COMUNE DI CASTIGLIONE CHIAVARESE
PROVINCIA DI GENOVA
REGIONE LIGURIA

CAVA DI BASALTO DENOMINATA "ACQUAFREDDA"

PROGETTO DI VARIANTE AL PIANO DI COLTIVAZIONE E DI SISTEMAZIONE AMBIENTALE

RELAZIONE GEOLOGICA – MINERARIA, DI STABILITA' DEI FRONTI E IDRAULICA

IL COMMITTENTE: Cava Acquafredda S.r.l.

IL PROGETTISTA: Dott. Geologo Gino Piaggi

-Dicembre 2011-

All.4

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

INDICE

1. Premessa;
2. Normativa di riferimento;
3. Inquadramento geologico- strutturale generale;
4. Geografia, geologia e geomorfologia di dettaglio;
5. Caratteristiche idrogeologiche e carsismo;
6. Rilievo strutturale e geomeccanico;
7. Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento;
8. Azione sismica;
9. Scelta dei parametri di progetto;
10. Verifiche di stabilità del fronte di scavo;
11. Stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
12. Prescrizioni per la realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale;
13. Drenaggio delle acque di infiltrazione nel rilevato;
14. Regimazione idraulica delle acque superficiali;
15. Bibliografia;

ALLEGATI

- Documentazione geologica:
  - carta geologica d'insieme 1:5000
  - sezione geologica generale X – X 1:2000
  - carta geologica 1:2000
  - carta idrogeologica 1:2000
  - carta geomorfologica 1:2000
  - carta geolitologica e degli affioramenti
  - sezioni geologiche significative riferite allo stato di progetto
- Cartografia di regimazione delle acque superficiali
  - carta dell'idrografia superficiale
  - carta dei bacini imbriferi, canalizzazioni e sezioni di verifica
  - sezioni di verifica portate e sezioni tipo canalizzazioni
- Cartografia drenaggio profondo delle acque di infiltrazione nel rilevato di ricomposizione ambientale:
  - planimetria con schema di regimazione acque profonde
  - sezione di sistemazione Y-Y con riportato il drenaggio
  - sezione tipo della trincea e letto drenante
- Verifiche di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale
- Verifiche di stabilità globale del versante in roccia.

1 - PREMESSA

Su incarico della Soc. Cava Acquafredda S.r.l., è stata redatta la presente relazione geologica, geomineraria, geomeccanica, di stabilità e idraulica relativa alla variante al progetto di coltivazione della cava denominata "Acquafredda" sita in Comune di Castiglione Chiavarese (Ge).

Il progetto di variante prevede, in sintesi, una razionalizzazione e sfruttamento al meglio delle risorse esistenti con una minima estensione areale dello scavo sulla parte sinistra ed un arretramento del fronte a partire dalla zona centrale della cava, lasciando inalterata tutta la restante parte.

La ricomposizione morfologica – ambientale è del tutto simile a quella del progetto autorizzato con la sistemazione dell'anfiteatro di cava e la riprofilatura del versante cercando di ricostituire la morfologia originaria, attraverso il riporto di materiale inerte, tale da occultare buona parte dell'attuale anfiteatro di scavo.

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 quanto sopra senza compromettere l'equilibrio geomorfologico dei versanti, minimizzare l'impatto e contestualmente recuperare ambientalmente l'area.

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.

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Decreto ministeriale 14/01/2008, Testo Unitario – Norme tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore 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 (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7,1 (1997), Progettazione geotecnica – Parte I: Regole generali – UNI;
- Eurocodice 7,2 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – UNI;
- Eurocodice 7,3 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove in sito (2002) – UNI;
- O.P.C.M. n. 3274/2003;
- O.P.C.M. n. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche dei comuni della Regione Liguria");
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria");

- DGR 141 del 15/2/2008 "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse;
- DGR 141 del 05/02/2010 linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla DGR N°141/2008;
- Decreto Legislativo 30 maggio 2008, n. 117, Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie e che modifica la direttiva 2004/35/CE;
- Legge Regionale N. 12 DEL 10 04 1979 Liguria; Norme sulla disciplina della coltivazione di cave e torbiere;

3 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO – STRUTTURALE GENERALE

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.

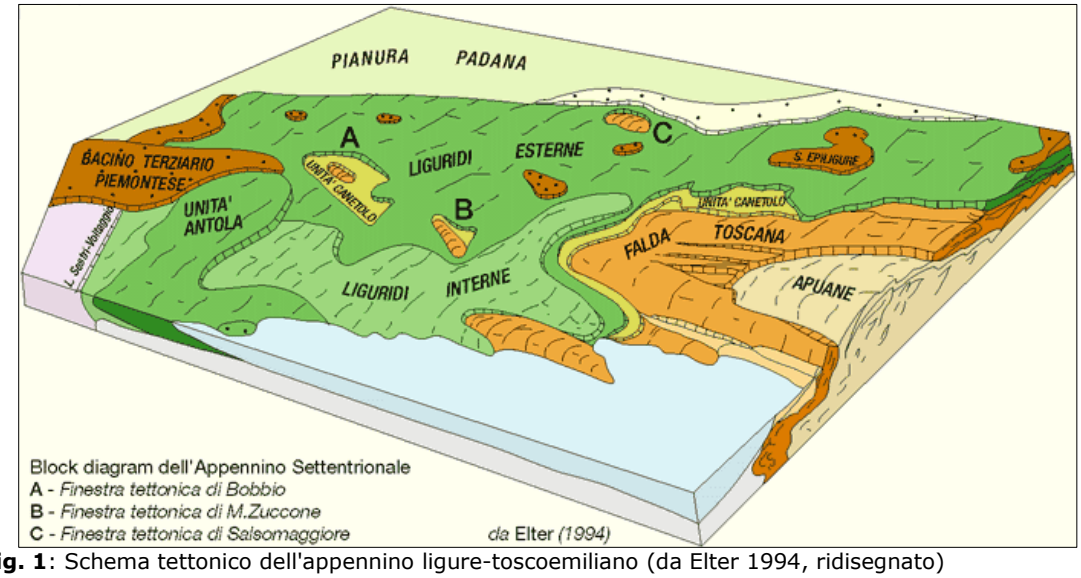


Fig. 1: Schema tettonico dell'appennino ligure-toscoemiliano (da Elter 1994, ridisegnato)

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.

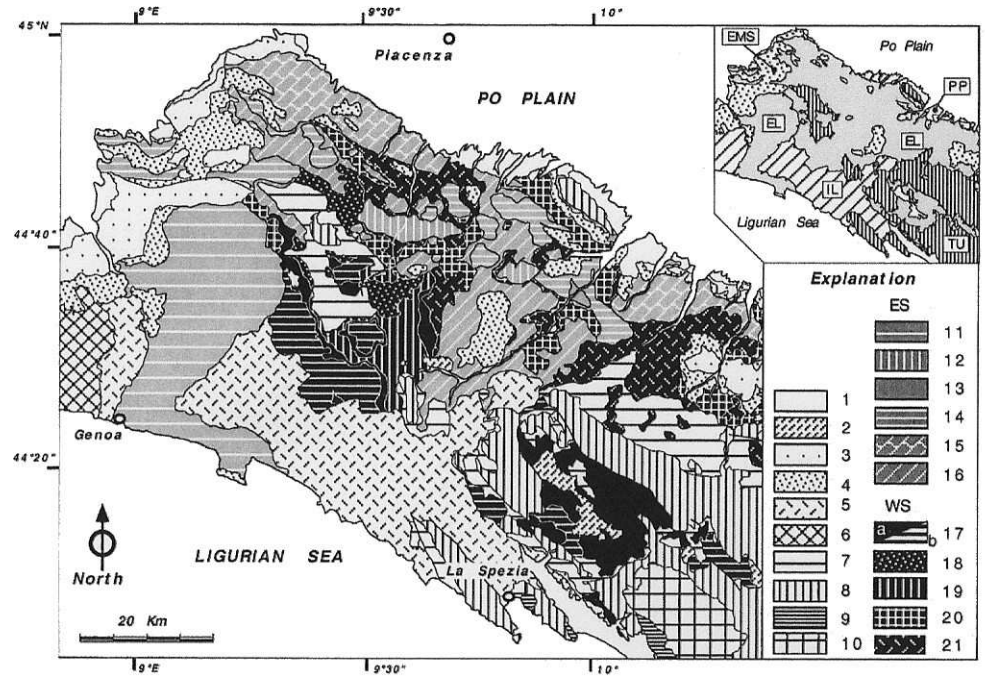


Figure 3. Tectonic sketch map of the Northern Apennines. 1. Plio–Quaternary deposits; 2. Plio–Pleistocene Intramontane Basins; 3. Miocene sedimentary sequences of the Tertiary Piedmont and Epiligurian; 4. Upper Eocene– Oligocene Epi–mesoalpine sedimentary sequences of the Tertiary Piedmont and Epiligurian; 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.

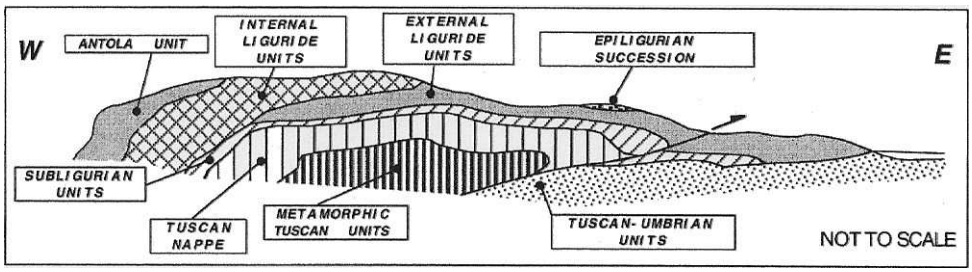


Fig. 2: Schema tettonico dell'appennino e sezione generale (da Marroni et al., 2001)

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.

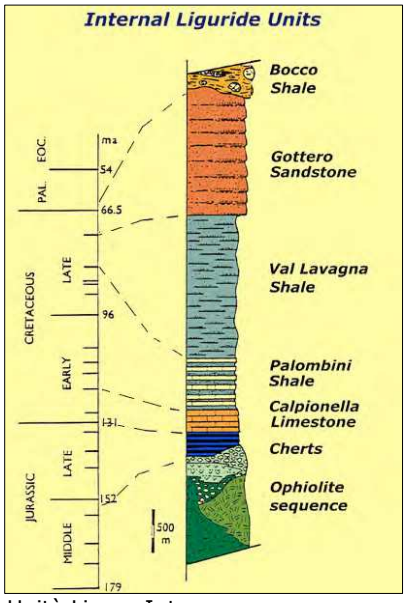


Fig. 3: Schema stratigrafico della Unità Ligure Interna

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.

