COMUNE DI BONASSOLA
PROVINCIA DELLA SPEZIA
REGIONE LIGURIA

CAVA ROSSOLA II

PROGETTO PER LA RIAPERTURA DI UN POLO DI MARMO ROSSO LEVANTO E SISTEMAZIONE AMBIENTALE DEL SITO

RELAZIONE GEOLOGICA, MINERARIA, DI STABILITA' E IDRAULICA

IL COMMITTENTE: DITTA C.S.E. Costruzioni srl

IL PROGETTISTA: Dott. Geol. Luca Piaggi

– ALL. 4 -

-luglio 2013-

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

INDICE

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

1-PREMESSA

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

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

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

2-NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- Decreto ministeriale 14/01/2008, Testo Unitario – Norme tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore LLPP, Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- Eurocodice 8 (98), Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture; Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (2003);
- Eurocodice 7,1 (1997), Progettazione geotecnica – Parte I: Regole generali – UNI;
- Eurocodice 7,2 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) – UNI;
- Eurocodice 7,3 (2002), Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove in sito (2002) – UNI;
- O.P.C.M. n. 3274/2003;
- O.P.C.M. n. 3519/2006 (Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche per l'aggiornamento e degli elenchi delle medesime zone);
- Legge Regionale n°4 del 22/01/1999;
- D.G.R. n. 530 del 16/05/2003 ("Individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche dei comuni della Regione Liguria");
- D.G.R. n. 1308 del 24/10/2008 ("Nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria");
- L.R. 14/1990 "Tutela e valorizzazione del patrimonio speleologico";

- DGR 141 del 15/2/2008 "Linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse;
- DGR 141 del 05/02/2010 linee guida per la progettazione, gestione e risanamento ambientale delle attività estrattive a cielo aperto e in sotterraneo e opere connesse, di cui alla DGR N°141/2008;
- Decreto Legislativo 30 maggio 2008, n. 117, Attuazione della direttiva 2006/21/CE relativa alla gestione dei rifiuti delle industrie e che modifica la direttiva 2004/35/CE;
- Legge Regionale n°12 del 05/04/2012 Testo unico sulla disciplina dell'attività estrattiva;

3-GEOLOGIA E TETTONICA – NOTE GENERALI

La cava si colloca tra il versante nord-occidentale del Monte Rossola ed il versante sud-orientale del Monte Poggio delle Gronde, alla quota media di 320 m slm, nel territorio del Comune di Bonassola.

Dal punto di vista geologico generale sul territorio esaminato sono affioranti terreni riferibili all'Unità del Bracco – Val Graveglia, allungati in direzione appenninica, perpendicolarmente alle spinte tettoniche di messa in posto.

La "zona ofiolitifera del Bracco – Val Graveglia", di cui fa parte l'area in oggetto, costituisce un'Unità tettonica geometricamente compresa tra quella del Monte Caio e quella del Monte Gottero.

La tettonica è alquanto complessa, poiché è stata oggetto di fasi tettoniche successive che spesso hanno alterato gli originali rapporti tra i terreni.

Lo stile tettonico in grande risulta avere un carattere plastico, con pieghe coricate, cui si sommano stili rigidi con faglie e fratture a carattere locale e regionale.

A livello più ristretto, nell'areale esaminato la situazione risulta caratterizzata da uno stile prevalentemente rigido, dove le fratture e le faglie hanno un ruolo determinante nell'assetto dei vari terreni.

In particolare, nell'ambito esaminato la situazione geologica e tettonica è chiara, e caratterizzata da un sistema di faglie che hanno scomposto i litotipi in grossi blocchi abbassandoli da nord - est verso sud - ovest.

Particolarmente significativo, anche ai fini della qualità del Marmo coltivato, è la faglia che attraversa con andamento ENE - WSW la zona sud della cava Rossola II e quella che si pone lungo il torrente Rossola con andamento N-S.

Praticamente quasi tutti i contatti tra la Breccia di Levanto e il Serpentino sono di tipo tettonico, e si rileva roccia fratturata, scaglie tettoniche dei due litotipi variamente dislocate.

4-CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE, IDROGRAFICHE E GEOLOGICHE DEL SITO DI CAVA

Il sito di cava si pone in posizione mediana rispetto alla riviera spezzina, incassato nella parte alta della valle del torrente Rossola, un piccolo corso d'acqua che defluisce direttamente al mar Ligure nella località di Bonassola.

La cava è aperta sulla sponda destra del torrente che in alcuni punti è notevolmente incassato nella montagna e il cui andamento è condizionato in parte da linee tettoniche e in parte dalla litologia dei terreni.

Tale torrente nasce dalle pendici di Costa Colletto ed assume un andamento circa Nord-Sud. A Sud dell'area di cava il torrente Rossola riceve numerosi rii e torrenti ed assume un andamento Nord/Ovest-Sud/Est.

Il materiale che si intende coltivare è la Breccia di Rosso Levanto che è un pregiato marmo conosciuto in tutto il mondo ed utilizzato per creare rivestimenti, pavimenti e manufatti in genere.

Si tratta di una breccia ad elementi serpentinitici, caratterizzata da pigmentazione ematitica e rinsaldata da un cemento carbonatico che può penetrare anche nel sistema di fratturazione della roccia creando delle differenti varietà di "marmo". In assenza dei processi d'ossidazione che tendono ad arrossare gli elementi di serpentino, il "marmo" è chiamato "verde Levanto" o "verde macchia":

La storia dell'estrazione di questa pietra è molto antica e secondo le documentazioni risale ufficialmente al 1191, mentre Rovereto nel suo libro "Liguria geologica" (Mem. Soc. Geol. It. 1939) ne retrodatava la conoscenza e l'uso agli Etruschi.

La cava, che è inattiva da parecchi anni in seguito a procedimento fallimentare dei vecchi proprietari, è stata aperta alcune decine di anni fa con l'estrazione di un marmo particolarmente pregiato per la sua varietà.

Dalle indagini geominerarie effettuate risulta che il giacimento che si intende sfruttare ha una buona potenzialità, dell'ordine di 64000 mc di Marmo Rosso Levanto, e pertanto rappresenta una risorsa non trascurabile nell'ambito del mercato del marmo.

Dal punto di vista geologico nell'areale affiorano formazioni riferibili all'Unità tettonica del Bracco – Val Graveglia e che comprendono terreni sedimentari e magmatici tra cui Serpentiniti, Diabase, Breccia di Rosso Levanto e del Monte Rossola e le formazioni argillose del complesso di Monte Veri.

In particolare sulla zona esaminata sono presenti i seguenti litotipi:

BRECCIA DELLA ROSSOLA (bR): breccia vulcanica poligenica ad elementi di diabase, gabbro,serpentiniti e diaspri. Gli elementi si presentano spigolosi con dimensioni variabili tra la ghiaia ed il ciottolo. Questa roccia si rinviene vastamente su tutto l'areale esaminato intercalata al diabase.

Si presenta come un ammasso disordinato di elementi in prevalenza di diabase e gabbro e subordinatamente di serpentiniti, in matrice detritica fine di disfacimento delle ofioliti.

La composizione varia lateralmente, per questo possono trovarsi zone con prevalenza di diabasi, altre con gabbri; questi ultimi in certi casi sono talmente numerosi che la breccia può essere assimilata ad un gabbro alterato e fratturato. Nell'areale detta breccia appare molto alterata, spesso trasformata in detrito.

DIABASE (Δ): Sono rocce eruttive, effusive in ambiente sottomarino, costituite fondamentalmente da due tipi di minerali, i plagioclasi e i pirosseni; componenti accessori sono magnetite, apatite, ilmenite e titanite. I diabasi sono i corrispondenti

effusivi dei gabbri e si sono formati da un magma gabbrico in giacitura subvulcanica.
Si presentano generalmente molto compatte, granulari, di colore grigio verde, se freschi, o marroncino chiaro se alterati; localmente possono avere una diffusa pigmentazione rossastra per l'ematite.

Sul territorio si trovano in diverse facies così sintetizzabili:

- massicci senza particolari strutture;
- in pillow-lava's (masse tondeggianti a forma di cuscini, ellissoidi, a pera, del diametro anche di 1,5 m, dovute al raffreddamento dell'originario magma, accumulate le une sulle altre);
- variolitici, cioè con cristalli tondeggianti di plagioclasi;
- porfirici, cioè con grossi cristalli di plagioclasio bianchi immersi nella massa microgranulare verdastra.

MARMO ROSSO LEVANTO (rL): È un'oficalcite a fondo rosso sangue tendente al violaceo, che presenta venature bianche di calcite, rari ammassi di quarzo e, a volte, zone verdi di serpentino. E' il materiale oggetto della coltivazione della cava Rossola II, che si sviluppa a fossa all'interno della breccia.
Si tratta di brecce costituite da frammenti di serpentina verde o rossastra per pigmentazione dovuta all'ematite, legati insieme da un cemento carbonatico bianco e grigio, o colorato pure in rosso, dovuto a reazioni secondarie di ossidazione.

Si hanno pertanto brecce a macchie verdi o rosso – sangue, caratteristica del litotipo merceologicamente più bello e pregiato (marmo Rosso di Levanto) utilizzato come materiale ornamentale da rivestimento.

Le brecce sono poi tagliate da vene calcitiche posteriori.

L'origine di questo litotipo è prevalentemente tettonica, cioè causata da faglie che nel loro movimento relativo hanno frantumato la roccia in posto.

L'esame delle fronti delle cave permette di rilevare che il cemento calcareo (calcare finemente cristallino) diviene sempre più abbondante dal basso verso l'alto. Alla base la breccia si presenta come una Lherzolite fratturata, con scarso cemento che riempie le fratture.

Questo è in gran parte costituito da calcite spatica bianca; solo nelle fratture più ampie vi è il calcare grigio o rosso.

In corrispondenza di molte fessure si notano microstrutture da compressione messe in evidenza dalla formazione di cristalli di pirosseno orientati dalle Lherzoliti.

Verso l'alto le fratture tendono ad allargarsi sono riempite per lo più da una breccia spigolosa di Lherzolite, di dimensioni molto variabili e senza alcuna classazione.

Questo settore della roccia forma lo strato superiore della formazione, che rappresenta la parte più pregiata che viene estratta.

SERPENTINITI (Σ): Si tratta di rocce metamorfiche, derivate cioè da trasformazione di altre rocce di tipo peridotitico, costituite essenzialmente dal minerale serpentino, generalmente massicce, non stratificate, di colore verde scuro, fino a nero, e spesso verde bluastro con aspetto peridotitico (lherzolite più o meno fresca), a frattura tagliente e scheggiosa.
Nella regione di affioramento sono presenti le seguenti varietà del litotipo:

- serpentiniti massicce di colore verde scuro – nero, molto compatte e resistenti, con cristalli di pirosseno di colore bronzo brillante e relitti di peridotiti;
- serpentiniti in facies bastitica, caratterizzata dalla presenza di pirosseno Bastite, di colore verde smorto, riconoscibile per le asperità evidenziate dall'erosione selettiva sulle superfici esposte;
- serpentiniti con steatite (talco) untuose al tatto;
- serpentiniti antigorite, di assetto scaglioso e talora scistose.

Sono pure presenti filoni rodingitici con andamento e spessore variabili.

Le serpentiniti della zona investigata fanno parte di un vasto affioramento che da Levanto, attraverso il monte Colletto, giunge sino al monte Guitarola.

Le condizioni di conservazione della roccia appaiono mediocri – discrete poiché, salvo alcune zone, sono interessate da faglie e fratture che la suddividono in placche, scaglie, poliedri, cunei.

FTANITI (f): trattasi di diaspri in sottili strati che localmente costituiscono esili livelli entro il Diabase. Un sottile livello si rinviene sul settore occidentale della zona esaminata, esternamente all'area di scavo.

DETRITO E RIPORTI:
Di norma la copertura detritica eluvio – colluviale non è particolarmente spessa, si tratta per lo più di materiale pedologico vegetale derivante dall'alterazione del substrato e dello spessore medio di 30-80 cm circa.

Nell'areale di cava il principale accumulo detritico si rileva sul versante in sponda sinistra del torrente Rossola, nell'areale di Case Rossola tra il corso d'acqua e quota 450 m circa.

Nell'ambito della zona "Ca" vi è del riporto legato all'attività estrattiva, ubicato nel settore sud del sito, al di fuori della zona di scavo.

E' costituito da materiale lapideo di varia pezzatura, spigoloso, compreso tra il ciottolo e il blocco vero e proprio, derivante dall'attività estrattiva e dalla scoperchiatura della roccia in posto.

Con riferimento alla permeabilità dei terreni sulla base delle condizioni geologiche risulta che le rocce presenti sono permeabili per fessurazione mentre il detrito è invece permeabile per porosità.

