COMUNE DI BEVERINO
PROVINCIA DELLA SPEZIA
REGIONE LIGURIA

CAVA DI ARENARIA DENOMINATA "RONCHI"

PROPRIETA' LIVELLI SNC

PROGETTO DI COLTIVAZIONE E DI SISTEMAZIONE AMBIENTALE

RELAZIONE GEOLOGICO - MINERARIA, IDROGEOLOGICA, GEOTECNICA, DI STABILITA' DEI TERRENI E IDRAULICA

IL COMMITTENTE: Livelli S.n.c. di Moretti Fabrizio & C.

I PROGETTISTI: Dott. Geologo Gino Piaggi
Dott. Geologo Luca Piaggi

-2012-

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 e obiettivi dello studio;
2. Normativa di riferimento;
3. Ubicazione e morfologia;
4. Geologia, tettonica ed evoluzione paleogeografica -note generali;
5. Inquadramento geologico di dettaglio;
6. Rilievo strutturale e geomeccanico;
7. Prove di laboratorio;
8. Carotaggi;
9. Trincee esplorative;
10. Stima dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso;
11. Stima dei parametri del materiale da utilizzarsi per il rilevato di ricomposizione ambientale;
12. Calcolo dei parametri di progetto;
13. Vita nominale, classe d'uso, periodo di riferimento e azioni;
14. Analisi sismica;
15. Verifica di stabilità dei fronti di scavo – verifiche di stabilità di dettaglio;
16. Verifica di stabilità del rilevato di ricomposizione ambientale;
17. Caratteristiche idrologiche e metoclimatiche dell'areale;
18. Schema dei deflussi profondi nel corpo del rilevato;
19. Prescrizioni per la realizzazione del rilevato di ricomposizione ambientale;
20. Regimazione idraulica delle acque superficiali;
21. Bibliografia;
22. Allegati;

1-PREMESSA E OBIETTIVI DELLO STUDIO

L'obbiettivo del presente studio è approfondire la conoscenza geologica, geomorfologica, idrogeologica, geomeccanica, idraulica e di stabilità dell'area interessata dal progetto di coltivazione e sviscerare tali argomenti in rapporto al progetto stesso, tenuto anche conto delle prescrizioni/indicazioni emerse nella Relazione Istruttoria n° 439 del 9/01/2012 di procedura di screening relativa al precedente progetto presentato, di cui al Decreto Dirigenziale n. 102 del Dipartimento Ambiente Settore VIA del 27/01/2012..

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

- rilievo geologico e geomorfologico di superficie;
- studio geologico-strutturale;
- studio geomeccanico sugli affioramenti;
- studio idrogeologico ed idraulico;
- studio fotogeologico e da satellite;
- carotaggi continui;
- trincee geognostiche;
- analisi di laboratorio.

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;
- Legge Regionale n°12 del 05/04/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva;

3-UBICAZIONE E MORFOLOGIA

La cava in oggetto s'individua sulla pendice W del rilievo, orientato circa N/S, che congiunge il Monte Penna alla località Piana Grande, in sponda destra della valle del torrente Pignone, da quota 100 a quota 300 m s.l.m.m..

La conformazione morfologica del territorio circostante l'area di cava denominata "Ronchi" è caratterizzata da un crinale orientato circa NE/SW che separa due aree regolari orientate, rispettivamente, a W e a SW.

Si tratta di versanti con acclività medio/alta, che si estendono fino quasi alla sommità del pendio senza particolari variazioni morfologiche.

Sulla zona l'idrografia superficiale è rappresentata da alcuni piccoli impluvi a carattere stagionale, che si immettono nel torrente Pignone, che scorre in fondovalle in direzione Nord/Est; a circa 750 m dall'area di cava il torrente Pignone si immette nel fiume Vara, il località Fontana del Papa.

L'area di cava e le zone circostanti sono scarsamente urbanizzate e poco antropizzate; gli abitati più vicini sono Memola e Stagnedo che si trovano ad oltre 1 km in linea d'aria rispetto alla zona interessata dal progetto.

In fondovalle passa la strada provinciale n. 33 che collega l'Aurelia con gli abitati di Memola e Pignone, partendo dalla località Fontana del Papa.

4-GEOLOGIA, TETTONICA ED EVOLUZIONE PALEOGEOGRAFICA – NOTE GENERALI

La zona di studio è sita nel territorio del Comune di Beverino, in località Ronchi, nella Valle del Vara. La storia evolutiva della valle è legata alla formazione dell'Appennino Settentrionale e all'evoluzione idrografica del Fiume Vara.

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

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

La fase oceanica inizia al limite tra il Cretaceo inferiore e il Cretaceo superiore e termina nell'Eocene medio con la completa chiusura dell'Oceano Ligure-piemontese. Durante questa fase si forma un prisma di accrezione costruito dall'impilamento per sottoscorrimento verso O delle coperture oceaniche e di parte del loro basamento (Unità Liguri).

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

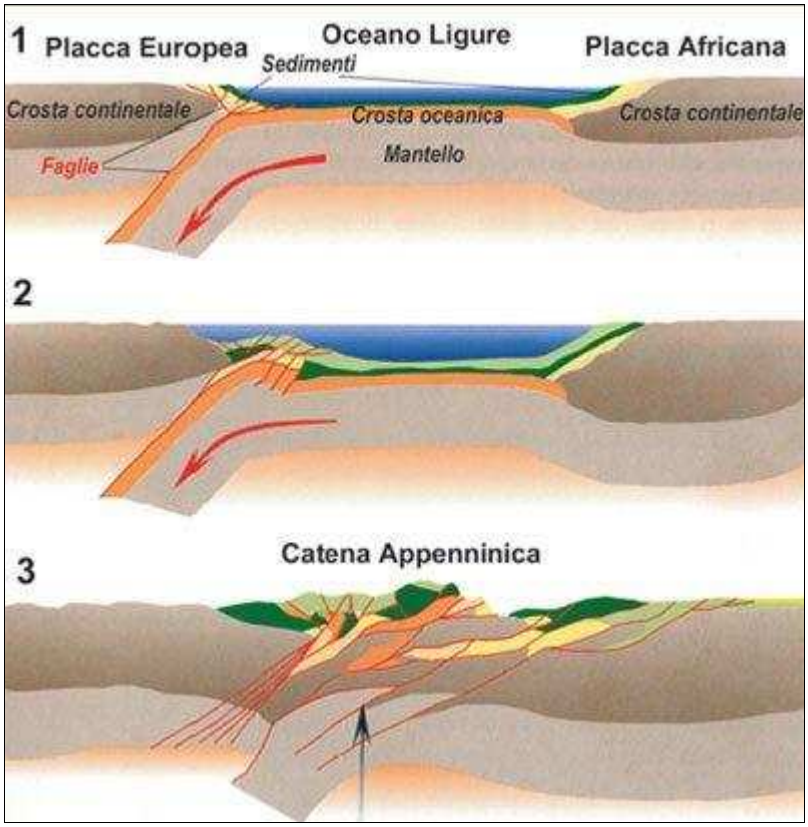


Figura: Schema dell'evoluzione orogenica dell'Appennino Settentrionale dal Cretaceo superiore al Miocene inferiore.

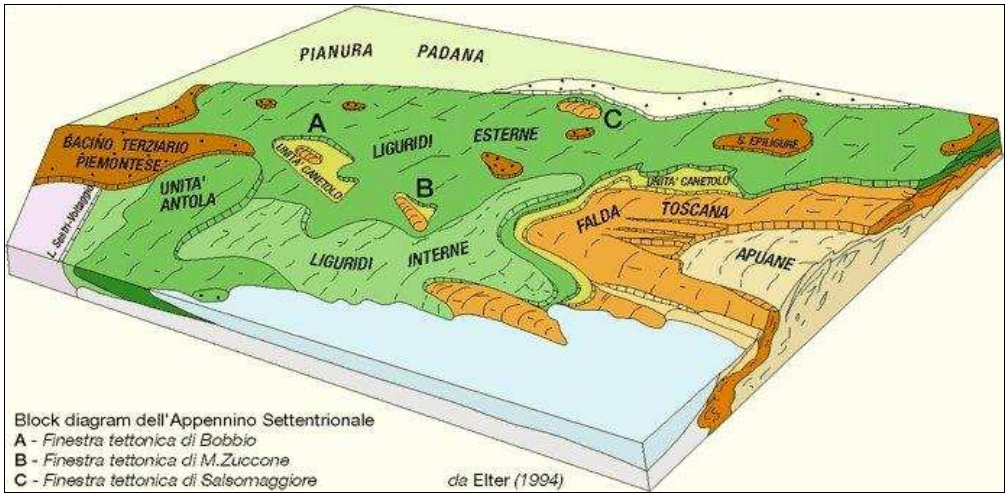


Figura: Schema della sovrapposizione tettonica delle principali unità presenti nell'Appennino Settentrionale.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5-INQUADRAMENTO GEOLOGICO DI DETTAGLIO

L'area oggetto di indagine si estende in corrispondenza del versante occidentale del rilievo Piana Grande, lungo la strada che dalla Strada Statale n°1 Aurelia, in località Fontana del Papa, porta alla frazione di Memola, tra le quote 100 e 300 m s.l.m..

Dal punto di vista morfologico il versante si presenta omogeneo, con una pendenza media elevata, dell'ordine del 70 % - 80%, senza particolari variazioni.

Per quanto riguarda l'idrografia, alla base delle pendici scorre il Torrente Pignone che confluisce nel Fiume Vara circa 500 m a N del sito d'interesse.

Nella zona sono presenti anche piccoli e ripidi impluvi naturali che per la maggior parte dell'anno si presentano asciutti, essi infatti raccolgono solo l'acqua piovana di modestissimi bacini imbriferi e la convogliano nel Torrente Pignone.

Dal punto di vista geologico il sito ricade interamente nelle Arenarie del Monte Gottero, appartenenti all'Unità Tettonica del Monte Gottero (Dominio Ligure Interno), comprese tra i terreni della Falda Toscana a SW, che formano l'anticlinale rovesciata che si estende da Pignone sino all'isola del Tino, e l'unità Tettonica di Ottone (Dominio Ligure Esterno) verso Nord – Est, a sua volta sovrascorsa sulle formazioni appartenenti all'Unità Tettonica di Canetolo (Dominio Subligure).

In corrispondenza del corso d'acqua principale e dei torrenti laterali sono presenti i depositi alluvionali attuali e recenti costituiti da ghiaia, sabbia e limo, e i depositi alluvionali terrazzati antichi costituiti da ghiaia, sabbia e limo posti a varie altezze lungo le valli principali.

Inoltre, alla sommità del versante, lungo la strada provinciale e lungo la strada che conduce alla frazione di Memola si possono osservare delle placche detritiche di dimensioni variabili costituite da materiale di alterazione del substrato roccioso.

Il litotipo affiorante è costituito da una alternanza torbiditica di arenarie, argilliti e siltiti. I termini arenacei sono prevalenti, in strati di spessore variabile da pochi dm a qualche metro, mentre le argilliti/siltiti sono in straterelli sottili di spessore medio complessivo di 20 – 100 cm.

Tale alternanza è ben visibile negli affioramenti studiati, dove si alternano straterelli più sottili costituiti da argilliti e siltiti e strati molto più spessi, anche 3-4m costituiti da arenaria a grana grossa, con presenza di clasti anche di grosse dimensioni.

Sostanzialmente la formazione è costituita da regolari alternanze tra i litotipi di seguito descritti.

• Arenarie a composizione predominante quarzoso-feldspatica-micacea a mica bianca: la grana è generalmente fine con granuli piuttosto elaborati; il cemento più frequente è argilloso e argilloso-siliceo.
Il colore al taglio fresco è grigio e grigio-biancastro, talvolta con aspetto vitreo, soprattutto ove l'arenaria è particolarmente ricca in quarzo; sulle superfici di alterazione è grigio bruno e talvolta rugginoso.
L'arenaria forma strati di potenza assai variabile, da bancate di diversi metri di potenza a straterelli di appena qualche decimetro; talora, soprattutto negli strati più potenti, si presenta chiaramente gradata.
Generalmente la bancata arenacea è ben differenziata a letto ed a tetto dagli strati di argilloscisto con i quali si alterna; si è osservato viceversa che a volte l'arenaria dà luogo, non tanto a veri e propri strati, quanto ad intercalazioni lentiformi negli argilloscisti, i quali ne costituiscono la continuazione lateralmente.
Negli strati di arenaria massiccia è frequente la presenza di ciottoli molli di argilla grigio-nera,

talora finemente micacea, che risaltano particolarmente sulla massa arenacea di colore grigio-biancastro.

• Argilloscisti: Le facies argilloscistose che si alternano agli strati di arenaria nell'ambito della formazione sono essenzialmente di tre tipi diversi, e cioè argilloscisti grigio-verdi, finemente arenacei, manganesiferi, divisibili in scaglie piano-parallele; argilloscisti grigio-scuri fino a neri, talvolta micacei, divisibili in scaglie; scisti argilloso- arenacei e micacei, divisibili per fratturazione in forme prismatiche allungate, a sezione trasversale rettangolare o a losanga.
Il primo tipo ed il secondo si distinguono dagli scisti argillosi degli orizzonti che accompagnano i calcari palombini ed i calcari pseudopalombini (che sono invece lamellari e sottili) così che spesso è possibile individuare la formazione delle arenarie anche se localmente non compare, o è poco frequente il litotipo arenaria.
Il terzo tipo, cioè quello a facies prismatica, è il più tipico e caratteristico delle intercalazioni argilloscistose nell'ambito della formazione delle arenarie, e talvolta si presenta anche a costituire le intercalazioni argilloso-arenacee nella formazione delle ardesie.

• Scisti argilloso-marnosi e ardesiaci: Sono argilloscisti leggermente marnosi o a facies marnosa di tipo decisamente ardesiaco, che si presentano raramente negli affioramenti delle arenarie, per cui costituiscono un litotipo avente ruolo decisamente subordinato rispetto ai due precedenti.
Si tratta generalmente di scisti argillosi aventi una debole componente marnosa, che può essere riconosciuta soltanto mediante saggi con gli acidi, oppure di scisti marnosi aventi le stesse caratteristiche delle ardesie.
Formano strati di potenza variabile generalmente fini, e sono riconoscibili per il colore di alterazione biancastro che risalta nettamente su quello grigio e rugginoso delle arenarie e degli argilloscisti ai quali sono associati.
Dal punto di vista minero-petrografico, i termini arenacei sono costituiti in prevalenza da quarzo, plagioclasio, K-feldspato ed in subordine da miche (biotite, muscovite) e frammenti litici di natura argillitica, carbonatica, magmatica granitoide, vulcanica e metamorfica (gneiss, filladi e micascisti);
la roccia presenta una struttura granulosostenuta, con scarse percentuali di cemento carbonatico e matrice argillitica, è nel complesso scarsamente assortita, poco matura in termini tessiturali e da scarsamente a moderatamente matura in termini mineralogici.

