin | Fsmin con coesione 1/2 |
|---|---|---|
| 7 | 1,31 | 1,25 |
| 11 | 1,46 | 1,19 |

## 17-PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEL RIPRISTINO AMBIENTALE E PIANO DI MONITORAGGIO

Come risulta dalle verifiche fatte i valori dei coefficienti di sicurezza allo scorrimento dei rilevati di ripristino 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 ripristino ambientale 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 del ripristino ambientale è necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove specifiche, carico su piastra e penetrometrie DPM/DPSH, almeno ogni 5 metri di abbancamento verticale, con almeno tre prove, adeguatamente distribuite per determinare le caratteristiche medie del materiale;

- Al progredire del ripristino ambientale 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.

- Dovrà essere installato in luogo idoneo, deciso dalla Direzione Lavori, un piezometro finestrato, per monitorare la presenza di acqua all'interno del volume di materiale di riporto, misurato con cadenza almeno bimestrale e/o dopo eventi di particolare rilevanza.

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

Monitoraggio in corso d'opera:
Il monitoraggio in corso d'opera è affidato alla Direzione Lavori che provvederà a verificare i lavori in corso e la loro esecuzione, nonché a d eseguire opportune prove geoteniche sui materiali abbancati, ogni qualvolta si renderà necessario sulla base della tipologia e granulometria dei materiale, ma comunque almeno ogni 5 m di materiale abbancato, tramite prove DPM, DPSH o prove di carico su piastra.

Monitoraggio biennale post opera:
Al fine di prevedere un adeguato monitoraggio dell'opera della durata biennale, si prevede di effettuare, una volta completata l'ultima fase progettuale, le seguenti operazioni:

- sopralluoghi almeno semestrali da parte di tecnico competente sui fronti in diaspro e serpentino a vista;
- sopralluoghi almeno semestrali da parte di tecnico competente sulle aree oggetto di ripristino ambientale;
- verifica trimestrale, ed in occasione di forti rovesci, della efficienza idraulica di smaltimento delle acque piovane, delle canalette e delle vasche di sedimentazione;
- pulizia delle vasche di sedimentazione e delle canalette quando si rende necessario, anche a seguito del punto sopraesposto;
- verifica strumentale topografica di punti noti, da effettuarsi almeno annualmente;
- redazione di documentazione fotografica adeguata ad ogni sopralluogo;
- Report finale alla conclusione dei due anni di monitoraggio post operam;

## 18-MATERIALI UTILIZZATI PER LA REALIZZAZIONE DEL RIPRISTINO AMBIENTALE

In virtù di quanto riportato nelle recenti delibere di giunta regionale 671 e 672 del 26/07/2019, e vista la pregressa normativa:

- il D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 e s.m. e i., recante "Norme in materia ambientale" e in particolare la parte quarta, relativa alla gestione dei rifiuti;
- il D.M. 5 febbraio 1998 e s.m. e i., recante "Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero";
- il D.Lgs. 30 maggio 2008, n. 117 e s.m. e i., recante "Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie estrattive che modifica la direttiva 2004/35/CE";
- il D.P.R. 13 giugno 2017, n. 120 "Regolamento recante la disciplina semplificata della gestione delle terre e rocce da scavo, ai sensi dell'articolo 8 del Decreto Legge 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla Legge 11 novembre 2014, n. 164";
- la legge regionale 5 aprile 2012, n. 12 e s.m., recante: "Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva", come modificata in ultimo dalla legge regionale 2 agosto 2017 n. 18 "Modifiche alle leggi regionali 5 aprile 2012, n. 12 (Testo Unico sulla disciplina dell'attività estrattiva) e 12 aprile 2011, n. 7 (Disciplina di riordino e razionalizzazione delle funzioni svolte dalle comunità montane soppresse e norme di attuazione per la liquidazione)";
- la legge regionale 6 giugno 2014, n. 13 e s.m. e i., recante "Testo Unico della normativa regionale in materia di paesaggio";
- la D.G.R. 431 del 27 marzo 2015 "Aggiornamento D.G.R. n. 141 del 5 febbraio 2010, recante: "Modifiche alle Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla D.G.R. n. 141/2008"

CONSIDERATO inoltre che la Corte di Giustizia Europea – Sezione IV, con propria sentenza C-147 in data 28 luglio 2016, ha escluso che l'attività di riempimento di una cava con rifiuti diversi da quelli di estrazione sia soggetta alla disciplina generale delle discariche di rifiuti se tale operazione è qualificabile come recupero di rifiuti;

CONSIDERATO quanto riporato nella delibera di giunta n° 672 del 26/07/2019 sancisce che il ripristino ambientale possa essere realizzato mediante i materiali di seguito descritti.

*"In particolare, il ripristino ambientale dovrà essere conseguito, in coerenza con il comma 3 dell'art. 17 della l.r. n. 12/2012 e s.m. e i. utilizzando i seguenti materiali:*

- ***Rifiuti di estrazione*** *di cui all'articolo 3, comma 1, lettera d) del D.Lgs. 30 maggio 2008 n. 117;*
  - ***Terre e rocce da scavo*** *classificate come sottoprodotti ai sensi dell'art. 184-bis del D. Lgs 152/2006 e s.m. e i., secondo i criteri e le procedure definiti dal DPR 120/2017;*
  - ***Rifiuti inerti*** sottoposti ad *attività di recupero R10 autorizzate in forma semplificata ex art. 214,215, e 216 o in forma ordinaria ex art. 208 del D. Lgs.152/2006*;
  - ***Materie end of waste*** *derivanti da attività di recupero rifiuti conformi alle caratteristiche indicate dal D.M. 5 febbraio*