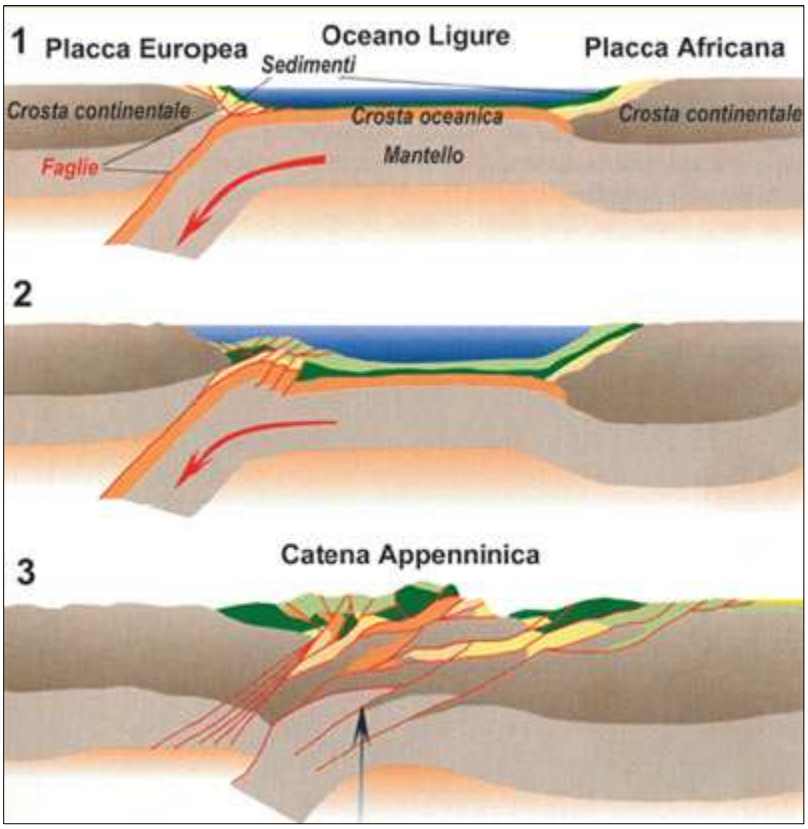


Fig. 4: Schema dell'orogenesi appenninica dal Cretaceo al Pliocene.

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.

Evoluzione tettonica del Ligure Interno
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-GEOGRAFIA, GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DI DETTAGLIO

4.1 Inquadramento geografico

La cava denominata "Acquafredda" è ubicata nel comune di Castiglione Chiavarese, in 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..

4.2 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 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 - RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

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 3 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

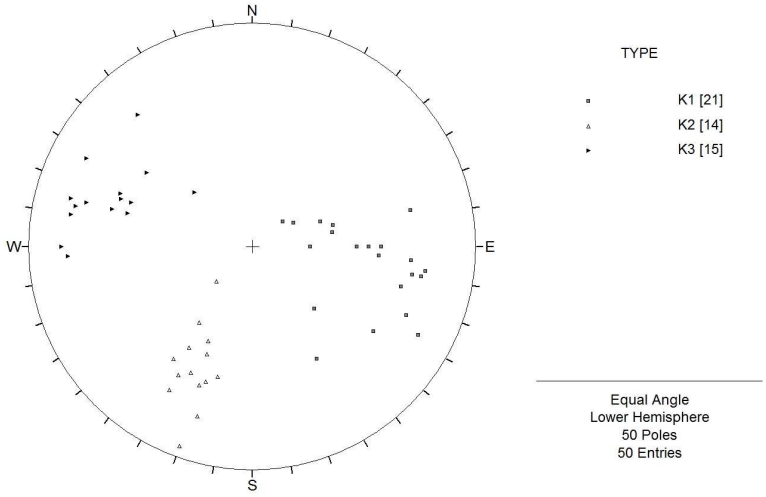


Fig. 5 - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

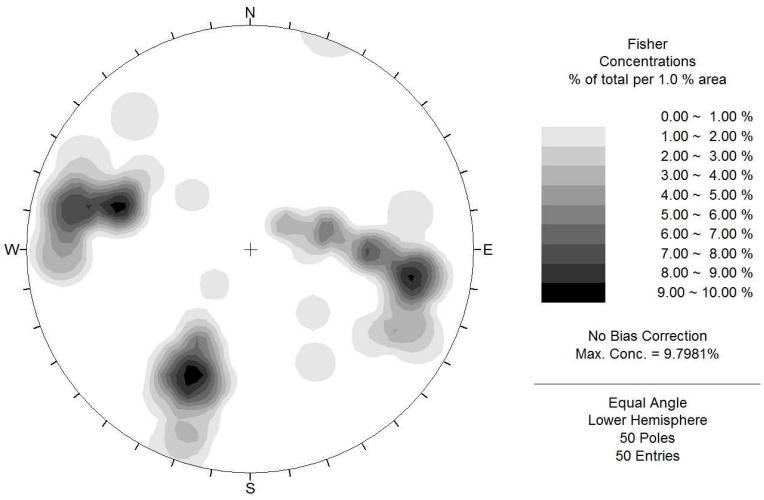


Fig. 6 - Contour delle discontinuità.

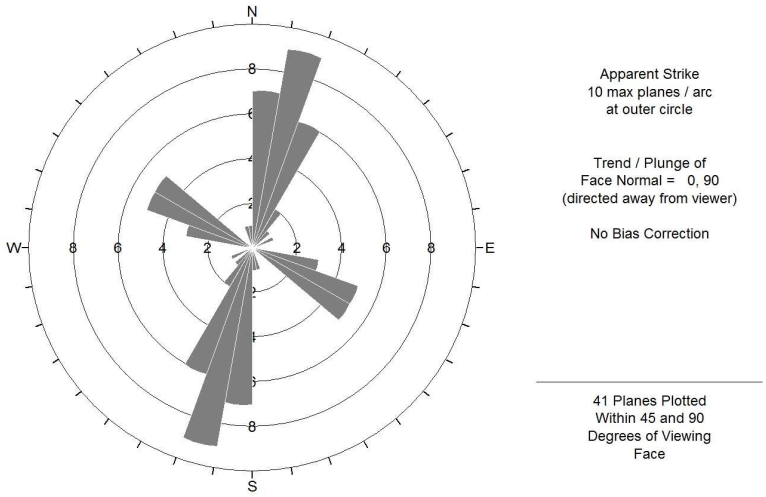


Fig. 7 - Rose diagram.

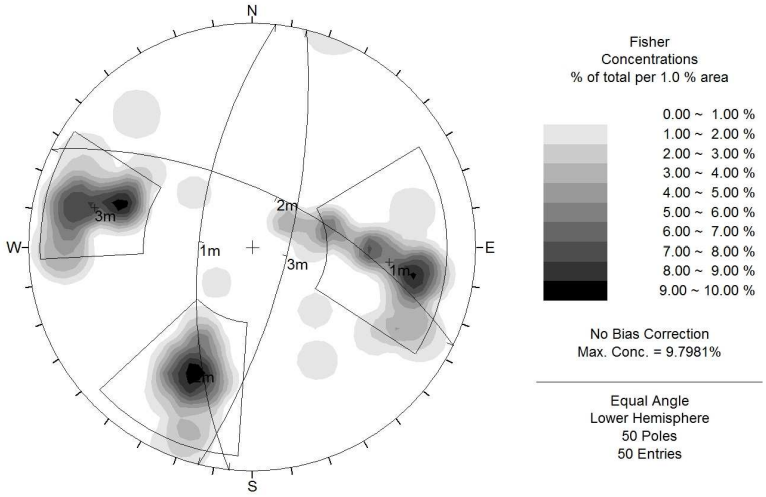


Fig. 8 - Contour delle discontinuità con individuazione dei sets principali e tracce ciclografiche dei piani principali.

6.2 Classificazione di Beniawski 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 Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thinck OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thinck OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel lenght	None	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	>125 litres/min		
		Ratio joint water pressure / maior principal stress	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General condition	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

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

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

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 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 attraverso la quale si ottiene la valutazione fisico meccanica dell'ammasso roccioso ed è possibile pervenire ad una valutazione dei valori della Coesione (C), Angolo di attrito (Y) e Modulo di deformabilità (E) secondo la suddivisione dell'autore, come riportato nella tabella sottostante.

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

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)

Il peso di volume del litotipo sano è pari a **2,6/2,7 t/mc**, mentre quello alterato è stimabile in **2,4/2,5 t/mc**, in funzione anche dal grado di alterazione.

La resistenza a compressione monoassiale ricavata dalle prove sclerometriche e da dati di bibliografia è stimabile tra 850 e 980 (media **915 kg/cmq)** per il litotipo sano e di **600 - 700 kg/cmq** circa per quello alterato.

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.

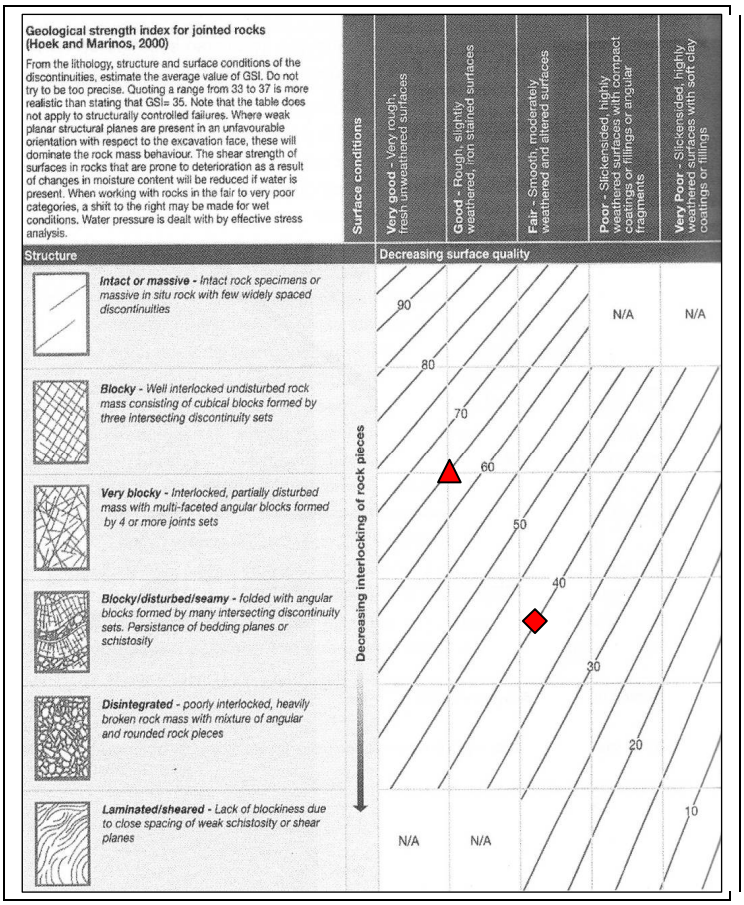


Fig. 9 - Abaco per la stima del GSI. ▲ Basalto; ◆ Basalto alterato;

6.3 Resistenza dell'ammasso roccioso (Hoek-Brown, 2002)

Il criterio di rottura empirico rappresentativo per l'ammasso roccioso generalmente riconosciuto è il criterio di Hoek-Brown che qui sarà adottato e seguito nella più recente versione (1997).

Va sottolineato come tale criterio sia ampiamente valido laddove la scala dello studio sia notevolmente maggiore rispetto a quella della spaziatura dei sistemi di discontinuità e comunque richiede che siano presenti almeno tre o più famiglie di fratture. In alcune posizioni vista l'ampia spaziatura riscontrabile potrebbe essere in realtà eccessivamente penalizzante per la verifica in quanto indicherebbe valori di resistenza inferiori a quelli reali.