In generale, come già accennato, la sequenza arenacea è nettamente prevalente su quella argilloscistosa e scisto - argillosa, che nella zona di affioramento rappresenta, in termini percentuali solo 6 – 8 %.

La stratificazione della formazione delle Arenarie del Monte Gottero è a reggipoggio rispetto al pendio, orientata in media N31/27, come riportato nel capitolo seguente (dove è identificata come K3); tale conformazione geologica è ottimale per la stabilità dei fronti di scavo in progetto.

Durante il rilievo geomeccanico sono stati poi rilevate due discontinuità principali nell'ammasso roccioso (K1 e K2); si tratta di joint circa ortogonali che formano cunei con la S0 (K3) alla base e al tetto. La verifica di stabilità per questa situazione sui fronti è dettagliatamente descritta nel capitolo 13.

6-RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

Il rilievo eseguito è stato effettuato allo scopo di misurare tutti i parametri delle discontinuità dell'ammasso roccioso necessari per le verifiche di stabilità dei fronti di cava in progetto.

Sono state eseguite diverse scan line, di lunghezza di circa 20-30 metri l'una rilevate lungo la strada di arrocco e negli affioramenti presenti; l'ubicazione (vedi planimetria allegata) è stata

scelta in modo da campionare in modo completo e informativo le giaciture e le discontinuità presenti nel fronte di cava sottoposto a verifica.

Per determinare le caratteristiche geomeccaniche e strutturali si sono inoltre utilizzati i dati ottenuti da una campagna ad hoc su tutta l'area di cava e nelle aree circostanti; sono state eseguite scan-line di rilievo geomeccanico sugli affioramenti di adeguate dimensioni distribuiti nel versante e stazioni di rilevamento strutturale.

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

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	Frequenza (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione
K1	310/82	5-20mm	Hf	0,4-1,6	P/U	sm	Dy	L
K2	218/63	5-20mm	Hf	0,3-2,5	P/U	dr	Dy	L
K3 (S0)	31/27	3-25mm	Sf/Hf	0,2-2	P	dr	Dy	L

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

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

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

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

Alterazione:
H – High
M – Medium
L – Low

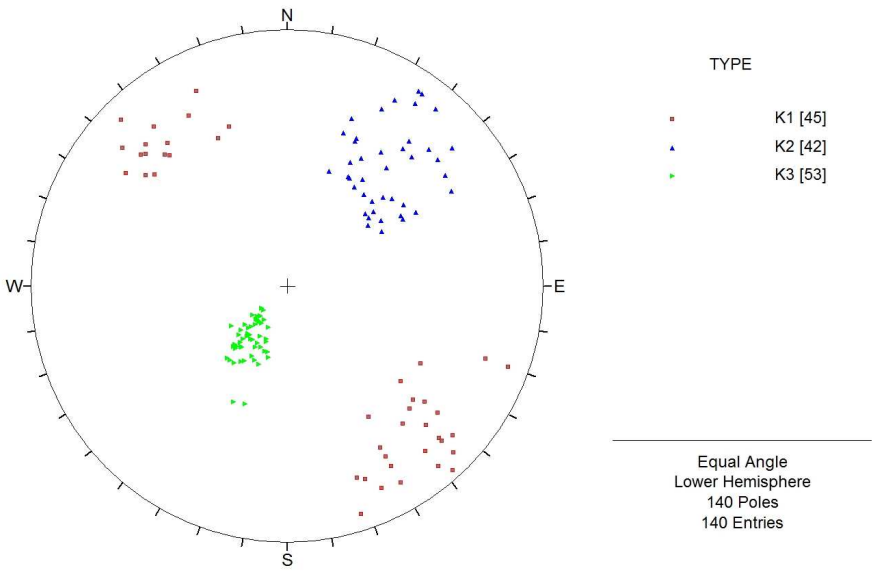


Fig. - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

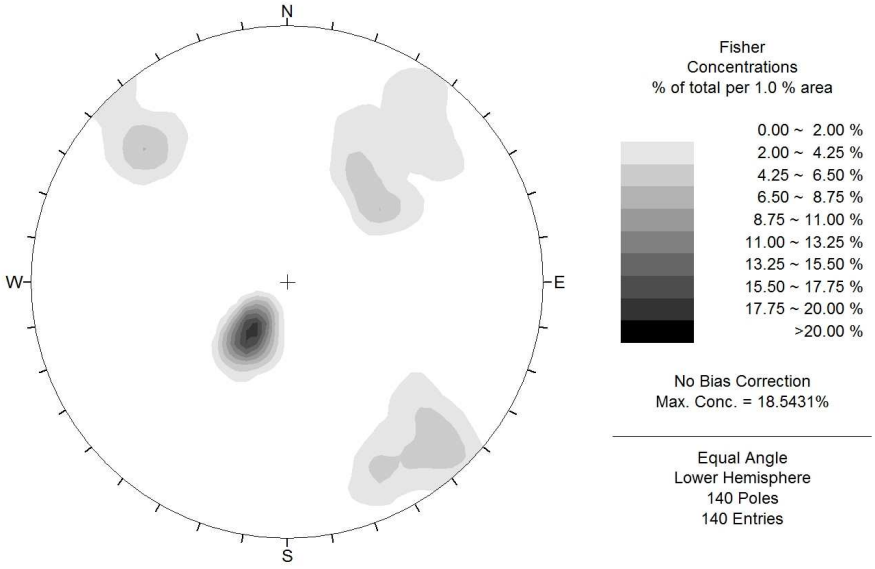


Fig. - Contour delle discontinuità.

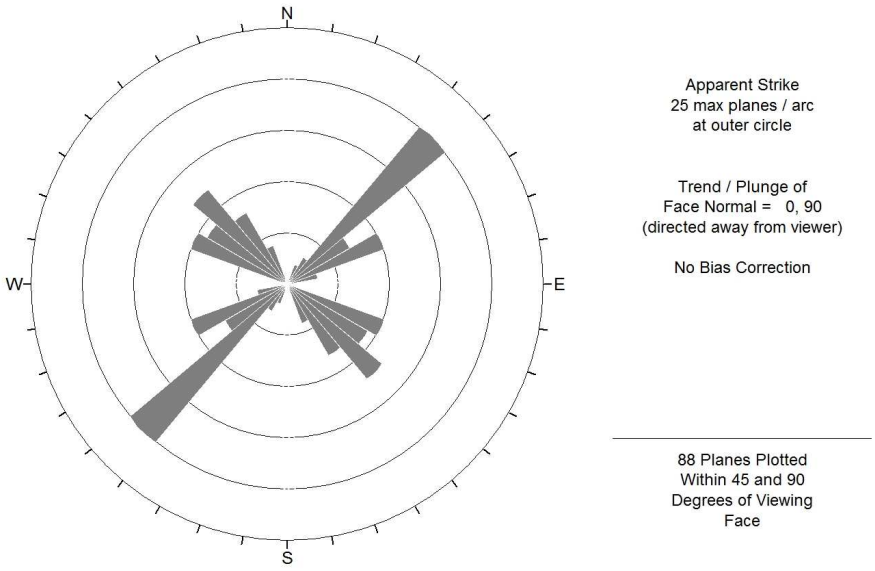


Fig. - Rose diagram.

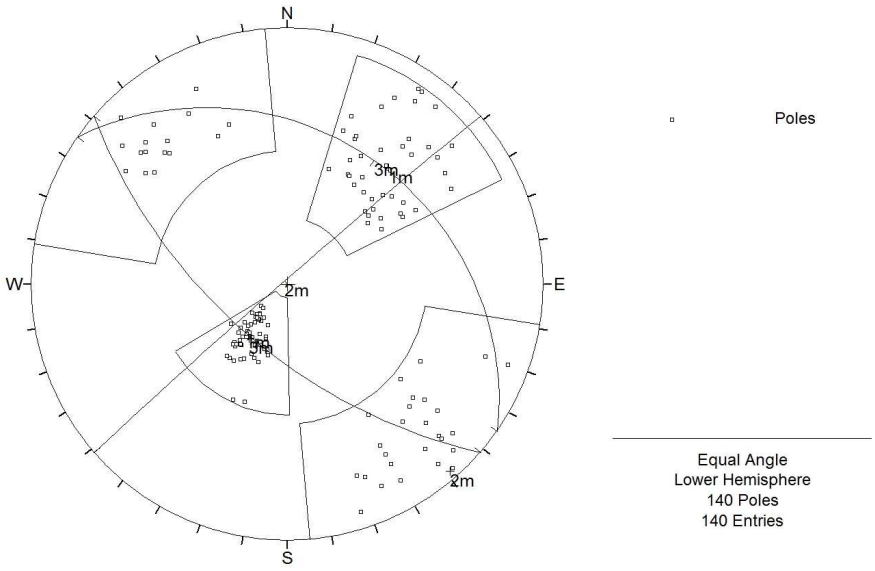


Fig. - Contour delle discontinuità con individuazione dei sets principali e tracce ciclografiche dei piani principali.

6.2 Applicazione di classificazioni tecniche

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

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

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

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

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

6.3 Classificazione RMR e GSI

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).

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

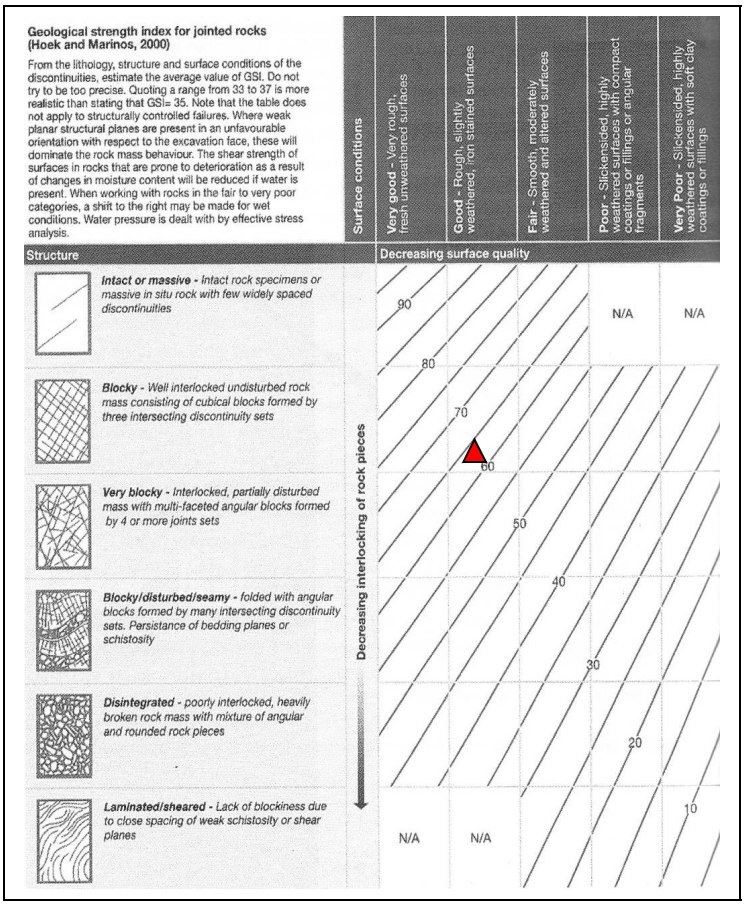


Fig. - Abaco per la stima del GSI. ▲Arenaria;

Arenaria	RMR_{89}	Descrizione (RMR_{89})	GSI
Valore rappresentativo	68	Buono (II classe)	63
Range	63-73	Buono (II classe)	57-68

7-PROVE DI LABORATORIO

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

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

E' stata fatta una prova di compressione triassiale su roccia (campione C1) con controllo della deformazione (certificato n° 10-118-03 del 29/11/2010) secondo le Normative A.S.T.M. D 5607-95.

Come risulta dall'allegato Certificato il peso di volume della roccia è di 26,10 kN/mc (medio).

La prova triassiale non drenata è stata eseguita su 4 provini di roccia per ottenere un sufficiente numero di valori tali da ricostruire agevolmente la curva d'inviluppo.

La pressione di confinamento è stata variata tra 0,00 e 50,00 Mpa ed il carico di rottura è variato rispettivamente tra 112,6 e 424,9 Mpa.

Con questi dati è stata ricostruita la curva inviluppo di rottura secondo il Criterion Linear Regression di Hoek e Brown, visibile nel Certificato n° n° 10-118-03 del 29/11/2010.
Dalla suddetta curva è stato possibile identificare le costanti di Hoek-Brown dell'ammasso roccioso (mb, s ed a) e successivamente determinare l'angolo di attrito (31,25°) e la coesione (9,992 Mpa) considerando un trend generale di Hoek e Brown, successivamente questo dato è stato rielaborato (lasciando inalterati i valori di partenza) applicandolo ai pendii.

E' stata poi eseguita una prova di taglio su giunti di roccia, certificato n°10-118-04 del 01/12/2010, secondo la norma A.S.T.M. D5607-95.

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

Su una superficie di taglio pari a 60,1 cmq è stata applicata una tensione normale da 500 a 2000 Kpa, ottenendo dei grafici sforzo di taglio/deformazione. Da questi dati è stato determinato l'inviluppo di rottura, sperimentale, che ha determinato, tramite il criterio di Mohr-Coulomb, l'angolo di attrito (36,7°) e la coesione (23,32 Kpa).

Allo scopo di determinare la qualità dei materiali lapidei presenti nell'area di cava sono state inoltre eseguite delle prove di laboratorio da E.R.I.C.A. Soc. Cons. a r.l., laboratorio tecnologico A.S.T.M. Membro n° 000122809 e U.N.I. Membro n° 30737, con sede in Via Dorsale 13, Massa.

Le prove sono state effettuate su provini di materiale lapideo proveniente da saggi di cava.