Tenuto conto di quanto sopra non vi sono falde acquifere nei livelli superficiali raggiunti dalla cava, e la circolazione idrica è di tipo anisotropo e condizionata dai contatti e dalle fratture - faglie.

5-CAROTAGGI

All'interno dell'area di cava sono stati eseguiti, dai precedenti proprietari, n°2 sondaggi a rotazione con prelievo di carote con lo scopo di individuare la reale estensione volumetrica del marmo e determinarne le caratteristiche geomeccaniche.

I sondaggi sono stati eseguiti in orizzontale sulla parte occidentale del fronte di cava rispettivamente a quota 290 m. e 315 m. e le stratigrafie sono riportate in allegato.

In sintesi i carotaggi hanno evidenziato una alternanza di oficalciti riferibili sia alla varietà merceologica del Marmo pregiato Rosso Levanto s.s. che nella varietà di Marmo verde.

Carotaggio 1:

da 0 a 3 m = oficalciti brecciate con vene calcitiche chiare di colore rossastro della matrice (merceologico: Rosso Levanto s.s.);
da 3 a 5 m = oficalciti brecciate con vene calcitiche colore verde (merceologico: Rosso Levanto Varietà Marmo Verde);
da 5 a 6 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 6 a 8 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 8 a 11 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 11 a 12 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 12 a 18 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 18 a 21 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 21 a 23 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 23 a 24,5 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 24,5 a 26,5 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 26,5 a 29 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 29 a 30 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;

Carotaggio 2:

da 0 a 4 m = oficalciti brecciate con vene calcitiche colore verde (merceologico: Rosso Levanto Varietà Marmo Verde);
da 4 a 8 m = oficalciti brecciate con vene calcitiche chiare di colore rossastro della matrice (merceologico: Rosso Levanto s.s.);
da 8 a 11 m = oficalciti brecciate con vene calcitiche colore verde (merceologico: Rosso Levanto Varietà Marmo Verde);
da 11 a 15,5 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 15,5 a18,5 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 18,5 a 20 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 20 a 21 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 21 a 24,5 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;
da 24,5 a 27,5 m = Rosso Levanto Varietà Marmo Verde;
da 27,5 a 30 m = Marmo Rosso Levanto s.s.;

Per quanto riguarda le caratteristiche geomeccaniche, i valori di RQD mostrano una percentuale di recupero variabile tra il 90% e il 50 %, e le carote risultano poco alterate.

6-RILIEVO STRUTTURALE E GEOMECCANICO

6.1 Caratteristiche di fratturazione e famiglie di discontinuità

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

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

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

Detti valori sono stati analizzati con apposito software (Dips© di Rocscience) per determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche dei principali raggruppamenti di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale.

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

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

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

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

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

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

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

- numero di famiglie
- spaziatura
- persistenza
- apertura

- caratteristiche superficiali

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

Famiglia	Imm./Inc.	Apertura (mm)	Riempimento	Frequenza (m)	Morfologia grande scala	Morfologia piccola scala	Acqua	Alterazione	Schmidt test (Mpa)
K1	304/37	1-10mm	Hf/Sf	0,5-2,5	U	sm-dr	Dy-Da	L	52
K2	161/31	1-10mm	Hf	0,5-2,5	U	sm	Dy	L	56
K3	34/37	1-5mm	Hf	0,5-5	U	sm-dr	Dy	L	52

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

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

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

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

Alterazione:
H – High
M – Medium
L – Low

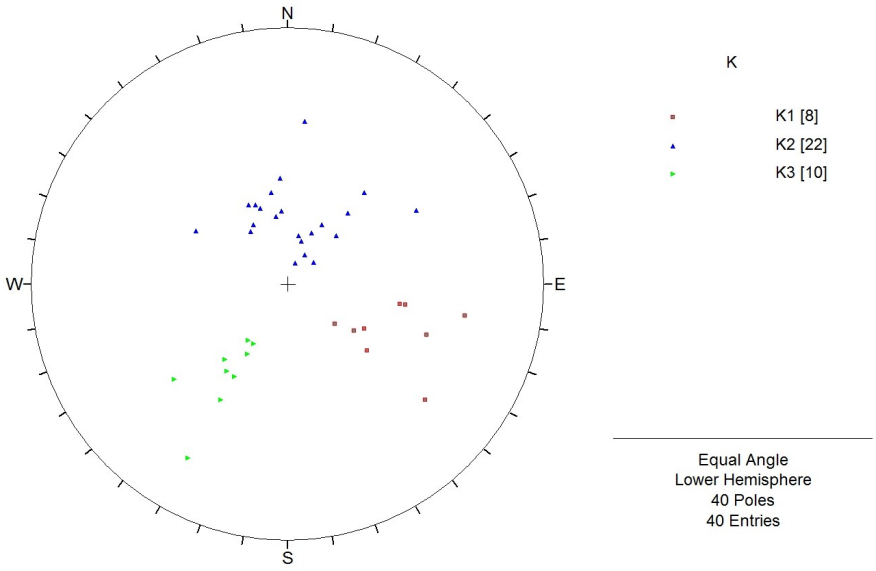


Fig. - Stereonet delle discontinuità, suddiviso per tipologia di discontinuità.

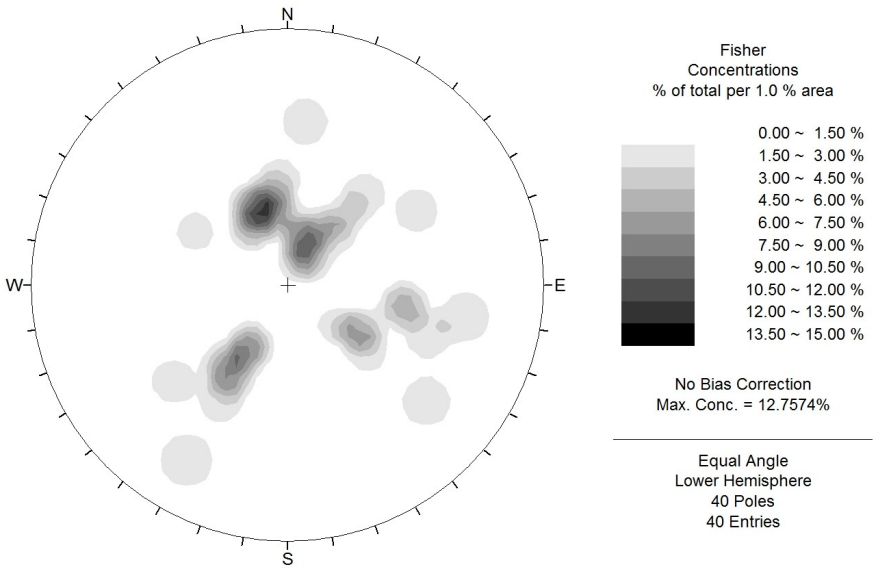


Fig. - Contour delle discontinuità.

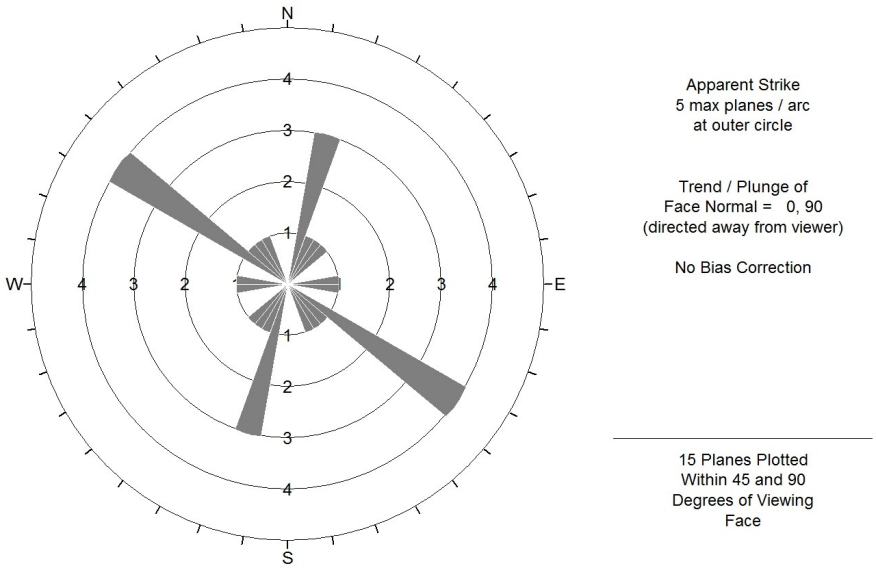


Fig. - Rose diagram.

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

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

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

Il valore così ottenuto (RMRb) viene corretto con un fattore additivo (nullo o negativo) che tiene conto dell'orientazione più o meno sfavorevole dei giunti rispetto alla direzione dei fronti.

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

Gli indici parziali sono:

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

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

A - Classification parameters and their ratings

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Streing of intact rock material	Point-load strengt index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniassial compressive strengt	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thinck OR Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thinck OR Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel lenght	None	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	>125 litres/min		
		Ratio joint water pressure / maior principal stress	0	0.0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General condition	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

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

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

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

Tutto il progetto e gli scavi si svolgono nel litotipo Rosso Levanto e nel Rosso Levanto alterato, presente nella parte alta della cava, esclusivamente nella prima fase, tutte le altre fasi si svolgono invece nel litotipo sano.

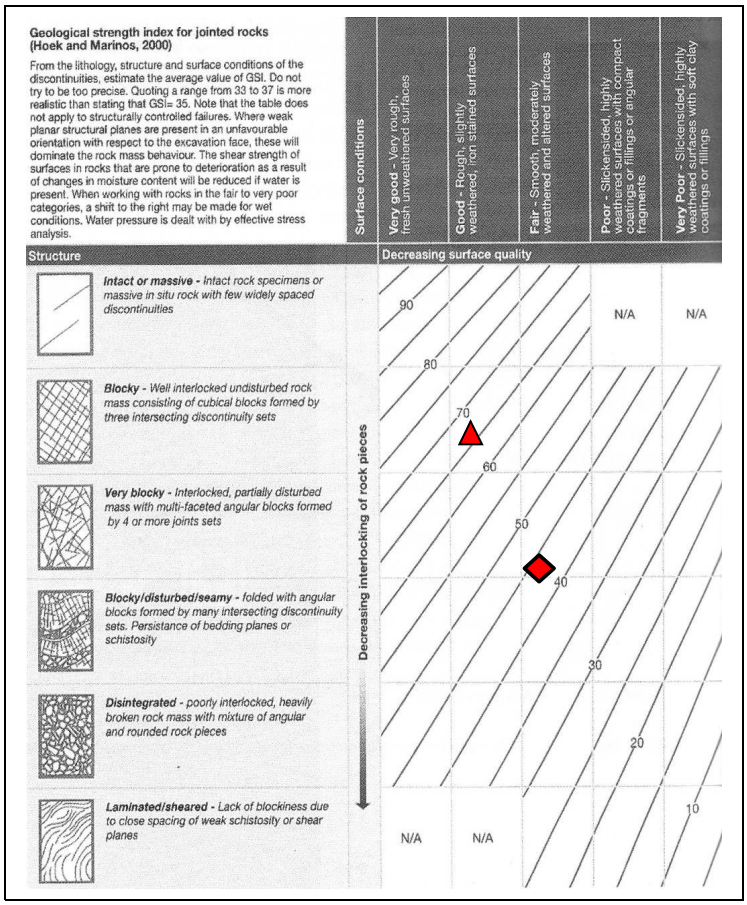


Fig. - Abaco per la stima del GSI. ▲ Rosso Levanto; ◆ Rosso Levanto alterato

Rosso Levanto	**RMR_{89}**	**Descrizione (RMR_{89})**	**GSI**
Valore rappresentativo	66	Buono (II classe)	61
Range	61-71	Buono-Discreto (II-III classe)	56-66

Rosso Levanto alterato	**RMR_{89}**	**Descrizione (RMR_{89})**	**GSI**
Valore rappresentativo	48	Discreto (III classe)	43
Range	43-53	Discreto (III classe)	38-48

7-STIMA DEI PARAMETRI MECCANICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO

7.1 Resistenza al taglio dell'ammasso

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

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

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

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

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

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

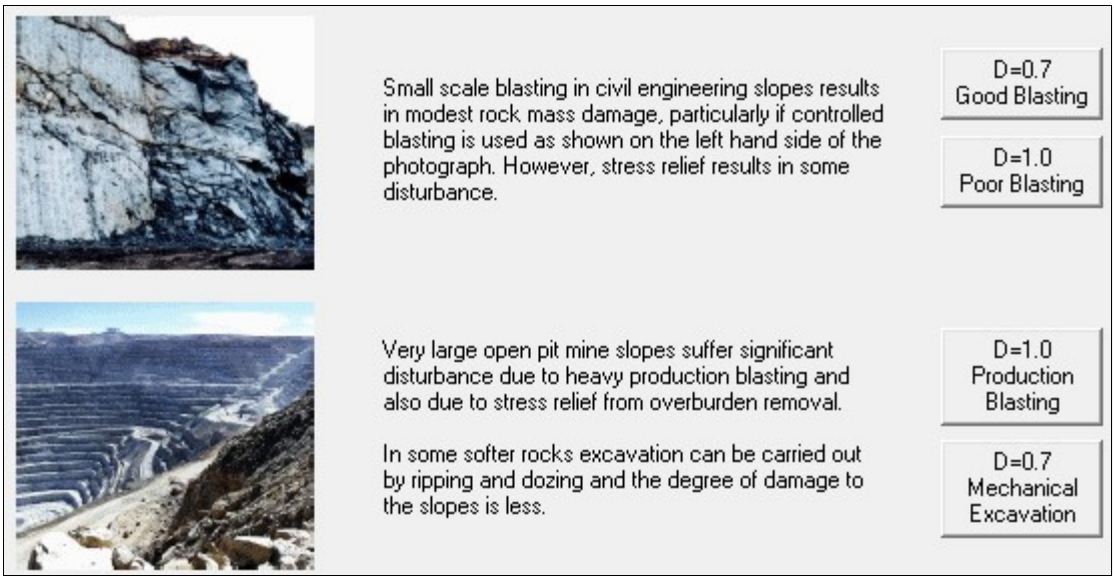
$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$$

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

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 **0,7**.