Sulla base della classificazione geomeccanica sopra riportata, si sono ricavati i valori di RMR per l'area in esame. A detti parametri può essere associato il valore dell'indice GSI della classificazione di Hoek-Brown (1997) che può essere individuato partendo dall'indice RMR89 mediante opportuna elaborazione consistente in:

- settare il coefficiente sulle caratteristiche idriche a 15 (assenza di acqua)
- azzerare il coefficiente per l'orientamento delle discontinuità

Questo indice prende il nome di BMR89, da cui:

GSI = BMR89 – 5

Va puntualizzato come gli autori stessi (Hoek e Brown) sottolineano come sia preferibile individuare un range di variabilità piuttosto che un valore univoco, ad esempio adottando 50 ± 5 (Dolomie di San Pietro ai Monti) si ottiene una gamma di valori di GSI che caratterizza l'intero ammasso roccioso.

Tale parametro è necessario per il calcolo dei parametri m ed s da introdurre nella legge modificata di Hoek-Brown (1988, 1997):

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

con: σ1 e σ3 tensioni principali massima e minima (il criterio non tiene conto della tensione intermedia σ2) e per GSI > 25:

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28}} \qquad s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \qquad a = 0{,}5 \quad (\text{da Hoek e Brown, 1990, 1997})$$

s e a = 0,5 (da Hoek e Brown, 1990, 1997)
dove mi dipende dalla roccia intatta. Per il calcolo è stato utilizzato il codice di calcolo RocLab1 della Rocscience che forniva i valori ricercati in funzione di mi, σci, e GSI.

Il parametro *s* considera invece la storia deformativa e la conseguente frammentazione dell'ammasso e, ovviamente, per roccia intatta vale 1.

Dal criterio così definito può essere ricavato il valore di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso.

Il procedimento è di tipo analitico mediante calcolo per successivi valori di σ3 del termine di σ1 e regressione dei risultati sino alla ricostruzione della curva intrinseca e dell'inviluppo di

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

Mohr- Coulomb equivalente:
con A e B costanti determinate dalla regressione e dipendenti dalla roccia e σtm resistenza a "trazione" dell'ammasso roccioso (che riflette in realtà l'interbloccaggio delle particelle

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2}\left(m_b - \sqrt{m^2{}_b + 4s}\right)$$

costituenti l'ammasso quando non sono libere di dilatarsi) data da:
Determinando φ e c' sulla base delle relazioni di cui sopra secondo il procedimento di regressione e fitting menzionato, per i cui dettagli si rimanda allo studio di Hoek e Brown (1990, 1997), si ricava il valore di σcm.

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 i tre litotipi esaminati.

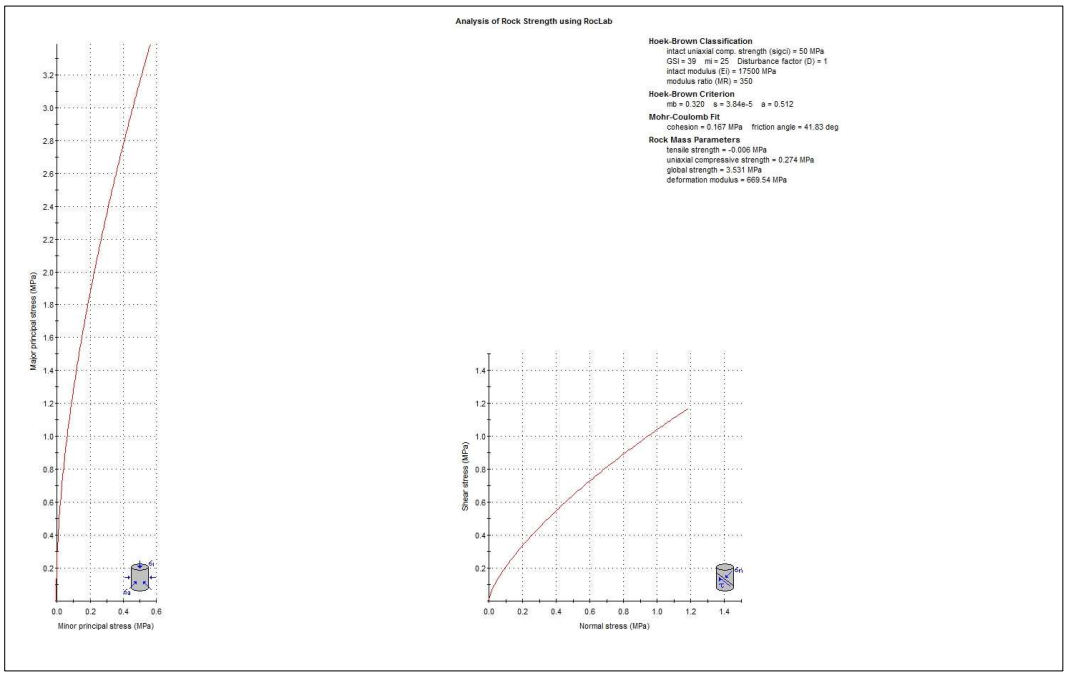


Fig. 10 - Roclab diagram del basalto

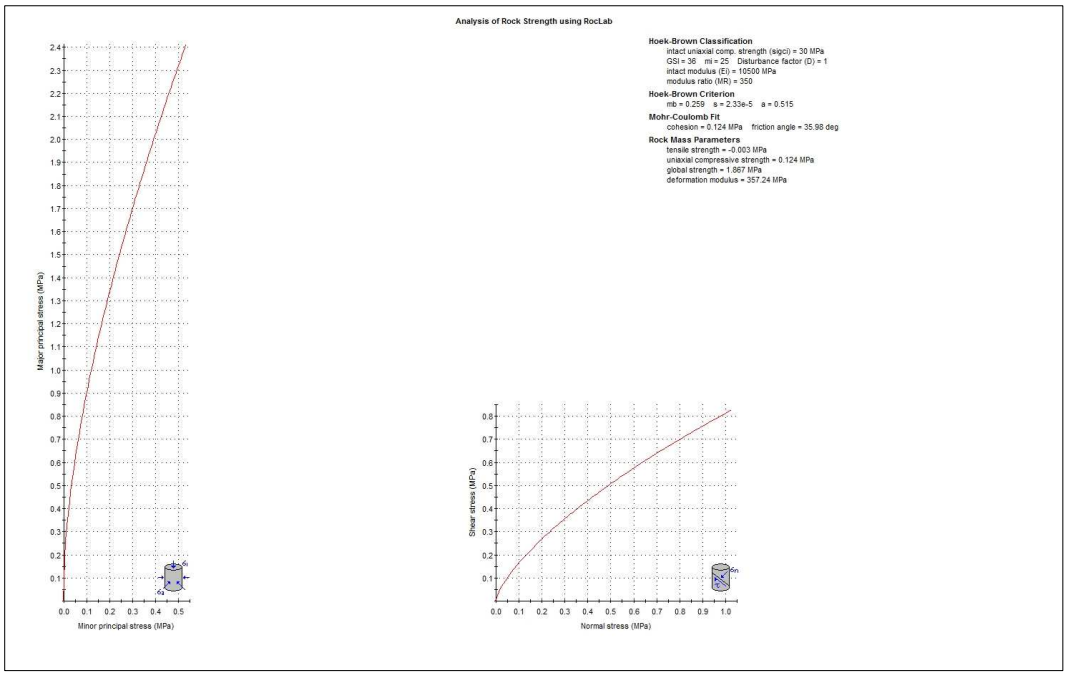


Fig. 11 - Roclab diagram del basalto alterato

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.

7 – VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO

Vita Nominale
La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (par. 2.4.2 NTC).
La vita nominale dell'opera in progetto è 50 anni.

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

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli (gradoni); Il coefficiente CU in questo caso risulta pari a 0,7 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti (rilevato di ricomposizione ambientale): Il coefficiente CU in questo caso risulta pari a 1 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica
Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU (par. 2.4.3 NTC):
VR= VN x CU =
VR= 50 anni

Tabella riepilogativa - gradoni

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

Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

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

8 – ANALISI SISMICA

Zonazione sismogenetica

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

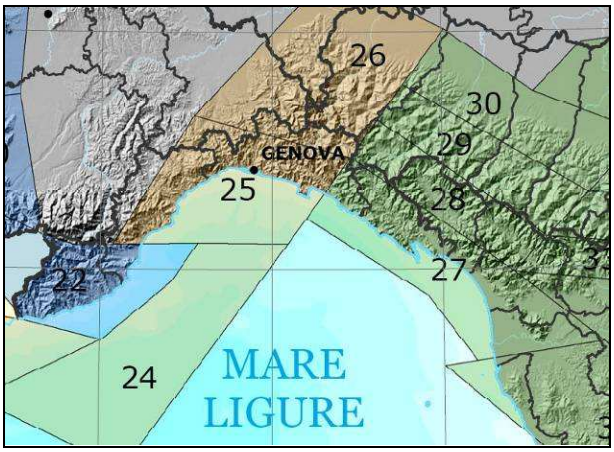


Fig. 12 Zonazione sismogenetica dell'Italia Nord-Occidentale (da GNDT)

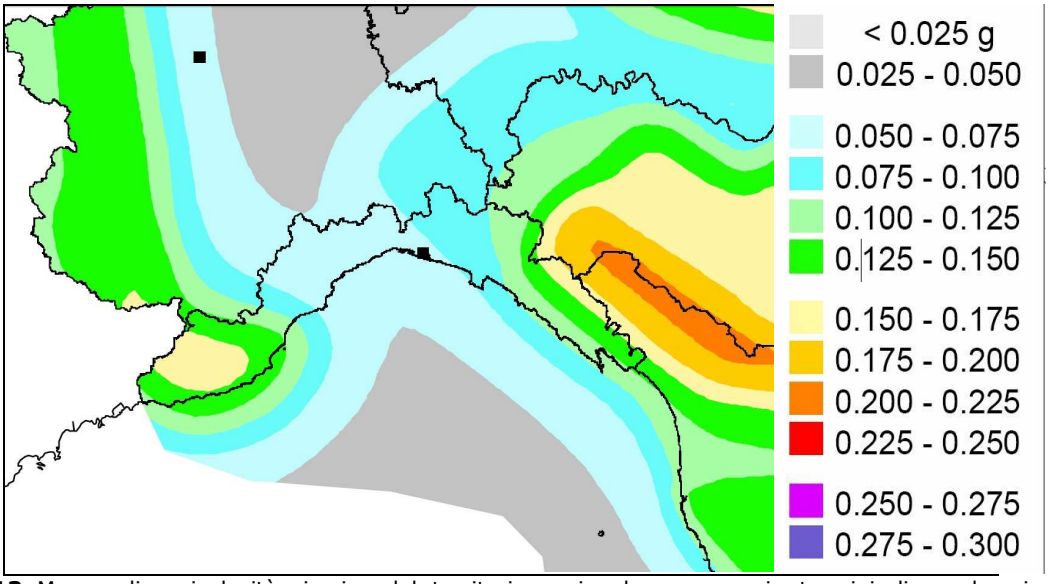


Fig. 13 Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (da INGV).

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 Castiglione Chiavarese è inserito in zona 3, sottozona 3a, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,15 g.