Su tali provini sono state eseguite le seguenti prove:

1. Esame petrografico (EN 12407): tre sezioni sottili sono state sottoposte sia ad analisi macroscopica che microscopica. La prima ha permesso di riconoscere una roccia sedimentaria a grana fine di colore grigio debolmente anisotropa, con la presenza di frammenti di cristalli di biotite/clorite e ossidi di ferro di dimensioni leggermente superiori alla media della roccia; la seconda ha permesso di individuare i principali costituenti della roccia, rappresentati da feldspati alcalini+ plagioclasio, quarzo, mica bianca, biotite/clorite + ossidi ed idrossidi di ferro e titanio + calcite, e di denominare petrograficamente la roccia come Arcosa (Arenaria), secondo la definizione di EN 12670;
2. Massa Volumetrica Apparente (EN 1936);
3. Assorbimento d'acqua alla pressione atmosferica (EN 13755);
4. Resistenza alla compressione semplice (in condizioni dry) (EN 1926);
5. Resistenza alla flessione con carico concentrato (in condizioni dry) (EN 12372);
6. Resistenza all'abrasione (in condizioni dry) (EN 14157).

I risultati di tali prove sono riassunti nella tabella sottostante.

Tipo di prova	Unità Misura	Min	Med	Max
Massa Volumetrica Apparente r_b	kg/m^3	2619,18	2622,83	2624,82
Assorbimento acqua A_b in peso	%	0,62	0,65	0,66
Resistenza a compressione R	MPa	138,30	145,70	156,00
Resistenza alla flessione R	MPa	8,43	10,56	12,73
Resistenza all'abrasione	mm	19,50	20,00	20,50

8-CAROTAGGI

All'interno dell'area di cava sono stati eseguiti n°3 sondaggi con lo scopo di individuare la sequenza stratigrafica delle Arenarie e determinarne le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso roccioso.

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

Carotaggio 1: è stato eseguito nella parte Sud dell'area di cava, lungo la pista ad una quota di circa 170 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 20 m dal piano di campagna.
Il sondaggio ha individuato uno strato superficiale di terreno di copertura spesso 0,40 m al di sotto del quale è presente l'Arenaria del Monte Gottero. Da 0,40 a 10,00 m tale arenaria presenta una granulometria medio fine con ciottoli di dimensioni variabili; da 10,00 a 13,75 la granulometria risulta sempre medio fine, ma non sono presenti ciottoli; da 13,75 a 15,00 c'è la presenza di arenaria con granulometria medio grossa; da 15,00 a 16,60 la granulometria si riduce a media con la presenza di ciottoli di dimensioni variabili; da 16,60 a 20,00 troviamo un'arenaria a granulometria medio fine.
Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche, i valori di RQD mostrano una percentuale di recupero media.
Dal carotaggio è stato prelevato n° 1 campione (campione 1) a 12,00 m dal p.c..

Carotaggio 2: è stato eseguito nella zona Nord della cava, lungo la pista ad una quota di circa 220 m s.l.m., raggiungendo una profondità di 20 m dal piano di campagna.
Il sondaggio ha individuato la presenza fino ad una profondità di 0,20 m di terreno superficiale, tra 0,20 e 15,00 di arenaria a granulometria medio fine e tra 15,00 e 20,00 la presenza di arenaria a granulometria fine. Le caratteristiche geomeccaniche risultano buone, presentando dei valori di RQD medi.

Carotaggio 3: è ubicato nella zona orientale della cava, ad una quota di circa 263 m s.l.m., lungo la strada di cava, raggiungendo una profondità di 19,40 m dal piano di campagna.
Il sondaggio individua terreno di riporto fino a 0,30 m, al di sotto del quale sono stati individuati arenaria fine con presenza di ciottoli fino a 5,00 cm, arenaria a granulometria medio fine fino alla profondità di 15,00 m ed arenaria a granulometria fine fino a 19,40 m.
Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche, i valori di RQD mostrano una percentuale di recupero media, ad eccezione degli RQD rilevati tra 5 e 10 m di profondità che presentano dei valori elevati.
Dal sondaggio è stato prelevato n° 1 campione (campione 2) a 18,00 m dal p.c..

9-TRINCEE ESPLORATIVE

All'interno dell'area di cava sono stati inoltre scavate n°5 trincee con lo scopo di individuare le caratteristiche di alterazione superficiale delle Arenarie.
Di seguito vengono descritte le stratigrafie di ogni singola trincea:

Trincea 1: è ubicata nella zona occidentale dell'area di cava, ad una quota di circa 140 m s.l.m., lungo la strada di cava. La profondità raggiunta è di 2 m dal piano campagna.
La trincea ha messo in evidenza un iniziale livello di materiale detritico fino a circa 1 m di profondità, al di sotto del quale è presente l'arenaria. Quest'ultima si presenta in banchi di 0,5 – 0,7 m e risulta alterata per il primo metro.

Trincea 2: è ubicata SW all'interno dell'area di cava, ad una quota di circa 150 m s.l.m., lungo la strada di cava. La profondità raggiunta è di 2 m dal piano campagna.
La trincea ha evidenziato la presenza di materiale detritico fino a 0,5 m con al di sotto arenaria in strati di 0,2 - 0,4 m. Quest'ultima si presenta alterata per circa 0,5 m.

Trincea 3: è ubicata nella zona centro settentrionale dell'area di cava, ad una quota di 225 m s.l.m., lungo la strada di cava. La profondità raggiunta è di 2,5 m dal piano campagna.
Dalla trincea risulta un livello di materiale detritico fino alla profondità di circa 1 m e arenaria fino a fondo trincea. L'arenaria presenta un'alterazione superficiale per 0,5 ed è formata da strati di spessore compreso tra 0,2 e 0,4 m

Trincea 4: è ubicata nella zona sud orientale dell'area di cava, lungo la pista ad una quota compresa tra 255 e 260 m s.l.m.. La profondità raggiunta è di 3 m dal piano campagna.
La trincea ha messo in evidenza un iniziale livello di materiale detritico con spessore maggiore rispetto alle precedenti, raggiungendo una profondità di circa 1,5 m; sottostante al detrito si trova arenaria in banchi di 0,4– 0,8 m con un'alterazione superficiale che interessa il primo metro delle bancate.

Trincea 5: è ubicata nella zona orientale dell'area di cava, al termine della pista ad una quota compresa tra 265 e 270 m s.l.m.. La profondità raggiunta è di 3 m dal piano campagna.
La trincea ha messo in evidenza un iniziale livello di materiale detritico fino a circa 1,2 m di profondità, al di sotto del quale è presente arenaria. Quest'ultima si presenta in banchi di 0,6 – 1 m e risulta alterata per il primo metro di profondità.

10-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

10.1 Resistenza al taglio dell'ammasso

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

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

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

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

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

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

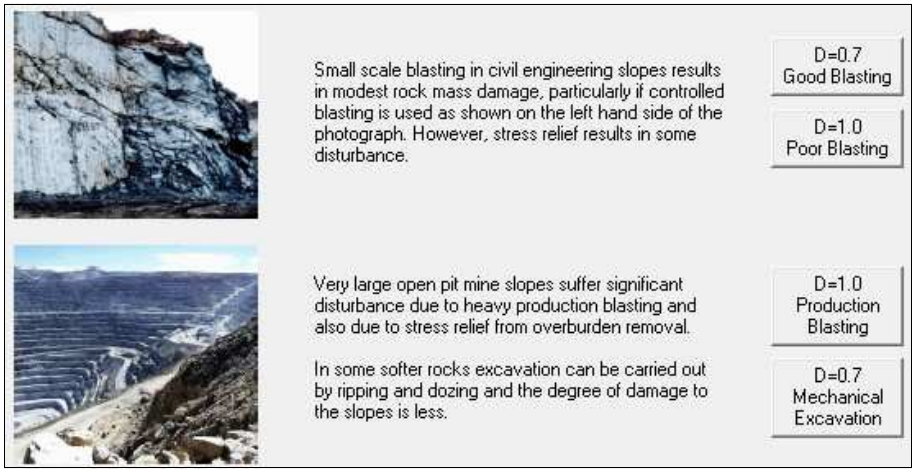
$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

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

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

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

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



Sulla base di questi suggerimenti si è scelto di adottare un fattore di disturbo pari a uno.

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

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

$$\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} - \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} \cdot \frac{d\sigma_1'/d\sigma_3' - 1}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$$

$$\tau = (\sigma_1' - \sigma_3') \cdot \frac{\sqrt{d\sigma_1'/d\sigma_3'}}{d\sigma_1'/d\sigma_3' + 1}$$

$$dove$$

$$d\sigma_1'/d\sigma_3' = 1 + am_b(m_b\sigma_3'/\sigma_c + s)^{a-1}$$

Per calcolare i parametri di resistenza espressi in temine di coesione ed angolo di attrito efficaci Hoek (1980) ha proposto la seguente procedura di calcolo:

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

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

$$dove$$

$$\sigma_{3n}' = \sigma_{3\max}'/\sigma_c$$

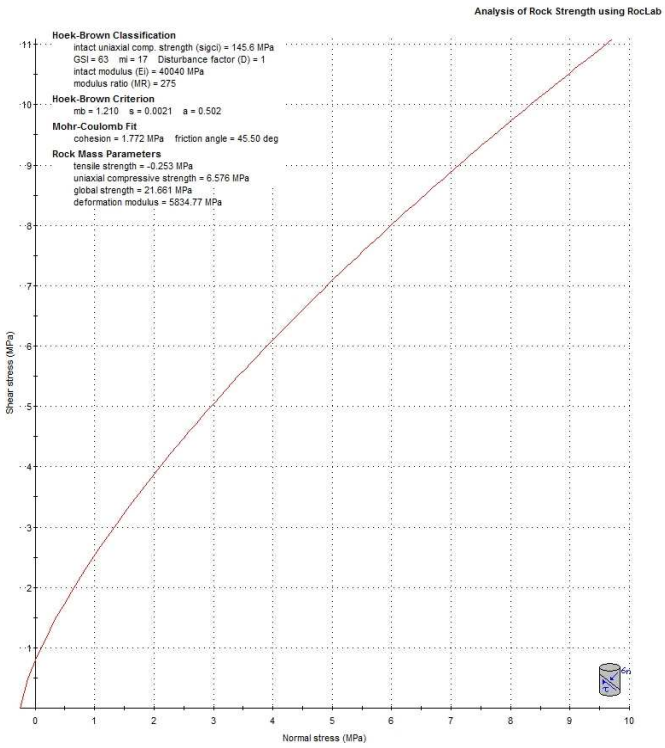
Il valore di σ'_{3max} è il limite superiore della tensione di confinamento per il quale viene considerata la correlazione tra il criterio di Hoek-Brown e di Mohr-Coulomb.

I calcoli precedentemente descritti sono stati processati utilizzando uno specifico software

(RocLab della *RocScience*) in cui devono essere inseriti i parametri σ*ci* , GSI, m e D.

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

Arenaria



Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	45,5
Coesione (Mpa)	1,77
Peso di Volume (t/mc)	2,65
mb	1,210
s	0,002
a	0,502
Resistenza a compressione uniassiale	1485,7Kg/cmq (da prove di laboratorio)

10.2 Resistenza al taglio lungo i giunti

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

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

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

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

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

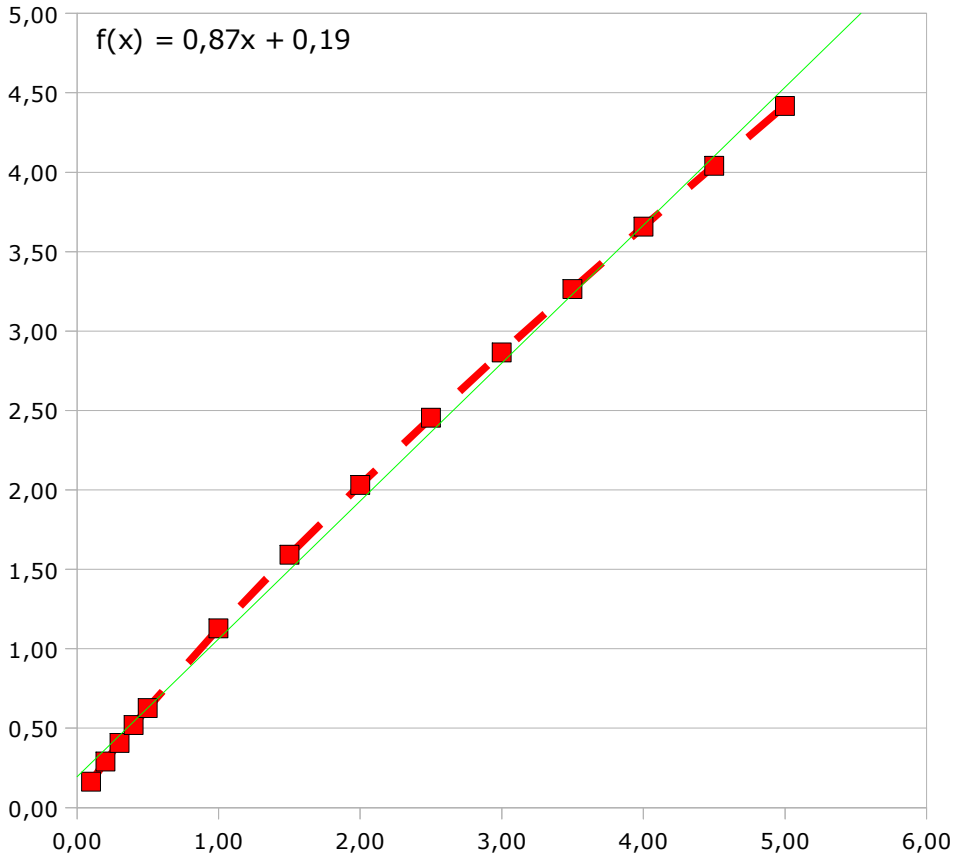
Per il valore di resistenza a compressione sui giunti non si hanno a disposizione dati sperimentali; sono stati adottati valori stimati a partire dai risultati delle prove con sclerometro su superfici di giunto.

Litotipo	JRC	Comp. Uniassiale (Mpa)
Arenaria	10 – 12	70

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,16	58,45
0,20	0,29	55,44
0,30	0,41	53,68
0,40	0,52	52,43
0,50	0,63	51,46
1,00	1,13	48,45
1,50	1,59	46,69
2,00	2,03	45,44
2,50	2,45	44,47
3,00	2,86	43,68
3,50	3,26	43,01
4,00	3,66	42,43
4,50	4,04	41,92
5,00	4,42	41,46

tanφ	0,87
φ	**41,02**

Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.