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

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

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

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

dove

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

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

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

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

$$dove$$

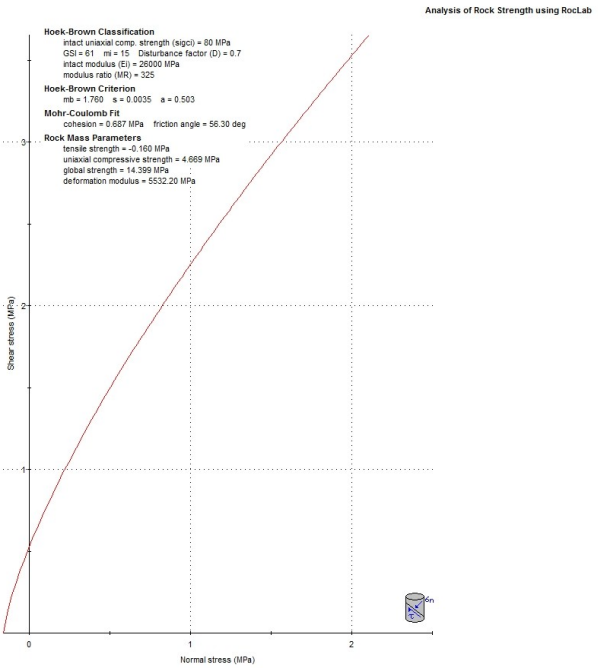
$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max}/\sigma_c$$

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

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

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

Rosso Levanto

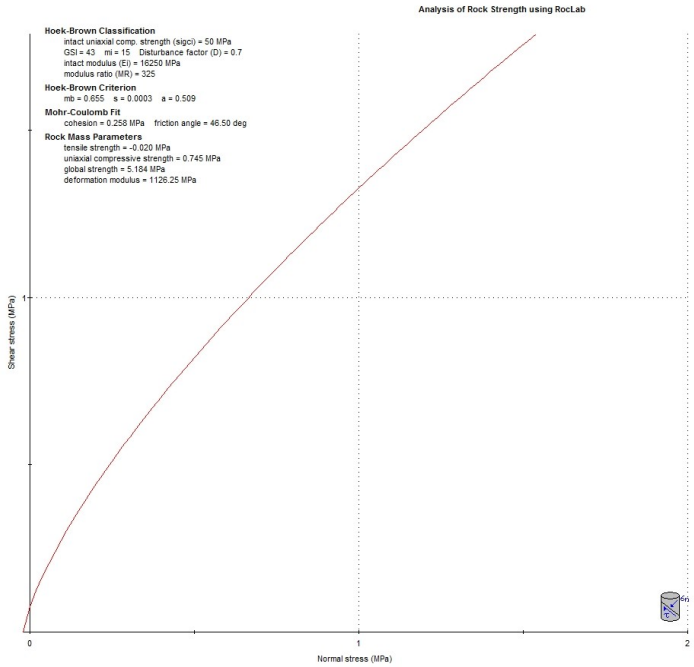


Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	56,3
Coesione (Mpa)	0,69
Peso di Volume (t/mc)	2,65-2,7
mb	1,760
S	0,00350
a	0,503
Resistenza a compressione uniassiale	700-900Kg/cmq (da dati bibliografici)

Rosso Levanto alterato



Curva caratteristica dell'ammasso roccioso.

Parametri dell'ammasso roccioso

Angolo di attrito (°)	46,5
Coesione (Mpa)	0,26
Peso di Volume (t/mc)	2,5-2,6
mb	0,655
S	0,00030
a	0,509
Resistenza a compressione uniassiale	600-700Kg/cmq (da dati bibliografici)

7.2 Resistenza al taglio lungo i giunti

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

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

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

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

Nel caso in esame, per i giunti valutati durante il rilievo geomeccanico si sono osservati valori di JRC attribuibili al range compreso tra 6 e 14. Per una caratterizzazione di resistenza si è preso a riferimento il campo **7-12** 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.

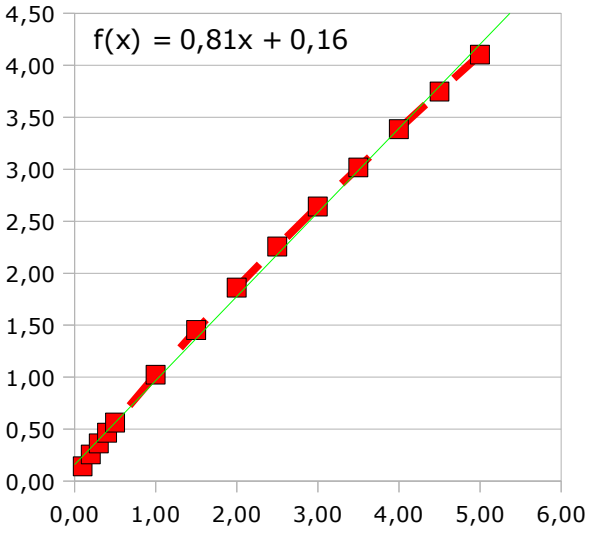
Litotipo	JRC	Comp. Uniassiale lungo o giunti (Mpa)*
Rosso Levanto	7 - 12	55
Rosso Levanto alterato	7 - 12	44

* da prove sclerometriche effettuate lungo i giunti

Rosso Levanto

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,14	54,66
0,20	0,26	51,95
0,30	0,36	50,37
0,40	0,46	49,24
0,50	0,56	48,37
1,00	1,02	45,66
1,50	1,45	44,08
2,00	1,86	42,95
2,50	2,26	42,08
3,00	2,64	41,37
3,50	3,02	40,77
4,00	3,39	40,24
4,50	3,75	39,78
5,00	4,10	39,37

tanφ	0,81
φ	**39,01**



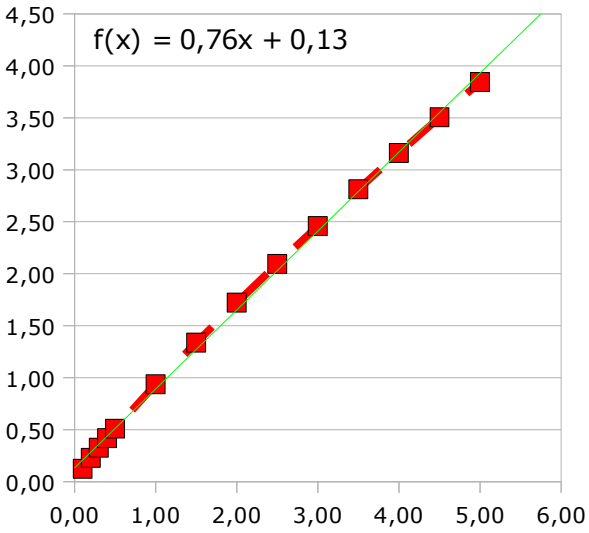
Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **72,7** Kpa (a 10 m di profondità).

Rosso Levanto alterato

σ	τ	φ
Mpa	**Mpa**	**(°)**
0,10	0,12	51,15
0,20	0,23	48,74
0,30	0,33	47,33
0,40	0,42	46,33
0,50	0,51	45,56
1,00	0,94	43,15
1,50	1,34	41,74
2,00	1,72	40,74
2,50	2,10	39,96
3,00	2,46	39,33
3,50	2,81	38,80
4,00	3,16	38,33
4,50	3,51	37,92
5,00	3,84	37,56

tanφ	0,76
φ	**37,23**



Curva intrinseca del giunto con il criterio di Barton.

Per la valutazione della coesione si è fatto riferimento alla formulazione proposta da Barton e Choubey, che ha fornito una coesione pari a **47,5** Kpa (a 10 m di profondità).

Litotipo	Φgiunti (°)	Cgiunti (Kpa)
Rosso Levanto	39,01	72,7
Rosso Levanto alterato	37,23	47,5

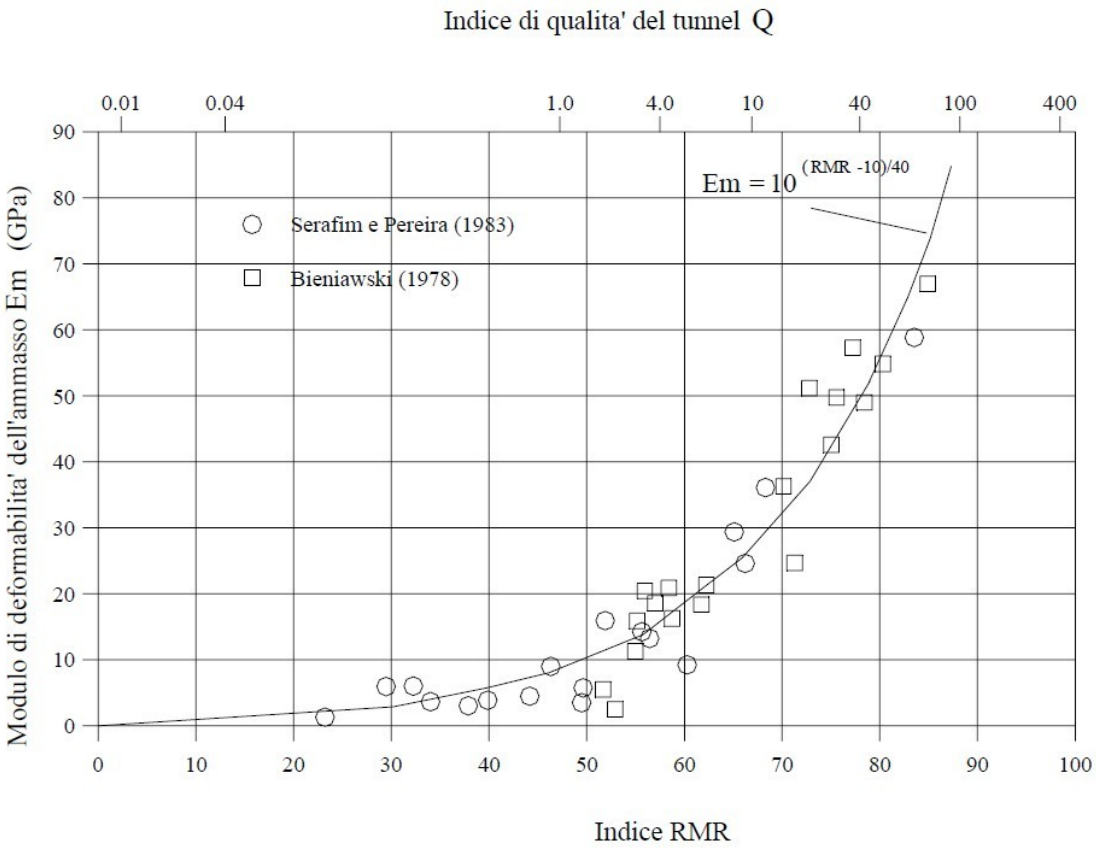
7.3 Deformabilità dell'ammasso roccioso

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

Ed (Gpa) = 2*RMR-100

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

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



Relazione di Serafim-Pereira per la valutazione di E.