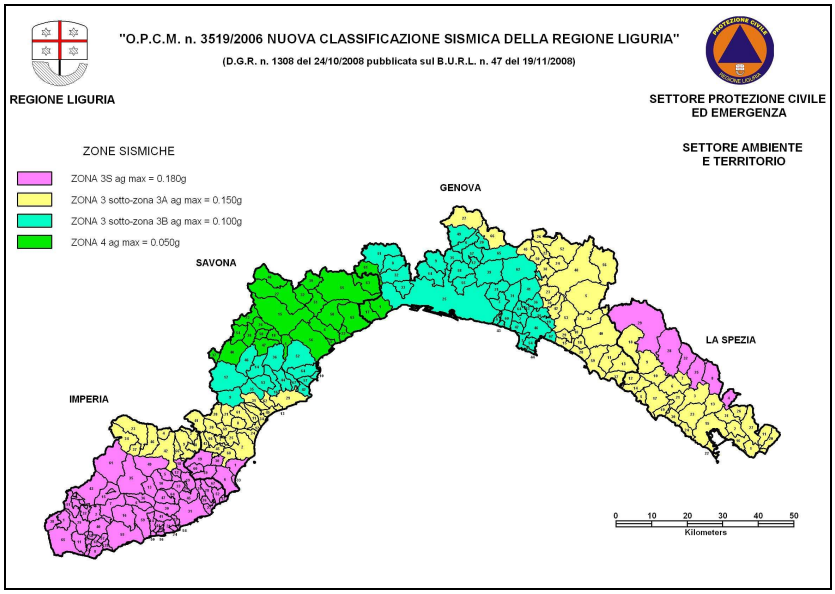


Fig. 14 Classificazione sismica della Regione Liguria

Categoria di suolo

Per quanto riguarda i valori delle Vs, sulla base della bibliografia e dai dati acquisiti direttamente in campagna, si possono stimare i valori medi. Pertanto, la categoria del suolo, ai fini della definizione dell'azione sismica è assimilabile alla categoria "A" e cioè: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi,caratterizzati da valori di VS30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo di 3 m.", secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008 per quanto riguarda i fronti di coltivazione, e "B", ovvero "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu30> 250 kPa nei terreni a grana fina)" per quanto riguarda il rilevato di ricomposizione ambientale.

Coefficiente di amplificazione topografica St

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

- **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.
- **pendio**: è dimostrato che le accelerazioni lungo il pendio sono maggiori rispetto al suolo pianeggiante.
- **vetta**: rappresenta il caso più pericoloso. Le azioni sismiche si focalizzano sul punto sommitale in cui le azioni risultano notevolmente incrementate.

Il sito 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**.

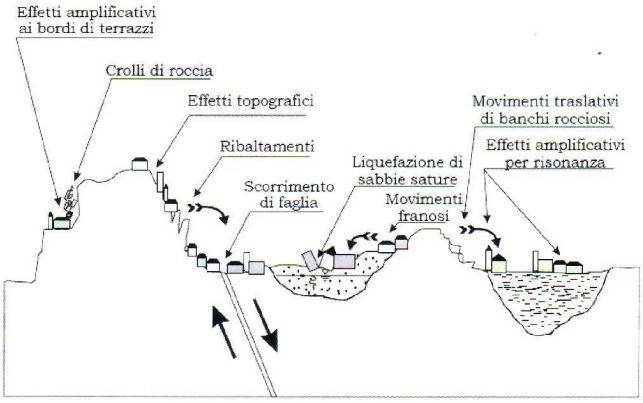


Fig. 15 Schema dei fattori di amplificazione topografica

Azione sismica

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

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

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

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

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

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

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

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

Parametri sismici – Gradoni

Sito in esame.

latitudine:	44,27038
longitudine:	9,486717
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17591	Lat: 44,2656	Lon: 9,4411 Distanza: 3671,544
Sito 2	ID: 17592	Lat: 44,2680	Lon: 9,5108 Distanza: 1936,129
Sito 3	ID: 17370	Lat: 44,3179	Lon: 9,5075 Distanza: 5540,486
Sito 4	ID: 17369	Lat: 44,3156	Lon: 9,4377 Distanza: 6361,979

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	35anni
Coefficiente cu:	0,7

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,038 g	
Fo:	2,510	
Tc*:	0,211	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	35	[anni]
ag:	0,040 g	
Fo:	2,504	
Tc*:	0,219	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	332	[anni]
ag:	0,104 g	
Fo:	2,434	
Tc*:	0,281	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	682	[anni]
ag:	0,138 g	
Fo:	2,391	
Tc*:	0,286	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,009
Kv:	0,005
Amax:	0,443
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,010
Kv:	0,005
Amax:	0,474

Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,034
Kv: 0,017
Amax: 1,218
Beta: 0,270
SLC:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,045
Kv: 0,022
Amax: 1,627
Beta: 0,270

Parametri sismici – Rilevato di ricomposizione ambientale

Sito in esame.
latitudine: 44,27038
longitudine: 9,486717
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento
Sito 1 ID: 17591 Lat: 44,2656Lon: 9,4411 Distanza: 3671,544
Sito 2 ID: 17592 Lat: 44,2680Lon: 9,5108 Distanza: 1936,129
Sito 3 ID: 17370 Lat: 44,3179Lon: 9,5075 Distanza: 5540,486
Sito 4 ID: 17369 Lat: 44,3156Lon: 9,4377 Distanza: 6361,979

Parametri sismici
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T2
Periodo di riferimento: 50anni
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,038 g
Fo: 2,510
Tc*: 0,211 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,047 g
Fo: 2,492
Tc*: 0,239 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,121 g
Fo: 2,391
Tc*: 0,285 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,158 g
Fo: 2,391

Tc*: 0,288 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,500
St:	1,200
Kh:	0,011
Kv:	0,005
Amax:	0,531
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,460
St:	1,200
Kh:	0,014
Kv:	0,007
Amax:	0,669
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,200
Kh:	0,042
Kv:	0,021
Amax:	1,710
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,200
Kh:	0,054
Kv:	0,027
Amax:	2,226
Beta:	0,240

Valutazione dell'azione sismica nei pendii (Slope Geostru 2010)

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 2008 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 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F0(Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria 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.

9 – SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO

Dai rilevamenti geomeccanici e dagli studi geologici si è ottenuto un chiaro modello geologico e geomeccanico del sito oggetto di studio; di seguito sono riportati i parametri medi (Vm) i parametri caratteristici (Vk) e i parametri di progetto (Vd) calcolati per poi essere di seguito utilizzati nelle verifiche di stabilità dei fronti così come prevedono le NTC 2008 (par. 6.2.3.1.2). Si sono utilizzati solo i parametri del basalto non alterato poiché la parte superficiale alterata verrà rimossa durante le prime fasi di escavazione.

Valori medi (Vm)

Basalto (non alterato)
I valori medi del litotipo sono:

Angolo di attrito	37°*
Coesione non drenata	0,32 Mpa*

Peso di Volume	2,6 t/mc
Res. Comp Uniassiale	915 Kg/cmq***

*Da Analisi geomeccanica

**Da dati di bibliografia e prove sclerometriche (media);

Materiale di ricomposizione ambientale
I valori medi del materiale sono:

Angolo di attrito	35°*
Coesione non drenata	0,3 Kg/cmq*
Peso di Volume	1.9 t/mc*

*da dati di bibliografia e da prove eseguite su materiali simili eseguite in cave del comprensorio.

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

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

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

I valori di progetto si ottengono tramite le seguenti formule:

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

Basalto

Angolo di attrito	31.08°
Coesione non drenata	0.228 Mpa
Res. Comp Uniassiale	571 Kg/cmq

Materiale di ricomposizione ambientale

Angolo di attrito	29.3°*
Coesione non drenata	0,21 Mpa*

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

10 – VERIFICHE DI STABILITA' DEL FRONTE DI SCAVO

10.1 Analisi statistica per cinematismi 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 idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

In altri termini il cuneo 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 non potrà muoversi o perché "fermato" dai fronti laterali della cava (se è troppo grande) o perché fisicamente congiunto con l'ammasso roccioso se le fratture non emergono sulla superficie superiore esterna.

Nel caso delle coltivazioni di cava a cielo aperto, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di cunei cinematicamente rimovibili e dell'analisi dei prismi di parete rimovibili.

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

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

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

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

Il programma esegue una serie di simulazioni secondo il metodo Monte Carlo generando casualmente, nell'ambito delle distribuzioni definite, diversi valori per ogni parametro considerato e calcola, per ogni cuneo riconosciuto valido, cioè cinematicamente rimovibile, il coefficiente di sicurezza.

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

1. Basalti con fronte 185/70 e H=15 m
2. Basalti con fronte 155/70 e H=15 m

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 (K1 e K3).

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 traverpoggio riducono le dimensioni dei cunei generati da sistemi ortogonali al fronte. Per ovviare a tale inconveniente s'è ipotizzata la presenza di un tension crack parallela al fronte.

1) Basalti con fronte 185/70 e H=15 m

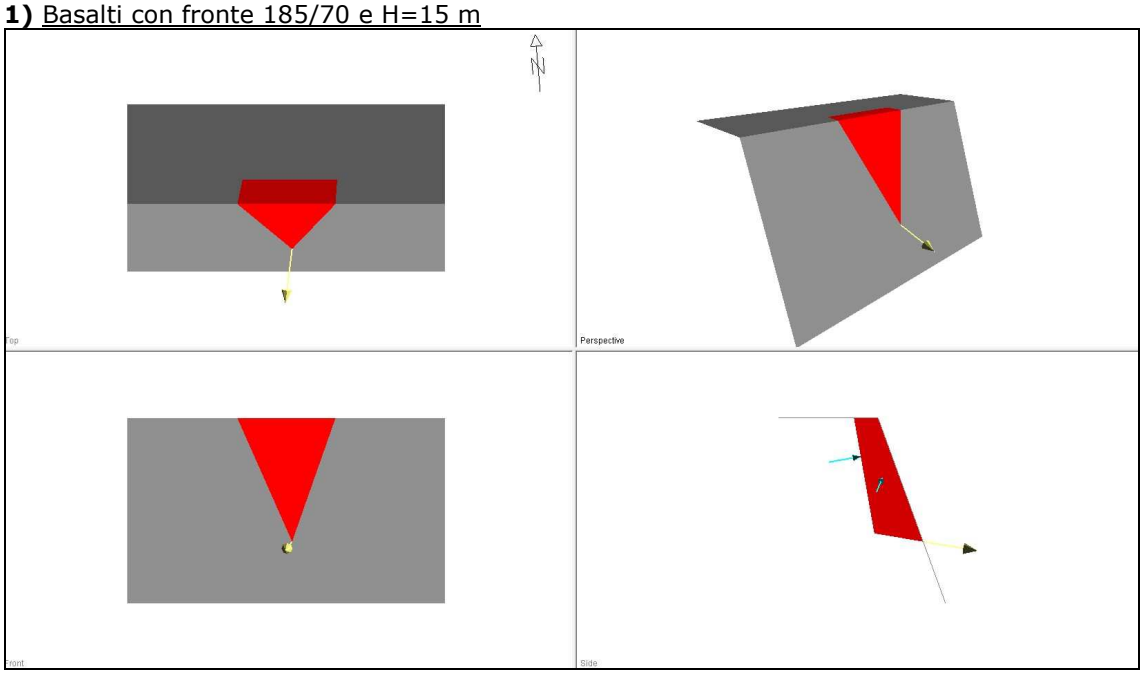


Fig. 16 - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K3 indagato

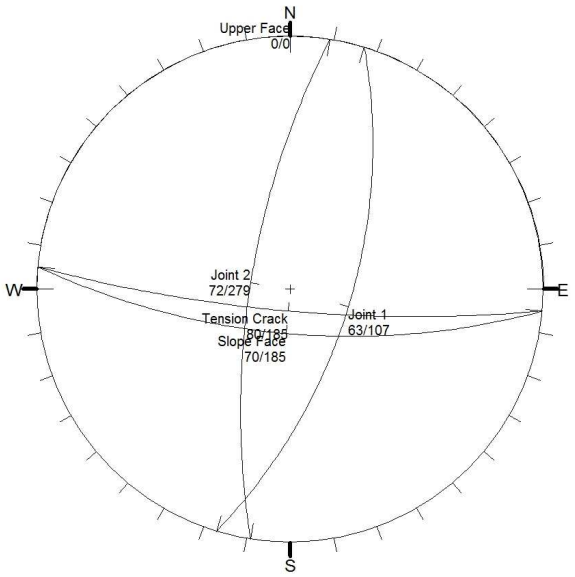


Fig. 17 - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**4.62497**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=2.93444 m
Wedge volume=326.147 m3
Wedge weight=847.982 tonnes
Wedge area (joint1)=71.4338 m2
Wedge area (joint2)=65.6209 m2
Wedge area (slope)=95.1425 m2
Wedge area (upper face)=34.3663 m2
Wedge area (tension crack)=81.7672 m2
Normal force (joint1)=1096.36 tonnes
Normal force (joint2)=1026.38 tonnes
Driving force=276.653 tonnes
Resisting force=1279.51 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.126016 tonnes/m2
Water force on joint1=9.00182 tonnes
Water force on joint2=8.2693 tonnes
Water force on tension crack=10.304 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=127.197 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=6.05392 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=17.2937 m