Dalla curva linearizzata si ricava un valore pari a **41,02**°.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **57,9** Kpa.

I valori minimi di coesione ed angolo di attrito sono stati stimati tramite la prova di taglio eseguita in laboratorio con giunto liscio; si è ottenuta una coesione pari a **23,32** Kpa (0,2377 Kg/cmq) ed un angolo di attrito pari a 36,7°.

Facendo una media tra valori calcolati e valori di laboratorio si ottengono i seguenti valori:

Angolo di attrito (°)	38,86
Coesione (Kpa)	40,61

10.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

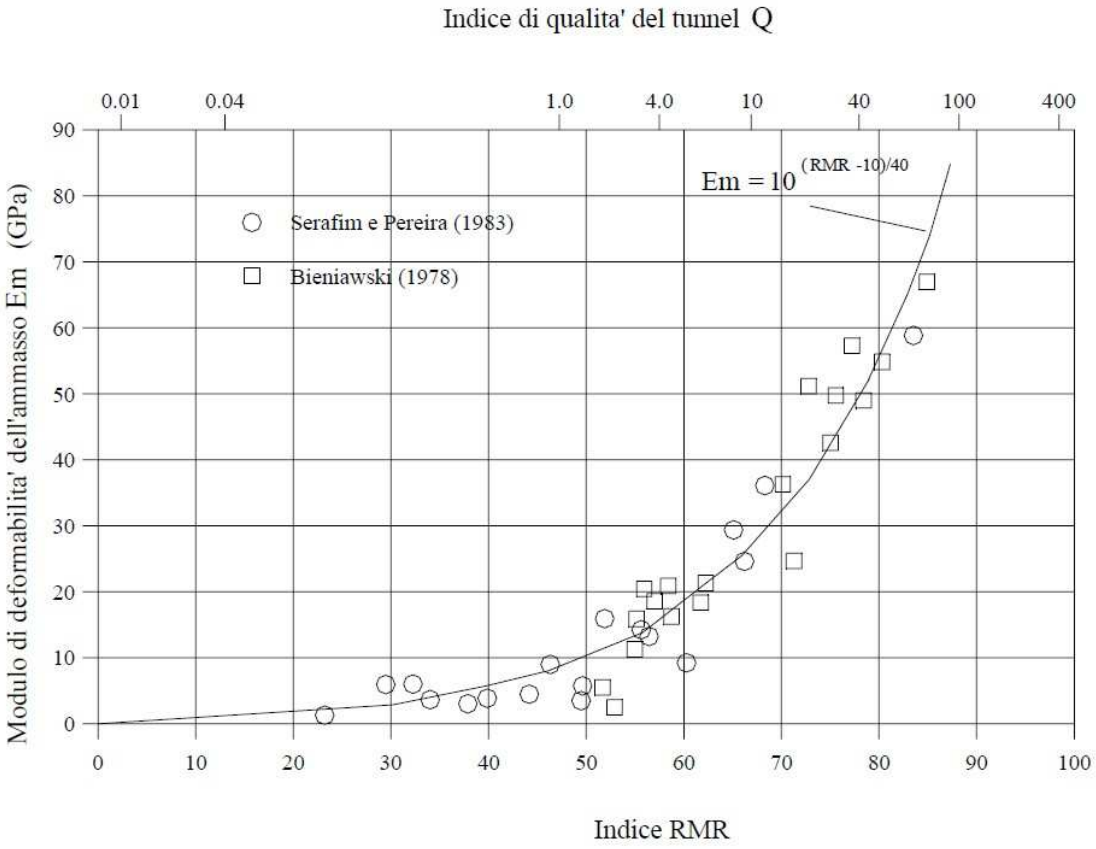
Indicazioni sulla deformabilità dell'ammasso possono essere ricavate da una valutazione della qualità della roccia basata sulla classificazione geomeccanica. Dopo l'introduzione della metodologia RMR, Bieniawski (1976) ha proposto la seguente correlazione (applicabile solo per valori di RMR > 55 tra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

Ed (Gpa) = 2*RMR-100

Una modifica della relazione precedente, che tiene conto di dati di prova in rocce di qualità

mediocre o scadente, è stata proposta da Serafim e Pereira (1979) ed adottata successivamente da Bieniawski (1989) e definita dalla seguente relazione:

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



Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E.

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

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

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

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

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

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

Dai calcoli ottenuti dalle relazioni precedentemente descritte, ed in particolare dalle ultime due, e da Serafim e Pereira, si ottiene il seguente.

Arenaria	25 Gpa

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

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

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

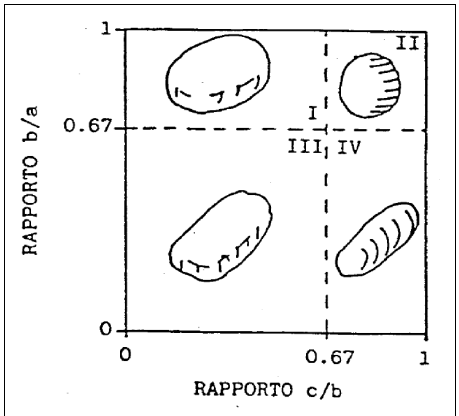
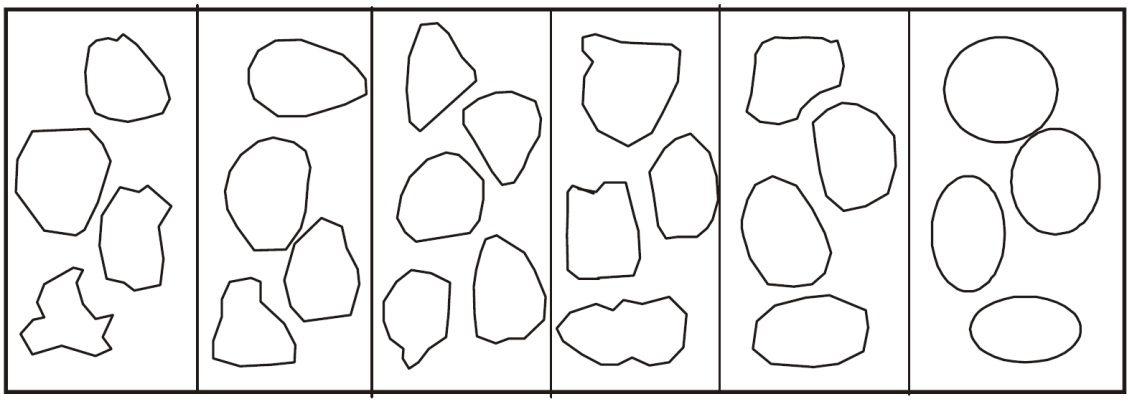
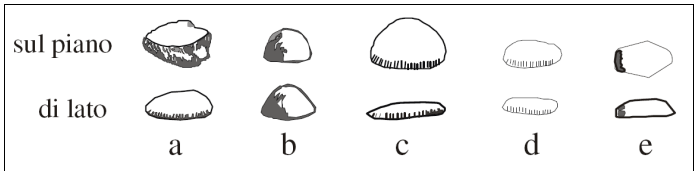
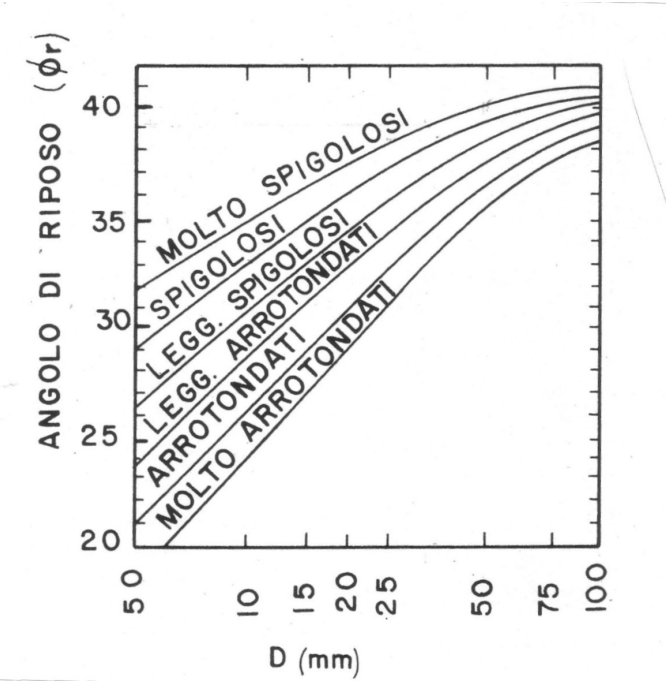


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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



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

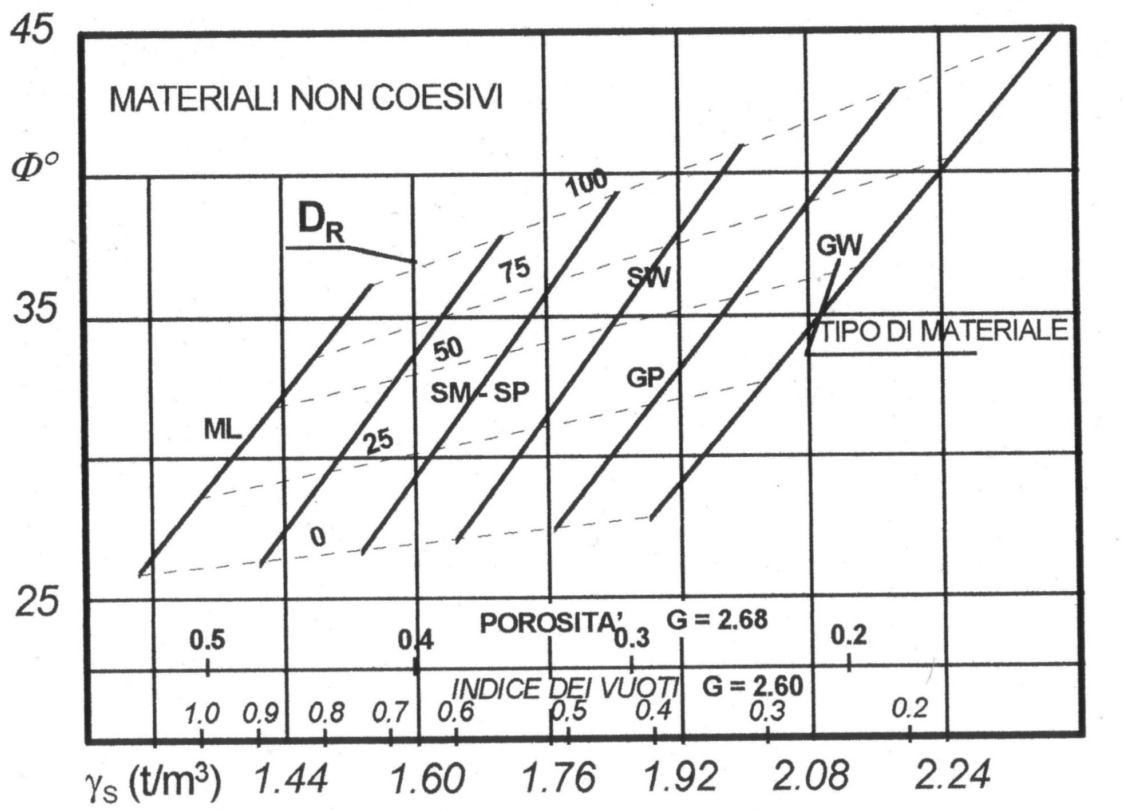


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale
Sulla base dei dati dei campioni studiati, da dati sperimentali e dalla densità del materiale (NAVAF D.M. 1971) e di prove effettuate su terreni simili in cave sistemate o in via di sistemazione, e tenuto conto delle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

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

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

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

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

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

12 – SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO

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

Valori medi (Vm)

Arenaria
I valori medi del litotipo sono:

Angolo di attrito (°)	45,5
Coesione (Mpa)	1,77
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	38,86
Coesione lungo i giunti (Kpa)	40,61
Resistenza a compressione uniassiale	1485,7Kg/cmq

Materiale di riporto

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

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

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

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

I valori di progetto si ottengono tramite le seguenti formule:

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

Arenaria

Angolo di attrito (°)	39,15
Coesione (Mpa)	1,26 (12,84822 Kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,65
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	32,81
Coesione lungo i giunti (Kpa)	29,00
Resistenza a compressione uniassiale	928,56 Kg/cmq

Materiale di riporto

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

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

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

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

13-VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO E AZIONI

Vita Nominale

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

Classe d'uso

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

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

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

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

Il coefficiente C_U in questo caso risulta pari a 1,5 come dalla tabella 2.4.II delle NTC.

Fermo restando che la decisione delle classi d'uso è del progettista che ne determina quindi il

ruolo, a favore di sicurezza si sono considerati anche i gradoni come "opera" e classificati come Classe I; sempre a favore dell'estrema sicurezza nei confronti della strada provinciale del torrente Pignone si è optato per inserire il rilevato di ricomposizione ambientale in Classe III, 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 V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U (par. 2.4.3 NTC):

$V_R = V_N \times C_U =$

Tabella riepilogativa - gradoni

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

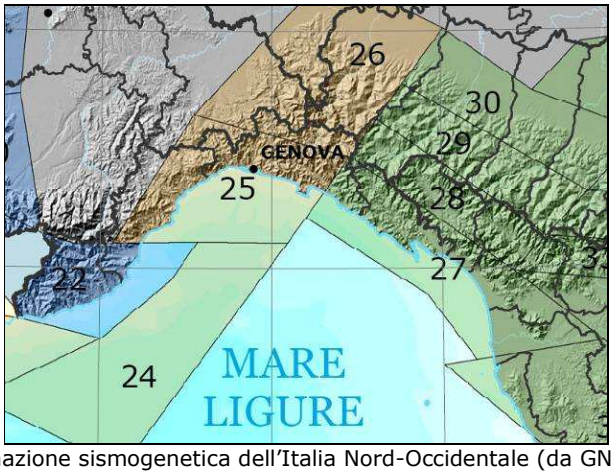
Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

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

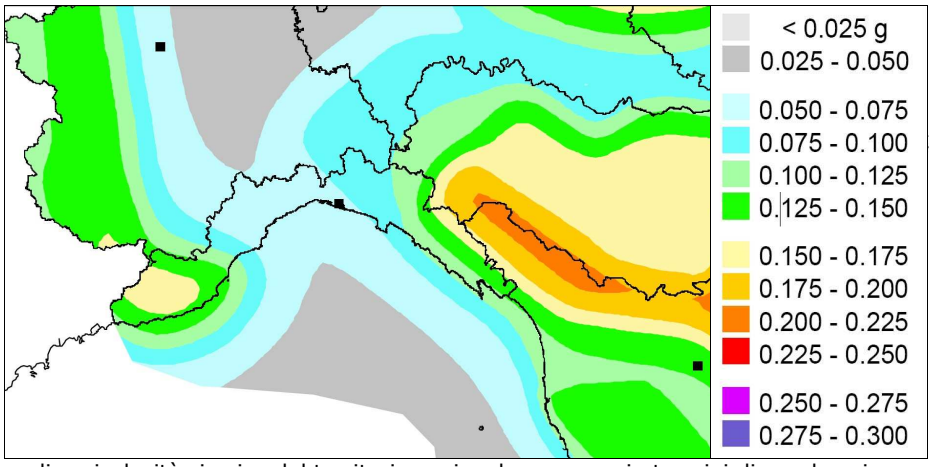
14-ANALISI SISMICA

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.