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

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

In seguito Hoek et al. (1995) hanno osservato che la relazione precedente tende a

sovrastimare i moduli quando il modulo del materiale roccioso è basso. E' stato quindi introdotto un termine direttamente collegato alle proprietà del materiale roccioso e tenendo anche conto della sostituzione dell'indice di caratterizzazione GSI all'indice RMR si ha:

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

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

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

Dai calcoli ottenuti dalle relazioni precedentemente descritte, conformi con quanto calcolato anche dal software Roclab, si ottengono i seguenti risultati:

Rosso Levanto	5 Gpa
Rosso Levanto alterato	2-3 Gpa

8 – 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.

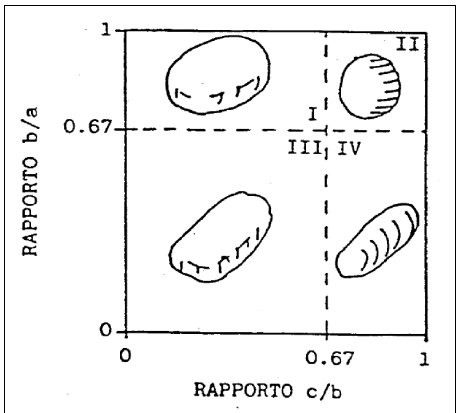
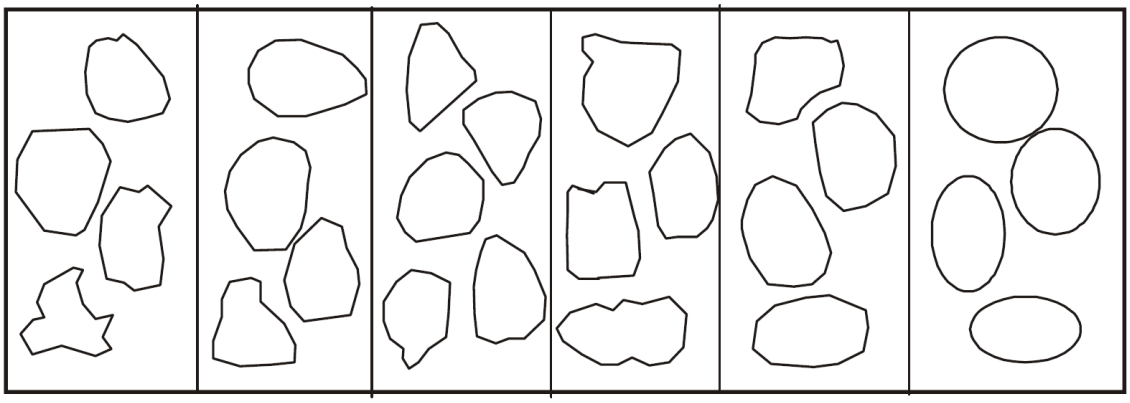
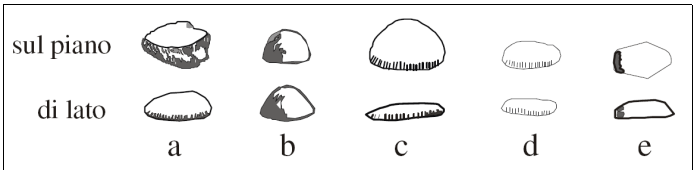
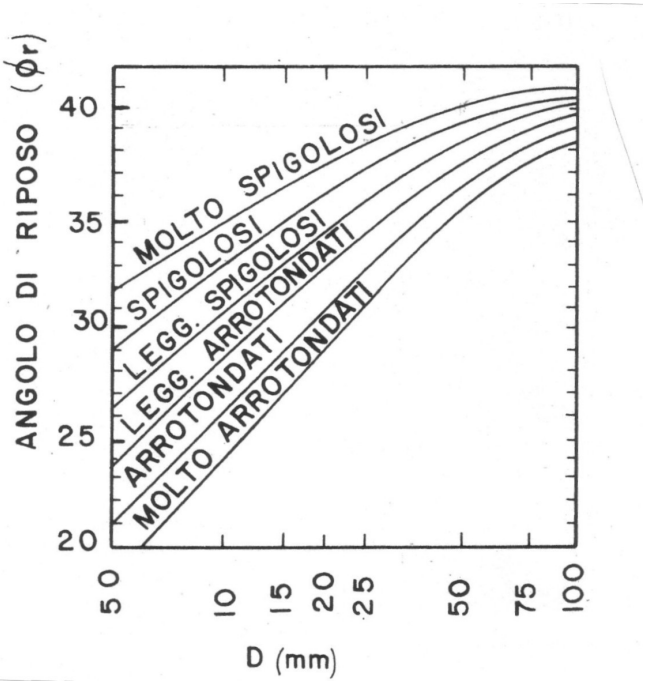


Fig. 1/3 - Classificazione della ghiaia e dei ciottoli in funzione della forma (Gnaccolini, 1978): a, b, c d sono le dimensioni caratteristiche dei grani.
I = discoidali II = sferoidali
III = lamellari IV = allungati





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).

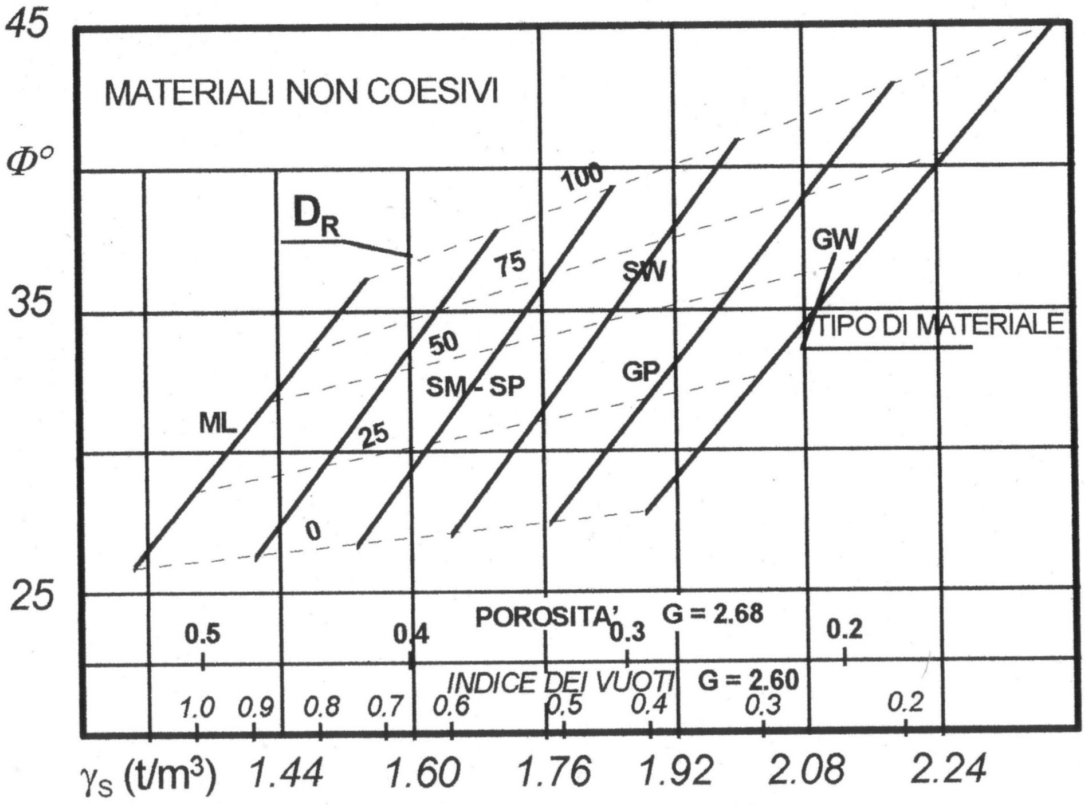


Diagramma NAVFAC D.M. 1971: relazione tra ps e φ in base alla tipologia del materiale

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.

9 – CALCOLO DEI PARAMETRI DI PROGETTO

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

Valori medi (Vm)

Rosso Levanto

Angolo di attrito (°)	56,3
Coesione (Mpa)	0,69
Peso di Volume (t/mc)	2,65-2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	39,01
Coesione lungo i giunti (Kpa)	72,7
Resistenza a compressione uniassiale	700-900Kg/cmq

Rosso Levanto alterato

Angolo di attrito (°)	46,5
Coesione (Mpa)	0,26
Peso di Volume (t/mc)	2,5-2,6
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	37,23
Coesione lungo i giunti (Kpa)	47,50
Resistenza a compressione uniassiale	600-700Kg/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)

Rosso Levanto

Angolo di attrito (°)	50,18
Coesione (Mpa)	0,55 (5,6 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,65-2,7
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	32,95
Coesione lungo i giunti (Kpa)	58,16 (0,59 kg/cmq)
Resistenza a compressione uniassiale	500 Kg/cmq

Rosso Levanto alterato

Angolo di attrito (°)	40,13
Coesione (Mpa)	0,21 (2,14 kg/cmq)
Peso di Volume (t/mc)	2,5-2,6
Angolo di attrito lungo i giunti (°)	31,30
Coesione lungo i giunti (Kpa)	38 (0,3874 kg/cmq)
Resistenza a compressione uniassiale	406,25 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

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

Vita Nominale

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

Classe d'uso

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

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

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

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

Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. (rilevato di ricomposizione ambientale):

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

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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

$V_R = V_N \times C_U =$

Tabella riepilogativa - gradoni

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

Tabella riepilogativa – rilevato di ricomposizione ambientale

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

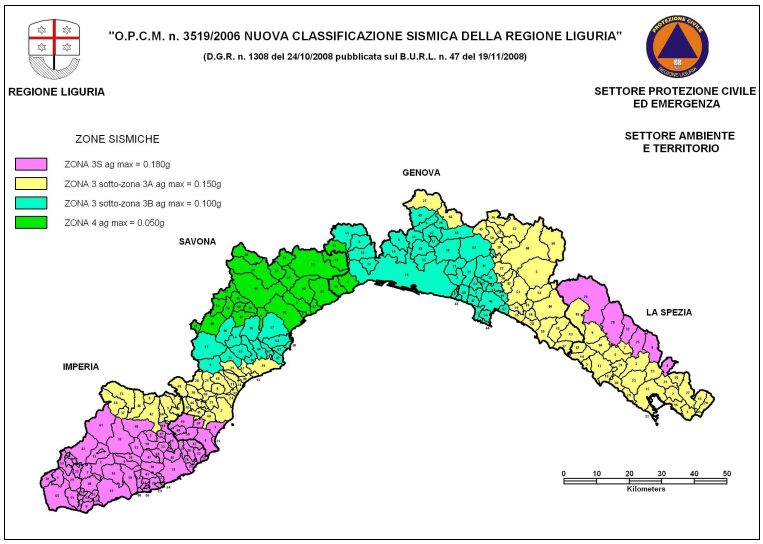
11 – ANALISI SISMICA

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.

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 Bonassola 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. In questo caso il fronte di cava è collocato in un pendio, pertanto sono possibili fenomeni di maggiori accelerazioni sismiche. La categoria topografica è T3 (tabella 3.2.IV NTC) e il coefficiente di amplificazione topografica risulta St=1,2 per quanto riguarda i gradoni e T2 con coefficiente St=1,2 per il rilevato di ricomposizione ambientale.

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:	44,192559
longitudine:	9,596276
Classe:	1
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18037	Lat: 44,1704 Lon: 9,5869	Distanza: 2572,875
Sito 2	ID: 18038	Lat: 44,1727 Lon: 9,6565	Distanza: 5285,944
Sito 3	ID: 17816	Lat: 44,2227 Lon: 9,6533	Distanza: 5646,970
Sito 4	ID: 17815	Lat: 44,2204 Lon: 9,5837	Distanza: 3250,555

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	A		
Categoria topografica:	T3		
Periodo di riferimento:	35anni		
Coefficiente cu:	0,7		
Operatività (SLO):			
Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		30	[anni]
ag:		0,037 g	
Fo:		2,526	
Tc*:		0,212	[s]
Danno (SLD):			
Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		35	[anni]
ag:		0,040 g	
Fo:		2,522	
Tc*:		0,220	[s]
Salvaguardia della vita (SLV):			
Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		332	[anni]
ag:		0,098 g	
Fo:		2,453	
Tc*:		0,285	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 682 [anni]
ag: 0,131 g
Fo: 2,393
Tc*: 0,291 [s]

Coefficienti Sismici
SLO:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,009
Kv: 0,004
Amax: 0,437
Beta: 0,200
SLD:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,010
Kv: 0,005
Amax: 0,467
Beta: 0,200
SLV:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,024
Kv: 0,012
Amax: 1,159
Beta: 0,200
SLC:
Ss: 1,000
Cc: 1,000
St: 1,200
Kh: 0,046
Kv: 0,023
Amax: 1,544
Beta: 0,290

PARAMETRI SISMICI – RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Sito in esame.
latitudine: 44,192647
longitudine: 9,596217
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento
Sito 1 ID: 18037 Lat: 44,1704 Lon: 9,5869 Distanza: 2580,869
Sito 2 ID: 18038 Lat: 44,1727 Lon: 9,6565 Distanza: 5294,307
Sito 3 ID: 17816 Lat: 44,2227 Lon: 9,6533 Distanza: 5644,967
Sito 4 ID: 17815 Lat: 44,2204 Lon: 9,5837 Distanza: 3239,797

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

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,037 g
Fo: 2,526
Tc*: 0,212 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,046 g
Fo: 2,513
Tc*: 0,240 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,115 g
Fo: 2,397
Tc*: 0,289 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]

ag:	0,149 g	
Fo:	2,390	
Tc*:	0,294	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,500
	St:	1,200
	Kh:	0,011
	Kv:	0,005
	Amax:	0,525
	Beta:	0,200
SLD:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,460
	St:	1,200
	Kh:	0,013
	Kv:	0,007
	Amax:	0,654
	Beta:	0,200
SLV:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,410
	St:	1,200
	Kh:	0,040
	Kv:	0,020
	Amax:	1,628
	Beta:	0,240
SLC:		
	Ss:	1,200
	Cc:	1,410
	St:	1,200
	Kh:	0,052
	Kv:	0,026
	Amax:	2,107
	Beta:	0,240



Nodi di riferimento del reticolo sismico

12-VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE DEL FRONTE DI SCAVO

Le suddette verifiche di stabilità globali dei fronti di cava sono state condotte considerando le situazioni più critiche, ed in particolare sono state considerate le tracce delle Sezioni **1, 2 e 3**.