Joint2 on slope face=16.8093 m
Joint1 on upper face=3 m
Joint2 on upper face=2.94161 m
Tension crack on upper face=11.5021 m

Maximum Persistence:
Joint1=18.2157 m
Joint2=18.0391 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 tonnes/m2, friction angle=31.08 deg

Joint Set 2 Data:

dip=72 deg, dip direction=279 deg
cohesion=0 tonnes/m2, friction angle=31.08 deg

Slope Data:

dip=70 deg, dip direction=185 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.6 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=80 deg, dip direction=185 deg
trace length=3 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.15
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: -5.27, 8.89, 15
Point 125: 1.25, 5.84, 0.998
Point 235: 6.18, 7.89, 15

2) Basalti con fronte 155/70 e H=15 m

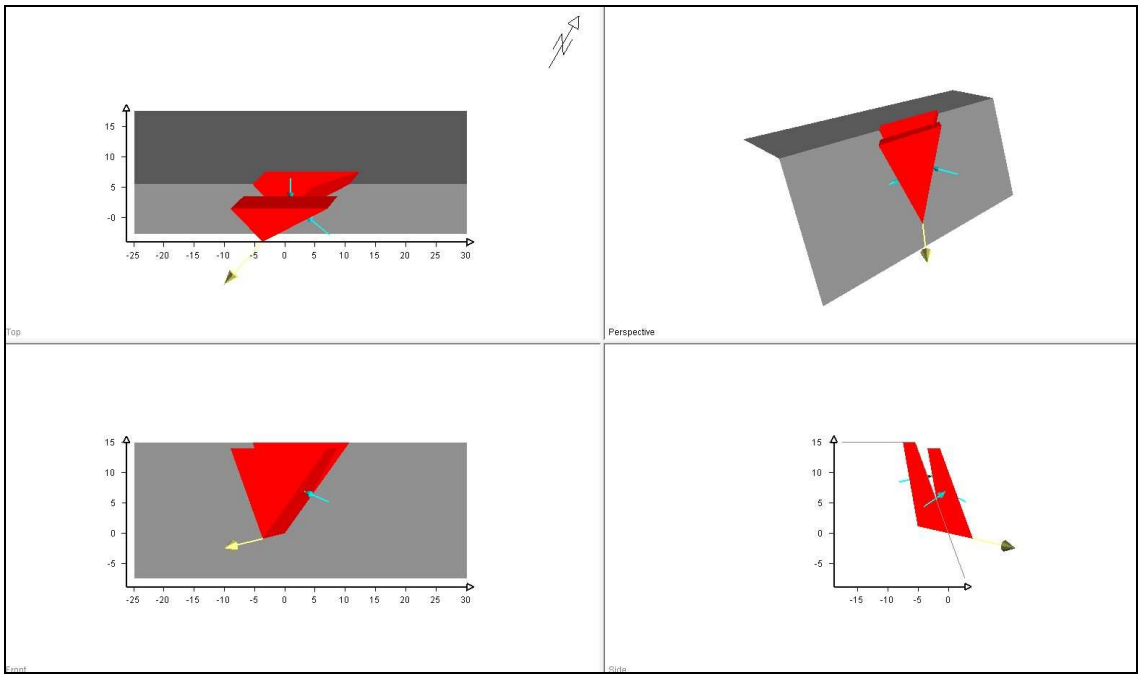


Fig. 18 - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K3 indagato

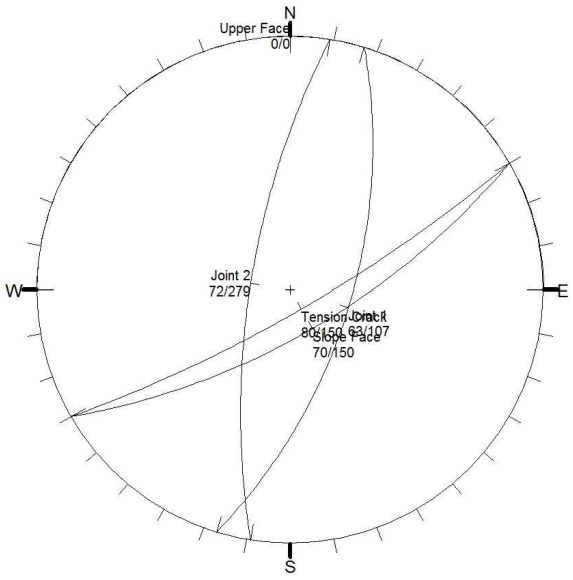


Fig. 19 - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**4.63274**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=2.046 m
Wedge volume=335.493 m3
Wedge weight=872.281 tonnes
Wedge area (joint1)=80.6818 m2
Wedge area (joint2)=66.3332 m2
Wedge area (slope)=128.056 m2
Wedge area (upper face)=32.2772 m2
Wedge area (tension crack)=109.117 m2
Normal force (joint1)=1123.01 tonnes
Normal force (joint2)=1060.43 tonnes
Driving force=284.085 tonnes
Resisting force=1316.09 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.124734 tonnes/m2
Water force on joint1=10.0637 tonnes
Water force on joint2=8.27399 tonnes
Water force on tension crack=13.6106 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=130.842 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=6.91819 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=16.836 m
Joint2 on slope face=19.2129 m
Joint1 on upper face=3 m
Joint2 on upper face=2.6327 m
Tension crack on upper face=15.5072 m

Maximum Persistence:
Joint1=17.0677 m
Joint2=20.8288 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 52.351 deg
J1&Crest on slope face = 71.4648 deg
J1&Crest on upper face = 43 deg
J2&Crest on slope face = 56.1842 deg
J2&Crest on upper face = 129 deg
J1&TC on upper face = 137 deg
J2&TC on upper face = 51 deg

Joint Set 1 Data:

dip=63 deg, dip direction=107 deg
cohesion=0 tonnes/m2, friction angle=31.08 deg

Joint Set 2 Data:

dip=72 deg, dip direction=279 deg
cohesion=0 tonnes/m2, friction angle=31.08 deg

Slope Data:

dip=70 deg, dip direction=150 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.6 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=80 deg, dip direction=150 deg
trace length=3 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.15
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: -7.36, 2.05, 15
Point 234: 6.53, 10.1, 15
Point 135: -6.49, 4.92, 15
Point 125: 1.43, 6.67, 1.14
Point 235: 6.94, 12.7, 15

N° Analisi	Fs
1	4.62
2	4,63

Tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza delle analisi di stabilità eseguite

I fattori di sicurezza assumono i valori riportati in tabella, ottenuti per i potenziali cunei, isolati da sistemi che hanno una direzione d'immersione che differisce di 45°- 90° rispetto a quella dei fronti o piani di roccia inclinati parallelamente alla stratificazione.

Nelle verifiche è stato calcolato il coefficiente per i vari Stati Ultimi, come di seguito riportato, utilizzando comunque cautelativamente un coefficiente sismico pari a 0.15 (zona 3A, OPCM 3274/03 e OPCM 3519/2006) ed è stata considerata la presenza di acqua nelle fratture, per un riempimento pari al 30%.

Il fattore di sicurezza è sempre risultato superiore a quello minimo, pari a 1.

In base ai risultati ottenuti è possibile affermare che i fronti di cava in progetto, che hanno altezza media di 15 metri, sono stabili.

10.2 Analisi di ribaltamento colonnare

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

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

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* (figura 20a) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura 21); il *block-flexure toppling* (figura. 20c e figura 21) 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 20b) 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.

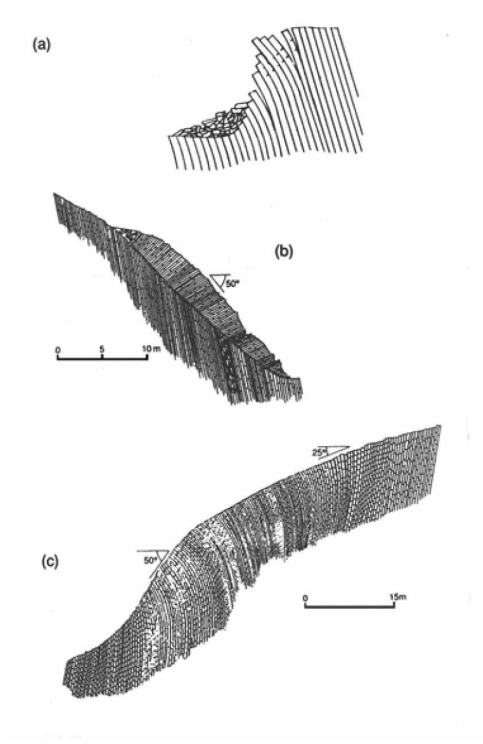


Fig. 20 - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

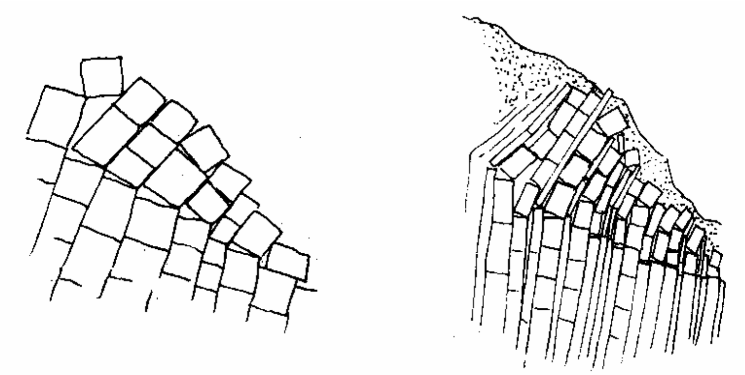


Fig. 21 - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

La figura 22 (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.