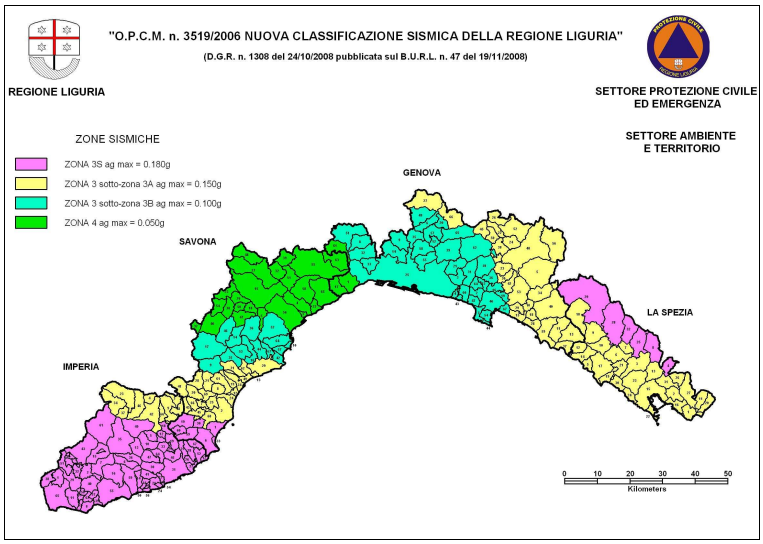
Zonazione sismogenetica dell'Italia Nord-Occidentale (da GNDT)



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 Beverino è inserito in zona 3, corrispondente ad un valore di accelerazione orizzontale ag = 0,15 g.



Classificazione sismica della Regione Liguria

Categoria di suolo

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

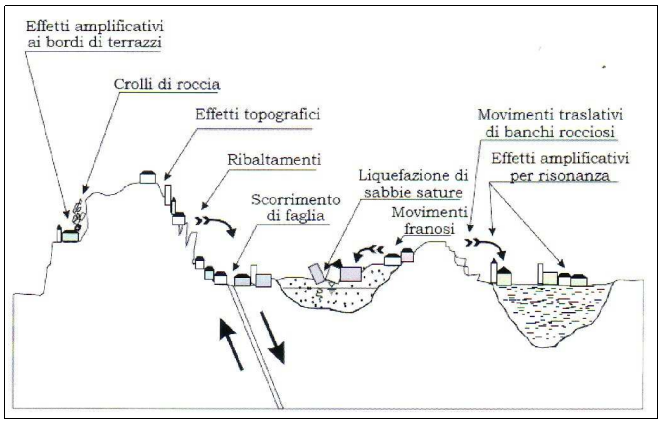
Coefficiente di amplificazione topografica St

Per quanto riguarda l'amplificazione sismica la morfologia dei luoghi influenza gli effetti del

sisma, ed infatti si identificano tre conformazioni tipiche:

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

Il sito 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.



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

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.
Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:
- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:
- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

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

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

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

PARAMETRI SISMICI - GRADONI

Sito in esame.

latitudine:	44,208087
longitudine:	9,753085
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17817	Lat: 44,2249 Lon: 9,7230	Distanza: 3041,286
Sito 2	ID: 17818	Lat: 44,2271 Lon: 9,7927	Distanza: 3797,136
Sito 3	ID: 18040	Lat: 44,1771 Lon: 9,7957	Distanza: 4837,931
Sito 4	ID: 18039	Lat: 44,1749 Lon: 9,7261	Distanza: 4268,243

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:		0,044 g	
Fo:		2,489	
Tc*:		0,227	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		35	[anni]
ag:		0,047 g	
Fo:		2,491	
Tc*:		0,233	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		332	[anni]
ag:		0,118 g	
Fo:		2,432	
Tc*:		0,285	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		682	[anni]
ag:		0,155 g	
Fo:		2,392	
Tc*:		0,293	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,011
	Kv:	0,005
	Amax:	0,519
	Beta:	0,200
SLD:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,011
	Kv:	0,006
	Amax:	0,556
	Beta:	0,200
SLV:		
	Ss:	1,000
	Cc:	1,000
	St:	1,200
	Kh:	0,038
	Kv:	0,019
	Amax:	1,394
	Beta:	0,270
SLC:		

Ss:	1,000
Cc:	1,000
St:	1,200
Kh:	0,050
Kv:	0,025
Amax:	1,821
Beta:	0,270

PARAMETRI SISMICI – RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Sito in esame.

latitudine:	44,208087
longitudine:	9,753085
Classe:	3
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17817	Lat: 44,2249	Lon: 9,7230	Distanza: 3041,286
Sito 2	ID: 17818	Lat: 44,2271	Lon: 9,7927	Distanza: 3797,136
Sito 3	ID: 18040	Lat: 44,1771	Lon: 9,7957	Distanza: 4837,931
Sito 4	ID: 18039	Lat: 44,1749	Lon: 9,7261	Distanza: 4268,243

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B		
Categoria topografica:	T2		
Periodo di riferimento:	75anni		
Coefficiente cu:	1,5		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		45	[anni]
ag:		0,053 g	
Fo:		2,494	
Tc*:		0,242	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		75	[anni]
ag:		0,065 g	
Fo:		2,506	
Tc*:		0,260	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		712	[anni]
ag:		0,157 g	
Fo:		2,389	
Tc*:		0,294	[s]
Prevenzione dal collasso (SLC):			
Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		1462	[anni]
ag:		0,199 g	
Fo:		2,378	
Tc*:		0,304	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,460
St:	1,200
Kh:	0,015
Kv:	0,008
Amax:	0,746
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,200
Cc:	1,440
St:	1,200
Kh:	0,019
Kv:	0,009
Amax:	0,920
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,200
Cc:	1,410
St:	1,200
Kh:	0,054
Kv:	0,027
Amax:	2,219
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,400
St:	1,200
Kh:	0,069
Kv:	0,034

Amax: 2,813
Beta: 0,240



Nodi del reticolo sismico di riferimento della zona in esame

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= βs×(amax/g)
Kv=±0,5×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.

15 – VERIFICHE DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO – VERIFICHE DI DETTAGLIO

15.1 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 e/o il piano idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Per lo scivolamento dei piani 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.

L'analisi tramite questo software ha permesso di verificare le condizioni di stabilità dei fronti posti a N260/70 (direzione principale dei fronti della cava) aventi altezza di circa 20 m. Si sono quindi posti i parametri geomeccanici Vd, presenza di acqua lungo i giunti e l'effetto sismico.

1) Fronte 260/70 e H=20 m

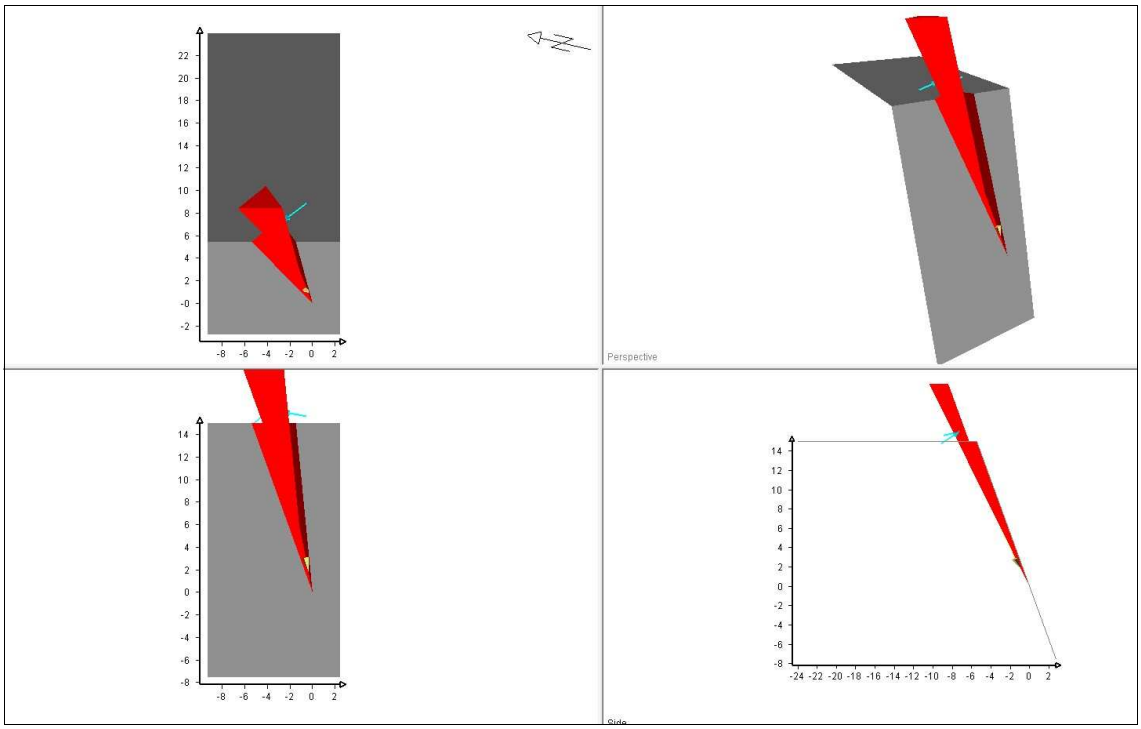


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K2 indagato

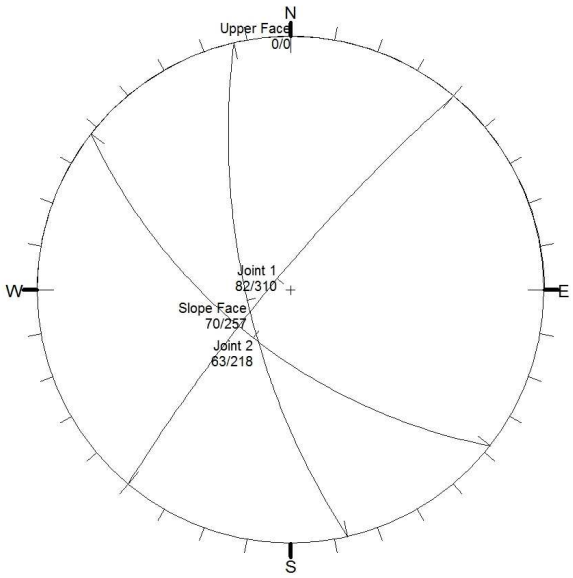


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K2 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**1.47**

Wedge height(on slope)=20 m
Wedge width(on upper face)=2.41369 m
Wedge volume=37.8626 m3
Wedge weight=100.336 tonnes
Wedge area (joint1)=31.8181 m2
Wedge area (joint2)=40.4845 m2
Wedge area (slope)=50.0801 m2
Wedge area (upper face)=5.6794 m2
Normal force (joint1)=9.63813 tonnes
Normal force (joint2)=41.503 tonnes
Driving force=93.5393 tonnes
Resisting force=124.072 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.09 tonnes/m2
Water force on joint1=2.86363 tonnes
Water force on joint2=3.64361 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=5.0168 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=61.9163 deg, trend=235.271 deg
length=22.669 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=21.4228 m
Joint2 on slope face=22.4508 m
Joint1 on upper face=3.15084 m
Joint2 on upper face=3.6072 m

Maximum Persistence:
Joint1=22.669 m
Joint2=22.669 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 12.0199 deg
J1&Crest on slope face = 96.537 deg
J1&Crest on upper face = 50 deg
J2&Crest on slope face = 71.4431 deg
J2&Crest on upper face = 42 deg
J1&2 on upper face = 88 deg

Joint Set 1 Data:

dip=82 deg, dip direction=310 deg
cohesion=1.26 tonnes/m2, friction angle=32.81 deg

Joint Set 2 Data:

dip=63 deg, dip direction=218 deg
cohesion=1,45 tonnes/m2, friction angle=32.81 deg

Slope Data:

dip=70 deg, dip direction=260 deg
slope height=20 meters
rock unit weight=2.65 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=NO

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.05
Direction=line of interesection J1&J2
trend=235.271 deg, plunge=61.9163 deg

Wedge Vertices:

Coordinates in Easting,Northing,Up Format
1=Joint1, 2=Joint2, 3=Upper Face, 4=Slope
Point 124: 0, 0, 0

Point 134: 6.75, 3.67, 20
Point 234: 5.93, 8.3, 20
Point 123: 8.77, 6.08, 20

I fattori di sicurezza ottenuti per i potenziali cunei, isolati dai sistemi di discontinuità studiati hanno Fs pari a 1,47(>1).

Nelle verifiche sono stati utilizzati i parametri ridotti come previsto dalle NTC 08 e come riportato nei precedenti capitoli; acqua lungo i giunti e l'effetto sismico; inoltre, il valore della coesione lungo i giunti è stata ridotta ad 1/2 del valore calcolato, ai fini della sicurezza.

Utilizzando il valore per intero si ottiene un valore di Fsmin pari a 2,59.

In base ai risultati ottenuti è possibile affermare che i fronti di cava, che hanno altezza media di **20** metri, sono stabili.

15.2 Analisi di ribaltamento colonnare

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

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

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* (figura Aa) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura B); il *block-flexure toppling* (figura. Ac e figura B) caratterizzato da flessione pseudo continua di colonne (anche in questo caso determinate da un pseudo stratificazione verticale) già interessate da numerosi giunti trasversali che, raddrizzati a seguito della flessione, possono dar luogo a successivo scivolamento.