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

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

Ai fini della verifica di stabilità, si è inserito nel software anche le serpentiniti, pur non essendo oggetto di coltivazione e non prendendo parte in modo alcuno nelle verifiche di stabilità, solo ai fini di completezza di sezione geologica, adottando i medesimi parametri determinati per il Rosso Levanto.

Per quanto riguarda i parametri geomeccanici si sono utilizzati i coefficienti ridotti (Vd), come consigliato nel capitolo 6, par. 6.2.3.1.2 e in particolare alla Tab. 6.2.II delle NTC.
I risultati, visibili in allegato, dimostrano che in ogni condizione il versante esaminato è stabile, con valori del fattore di sicurezza minimo pari a 3,26 per la sezione 1, 2,914 per la sezione 2 e 4,01 per la sezione 3.

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

successivo.

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

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

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

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

Totale numero di equazioni *4n*

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

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

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

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

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

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

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

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

metodo di *Bishop ordinario,* gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Si sottolinea che la 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.

13 – VERIFICHE DI STABILITA' DEI GRADONI

13.1 Analisi dei cunei e dei piani di scivolamento

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

L'effettivo movimento delle strutture è legato al verificarsi di altre ulteriori condizioni indispensabili al realizzarsi del cinematismo:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa,
- effettiva emersione in superficie delle fratture di cui si è accennato sopra,
- dimensioni del cuneo fisicamente compatibili con quelle della cava,
- condizione di effettiva persistenza delle discontinuità su tutta la superficie di contatto del cuneo idealizzato, etc.

In modo particolare si ritiene utile evidenziare come in accordo con i primi tre punti il cuneo e/o il piano idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante.

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

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

L'approccio generale adottato è di tipo statistico: per ogni famiglia rappresentativa della situazione strutturale della cava si considera il campione medio con le proprie

caratteristiche di variabilità, mentre per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza dei giunti si è cercato di utilizzare lo spettro più ampio di variazione degli stessi come descritto nei paragrafi precedenti al fine di descrivere tutta la forbice all'interno della quale sono distribuiti i coefficienti di sicurezza.

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

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

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

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

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

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

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

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

Per lo scivolamento dei cunei è stato utilizzato il programma SWEDGE© di Rocscience Inc., 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. Si sono quindi posti i parametri geomeccanici Vd, presenza di acqua lungo i giunti (pari al 30%) e l'effetto sismico.

In particolare si sono analizzate le seguenti situazioni:

1. Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m, N110/90 – fronte principale;
2. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N200/90;
3. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N10/90;
4. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N290/90;
5. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N50/90;
6. Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N110/90 in Rosso Levanto alterato;

1) Scivolamento dei cunei con fronte di 15 m, N110/90 – fronte principale;

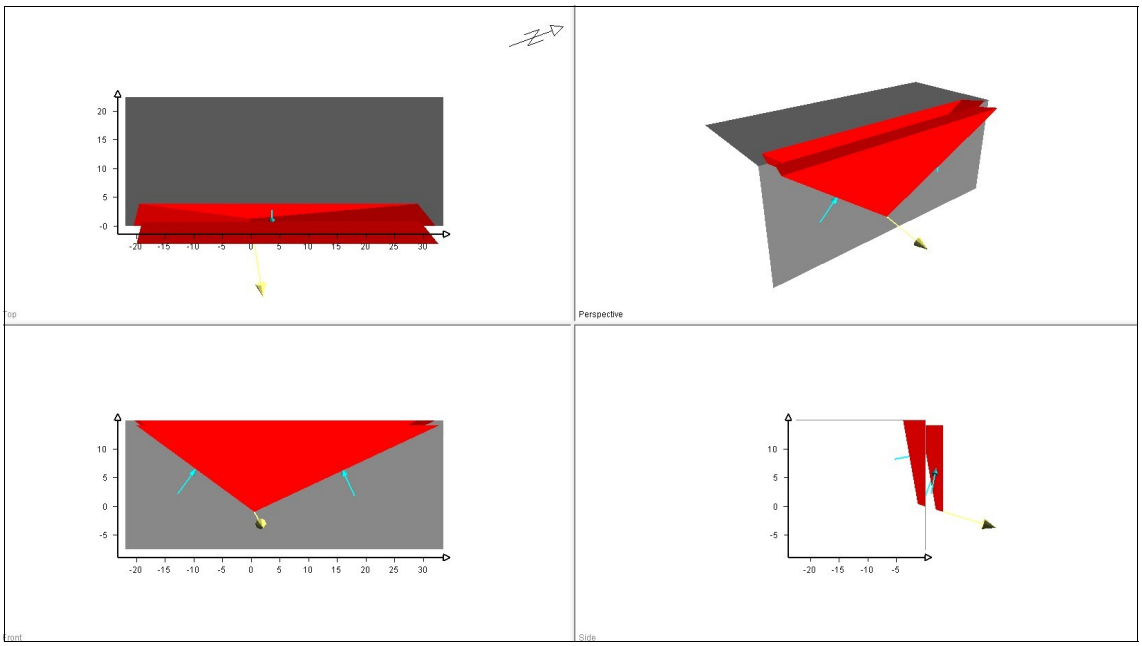


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K2-K3 indagato

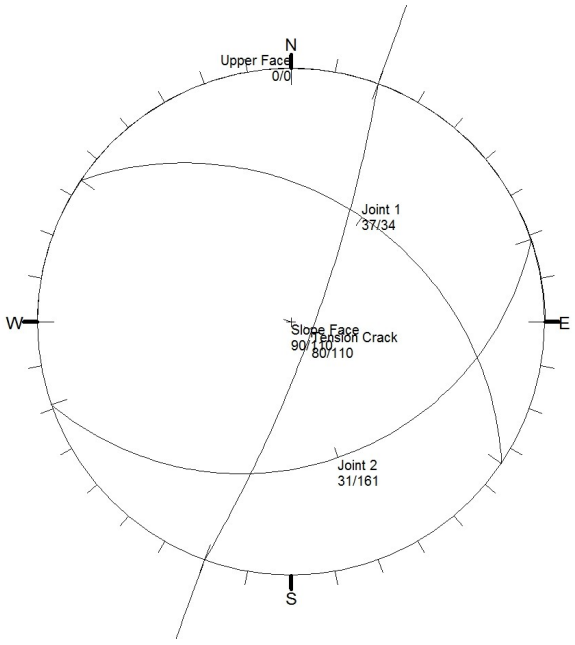


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.55056**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.88118 m
Wedge volume=1127.65 m3
Wedge weight=3044.64 tonnes
Wedge area (joint1)=65.3106 m2
Wedge area (joint2)=95.2815 m2
Wedge area (slope)=394.785 m2

Wedge area (upper face)=196.321 m2
Wedge area (tension crack)=359.86 m2
Normal force (joint1)=1493.48 tonnes
Normal force (joint2)=1827.03 tonnes
Driving force=1215.32 tonnes
Resisting force=3099.74 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.131453 tonnes/m2
Water force on joint1=8.58528 tonnes
Water force on joint2=12.5251 tonnes
Water force on tension crack=47.3047 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=304.464 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=16.5866 deg, trend=100.717 deg
length=1.38054 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=25.4139 m
Joint2 on slope face=35.4525 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=4.99415 m
Tension crack on upper face=48.5274 m

Maximum Persistence:
Joint1=25.4139 m
Joint2=35.506 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 118.796 deg
J1&Crest on slope face = 36.1732 deg
J1&Crest on upper face = 76 deg
J2&Crest on slope face = 25.0305 deg
J2&Crest on upper face = 51 deg
J1&TC on upper face = 104 deg
J2&TC on upper face = 129 deg

Joint Set 1 Data:

dip=37 deg, dip direction=34 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=110 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=110 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=100.717 deg, plunge=16.5866 deg

2)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N200/90;

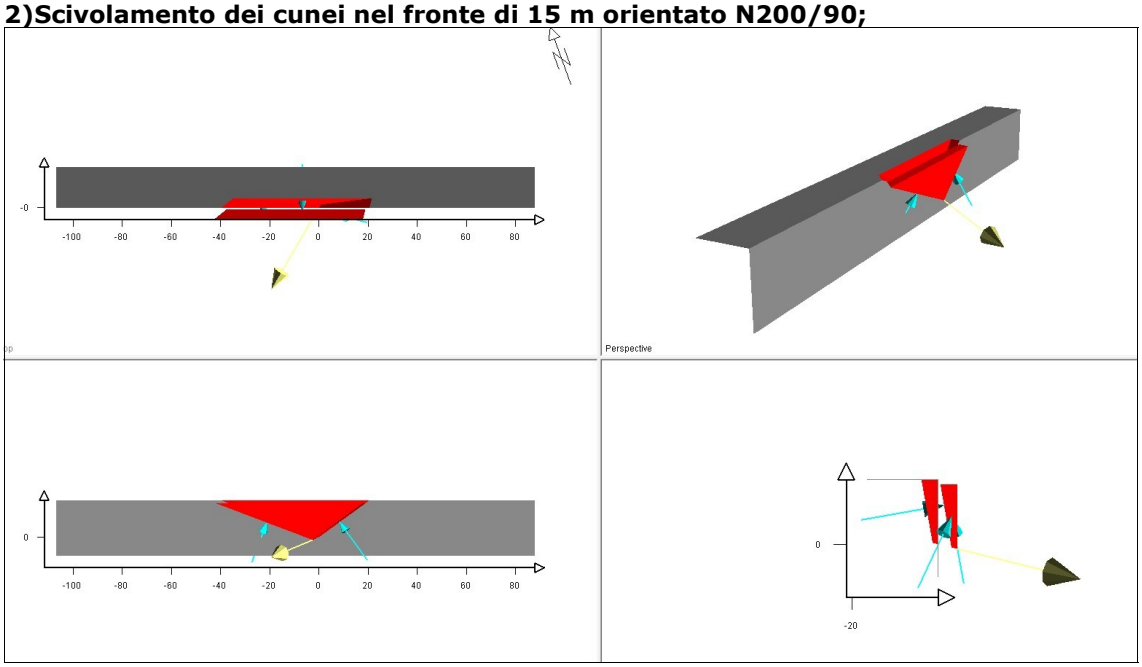


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K2 indagato

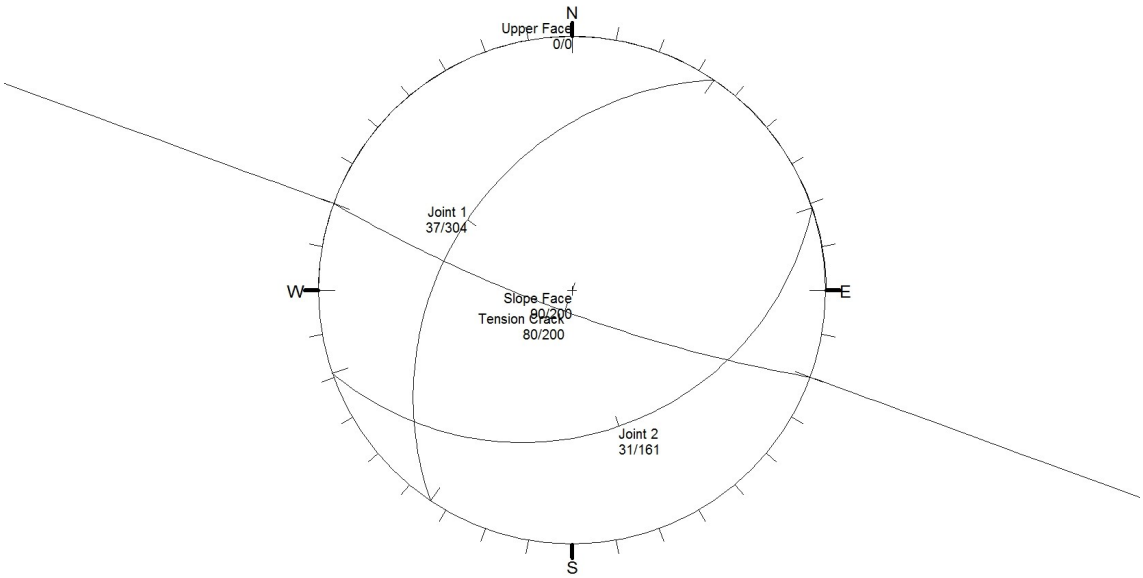


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K2 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**3.26974**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.88118 m
Wedge volume=1301.3 m3
Wedge weight=3513.51 tonnes
Wedge area (joint1)=65.3917 m2
Wedge area (joint2)=117.809 m2
Wedge area (slope)=451.377 m2
Wedge area (upper face)=226.16 m2
Wedge area (tension crack)=420.126 m2
Normal force (joint1)=1849.54 tonnes