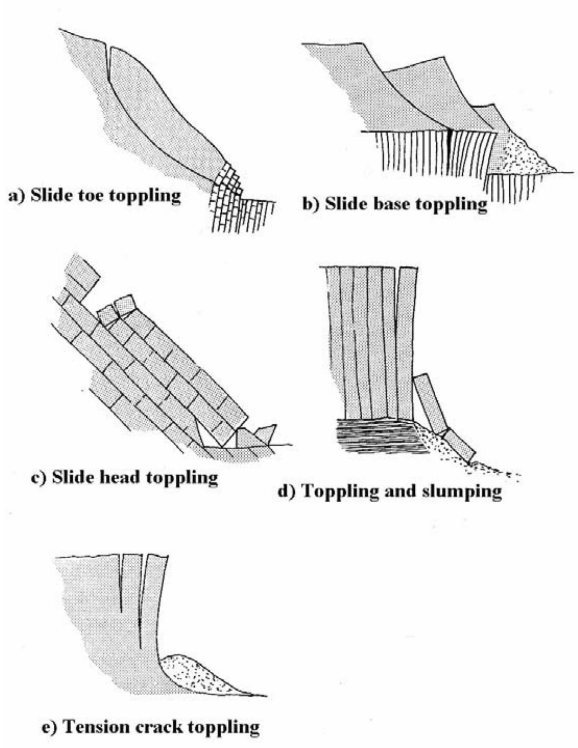


Fig. 20 - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

Poiché il cinematismo possa avvenire è necessaria la concomitante presenza di una frattura al piede che tagli l'elemento, oltre ovviamente ad altre fratture sub-verticali che lo isolino lateralmente, sia naturale che indotta. Tale fenomeno è in genere tipico di situazioni con presenza di materiali fortemente stratificati verticalmente.

Dalle analisi fatte risulta che nei basalti esaminati le possibilità che si possa innescare un fenomeno di ribaltamento sono molto scarse o nulle.
Infatti, nel caso riguardante il fronte principale della cava (circa 185/65) i poli potenzialmente instabili appartengo alla famiglia K2 e i poli in grado di staccare al piede porzioni tabulari di ammasso roccioso appartenenti a tale famiglia appartengono principalmente alla famiglia K1 o K3.

Dall'analisi degli stereonet si osserva che il sistema di discontinuità K2 è posizionata in modo tale che difficilmente possa creare ribaltamento, avendo, infatti, una giacitura 62/24 è geometricamente a favore di sicurezza.

Data anche l'elevata inclinazione dei poli dei sistemi K1 e K3 la combinazione con K2 non sembrerebbe in grado di dare origine a fenomeni di instabilità colonnare di elevata proporzione.
In tal senso la relativa densità di fratturazione fa sì che le masse siano modeste, fattore questo che, da un lato, limita l'evento a fenomeni prettamente superficiali e, dall'altro, impedisce la creazione di un elevato battente idraulico.

10.3 Stabilità globale del versante

La stabilità globale del versante è stato verificato tramite il software Slope della Geostru, come visibile negli allegati, utilizzando l'apposito tool per i versanti in roccia.

Le verifiche della sicurezza nei confronti degli stati ultimi devono rispettare la condizione fondamentale:

$$\mathbf{Ed \leq Rd}$$

ovvero: valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ≤ valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni (A1 e A2);
- per i parametri geotecnici (M1 e M2);
- per le resistenze (R1, R2 e R3);

La verifica di stabilità del pendio è stata effettuata secondo l'approccio 1:

- combinazione 2 (A2+M2+R2)

dove il coefficiente R2 è posto come $\gamma R=1,1$ (tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo – par. 6.8.2 delle NTC 2008)

Si è utilizzato il metodo della maglia dei centri per generare 200 superfici di scorrimento possibili ed il Fsmin è risultato pari a **1.17** per la sezione 5-5 (>1) e **1.35** per la sezione 6-6 (>1).

Le proprietà geomeccaniche dei litotipi esaminati favoriscono in ogni caso la stabilità e pertanto viste le discontinuità presenti nell'ammasso roccioso sono possibili solamente i cinematismi esaminati nei capitoli precedenti.

Per quanto riguarda il calcolo dei Vp, come già specificato nei capitoli prevedenti, si sono utilizzati i coefficienti ridotti, opportunamente combinati con i coefficienti parziali, come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II e 6.8.I delle NTC 2008.

11 – STABILITÀ DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

11.1 Morfologia del rilevato e caratteristiche del materiale

Al fine di garantire una reale riqualificazione ambientale del sito e minimizzare l'impatto visivo anche e soprattutto dall'autostrada A12, nell'ambito del progetto si prevede la sistemazione dell'anfiteatro di cava e la riprofilatura del versante attraverso un consistente riporto di materiale derivante dal ciclo di lavorazione dell'inerte e quello di sbancamenti di terre e roccia proveniente dall'esterno, secondo quanto previsto dalle vigenti disposizioni.

Come si evince dai grafici progettuali, detto materiale sarà contenuto all'interno delle pareti rocciose di scavo e presenterà una scarpata che a partire dalla quota dell'attuale piazzale a quota media 137 metri, sarà profilata secondo cinque gradoni a quota media 150 m – 170 m – 189 m – 209 m e 226 m.

I ripiani hanno altezze variabili tra i 17 e i 20 metri, una larghezza di 8 metri circa e sono dotati di canaletta di raccolta e smaltimento delle acque piovane.

Le singole scarpate hanno pendenze molto basse comprese tra i 22° e 27°, mentre l'acclività media del fronte è dell'ordine di 18°, in grado di garantire la più completa stabilità dei terreni che saranno messi a dimora e di effettuare con successo gli interventi di recupero ambientale.

Il coronamento del rilevato coincide con il gradone in parte già esistente e che sarà completato con la terza fase di lavoro e che coincide anche con il canale di gronda superiore.

Come meglio riportato in seguito, il materiale sarà disposto in strati compattati, ed in superficie sarà conformato in modo da raccordasi alle pareti di scavo.

Per l'attribuzione dei caratteri fisici e meccanici degli elementi da porre a dimora si sono utilizzati, come indicato al punto 6.2.2 delle citate NTC e dalle "Linee Guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive .." di cui al DGR n. 141/2010, i dati della bibliografia nonché quelli ottenuti da prove dirette effettuate sui differenti materiali per altro già utilizzati per la sistemazione ambientale di cave del comprensorio.

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

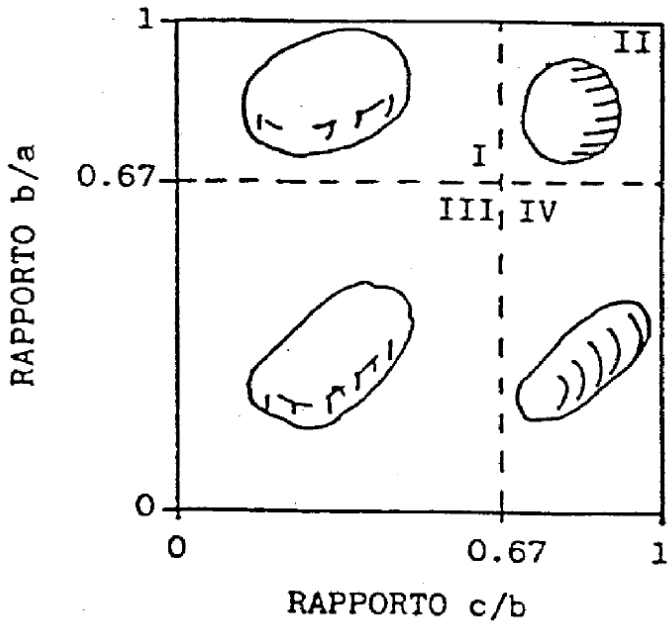
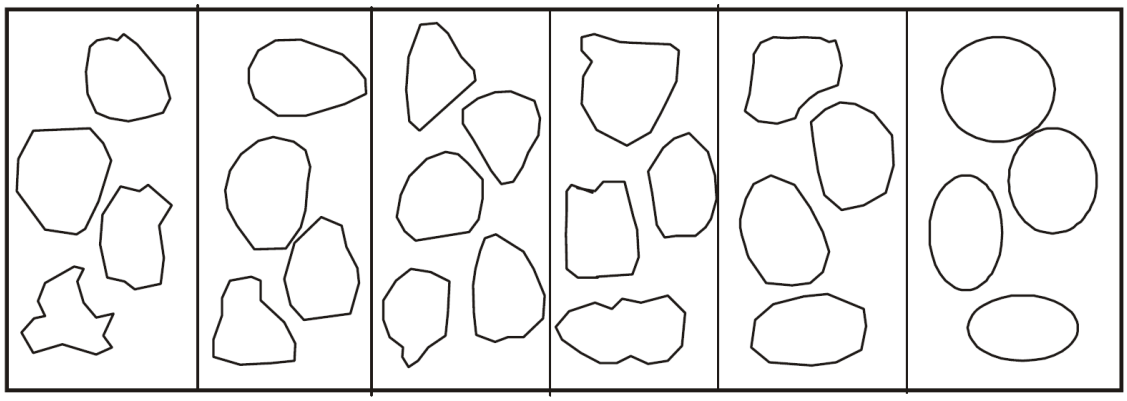
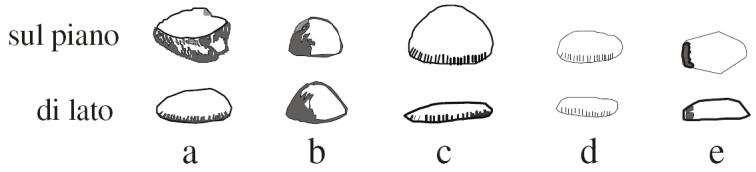
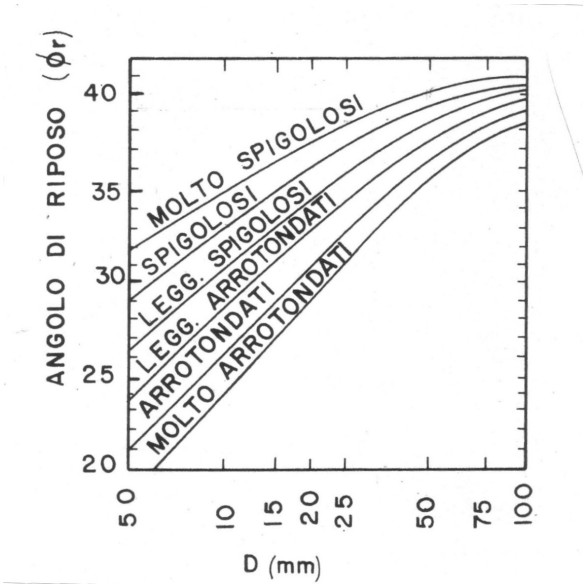


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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