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

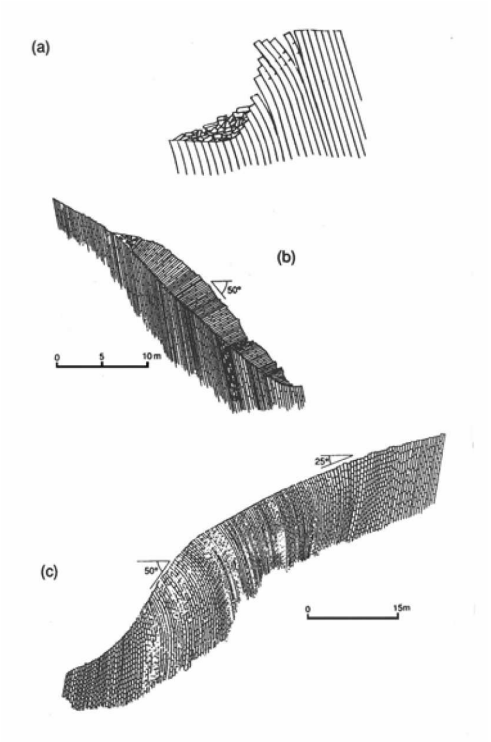


Fig. A - Tipologie di toppling a)b)c) (Cruden & Varnes, 1996)

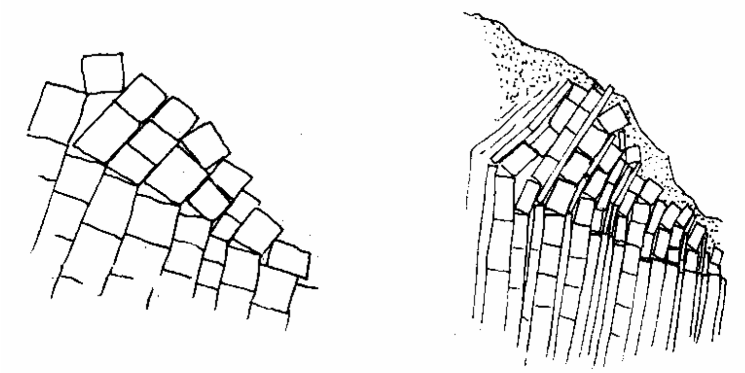


Fig. B - Block toppling a sinistra e block flexural toppling a destra

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

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

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

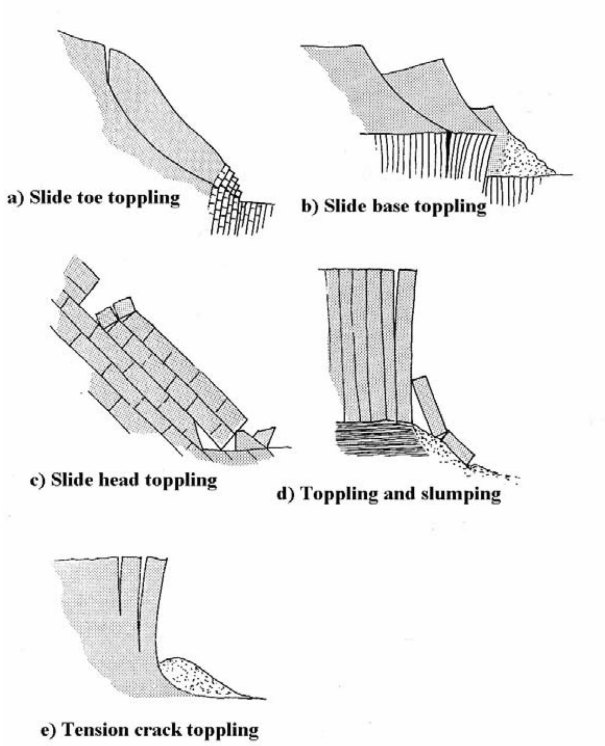


Fig. C - Tipologie secondarie di toppling (Hoek & Bray, 1981)

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

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

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

Infatti, nel caso riguardante il fronte principale della cava (circa 260/70) i poli potenzialmente instabili appartengo alla famiglia K2 e K1 quando interagiscono la famiglia K3 (stratificazione) posta alla base, data però l'orientazione a reggipoggio della stratificazione tale fenomenologia non interessa i fronti di scavo.

15.3 Verifica di 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 γR=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)

I calcoli sono stati effettuati sulla sezione 2, ritenuta la più critica in assoluto; si sono verificate varie fasi di lavoro, la Prima Fase- sottofase "C" (che è quella relativa all'apertura complessiva del fronte con gradoni alti circa 20 metri in fase progressiva di sbasso e profilatura), la Seconda Fase (in cui la parte superiore del fronte è già stato definito) e la Sesta Fase (o Stato Finale degli scavi - relativa alla fine degli scavi e dove buona parte del fronte è già stato sistemato e con gradonatura definitiva).

La metodologia utilizzata per la verifica è il Metodo dei conci elaborato da Bishop.
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

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

Complessivamente le incognite sono *(6n-2)*.

mentre le equazioni a disposizione sono:
- Equazioni di equilibrio dei momenti *n*
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale *n*
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale *n*
- Equazioni relative al criterio di rottura *n*

Totale numero di equazioni *4n*

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

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

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

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

Con il metodo di Bishop (1955) non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.
Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

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

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

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

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

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

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

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

Il valore di Fsmin è risultato sempre >1, come da tabella sottostante

FASE	FS
1C	3,17
2	3,2
Finale di scavo	2,71

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 i parametri geotecnici utilizzati si sottolinea, come già specificato nei capitoli precedenti, **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 e 6.8.I delle NTC 2008.

Le elaborazioni di cui sopra sono visibili nel fascicolo Allegato alla presente Relazione Geologica.

15.4 Verifiche di stabilità di dettaglio

Al fine di verificare la stabilità di particolari situazioni si è proceduto all'analisi di dettaglio e alla successiva verifica di:

- Sistemazione ambientale dei gradoni posti a quota 287 e 273: in questo caso si è proceduto alla verifica della parte di terreno di riporto posto al di sopra della palizzata in legno prevista dal progetto; per il calcolo si è proceduto con un'analisi con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando la metodologia proposta da "Jambu" utilizzando parametri ridotti (con coesione posta a 0), accelerazione sismica e

presenza di falda temporanea inclinata verso valle;

- Riporto nella sistemazione in area CE: per la sistemazione della pista esistente in area CE si prevede il ripristino mediante riporto sino al profilo originario, si è quindi proceduto alla verifica di stabilità, nella sezione dove verrà accumulato il maggior volume di riporto, con un'analisi con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando la metodologia proposta da "Jambu" utilizzando parametri ridotti (con coesione pari a 0), accelerazione sismica e presenza di falda temporanea inclinata verso valle;
- Scarpata in roccia pista di accesso a quota 128 m: per la nuova pista in progetto di collegamento con la strada provinciale si prevede uno scavo in trincea, si è quindi proceduto alla verifica di stabilità, nella sezione considerata potenzialmente più pericolosa, con un'analisi con il metodo dell'equilibrio limite utilizzando la metodologia proposta da "Jambu", utilizzando parametri ridotti, accelerazione sismica. Le superfici di scivolamento ricalcano l'andamento degli strati posti a franapoggio/traverpoggio lungo il pendio interno della strada.

Tutte le verifiche effettuate, visibili in Alelgato 4a) sono risultate soddisfatte con **Fs>1** e pertanto i pendii in terra e roccia esaminati sono da considerarsi stabili.

15.5 Verifica caduta massi

Al fine di valutare il pericolo di caduta massi si sono effettuate diverse simulazioni, riportate dettagliatamente in allegato.

Le simulazioni di caduta massi sono state realizzate tramite il software Geostru Georock, utilizzando il metodo *CRSP (Colorado Rockfall Simulation Program)* è stato messo a punto da *Pfeiffer e Bowen* (1989), dettagliatamente descritto negli allegati.

Le verifiche sono state realizzate sulla sezione 2, ritenuta la più significativa e la più critica, sia nella Prima Fase - sottofase "C" che nella Fase Finale di scavo.

Sono stati realizzati vari lanci, considerando blocchi da "grandi" a "molto grandi" (2m) e di dimensioni il più possibile atte al rotolamento (sferoidali), in vari punti della sezione sottoposta a verifica.

A favore di sicurezza si è inoltre ipotizzato che i massi avessero velocità inerziale, sia orizzontale che verticale di 3 m/sec.

In tutti i casi studiati i blocchi si sono fermati contro i valli/barriere di protezione in terra e pietrame posizionati vicino al bordo dei gradoni e/o dei piazzali, così come riportato nelle varie tavole progettuali.

Detti valli/barriere di protezione hanno forma trapezoidale, con almeno 2 m di base, 1,5 m di altezza e 0,5 m alla testa. Presentano un nucleo formato da massi e pietrame, mentre a tergo vi è terreno detritico per assorbire al meglio l'energia cinetica degli ipotetici blocchi.

Il terreno è posto anche sulla parte frontale per permettere la piantumazione di essenze arbustive e la semina di erba per mitigare l'impatto visivo. Tali barriere sono utili anche per mitigare il rumore verso l'esterno.

16 – VERIFICHE DI STABILITA' DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

16.1 Morfologia del rilevato e caratteristiche del materiale

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

La ricomposizione morfologica nella parte medio – bassa del sito di cava prevede, una volta smontato l'impianto di lavorazione inerte, la realizzazione di un rilevato che dalla quota del piazzale finale (112 m) si porta sino al gradone di quota 160 m.

Come si evince dai grafici progettuali, detto materiale sarà contenuto in parte all'interno delle pareti rocciose di scavo e presenterà una scarpata finale profilata secondo tre gradoni rispettivamente a quota media 130 m - 145 m e 160 m.

I gradoni hanno altezza media di 15 metri, una larghezza media di 6 metri e sono dotati di canalizzazioni di raccolta delle acque, mentre al bordo è presente una banchina di sicurezza di almeno 80 cm di altezza e larga circa 1,2 metri.

La scarpata finale del gradone ha una pendenza media di 30° e quella media del fronte è dell'ordine di 15°, così da garantire, oltre che la sicurezza e stabilità dell'opera, anche un facile attecchimento della vegetazione.

Alla base delle scarpate del riporto sarà posto un letto di pietrame (ghiaie e ciottolame) di circa 80 cm di larghezza e 10 – 15 cm di spessore avente la sola funzione antierosione così da evitare anche l'intasamento della canalizzazione.

Il riempimento dovrà iniziare a partire dal piazzale a quota attuale 112 m con contestuale smantellamento degli impianti esistenti mentre verranno mantenuti i manufatti mobili sino al completamento della sistemazione.

Prima di iniziare lo sversamento del materiale sul piazzale di base sarà steso (per lotti progressivi in rapporto al riempimento da eseguirsi) un livello drenante e relative trincee drenanti con scarico alla vasca di sedimentazione; altro livello drenante e relative trincee saranno realizzate sul rilevato a quote superiori, come meglio specificato nel paragrafi successivi.

Per illustrare le fasi del riporto sono state elaborate distinte fasi, visibili nelle tavole progettuali.

L'accessibilità alle varie quote dei piazzali del riporto in formazione avverrà sempre dalla pista tracciata sul lato destro e utilizzata per gli scavi, la cui pendenza è compatibile con i mezzi di trasporto.

Con la prima fase di riempimento (Settima Fase) si prevede la formazione del piano del primo gradone (quota 130 m) e l'inizio del secondo; la scarpata verso il piazzale è provvisoria poiché si prevede, alla fine dei lavori, la sua definitiva riprofilatura anche con il riempimento del piazzale rimanente sino alla pista di accesso.

Salvo diversa indicazione della D.L. lo sversamento del materiale procederà da sud verso nord – nord/ovest.

Al completamento del primo gradone si procederà immediatamente alla sistemazione provvisoria della scarpata con la semina di essenze erbacee antierosione.

Con la successiva fase (Ottava Fase) sarà completato il secondo gradone a quota 145 m e profilata e sistemata definitivamente la scarpata.

Progressivamente e in modo analogo (Nona Fase) si procederà alla realizzazione del gradone

finale a quota 160 m con addossamento di materiale verso la scarpata del gradone sovrastante.

La fase definitiva (Decima Fase) prevede la profilatura della scarpata di base con la formazione di una scarpata unica di raccordo tra il gradone a quota 130 e la pista di accesso.

Per la realizzazione del rilevato è necessario che i materiali utilizzati per l'abbancamento siano di idonea granulometria, curando la messa in opera in strati di spessore non superiore ai 50 cm e mediante adeguata compattazione.

16.2 Verifica di stabilità

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

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

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

Per questo punto si fa presente che nel progetto autorizzato della cava sono già descritti questi elementi e che il conferimento dei nuovi materiali non altera le condizioni già assentite poiché le caratteristiche geotecniche degli stessi sono del tutto favorevoli e non modificano negativamente quanto già autorizzato.

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

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

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

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

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

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

Come caratteristiche di resistenza dei materiali si sono considerati i valori caratteristici di angolo di attrito (Φk, come disposto nel cap. 6 par. 6.3.4 della Circolare 617/2009, Consiglio

Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, ridotti come da calcolo per i valori di progetto Vd), la coesione è stata considerata nulla e per sicurezza è stata ipotizzata la presenza di una falda acquifera temporanea inclinata verso valle. I valori sono stati ulteriormente ridotti, utilizzando i parametri di progetto Vd.

Le verifiche di cui sopra sono eseguite con programma Slope 2010 della Geostru - Software ed i risultati sono visibili nei grafici e tabelle allegate. A favore di sicurezza si è usato un valore minimo di angolo di attrito (35° - ridotto poi tramite il calcolo dei Vd, **29,26**°), coesione pari a zero ed è stata ipotizzata la presenza di una falda inclinata verso valle.

Dalle elaborazioni delle linee di scivolamento testate, visibili in allegato, si ottengono coefficienti di sicurezza minimi sempre maggiori di 1 (Fsmin=1,3699 – sezione 2 e 1,5948 – sezione 3) e quindi la stabilità globale della scarpata è verificata, così come previsto dalla normativa.

17-CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E METEOCLIMATICHE DELL'AREALE

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

- Calcolo degli apporti idrici (P):

Il calcolo delle precipitazioni atmosferiche medie sull'areale in esame, che sostanzialmente comprende la media val di Vara, è stato desunto dai dati delle stazioni pluviometriche riportati sugli Annali del Servizio Idrologico che coprono una vasta area attorno al siti di cava.