Normal force (joint2)=2153.89 tonnes
Driving force=1124.18 tonnes
Resisting force=3675.78 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.132143 tonnes/m2
Water force on joint1=8.64107 tonnes
Water force on joint2=15.5677 tonnes
Water force on tension crack=55.5167 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=351.351 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=11.9694 deg, trend=230.34 deg
length=1.53059 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=25.4139 m
Joint2 on slope face=42.4098 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=6.16726 m
Tension crack on upper face=56.3584 m

Maximum Persistence:
Joint1=26.4872 m
Joint2=43.0281 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 123.114 deg
J1&Crest on slope face = 36.1732 deg
J1&Crest on upper face = 104 deg
J2&Crest on slope face = 20.7133 deg
J2&Crest on upper face = 39 deg
J1&TC on upper face = 76 deg
J2&TC on upper face = 141 deg

Joint Set 1 Data:

dip=37 deg, dip direction=304 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=200 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=200 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=230.34 deg, plunge=11.9694 deg

3)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N10/90;

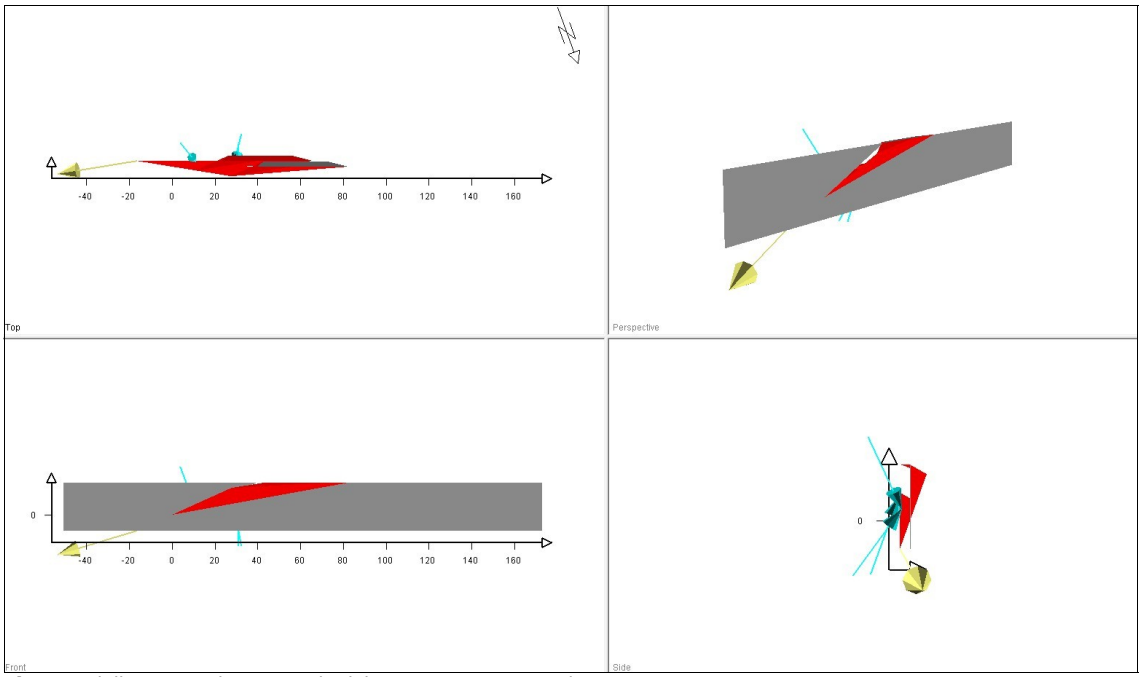


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K2-K3 indagato

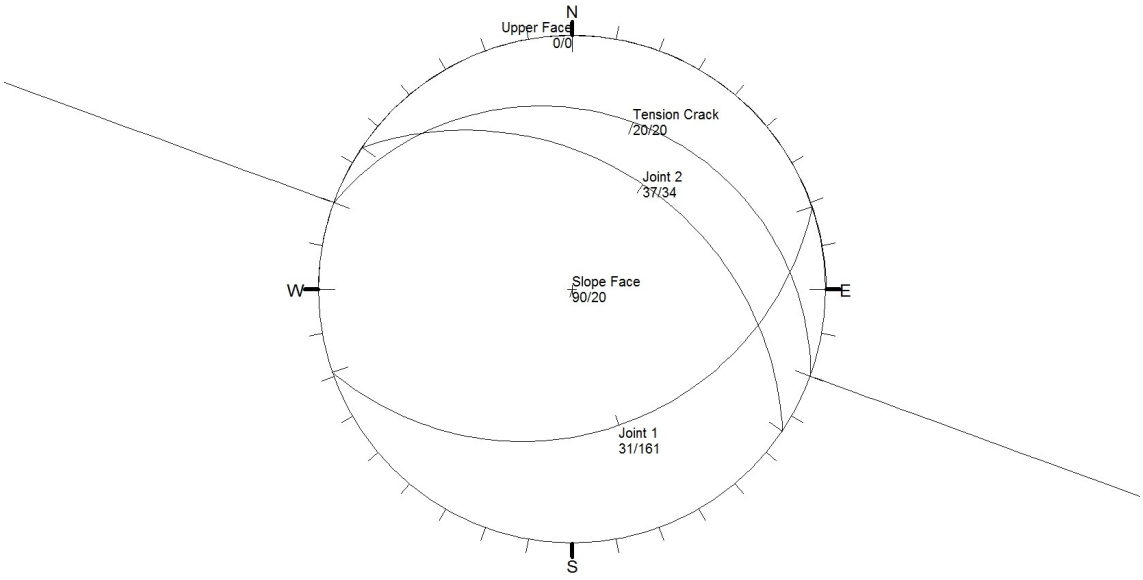


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.33025**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=2.51728 m
Wedge volume=795.575 m3
Wedge weight=2148.05 tonnes
Wedge area (joint1)=165.992 m2

Wedge area (joint2)=369.539 m2
Wedge area (slope)=319.597 m2
Wedge area (upper face)=90.6485 m2
Wedge area (tension crack)=109.26 m2
Normal force (joint1)=-1315.53 tonnes
Normal force (joint2)=1051.41 tonnes
Driving force=1409.28 tonnes
Resisting force=3283.97 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.0228727 tonnes/m2
Water force on joint1=3.79669 tonnes
Water force on joint2=8.45236 tonnes
Water force on tension crack=2.49907 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=214.805 tonnes

Failure Mode:
Sliding on joint2

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=16.5866 deg, trend=100.717 deg
length=30.459 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=42.4098 m
Joint2 on slope face=83.6375 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=10.4053 m
Tension crack on upper face=29.4081 m

Maximum Persistence:
Joint1=45.4006 m
Joint2=83.6375 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 10.3817 deg
J1&Crest on slope face = 159.287 deg
J1&Crest on upper face = 39 deg
J2&Crest on slope face = 10.3316 deg
J2&Crest on upper face = 14 deg
J1&TC on upper face = 141 deg
J2&TC on upper face = 166 deg

Joint Set 1 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=37 deg, dip direction=34 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

dip=90 deg, dip direction=20 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=20 deg, dip direction=20 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=100.717 deg, plunge=16.5866 deg

4)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N290/90;

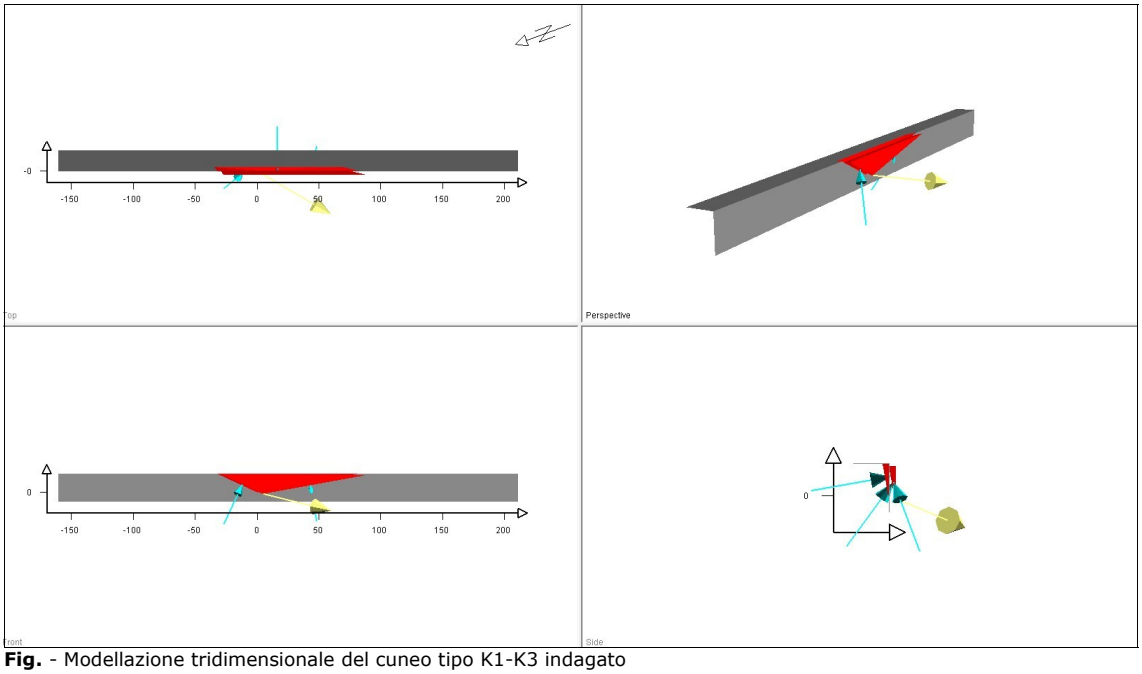


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K1-K3 indagato

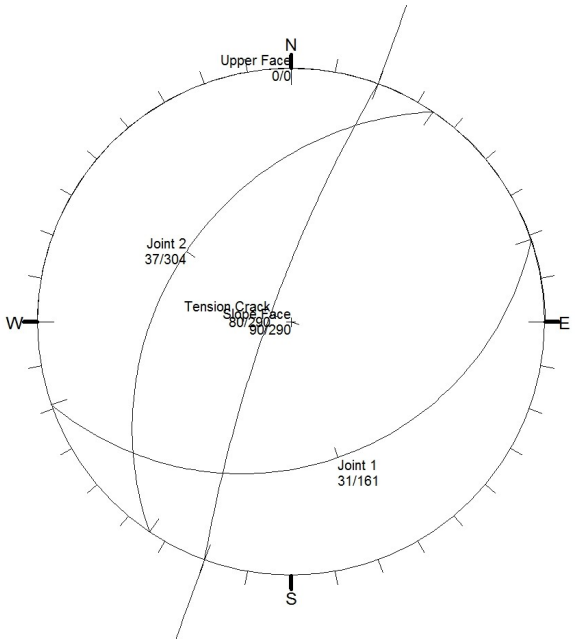


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K1-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**3.27474**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.10858 m
Wedge volume=1820.23 m3
Wedge weight=4914.63 tonnes
Wedge area (joint1)=66.8147 m2