*1998, con particolare riferimento al paragrafo 7.1 e al paragrafo 12.3;*

*I suddetti materiali dovranno essere compatibili con le caratteristiche chimico-fisiche, idrogeologiche e geomorfologiche delle aree oggetto di riempimento, non costituire fonte di contaminazione diretta o indiretta per le acque sotterranee, fatti salvi i valori di fondo naturale, e rispettare le condizioni di seguito elencate:*

- ✓ ***Rifiuti di estrazione****: siano approvati i relativi Piani di Gestione dei Rifiuti di estrazione di cui all'art. 5 del D.Lgs. 30 maggio 2008, n. 117;*
- ✓ ***Terre e rocce da scavo****:*
  - *il contenuto dei contaminanti sia conforme alle concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) di cui alla colonna A della tabella 1, Allegato 5, al Titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152, ovvero, conforme alle CSC di cui alla colonna B della medesima tabella, nel caso in cui la previsione dello strumento urbanistico, che identifica la destinazione d'uso del sito alla conclusione della coltivazione della cava, sia di tipo commerciale o industriale, o ai valori di fondo naturali;*
  - *nei casi in cui le terre e rocce da scavo contengano materiali di riporto, sugli stessi siano rispettate le CSC delle acque sotterranee di cui alla tabella 2, allegato 5, al titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152 o i valori di fondo naturali, tramite apposito test di cessione effettuato secondo le metodiche di cui al D.M. 5 febbraio 1998;*
- ✓ ***Rifiuti inerti****: sottoposti ad attività di recupero R10:*
  - *il recupero è subordinato all'esecuzione del test di cessione sul rifiuto tal quale secondo il metodo in allegato 3 al D.M. 5 febbraio 1998;*
  - *il contenuto dei contaminanti sia conforme a quanto previsto dalla legislazione vigente in materia di messa in sicurezza, bonifica e ripristino ambientale dei siti inquinati, in funzione della specifica destinazione d'uso;*
  - *siano rispettate le CSC delle acque sotterranee di cui alla tabella 2, allegato 5, al titolo 5, della parte IV del D.Lgs. 3 aprile 2006 n. 152 o i valori di fondo naturali, tramite apposito test di cessione effettuato secondo le metodiche di cui al D.M. 5 febbraio 1998;*
- ✓ ***Materie end of waste*** *derivanti da attività di recupero rifiuti conformi alle caratteristiche indicate dal D.M. 5 febbraio 1998, con particolare riferimento al paragrafo 7.1 e al paragrafo 12.3; ai fini dell'individuazione delle caratteristiche delle materie o rifiuti destinate alle operazioni di ripristino ambientale è di riferimento la Circolare del Ministero dell'Ambiente 15 luglio 2005, n. UL/2005/5205.*

- *le procedure autorizzative in caso di recupero rifiuti di competenza della Città Metropolitana /Provincia in materia ambientale siano preventive o comunque coordinate con l'approvazione del programma di coltivazione o sue varianti;*

- *sia tenuto in cava apposito registro in cui annotare le tipologie di materiale abbancato, la provenienza ed i relativi quantitativi, fermo restando l'obbligo di tenere i registri di carico e scarico di cui all'art. 190 del D.Lgs 152/2006 e s.m. e i. nei casi ivi previsti;*
- *sia trasmessa alla Regione e alla Città Metropolitana/Provincia, entro il 31 marzo di ogni anno, una relazione contenente i dati consuntivi dell'anno precedente del suddetto registro, comprensiva di una dichiarazione dalla quale sia possibile desumere il rispetto delle condizioni di cui ai punti precedenti."*

*stabilire che gli esercenti delle attività estrattive il cui programma di coltivazione e recupero ambientale prevede l'impiego dei materiali come definiti al precedente punto 1, possono proseguire l'attività di abbancamento secondo i profili autorizzati;*

*stabilire che gli esercenti delle attività estrattive che intendono modificare le tipologie di materiale per l'abbancamento o le geometrie dei profili previsti nel programma di coltivazione e ripristino ambientale autorizzato, presentino apposita istanza di variante allo SUAP che:*

- *nel caso in cui garantisca pienamente l'esecuzione del programma di coltivazione e la sistemazione ambientale secondo i profili autorizzati con caratteristiche equivalenti in termini di fattori di sicurezza e di tutela ambientale, è soggetta esclusivamente alle verifiche sotto il profilo del vincolo idrogeologico di competenza comunale;*
- *negli altri casi è oggetto di procedimento di autorizzazione ai sensi dell'art. 12, comma 1, della l.r. 12/2012 e s.m. e i.;*
- *nel caso di attività di recupero rifiuti presuppone l'acquisizione delle autorizzazioni ambientali di competenza della Città Metropolitana/Provincia;*

Vista la citata normativa si richiede pertanto di poter di poter utilizzare tutti i suddetti materiali sopra elencati al fine del riempimento previsto nella cava.

## 19-CONCLUSIONI

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

Il progettista
Dott. Geologo Luca Piaggi

## 20-BIBLIOGRAFIA


- Abbate E., Bortolotti V., Galbiati B., Principi G., 1980, Carta Geologica delle ofioliti del Bargognasco e dell'alta Val Graveglia, scala 1:25000, ed. L.A.C. Firenze;
- Bieniawski Z.T., 1989, Eigineering rock mass classification, J. Wiley & Sons;
- Boccaletti & Tortorici - Appunti di Geologia strutturale. Patron Editore (Bologna);
- Butler & Bell -1988- Lettura e interpretazione delle carte geologiche. Zanichelli (Bologna);
- 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;
- Faccini F., Marescotti P., Robbiano A., 2000, La Val Graveglia,: un tesoro geologico nell'appenino ligure, editore Fassicomo Genova;
- 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);