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

Il periodo considerato per calcolare l'afflusso meteorico medio (anni idrologico medio) è stato il ventennio 1957 – 1977 (i dati sono riassunti nelle tabelle allegate) confrontato e rapportato con il trentennio 1921 – 1950.

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

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

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

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

- Calcolo dell'evapotraspirazione reale (Er):

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

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

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

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

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

Per il calcolo dell'evapotraspirazione annuale è stata utilizzata la formula di Turc che è in funzione dell'altezza della pioggia annua (P) e del parametro (L) che si ricava in funzione della temperatura media annua (formula valida per P/L < 0.316). Per confronto è stata utilizzata anche la formula di Coutagne.

I valori per le varie stazioni termometriche considerate sono riportati nelle tabelle allegate, mentre per quanto riguarda specificatamente il sito in esame si ha: P = 1650 mm L = 686,4 e il valore dell'evapotraspirazione risulta Er = 638,4 mm/a.

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

- **Calcolo dell'infiltrazione (I):**

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

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

In particolare, facendo riferimento all'area di cava, poiché la zona sarà oggetto di ricomposizione morfologica con versante a media acclività (10 – 15 gradi circa) ed il materiale posto a dimora è assimilabile ad un deposito di falda / accumulo detritico costituito da frammenti litoidi in matrice limosa – sabbiosa, il coefficiente d'infiltrazione potenziale (C.i.p.) che si ricava è pari al 50%.

Pertanto la quantità d'acqua media che potenzialmente s'infiltra all'anno risulta: I = (P – Er) x C.i.p. = (1650 – 638,4) x 0,50 = 505,80 mm/a.

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

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

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

P = Er + R + I, da cui R = P – (Er + I) = 505,80 mm/a.

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

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

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

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

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

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

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

Per evitare che quest'acqua possa instaurare accumuli idrici, e quindi sovrapressioni, si prevede il suo smaltimento attraverso la realizzazione di un sistema drenante composto da un letto drenante omogeneo su tutta la superficie, avente uno spessore di circa 20 cm, convogliante in trincee drenanti disposte a ventaglio con interasse medio di 25 metri.

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

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

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

Sulla base di questi elementi ed imponendo come dato progettuale di avere un'altezza massima dell'acqua entro lo strato drenante di Mmax = 3 cm in modo da garantire un efficace drenaggio, si ricava:

q/Kd = 3,659 x E10-4 cm/sec.

Considerando, per sicurezza, un interasse tra le trincee drenanti di 25 metri (Oweis – Khera), per avere un adeguato coefficiente di efficienza sulla captazione delle acque d'infiltrazione, una lunghezza delle stesse di 60 metri, la portata massima Q affluente al dreno sarà:

Qmax= 1,18 x 10E-2 mc/sec.

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

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

La portata smaltibile dalla trincea Qt è maggiore di quella massima affluente al dreno (Qt/Qmax = 3,70) e pertanto il sistema è verificato.

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

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

Oltre ai calcoli di cui sopra, per completezza d'indagine, viene affrontato anche il problema della saturazione superficiale che si ha in presenza di terreni a bassa permeabilità in occasione di intense e brevi piogge, e che costituisce una condizione negativa per la stabilità dello strato di terreno (modello Green – Ampt) poiché tendono a formarsi delle sovrapressioni neutre.

E' noto, infatti, che la velocità di avanzamento del fronte saturo nel sottosuolo diminuisce al procedere del fenomeno d'infiltrazione e tende, nel tempo, ad avvicinarsi asintoticamente alla

conducibilità satura del materiale.

Per innescare un processo di saturazione a partire dalla superficie, l'intensità della pioggia "P" deve risultare maggiore o uguale alla conducibilità idraulica satura del terreno superficiale (P>k), e la durata della pioggia T deve essere maggiore del tempo necessario per raggiungere la condizione di formazione del fronte saturo.

Chiaramente, maggiore sarà la permeabilità del terreno e minore sarà la possibilità che si formi la saturazione dello strato superficiale, poiché il fronte saturo tende a raggiungere profondità più elevate (oltre un metro).

Senza entrare in merito a complessi calcoli teorici, preme sottolineare che, da studi specifici, la possibilità che si formino falde effimere superficiali e che si possano innescare processi di saturazione avviene più frequentemente con terreni aventi una permeabilità K < 10 E-3 cm /sec ed in occasione di eventi meteorici con una pioggia intensa P > 45 mm/h.

La profondità raggiunta dal fronte saturo varia tra 50 e 200 centimetri, più frequentemente tra 50 e 80 cm.

Per evitare che il fenomeno in questione possa verificarsi nel riporto in progetto e, nel contempo, garantire la regolare infiltrazione delle acque, lo strato superficiale della scarpata di ricomposizione ambientale, sarà realizzata con materiale più grossolano (composizione media: frazione ghiaiosa = 40%; sabbia 20%; limo e frazione argillosa 40 %) in modo da avere una permeabilità superiore a quella sopra citata (K > 10 E-3 cm/sec).

Detto strato, che avrà uno spessore di due metri (nella parte superiore sarà composto da terreno pedologico – vegetale), permetterà di far infiltrare le acque in profondità senza la formazione di sovrapressioni neutre, in modo tale da garantire anche un'adeguata riserva idrica per la vegetazione che sarà impiantata.

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

19-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 30 - 50 di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che le resistenze più basse, siano compatibili con parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche;

- In fase di formazione dei gradoni (almeno ogni 10 metri di spessore riportato) è necessario fare verifiche geotecniche della compattazione del materiale con prove specifiche, tipo proctor e penetrometrie;

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

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

- Man mano che i vari ripiani saranno giunti alle quote di progetto, si dovrà procedere

alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree.

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

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

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

20-REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE SUPERFICIALI

20.1 - Premessa

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

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

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

Si sottolinea che data la morfologia naturale dei luoghi e dalla conformazione che viene data alla cava nello stato finale, i bacini imbriferi sottesi alle varie canalizzazioni, salvo la parte inferiore che comprende parte del rilevato di ricomposizione ambientale, sono piccoli e pertanto anche le quantità d'acqua piovana in gioco sono modeste.

Stante la conformazione a displuvio del versante le acque piovane che ad oggi cadono nell'ambito della zona di cava in progetto, scorrono rapidamente a valle raccogliendosi negli impluvio laterali sia a nord che a sud e lungo la cunetta e relativi scarichi della sottostante provinciale.

Preme comunque ribadire, 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.

20.2 - Bacini imbriferi e calcolo delle portate di massima piena

Facendo riferimento alla Carta dei Bacini Imbriferi allegata, l'areale sotteso alla cava è stato suddiviso in 6 sottobacini definiti con le lettere A – B – C – D – E e F, di cui quattro defluiscono direttamente nell'impluvio al limite sud della cava.

I bacini A – B – C – D, che riguardano la porzione di cava medio – alta ed il versante sino al crinale sotteso, comprendono l'areale dei gradoni in roccia mentre i bacini E ed F si riferiscono prevalentemente al rilevato di ricomposizione ambientale.

Le acque raccolte nei bacini defluiscono separatamente nelle vasche di sedimentazione poste ai vari livelli in modo da far defluire le acque piovane direttamente negli impluvi naturali senza addurle tutte alla vasca principale d'entrata e alla canalizzazione della strada

provinciale.

Facendo riferimento alla cartografia le superfici dei vari bacini sono:

Bacino A = 0,0132 Kmq

Bacino B = 0,0136 Kmq

Bacino C = 0,0146 Kmq

Bacino D = 0,0066 Kmq

Bacino E = 0,0249 Kmq

Bacino F = 0,0186 Kmq.

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

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

Bacino A) Q max = 0,73 mc/sec

Bacino B) Q max = 0,75 mc/sec

Bacino C) Q max = 0,80 mc/sec

Bacino D) Q max = 0,41 mc/sec

Bacino E) Q max = 1,25 mc/sec

Bacino F) Q max = 0,98 mc/sec.

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

20.3 - Verifiche idrauliche e tipologia delle canalizzazioni

In considerazione di quanto sopra le verifiche idrauliche sono state eseguite lungo le canalizzazioni principali sottese ai bacini con maggior portata rispettivamente per i gradoni in roccia e per il rilevato e precisamente nelle sezioni di chiusura dei bacini E (per il rilevato) e C (su roccia), ed indicate con i numeri 5 e 3, 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 lungo la pista con deflusso alla vasca di sedimentazione posta sul tornante a quota 253 m ed ha dimensioni di testa di 100 cm, base 50 cm e profondo 60 cm; l'altra, realizzata con canalette prefabbricate in acciaio semicircolari in lamiera d'acciaio ondulata poste lungo i gradoni sino alla vasca a quota 125 m.

Si è preferito utilizzare la canaletta d'acciaio ondulata con sezione semicircolare di raggio 70 cm (tipo Fracasso con luce 1,40 m – spessore 2,7 mm – peso totale per canaletta di 21,50 Kg) (che sarà posta anche lungo la scarpata al limite nord del riempimento a partire da quota 146 m) poiché più idonee ad essere collocate sulle zone di riporto (o contatto riporto – roccia) al posto di strutture rigide.

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

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

Sui gradoni in roccia le canalette saranno realizzate direttamente su substrato litoide tracciando canali a forma grossolanamente trapezoidale con larghezza di base 60 cm, di testa 120 cm e 60 cm di profondità.

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

Infine, le acque della vasca n. 6 (quota 109 m circa) saranno avviate al torrente tramite il tombino esistente della strada provinciale posto in prossimità dell'entrata di cava e che probabilmente avrà bisogno di essere verificato nella sua integrità e pulito a seguito delle piogge alluvionali del 2011, così da garantire la portata ivi defluente.

Anche le acque delle altre vasche di sedimentazione poste ai vari livelli della cava saranno convogliate direttamente al fosso naturale con idonea canalizzazione evitando di creare erosioni del versante.

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

Sezione C)

La sezione sottende un bacino (C) di 0,0146 Kmq e la portata massima da smaltire è di Q = 0,80 mc/sec.

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

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

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

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

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

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

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

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

- portata fosso Q = V x S = 1,83 x 0,58 = 0,98 mc/sec > 0,80 mc/sec

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione è verificata, garantendo pertanto un idoneo franco idraulico. In modo analogo vengono dimensionate le altre canalette in roccia che, dovendo convogliare portate inferiori, saranno a maggior ragione verificate.

Sezione E)

Sempre facendo riferimento alla cartografia allegata, il bacino imbrifero complessivo sotteso a questa sezione ha una superficie di 0,0249 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di 1,25 mc/sec.

La canalizzazione è di tipo semicircolare in lamiera d'acciaio ondulata e la sua posa prevede un letto di cls di circa 10 cm con raccordo laterale al terreno.

La sezione di deflusso è semicircolare con raggio 70 cm, e pendenza minima i = 1,5%; e pertanto si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,769 mq

- contorno bagnato Cb = 2,20 m

- raggio idraulico Ri = 0,35 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V = χ x RiE2/3 x iE1/2= 40x0,497x0,122 = 2,43 m/sec

- portata canale Q = V x S = 2,43 x 0,769 =1,87 mc/sec>1,25 mc/sec.

Il valore calcolato risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto anche la sezione E è verificata, garantendo un franco di oltre 30 cm.

I calcoli fatti dimostrano che gli interventi di regimazione idrica delle acque superficiali della cava 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.

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

20.4 - Vasche di sedimentazione

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

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

Come già accennato, la suddivisione dell'areale in vari sottobacini permette di mantenere una distribuzione delle acque tale da ridurre le portate e quindi la quantità di materiale portato in sospensione ed anche le dimensioni delle vasche.

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

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

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

20.5 - Calcoli dimensionali delle vasche di sedimentazione

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

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

Nel caso specifico della cava, tenuto conto del tipo di terreno (sia roccia che riporto) e considerando che è la prima precipitazione che determina il maggior afflusso di particelle in sospensione e che è anche quella maggiormente soggetta all'evaporazione, si ritiene che il quantitativo d'acqua di ruscellamento (R) non sia superiore ad 1/3 della pioggia totale.

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

Il calcolo della volumetria e la verifica delle vasche per una corretta sedimentazione viene eseguito per due dimensioni di vasche tipo rispettivamente:

- vasca sottesa al bacino C (su roccia) che ha una superficie di S = 14.650 mq;

- vasca sottesa al bacino E (su riporto e roccia) con superficie di S = 24.900 mq;

Non sono stati considerati i bacini A e B sia perché di estensione inferiore, sia perché comprendono terreni sino al crinale che rimarranno allo stato originario e che quindi non determineranno particolari quantità di materiale in sospensione.

Sulla base di questa suddivisione le quantità di acque che effettivamente ruscellano e giungono alle vasche di sedimentazione tipo risultano:

vasca sottesa al bacino C – vasca tipo C

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

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

Q = S x R /3.600 =

Q = 14.650 x 0,013 /3.600 = 0,052 mc/sec.

- La volumetria della vasca è:

- V = m 4 x 5 x 2= 40,0 mc

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

t = V/Q = 40,0 / 0,052 = 769,2 sec., pari a 12,8 minuti.

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

vasca sottesa al bacino E – vasca tipo E

In modo analogo al precedente si ha:

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

- Q = 24.900 x 0,013 /3.600 = 0,089 mc/sec.

- La volumetria della vasca è:

- V = m 7 x 4 x 2 = 56,0 mc

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

t = V/Q = 56,0 / 0,089 = 629,2 sec., pari a 10,4 minuti, sufficiente a garantire la sedimentazione delle particelle in sospensione nell'acqua.

Pertanto, tutti i bacini sottesi ai gradoni in roccia (bacini A – B – C) avranno vasche delle dimensioni del tipo C, quelle sottese ai bacini su roccia/riporto (bacini E – F) avranno dimensioni del tipo E. Solo la vasca sottesa al bacino D che è di superficie molto ridotta avrà dimensioni di 4 x 3 x 2 m.