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

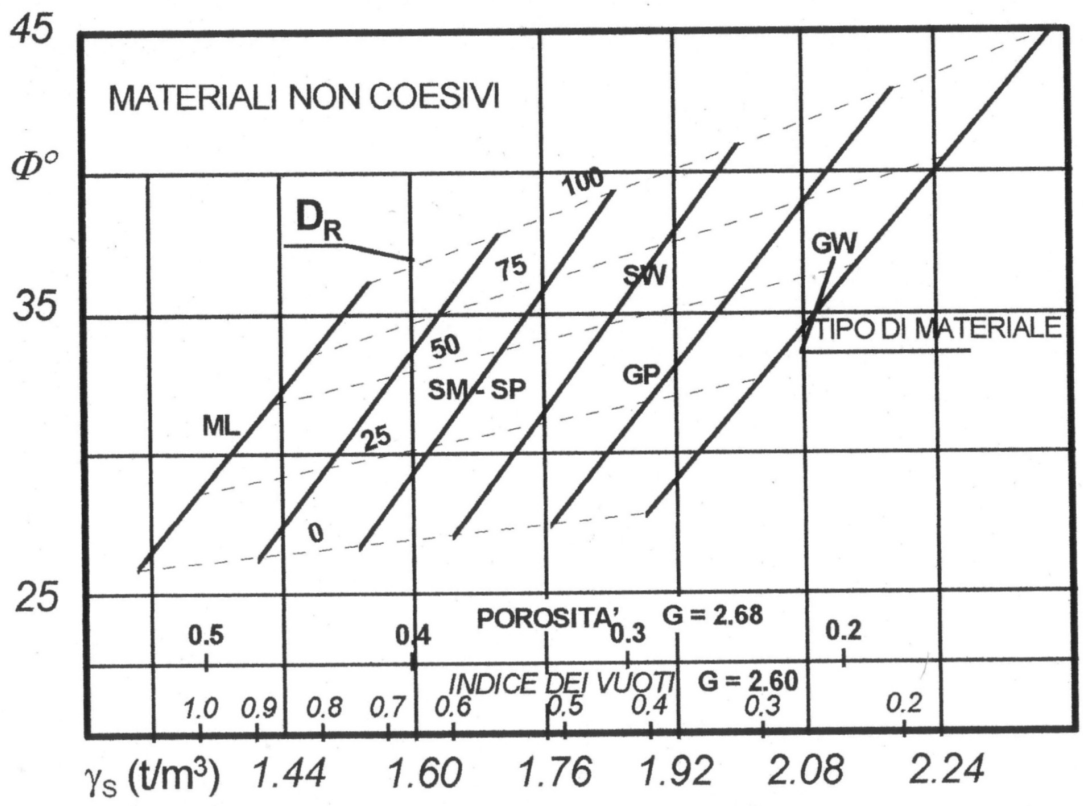


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale

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

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

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

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

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

Valori caratteristici (Vk)
Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del CSLP si sono assunti quali valori

caratteristici dei materiali da mettere a dimora nel rilevato della cava Ventuin, i valori medi Vm = Vk.
Per quanto riguarda il calcolo dei Vp si sono utilizzati i coefficienti ridotti, come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II delle NTC.

Per ultimo, occorre sottolineare che i materiali sopra descritti saranno posti a dimora in strati di limitato spessore (circa 50 cm) in modo da creare un riempimento omogeneo, ben compattato così come meglio specificato nel capitolo 8. della presente relazione.

11.2 Verifica di stabilità

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

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

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

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

Passando alla fase operativa, la verifica è stata effettuata sulla sezione X - X di progetto di sistemazione ambientale, dove sono esaminate diverse curve con il metodo della maglia dei centri.

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

Le verifiche sono state eseguite utilizzando il programma Slope 2010 della Geostru - Software ed i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate.

Dalle elaborazioni, visibili in allegato, si ottiene un coefficiente di sicurezza minimo pari a Fs = **1,25** > 1 e quindi la stabilità globale della scarpata nei confronti dei fenomeni di scorrimento del terreno è verificata, così come previsto dalla normativa.

I coefficienti di sicurezza assunti sono del tutto coerenti con la situazione della zona, con la tipologia d'intervento prevista anche in rapporto al livello di conoscenza e al grado di affidabilità dei dati disponibili.

12 – PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

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

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

- Il rilevato dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di circa 50 cm di spessore e adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che le resistenze più basse, siano compatibili con parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche. In presenza di materiali a diversa granulometria si procederà prioritariamente ad una miscelatura in modo da creare un riempimento omogeneo;

- In fase di formazione dei gradoni (almeno ogni 10 metri di spessore riportato) è necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove dirette specifiche, tipo proctor e penetrometrie, in modo da verificare la rispondenza dei terreni alle specifiche tecniche sopra riportate;

- Per evitare che l'acqua d'infiltrazione possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, è necessario realizzare un sistema drenante composto da un letto drenante e trincee drenanti come meglio specificato di seguito;

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

- Man mano che i vari ripiani saranno giunti alle quote di progetto, si dovrà procedere alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree. Nel caso specifico si prevede anche la semina di essenze erbacee di rinverdimento e consolidamento anche nelle varie fasi intermedie di abbancamento del materiale.

13 – DRENAGGIO DELLE ACQUE DI INFILTRAZIONE NEL RILEVATO

13.1 Caratteristiche meteoclimatiche:

I dati degli elementi meteoclimatici sono stati desunti dalle stazioni pluviometriche riportate sugli Annali del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, con particolare riferimento alla stazione di Sestri Levante in quanto quella più vicina alla cava e con eguale esposizione preminente (versante tirrenico degli appennini liguri).

I dati termometrici di sintesi possono essere riassunti nella seguente tabella, ricavati dagli Annali Idrologici che vanno dal 1951 al 1986:

Stazione Sestri Levante	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	dic
Minime estreme	-0,2	0,3	1.0	6.0	12.2	16.6	17.5	19.0	18.8	14.0	10.2	0.1
Medie delle minime mens.	4.3	6.2	10.7	11.4	14.8	17.2	18.0	22.1	20.3	16.0	14.7	12.0
Medie	9.2	10.2	15.9	18.7	21.6	26.2	29.8	30.9	28.5	20.0	18.2	10.5
Medie delle massime mens	18,6	19.1	21.0	24.7	27.0	32.1	34.8	36.1	33.0	30.2	27.7	20.3
Massime estreme	20.0	22.0	24.0	25.0	32.0	37.0	38.0	40.0	38.0	30.0	22.0	20.0

(Dati Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale – Annali Idrografici 1951 – 1986)

Per quanto riguarda le precipitazioni, sempre dagli Annali si ricava:

Precipitazioni medie mensili espresse come percentuale del valore medio annuo												
	gen	feb	mar	apr	mag	giu	lug	ago	set	ott	nov	dic
Clima mediterraneo	5,3	6,8	8,9	7,2	3,5	1,2	0,0	0,0	2,7	8,0	8,4	6,3

Le giornate piovose sono mediamente tra le 30 e le 40 all'anno e la media di pioggia al giorno espressa in mm è compresa tra i 8 ed i 10 mm. La ripartizione stagionale delle piogge è così suddivisa:

Stazione	Primavera	Estate	Autunno	Inverno
Sestri Levante	150 - 200 (mm)	0,5 - 10 (mm)	100 - 150 (mm)	100 - 150 (mm)

E' quindi possibile desumere il regime termo-pluviometrico della zona identificandolo come un clima mediterraneo secco con un massimo principale in Autunno.

La pioggia media annua sulla zona di cava è di circa 1.100 mm e cresce con l'altitudine delle montagne a ridosso dell'area secondo un gradiente pluviometrico medio annuo stimabile in

45 mm/100m.

Facendo riferimento agli Annali Idrologici per un periodo di tempo più esteso 1921 – 1950 – 1986, il mese più piovoso in termini assoluti è risultato essere quello di Novembre, con circa 160 mm di pioggia, seguito da Ottobre.

Tenuto conto della situazione geologica, morfologica e climatica della zona, la parte di pioggia che s'infiltra può essere considerata circa 1/3 di quella piovana, e pertanto se si considera il mese più piovoso si avrà una infiltrazione di circa 50 mm.

13.2 Caratteristiche del drenaggio:

Per evitare che l'acqua d'infiltrazione nella massa detritica nel rilevato di ricomposizione ambientale possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, si prevede il suo smaltimento attraverso la realizzazione di un sistema drenante composto da letti drenanti aventi uno spessore di 15 - 20 cm, convoglianti in trincee drenanti.

Facendo riferimento alla cartografia allegata, si prevede di realizzare quattro livelli di letti drenanti posti rispettivamente uno alla base del piazzale a quota media 137m, e gli altri alle quote medie di 170 m; 189 m e 209 m (cioè alle quote medie dei gradoni) convoglianti in trincee drenanti disposte leggermente a ventaglio di lunghezza massima variabile tra i 55 m (quota 209 m) ed i 100 m (quota 170 m).

Il tutto sarà basato su di una superficie variamente conformata che sarà realizzata progressivamente con le varie fasi di riempimento ed avente inclinazione verso valle di circa il 5 – 6 %, e trasversalmente verso le trincee del 3 %.

Si prevedono tre trincee drenanti a quota 137 m; quattro a quota 170 m; cinque a quota 189 m e 209 metri.

Considerando che il materiale per la ricomposizione ambientale ha una permeabilità media stimata Km dell'ordine di 10E-3, una porosità di circa il 30 – 40 % ed una velocità di percolazione valutabile in 0,09 cm/sec, e che la permeabilità del materiale drenante (ghiaie e ghiaietto) può essere considerata pari a Kd =1x10 E-2 cm/sec, l'interasse medio tra le trincee drenanti risulta dell'ordine di 25 metri.

Con questi elementi e considerando l'infiltrazione effettiva, la portata massima drenata per ogni trincea è dell'ordine di Qmax = 4 l/sec.

Prevedendo una sezione della trincea drenante a forma trapezoidale con 1,0 m. di testa, 0,5 m. di base e spessore 0,3 m, la portata smaltita risulta dell'ordine di Qt = 11 l/sec, per cui il dreno è ampiamente verificato.

Le acque così drenate saranno raccolte dalle canalette previste alla base delle scarpate in corrispondenza dei ripiani.

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

Si precisa che l'esatta disposizione degli impianti degli elementi drenanti sarà curata dalla Direzione Lavori in base alle fasi di lavoro e all'effettiva situazione dei rilevati, dal periodo di lavorazione e dalle esigenze di cantiere.

14 – REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE SUPERFICIALI

14.1 Premessa

In questo paragrafo sono contenuti gli elementi che caratterizzano la regimazione idraulica delle acque superficiali che si raccolgono nell'ambito della zona di cava ed il loro convogliamento al Rio Pian Martino.

Tale regimazione ha l'obiettivo di evitare che le acque possano dilavare ed erodere i versanti ed il rilevato di ricomposizione ambientale con la formazione di dissesti.

La verifica viene fatta sullo stato di progetto finale e si riferisce ai canali principali esistenti o che saranno realizzati con l'opera, mentre non prende in considerazione le varie canalette di scolo di piccole dimensioni poste sui vari gradoni che raccolgono solo modeste quantità d'acqua.

Attualmente le acque piovane che cadono nell'ambito della zona di cava sono regimate con canalette sui gradoni e piste, pendenze e contropendenze e raccolte lungo le canalizzazioni che scorrono ai lati della cava sino alla vasca di sedimentazione dell'acqua posta sul piazzale superiore di cava a quota 137 metri e da qui avviate al riciclo per il funzionamento degli impianti.

Lo schema di regimazione idrica finale rimane invariato sino al completamento del gradone a quota media di 230 m in modo da poter realizzare il canale di gronda che corona l'anfiteatro di cava tra le quota di 220 m e 240 m defluente direttamente al Rio Pian Martino senza alcuna sedimentazione poiché le acque raccolte provengono da zone boschive o già sistemate ambientalmente e quindi non trasportano materiale di lavorazione in sospensione.

In seguito, con la creazione del rilevato di ricomposizione ambientale le acque piovane rimanenti nel bacino sottostente saranno raccolte con canali laterali in parte tracciati lungo la pista, e defluenti sia direttamente al rio Martino che alla vasca di sedimentazione esistente e da qui, quelle non utilizzate nel riciclo saranno avviate al citato corso d'acqua.

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

Le specifiche dei vari canali sono riportate di seguito e nelle cartografie allegate.

14.2 Bacini imbriferi e calcolo delle portate di massima piena

Facendo riferimento alla Carta dei Bacini Imbriferi allegata, l'area sottesa al bacino principale defluente al Rio Martino è stata suddivisa in 6 sottobacini definiti con le lettere A – B – C – D – E ed un piccolo bacino nella parte terminale inferiore F.