Wedge area (joint2)=183.686 m2
Wedge area (slope)=858.032 m2
Wedge area (upper face)=340.169 m2
Wedge area (tension crack)=784.343 m2
Normal force (joint1)=3140.26 tonnes
Normal force (joint2)=2449.78 tonnes
Driving force=1557.75 tonnes
Resisting force=5101.24 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.133109 tonnes/m2
Water force on joint1=8.89362 tonnes
Water force on joint2=24.4502 tonnes
Water force on tension crack=104.403 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=491.463 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=11.9694 deg, trend=230.34 deg
length=1.01334 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=35.4525 m
Joint2 on slope face=83.6375 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=12.8495 m
Tension crack on upper face=104.454 m

Maximum Persistence:
Joint1=37.8762 m
Joint2=84.4437 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 144.638 deg
J1&Crest on slope face = 25.0305 deg
J1&Crest on upper face = 129 deg
J2&Crest on slope face = 10.3316 deg
J2&Crest on upper face = 14 deg
J1&TC on upper face = 51 deg
J2&TC on upper face = 166 deg

Joint Set 1 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=37 deg, dip direction=304 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

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

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=290 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=230.34 deg, plunge=11.9694 deg

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

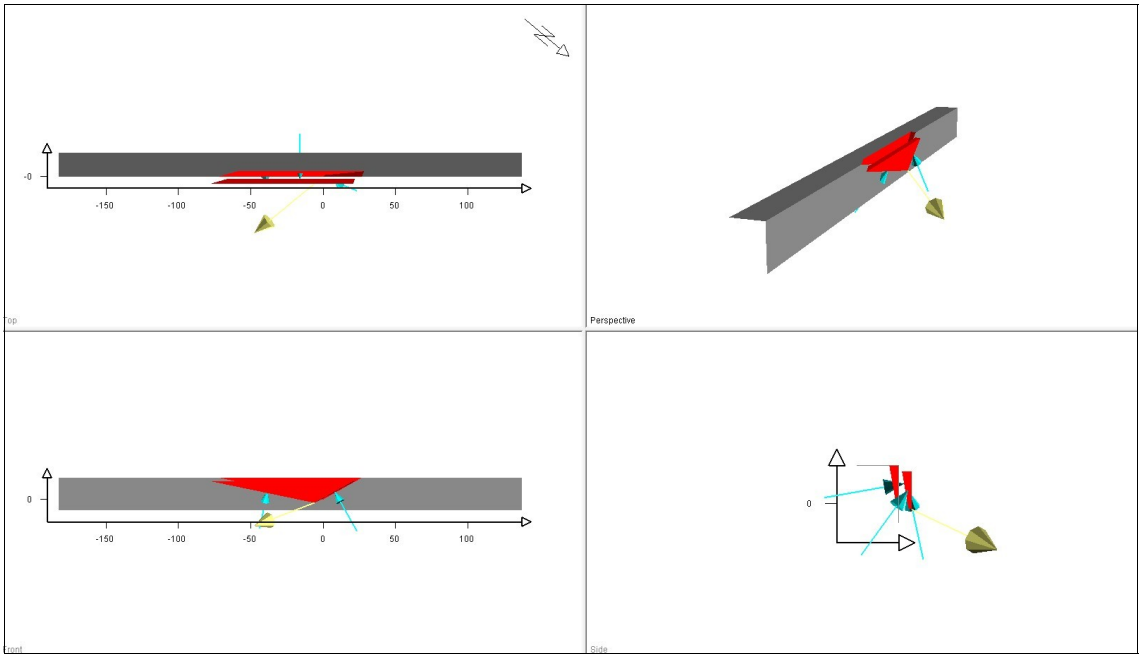


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K2-K3 indagato

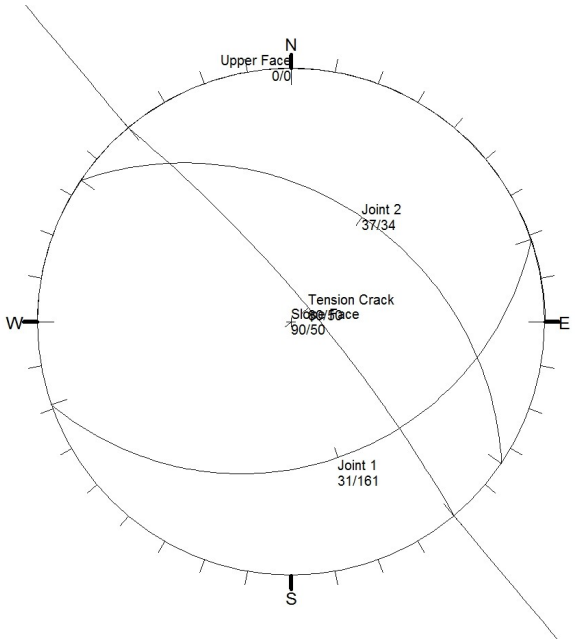


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**2.6142**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.73432 m
Wedge volume=1968.57 m3
Wedge weight=5315.15 tonnes

Wedge area (joint1)=74.6078 m2
Wedge area (joint2)=216.259 m2
Wedge area (slope)=742.179 m2
Wedge area (upper face)=347.898 m2
Wedge area (tension crack)=640.575 m2
Normal force (joint1)=3280.37 tonnes
Normal force (joint2)=2519.24 tonnes
Driving force=2094.42 tonnes
Resisting force=5475.23 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.12997 tonnes/m2
Water force on joint1=9.69679 tonnes
Water force on joint2=28.1072 tonnes
Water force on tension crack=83.2557 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=531.515 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=16.5866 deg, trend=100.717 deg
length=1.95773 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=30.6601 m
Joint2 on slope face=73.7582 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=13.548 m
Tension crack on upper face=87.3675 m

Maximum Persistence:
Joint1=32.1357 m
Joint2=75.0807 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 138.976 deg
J1&Crest on slope face = 29.2903 deg
J1&Crest on upper face = 111 deg
J2&Crest on slope face = 11.7339 deg
J2&Crest on upper face = 16 deg
J1&TC on upper face = 69 deg
J2&TC on upper face = 164 deg

Joint Set 1 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=37 deg, dip direction=34 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

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

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=50 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=100.717 deg, plunge=16.5866 deg

6)Scivolamento dei cunei nel fronte di 15 m orientato N110/60 in litotipo Rosso Levanto alterato;

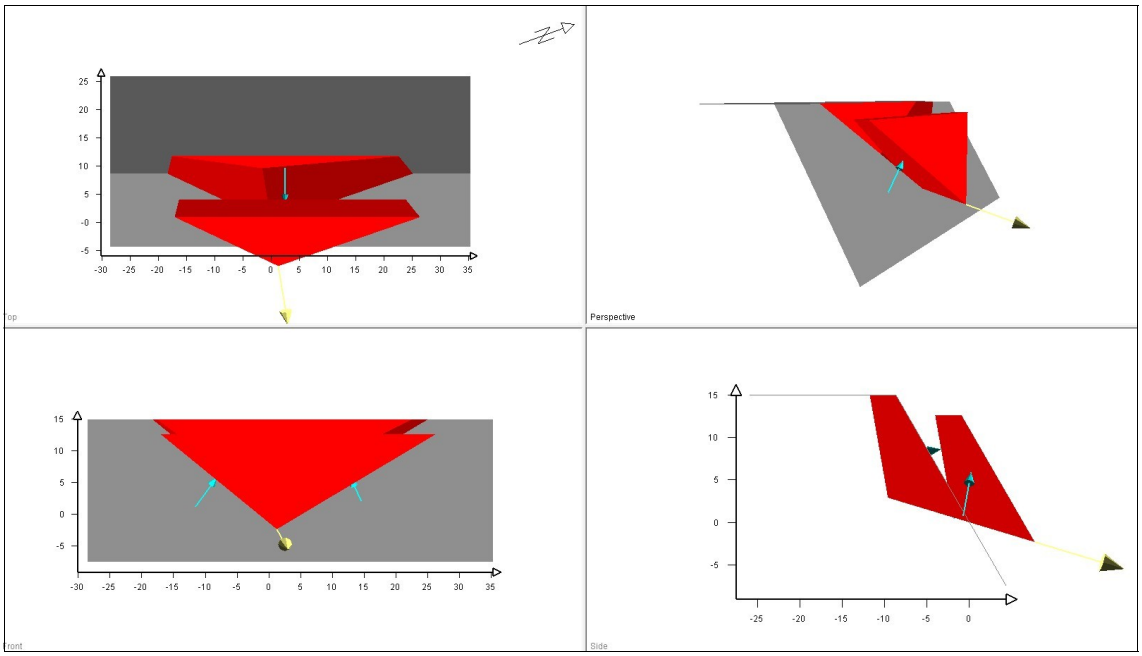


Fig. - Modellazione tridimensionale del cuneo tipo K2-K3 indagato

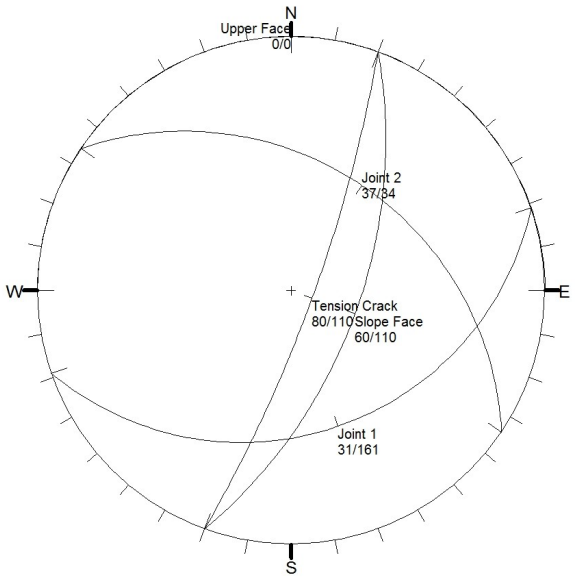


Fig. - Rappresentazione stereografica del cuneo tipo K2-K3 indagato

Analysis Results:

Analysis type=Deterministic
Safety Factor=**3.13415**
Wedge height(on slope)=15 m
Wedge width(on upper face)=3.10858 m
Wedge volume=1388.67 m3

Wedge weight=3749.41 tonnes
Wedge area (joint1)=196.061 m2
Wedge area (joint2)=134.39 m2
Wedge area (slope)=376.425 m2
Wedge area (upper face)=130 m2
Wedge area (tension crack)=246.626 m2
Normal force (joint1)=2257.72 tonnes
Normal force (joint2)=1837.18 tonnes
Driving force=1468.93 tonnes
Resisting force=4603.85 tonnes

Water Pressures/Forces:
Average pressure on fissures=0.108824 tonnes/m2
Water force on joint1=21.3361 tonnes
Water force on joint2=14.6248 tonnes
Water force on tension crack=26.8387 tonnes

Seismic Force:
Seismic force=374.941 tonnes

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

Joint Sets 1&2 line of Intersection:
plunge=16.5866 deg, trend=100.717 deg
length=10.1886 m

Trace Lengths:
Joint1 on slope face=30.5043 m
Joint2 on slope face=25.2376 m
Joint1 on upper face=4 m
Joint2 on upper face=3.20375 m
Tension crack on upper face=40.1735 m

Maximum Persistence:
Joint1=30.5043 m
Joint2=25.9343 m

Intersection Angles:
J1&J2 on slope face = 102.065 deg
J1&Crest on slope face = 34.5974 deg
J1&Crest on upper face = 51 deg
J2&Crest on slope face = 43.3378 deg
J2&Crest on upper face = 76 deg
J1&TC on upper face = 129 deg
J2&TC on upper face = 104 deg

Joint Set 1 Data:

dip=31 deg, dip direction=161 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Joint Set 2 Data:

dip=37 deg, dip direction=34 deg
cohesion=5.9 tonnes/m2, friction angle=32.95 deg

Slope Data:

dip=60 deg, dip direction=110 deg
slope height=15 meters
rock unit weight=2.7 tonnes/m3
Water pressures in the slope=YES
Overhanging slope face=NO
Externally applied force=NO
Tension crack=YES

Upper Face Data:

dip=0 deg, dip direction=0 deg

Tension Crack Data:

dip=80 deg, dip direction=110 deg
trace length=4 meters

Water Pressure Data:

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

Seismic Data:

Seismic coefficient=0.1
Direction=line of interesection J1&J2
trend=100.717 deg, plunge=16.5866 deg

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

I risultati delle analisi effettuate sono riassunti nella sottostante tabella.

Analisi	Fs
1	2,55
2	3,27
3	2,33
4	3,28
5	2,61
6	3,13

14-VERIFICA DI STABILITÀ DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

Le verifiche che seguono sono state eseguite in conformità di quanto prescritto al punto 6.8 "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo" delle NTC lungo la sezioni 1, 2, 3 e 4 di ripristino ambientale.