20.6 - Caratteristiche costruttive delle vasche di sedimentazione

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

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

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

I progettisti

Dott. Geologo Gino Piaggi

Dott. Geologo Luca Piaggi

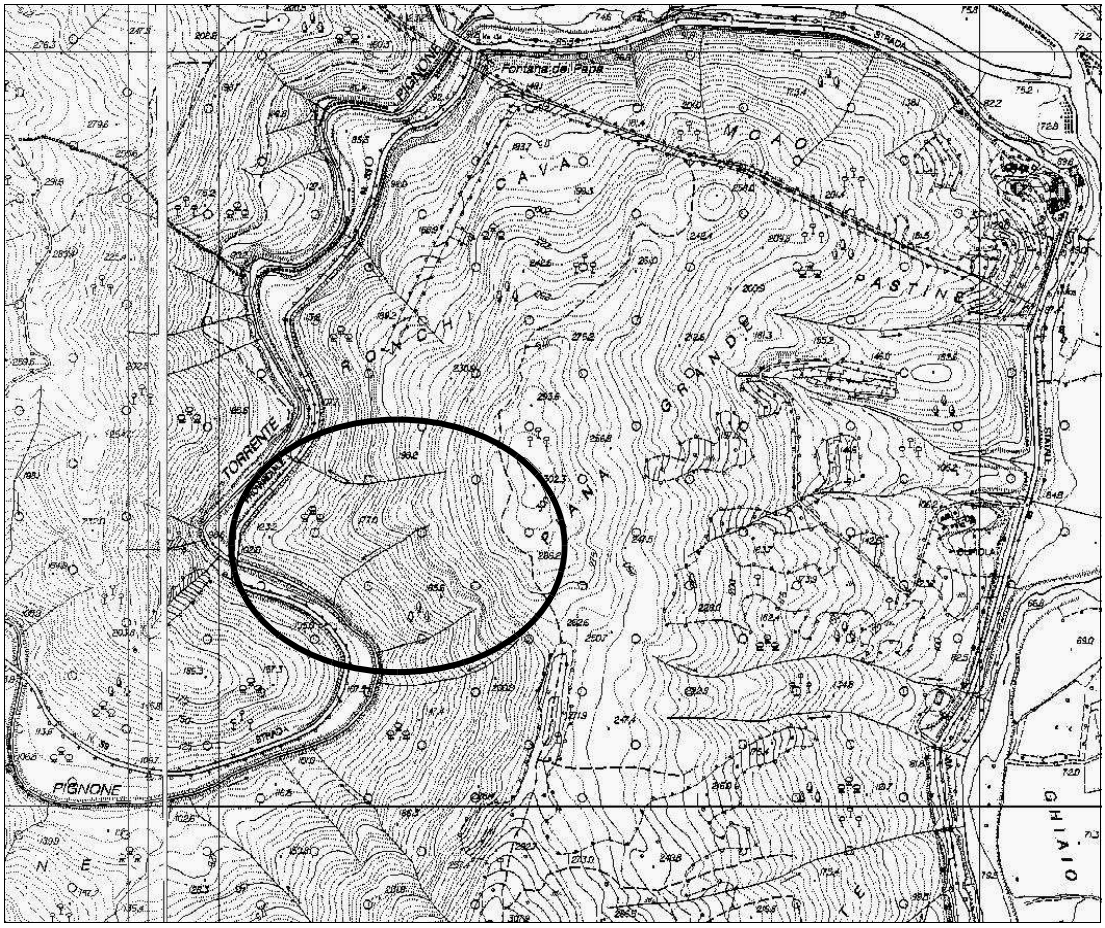
Il tecnico incaricato per la parte idraulica

Dott. Ing. Claudia Chiappino

21-BIBLIOGRAFIA

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

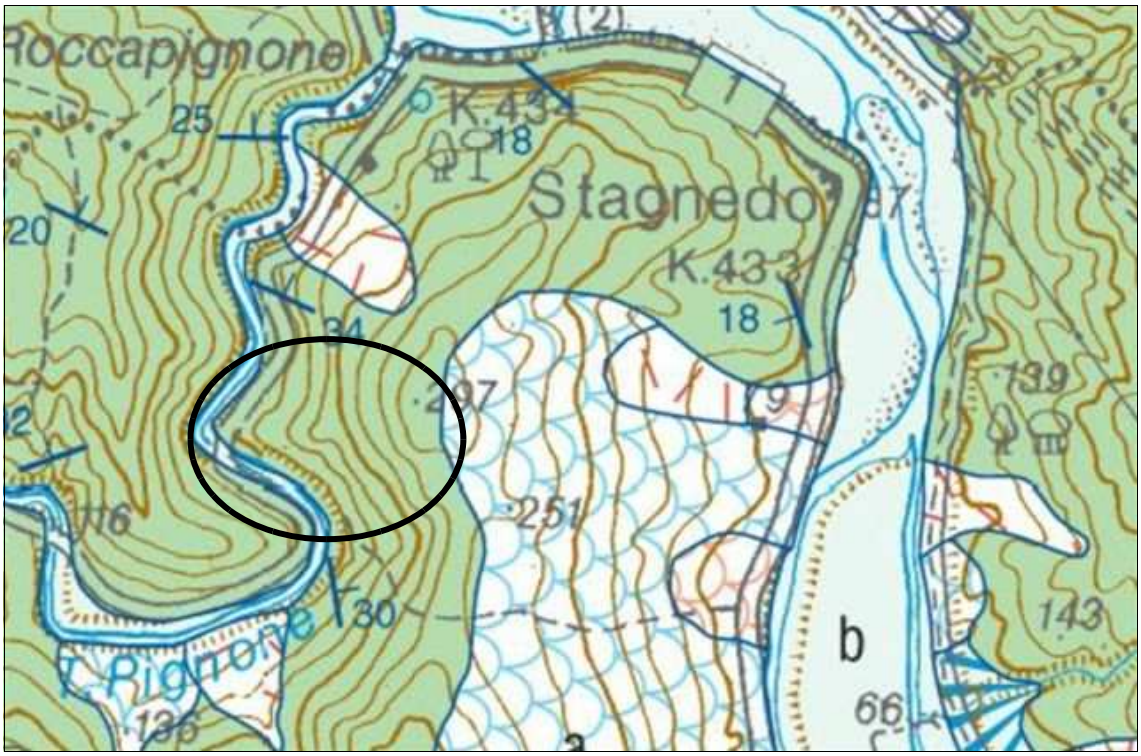
22-ALLEGATI



INQUADRAMENTO TERRITORIALE – SCALA 1:10000

LEGENDA

Area di studio

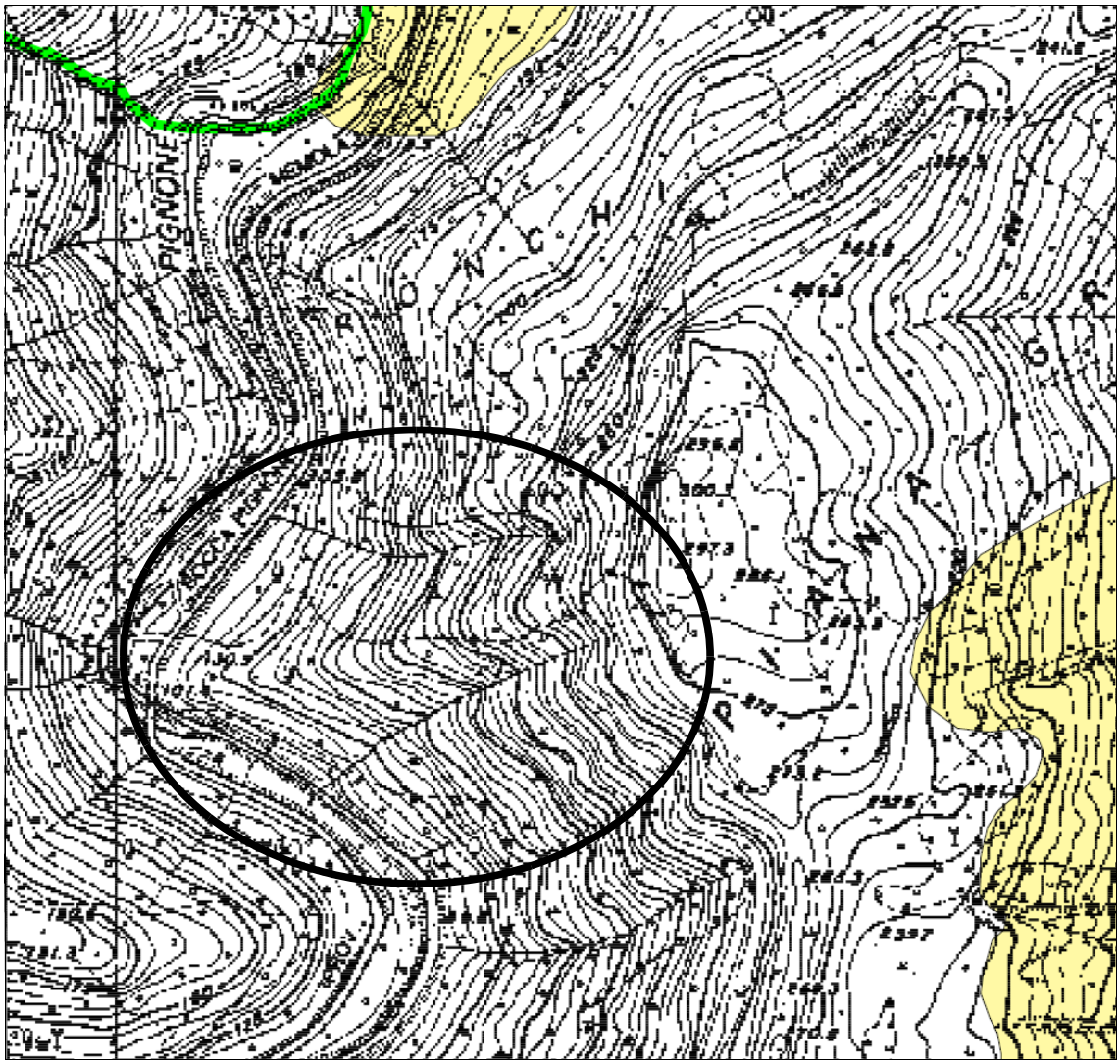


STRALCIO CARTA GEOLOGICA – DA CARTA GEOLOGICA D'ITALIA 1:50000

LEGENDA

Area di studio

b – Deposito alluvionale
a - detrito
GOT- Arenarie del Monte Gottero



STRALCIO DEL PIANO DI BACINO DEL FIUME MAGRA TAV. 3 PERICOLOSITÀ GEOMORFOLOGICA– NON IN SCALA

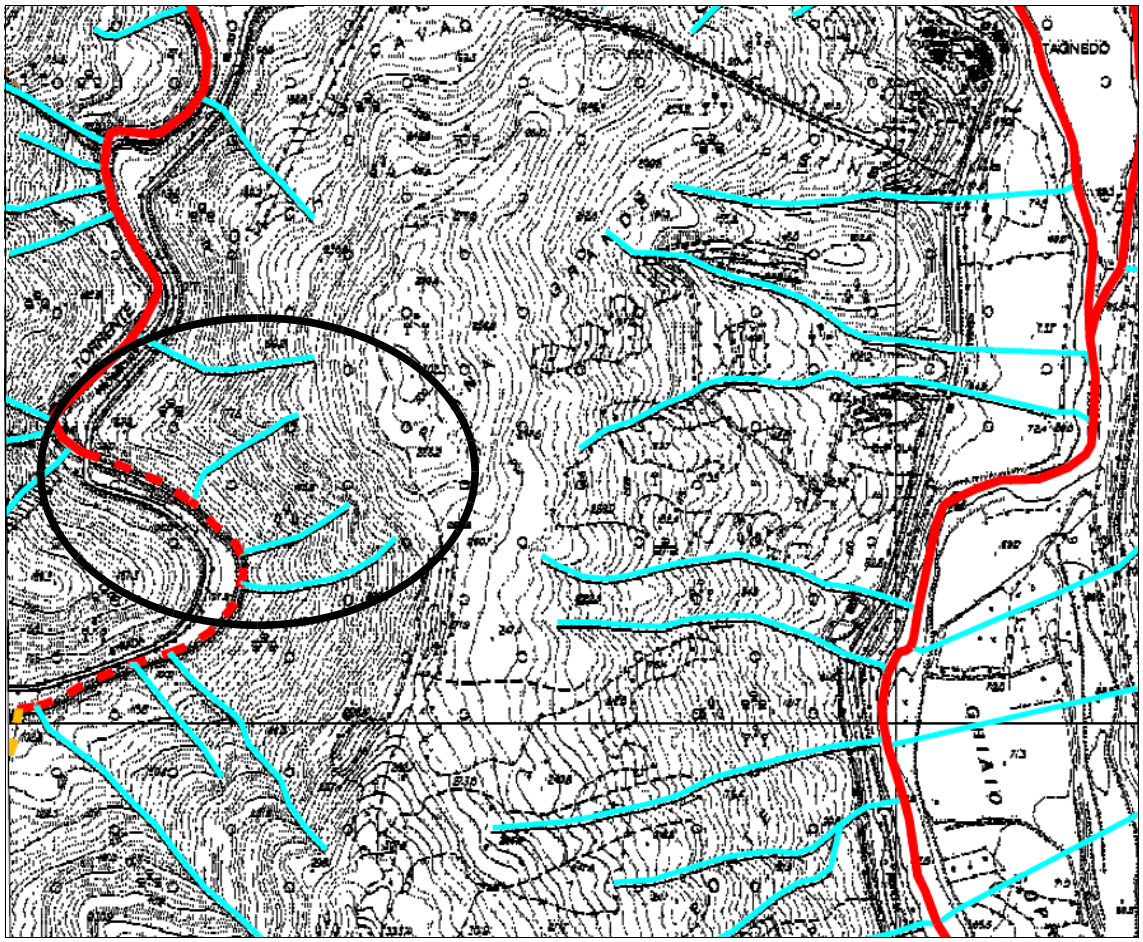
LEGENDA

Area di studio

PG4 Pericolosità geomorfologica molto elevata
(frane attive e zone di pertinenza)

PG3 Pericolosità geomorfologica elevata
(frane quiescenti e zone di pertinenza, coltri detritiche potenti assimilabili)

PG2 Pericolosità geomorfologica media
(frane inattive e zone di pertinenza, aree in dissesto artificialmente stabilizzate, DGPV, coltri detritiche, coni alluvionali, detrito di falda, aree interessate da ruscellamento diffuso)



STRALCIO DEL PIANO DI BACINO DEL FIUME MAGRA TAV. 2 RETICOLO IDROGRAFICO– NON IN SCALA

LEGENDA

Area di studio

Reticolo significativo ai fini del corretto assetto idraulico	
Reticolo Principale	tratti studiati
	tratti non studiati
Reticolo Secondario	tratti studiati
	tratti non studiati
Reticolo Minuto	tratti studiati
	tratti non studiati
Reticolo Minuto non significativo	