Il bacino A riguarda la porzione di cava superiore e il versante sino al crinale (circa 375 m slm), mentre gli altri quattro bacini si riferiscono sostanzialmente al rilevato di ricomposizione ambientale poiché i limiti sono prossimi ai crinali secondari. Il bacino F riguarda la superficie compresa tra le due piste.

Come accennato i bacini B e E defluiscono separatamente alla vasca di sedimentazione mentre il bacino A direttamente al Rio Pian Martino, come i bacino C – D ed F.

Le superfici dei vari bacini sono:

Bacino A = 0,0577 Kmq

Bacino B = 0,0465 Kmq

Bacino C = 0,0050 Kmq

Bacino D = 0,0045 Kmq

Bacino E = 0,0126 Kmq

Bacino F = 0,0006 Kmq

Per quanto riguarda il calcolo delle portate di piena si fa riferimento alla normativa del Piano di Bacino del Torrente Petronio (All. 2 Portate di Piena), dove per i corsi d'acqua minori con superficie sino a 2 Kmq è previsto un contributo specifico di 40 mc/sec Kmq.

Passando alle elaborazioni numeriche, le portate di massima piena alla chiusura dei bacini è:

Bacino A) Q max = 2,30 mc/sec

Bacino B) Q max = 1,86 mc/sec

Bacino C) Q max = 0,20 mc/sec

Bacino D) Q max = 0,18 mc/sec

Bacino E) Q max = 0,50 mc/sec

Bacino F) Q max = 0,02 mc/sec

14.3 Verifiche idrauliche

Le verifiche idrauliche sono state eseguite lungo le suddette canalizzazioni, e precisamente nelle sezioni di chiusura dei vari bacini indicate con le lettere a) – b) – c) - d) – e) così come riportato nella planimetria allegata.

Sono state considerate due tipi di canalizzazioni rispettivamente a sezione trapezia e semicircolare; la prima realizzata in roccia e corrispondente al canale di gronda superiore al rilevato di ricomposizione ambientale e al canale di scarico a valle della vasca di sedimentazione principale, l'altra a sezione semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata.

Queste canalette risultano più idonee ad essere collocate sulle zone di riporto al posto di strutture rigide poiché facilmente trasportabili e ben sopportano eventuali assestamenti del terreno, ma soprattutto rallentano la velocità dell'acqua.

Il canale di gronda realizzato su roccia ha una larghezza di base di 70 cm, di testa 170 cm ed altezza di 100 cm. E' previsto per raccogliere le acque nelle parti alte della cava e delle zone sovrastanti per una portata complessiva allo sbocco di 2,30 mc/sec.

Anche il canale di scarico a valle della vasca di sedimentazione ha dimensioni analoghe e smaltisce una portata pressochè uguale pari a 2,38 mc/sec, pari alla somma delle portate dei bacini B + E + F (1,86 + 0,50 + 0,02 = 2,38 mc/s).

Il canale realizzato in acciaio ondulato sulla parte destra del rilevato (guardando il fronte) ha sezione semicircolare di raggio 50 cm (tipo Fracasso con luce 1,0 m – spessore 2,0 mm – peso totale per canaletta 34,5 Kg) e raccoglie le acque del bacino B per una portata complessiva allo sbocco di 1,86 mc/sec.

I canali realizzati sulla parte sinistra e nella parte inferiore del rilevato e sottesi ai bacino C – D e E sono anch'essi a sezione semicircolare in lamiera ondulata ma con raggio di 30 cm (tipo Fracasso con luce 0,60 m – spessore 2 mm – peso totale per canaletta di 21,50 Kg).

Infine, come accennato, dalla vasca di sedimentazione le acque saranno convogliate al Rio Pian Martino attraverso un canale in terra (canalizzazione tipo 2) posta al margine della strada esistente, di circa 100 metri di lunghezza.

Detto canale sarà realizzato con forma trapezoidale e avrà le dimensioni di quello del canale di gronda superiore in modo da smaltire agevolmente la portata complessiva di 2,38 mc/sec, corrispondente alla somma delle portate dei canali dei bacini B – E - F.

La posizione, la distribuzione e la tipologia delle varie canalizzazioni sono riportati nella planimetria allegata "Carta dei Bacini imbriferi e canalizzazioni".

Sezione a)

La sezione sottende un bacino di 0,0577 Kmq e la portata massima da smaltire è di 2,30 mc/sec.

La sezione di deflusso della canalizzazione è trapezoidale con dimensioni di 0,7 m di base e 1,7 metri alla testa e profonda 1,0 metri; la pendenza minima del fosso è pari al $i = 15\%$.

Con tali dimensioni si garantisce lo smaltimento della portata di massima piena sopra calcolata per il bacino sotteso.

Infatti, la portata della canalizzazione, supposto un franco di 50 cm (altezza d'acqua di 50 cm) determinata con la formula di Gauckler-Strickler, risulta dai seguenti calcoli:

- superficie del fosso S = 1,90 x 0,50/2 = 0,475 mq
- contorno bagnato Cb = 1,82 m
- raggio idraulico Ri = 0,26 m
- coefficiente scabrezza χ = 35 (come da piano di Bacino)
- velocità V = χ x RiE2/3 x i E1/2=35x0,26E2/3x0,15E1/2 = 5,54 m/sec
- portata fosso Q = V x S = 0,475 x 5,54 = 2,63 mc/sec.

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena (2,63 mc/sec > 2,30 mc/sec) e

pertanto la sezione a) è verificata con franco di almeno 50 cm, più che cautelativo in rapporto al tipo di opera.

Sezione b)

Sempre facendo riferimento alla cartografia allegata, il bacino imbrifero complessivo sotteso a questa sezione ha una superficie di 0,046 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di 1,86 mc/sec.

La canalizzazione è di tipo semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata e la sua posa si prevede un letto di cls di circa 10 cm con sopraelevazione delle sponde di 50 cm.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 50 cm, la pendenza è i = 16%, e pertanto in modo analogo al precedente si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,34 mq

- contorno bagnato Cb = 1,57 m

- raggio idraulico Ri = 0,20 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V =χ x RiE2/3 x i E1/2

  V=40x0,20E2/3x0,16E1/2 = 5,47 m/sec

- portata canale Q = V x S = 5,47 x 0,34 = 1,86 = 1,86 mc/sec.

Il valore calcolato risulta uguale a quello di massima piena e pertanto la sezione b) è verificata con franco di almeno 50 cm.

Sezione c)

Il bacino imbrifero sotteso a questa sezione ha una superficie di 0,0050 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di 0,20 mc/sec.

La canalizzazione è come la precedente e anche in questo caso la sua posa prevede un letto di cls di circa 10 cm con sopraelevazione delle sponde di 20 cm.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 30 cm e la pendenza minima è i = 15%, per cui si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,141 mq

- contorno bagnato Cb = 0,942 m

- raggio idraulico Ri = 0,15 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V =χ x RiE2/3 x i E1/2

V=40x0,15E2/3x0,15E1/2 = 4,37 m/sec

- portata canale Q = V x S = 4,37 x 0,141 = 0,62 > 0,20 mc/sec.

Il valore calcolato risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione c) è verificata con franco di almeno 40 cm.

Sezione d)

Il bacino imbrifero è del tutto simile al precedente e la superficie sottesa è di 0,0045 Kmq e la portata al colmo di piena calcolata è di 0,18 mc/sec.

La canalizzazione è come la precedente, con sopraelevazione delle sponde di 20 cm.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 30 cm e la pendenza minima è i = 15%, per cui si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,141 mq

- contorno bagnato Cb = 0,942 m

- raggio idraulico Ri = 0,15 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V =χ x RiE2/3 x i E1/2

V=40x0,15E2/3x0,15E1/2 = 4,37 m/sec

- portata canale Q = V x S = 4,37 x 0,141 = 0,62 > 0,18 mc/sec.

Come per il caso precedente la portata smaltibile dalla canalizzazione risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione d) è verificata con franco di almeno 40 cm.

Sezione e)

Il bacino imbrifero sotteso a questa sezione ha una superficie di 0,0126 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di 0,50 mc/sec.

La canalizzazione è come la precedente e anche in questo caso la sua posa prevede un letto di cls di circa 10 cm con sopraelevazione delle sponde di 50 cm.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 30 cm e la pendenza minima è i = 15%, per cui si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,141 mq

- contorno bagnato Cb = 0,942 m

- raggio idraulico Ri = 0,15 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V =χ x RiE2/3 x i E1/2

V=40x0,15E2/3x0,15E1/2 = 4,37 m/sec

- portata canale Q = V x S = 4,37 x 0,141 = 0,62 > 0,50 mc/sec.

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione e) è verificata con franco di almeno 50 cm.

Sezione f)

Questa sezione si riferisce al canale di scarico della vasca di sedimentazione posto al margine della strada esistente e che raccoglie le acque dei bacini B – E - F per una portata totale di Q max = 2,38 mc/s.

La sezione di deflusso della canalizzazione è trapezoidale con dimensioni di 0,7 m di base e 1,7 metri alla testa e profonda 1,0 metri; la pendenza del fosso è pari al13 %.

Con la stessa metodologia si ha:

- superficie del fosso S = 0,475 mq

- contorno bagnato Cb = 1,82 m

- raggio idraulico Ri = 0,26 m

- coefficiente scabrezza χ = 35

- velocità V =χ x RiE2/3 x i E1/2

V=35x0,26E2/3x0,13E1/2 = 5,04 m/sec

- portata fosso Q = V x S = 5,04 x 0,475 = 2,39 > 2,38 mc/sec.

Il valore calcolato è superiore a quello di massima piena e la sezione è verificata con franco di almeno 50 cm e altezza d'acqua di 50 cm.

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

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

Oltre alle canalizzazioni sopra verificate, sono previste anche canalizzazioni secondarie in rapporto al bacino sotteso e al tipo di terreno.

Per le zone di riporto sono previste canalizzazioni a mezzo tubo per evitare infiltrazioni, del diametro variabile tra i 30 e 50 cm (tipo 3 e 4), mentre sui gradoni in roccia la regimazione sarà fatta tracciando canali a forma trapezoidale con larghezza di base 30 cm, di testa 50 cm e 25 cm di profondità (tipo 5).

Lungo la pista saranno posti in opera deviatori in tavole di legno (o similari) avente una sezione utile di circa 10 x 10 cm defluenti verso le canalizzazioni laterali.

La rete di regimazione idrica della cava e le verifiche fatte sono ampiamente cautelative poiché, nella realtà, la quantità effettiva di acqua che ruscella è notevolmente inferiore a quella calcolata data la presenza del detrito sui versanti naturali e del materiale di riporto detritico del rilevato.

Il progettista
Dott. Geologo Gino Piaggi

Il tecnico incaricato per la parte idraulica
Ing. Raul Copelletti

15 - BIBLIOGRAFIA

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

- Pozzi R., Clerici A., 1985, L'applicazione della classificazione di Z.T. Beniawski alla stabilità delle scarpate in roccia, Costruzioni, anno XXXIV, n°2;
- Ragan -1985- Structural geology An introduction to geometrical techniques. J. Wiley & Sons (New York), 393 pp.;
- Rocscience, Manuale del software Dips;
- Rocscience, Manuale del software Plane;
- Rocscience, Manuale del software Swedge;
- Twiss & Moores - Structural Geology. Freeman and Company (New York);