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

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

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

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

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

- ΔPi = peso totale di un concio generico, dato, per una striscia di larghezza unitaria, dell'area del concio per il peso specifico apparente
- φi = angolo di attrito interno del materiale relativo al concio generico
- ci = coesione apparente relativa al concio generico

- Δxi = larghezza del concio generico
- αi = angolo tra un tratto generico della superficie di scorrimento e l'orizzontale
- Q = forza esterna mobilizzante (segno +) ovvero resistente (segno -).

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

Come caratteristiche di resistenza dei materiali si sono considerati i valori di progetto di angolo di attrito e per sicurezza è stata ipotizzata la presenza di una falda acquifera temporanea inclinata verso valle e l'effetto sismico. Sempre ai fini di sicurezza la coesione si è posta pari a 0.

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

Dalle elaborazioni delle linee di scivolamento testate, visibili in allegato, si ottengono coefficienti di sicurezza minimi sempre maggiori di 1 (Fsmin=**1,12** – sezione 1) e quindi la stabilità globale della scarpata è verificata, così come previsto dalla normativa.

15-PRESCRIZIONI PER LA REALIZZAZIONE DEL RILEVATO DI RICOMPOSIZIONE AMBIENTALE

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

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

- Il rilevato dovrà essere eseguito sistemando il materiale scaricato in strati di circa 50 cm di spessore, adeguatamente compattati con mezzo meccanico, in modo che le resistenze più basse, siano compatibili con parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche;

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

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

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

- Man mano che i vari ripiani saranno giunti alle quote di progetto, si dovrà procedere alla semina di essenze erbacee ed arbustive antierosione e successivamente essenze vegetali arboree.

Con queste prescrizioni sarà garantita la stabilità del rilevato in progetto ed il suo

mantenimento nel tempo e la rapida rinaturalizzazione dei luoghi.

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

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

16-CARATTERISTICHE IDROLOGICHE E METEOCLIMATICHE DELL'AREALE

A livello generale la riviera Spezzina di Levante gode di un clima mite favorito dalla catena montuosa appenninica che offre riparo dai venti settentrionali.

La particolare morfologia e disposizione del territorio permettono ai venti dominanti meridionali di muovere masse d'aria calda cariche d'umidità in direzione della catena appenninica che, con la riduzione della temperatura, porta a precipitazioni.

Il Mar Ligure svolge durante l'inverno un'azione mitigatrice garantendo modeste escursioni termiche

Le medie delle temperature registrano picchi nei mesi di Luglio e Agosto assestandosi attorno ai 30°C.

Le precipitazioni piovose sono generalmente di breve durata, ma frequenti soprattutto in autunno e primavera; nei mesi più freddi sono possibili anche occasionali nevicate.

Bilancio idrologico:

Allo scopo di fornire una valutazione di massima sulle quantità di acque in gioco, è stata effettuata una quantizzazione dei volumi di acqua disponibile tramite il calcolo del bilancio idrogeologico del territorio preso in esame.

Per bilancio idrogeologico si intende il calcolo dei singoli parametri che definiscono la seguente equazione:

$P = Er + R + I$

dove:

P = quantitativi d'acqua di precipitazione (mm annui)

Er = quantitativi d'acqua di evapotraspirazione reale (mm annui)

R = quantitativi d'acqua di ruscellamento superficiale (mm annui)

I = quantitativi d'acqua di infiltrazione efficace (mm annui).

- Calcolo degli apporti idrici (P)

Il calcolo delle precipitazioni atmosferiche medie sull'areale in esame, che sostanzialmente comprende il crinale di separazione tra la riviera Spezzina e la Val

di Vara, è stato desunto dai dati delle stazioni pluviometriche riportati sugli Annali del Servizio Idrologico che coprono una vasta area attorno al sito di cava.

Le stazioni considerate sono: Levanto (2 m slm)- Levanto San Gottardo (100 m slm - Monte Domenico (220 m slm) - Riccò (143 m slm) - Montale di Levanto (149 m slm) - Monterosso (75 m slm) – Piazza (Deiva Marina, 184 m slm) – Baracca (Bracco, 590 m slm) – Mattarana (590 m slm) – Serò di Zignago (630 m slm).

Il periodo considerato per calcolare l'afflusso meteorico medio (anni idrologico medio) è stato il quindicennio 1951 - 1965 confrontato e rapportato con il trentennio 1921 – 1950 e con il periodo 2003 – 2007.

Per alcune stazioni i dati sono parziali, con interruzioni o non sono più attive, e pertanto è stato necessario integrarli con metodi di calcolo statistici; inoltre, per avere dati il più possibile reali sulle precipitazioni della zona considerata, tenuto conto delle differenti situazioni morfologiche e di altitudine, sono stati ulteriormente elaborati ed infittiti i valori di alcune stazioni più prossime 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 della riviera, che risulta essere di P=1550 mm/a.

La pioggia media mensile più elevata, nell'ambito delle stazioni considerate tra il fiume Entella e il fiume Vara – Magra, si ha nella stazione di Baracca (Bracco) nel mese di Novembre con PmNov. = 215 mm di pioggia.

- 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 effettiva (Etpeff) è stata utilizzata la formula di Turc che è in funzione dell'altezza della pioggia annua (P) e del parametro (L) che si ricava in funzione della temperatura media annua (formula valida per $P/L < 0.316$). Dalle elaborazioni, per Tm = 19°C, si ottiene un valore di evapotraspirazione dell'ordine di Etpeff= 490 mm/a.

L'evapotraspirazione potenziale 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 Evtp Novembre = 46,7 mm.

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

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

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

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

Pertanto la quantità d'acqua media che potenzialmente s'infiltra all'anno risulta:

Ir = (P – Er) x C.i.p. = (1550 – 490) x 0,50 = 530 mm/a.

In maniera analoga si può valutare che nel periodo più piovoso (Novembre) la quantità d'acqua che s'infiltra nel rilevato sia pari a:Irnovembre = 84,15 mm.

- Calcolo del ruscellamento (R):

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

P = Er + R + I, da cui R = P – (Er + I) = 530 mm/a.

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

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

Come noto il fenomeno dell'infiltrazione dell'acqua piovana all'interno del terreno sciolto sostanzialmente omogeneo come nel caso in questione, avviene con la formazione di un fronte saturo che si muove dall'alto verso il basso portando a saturazione spessori progressivamente crescenti di sottosuolo.

Ovviamente lo spessore del fronte saturo varia in rapporto all'intensità e durata della pioggia, poiché una volta cessato il fenomeno, inizia la desaturazione del sottosuolo e dopo circa 1 - 2 ore dopo la precipitazione il suolo si è riportato nelle condizioni di umidità iniziali, mentre lo strato sottostante risulta ancora saturo.

Il riporto di ricomposizione ambientale è dotato di una discreta permeabilità e pertanto continua a drenare l'acqua fornita dalla pioggia permettendo l'avanzamento verso il basso sino ad incontrare il substrato a bassa permeabilità o impermeabile.

La variazione del contenuto d'acqua è accompagnata dalla variazione delle pressioni neutre nel terreno che devono essere mantenute entro valori compatibili per evitare il formarsi di sovrapressioni tali da ridurre significativamente ed oltre i valori

prefissati di progetto, i parametri di resistenza del materiale.

Per questo, nella progettazione del rilevato di ricomposizione ambientale è stato previsto un efficace sistema di drenaggio delle acque di infiltrazione come riportato nelle tavole progettuali.

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 Irnovembre = 84,15 mm/mese che determina uno scorrimento d'acqua all'interno della massa del riporto per unità di superficie di q = 3,246 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 quattro trincee drenanti con interasse di circa 25 metri, poste sul piazzale a quota 315 m circa con andamento E – W e scarico verso la canaletta.

Il tutto sarà basato su di una superficie variamente conformata avente inclinazione verso valle e trasversalmente verso le trincee.

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 pietrame di cava, ghiaia grossa, spigolosa, ghiaietto con sabbia 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 della trincea di Mmax = 3 cm in modo da garantire un efficace drenaggio, si ricava: q/Kd = 3,24652 x E10-4 cm/sec.

Pertanto, con un interasse tra le trincee drenanti di 25 m (Owis – Khera) in modo da avere un adeguato coefficiente di efficienza sulla captazione delle acque d'infiltrazione, una lunghezza media delle stesse di 40 metri, la portata massima Qmax affluente al dreno sarà:

Qmax= (3,24652 x E10-6 x 25 x 40) = 3,24652 x 10E-3 mc/sec.

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

Qt = KdSi = 3,125 x 10E-2 mc/sec.

La portata smaltibile dalla trincea Qt è molto maggiore di quella massima affluente al dreno (Qt/Qmax = 9,62) e pertanto il sistema è verificato.

Il drenaggio è sovradimensionato e ciò è garanzia di sicurezza del funzionamento dell'opera nel tempo. A livello costruttivo per impedire il potenziale intasamento, il dreno sarà racchiuso entro telo di tessuto non tessuto, mentre per evitare che l'acqua così drenata possa ulteriormente infiltrasi, sarà posto un telo impermeabile di base.

Quanto sopra è riportato nelle tavole allegate in cui risultano gli elementi progettuali e la disposizione e profondità dei dreni. Si precisa che l'esatta disposizione degli impianti degli elementi drenanti e la loro realizzazione sarà curata dalla Direzione Lavori in base all'effettiva situazione del rilevato, dal periodo di lavorazione e dalle esigenze di cantiere.

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

18-REGIMAZIONE IDRAULICA DELLE ACQUE SUPERFICIALI

18.1 Premessa

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

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

La verifica idraulica sul dimensionamento viene fatta sullo stato di progetto finale e si riferisce 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, il bacino imbrifero sotteso alla cava è modesto e pertanto anche le quantità d'acqua piovana in gioco sono contenute.

Se si considera che le acque del versante compreso tra la strada Statale e il fronte di cava sono captate dal fosso di guardia, si comprende che quelle che interessano il sito di scavo sono molto limitate.

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

18.2 - 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 sette sottobacini che fanno capo alle varie canalizzazioni defluenti tutte al torrente Rossola.

Le superfici dei bacini sono:

A = 0,00500 Kmq

B = 0,00299 Kmq

C = 0,00070 Kmq

D = 0,00195 Kmq

E = 0,00105 Kmq

F = 0,00221 Kmq

G = 0,00259 Kmq

Il bacino A, che è sotteso al fosso di guardia posto a monte della zona di scavo, risulta quello con maggior superficie anche se nella realtà le acque che provengono dal settore posto a monte della strada statale sono intercettate dalla cunetta stradale e deviate al torrente; ciò volge comunque a favore della sicurezza.

Per quanto riguarda il calcolo della portata di piena si è fatto riferimento al Piano di Bacino Ambito 18 Ghiararo – Allegato 2- Portate di piena con T = 200 anni - che prevede per i corsi d'acqua minori nonché per gli affluenti dei torrenti principali con bacino inferiore ai 2 Kmq un contributo unitario pari a 40 mc/sec/Kmq.

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

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

Bacino B) Q max = 0,11 mc/sec

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

Bacino D) Q max = 0,07 mc/sec

Bacino E) Q max = 0,04 mc/sec

Bacino F) Q max = 0,08 mc/sec

Bacino G) Q max = 0,10 + 0,11 + 0,04 = 0,26 mc/sec.

Alla chiusura del bacino G affluiscono anche le portate dei bacini B e E e pertanto la canalizzazione principale dovrà essere in grado di smaltire tutta l'acqua ivi raccolta.

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

18.3 - Verifiche idrauliche e tipologia delle canalizzazioni

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 le zone in roccia e per il rilevato e precisamente nelle sezioni di chiusura dei bacini A (a monte della cava) - B (su riporto) e G (su roccia) ed indicate con i numeri 1 – 2 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 fosso di guardia e al tratto terminale della canalizzazione di chiusura del bacino G, sino allo scarico nel torrente; l'altra, realizzata con canalette prefabbricate in acciaio semicircolari in lamiera d'acciaio ondulata poste lungo i gradoni del rilevato.

Sui rilevati in terra interni alla cava la canalizzazione sarà realizzata con canalette prefabbricate in acciaio semicircolari del diametro di 50 cm in lamiera d'acciaio ondulata poiché più idonee ad essere collocate sulle zone di riporto (o contatto riporto – roccia) al posto di strutture rigide.

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

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

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

Verifiche idrauliche

Sezione 1

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

Con tali dimensioni si garantisce lo smaltimento della portata di massima piena sopra calcolata per il bacino sotteso, pari a Q max = 0,20 mc/sec.

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

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

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

- raggio idraulico Ri = S/Cb= 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 >> 0,20 mc/sec

Il valore calcolato risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione 1 è verificata, garantendo pertanto un adeguato franco idraulico.

Sezione 2

Sempre facendo riferimento alla cartografia allegata, il bacino imbrifero complessivo sotteso a questa sezione ha una superficie di 0,00299 Kmq per cui la portata al colmo di piena calcolata è di 0,11 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 di 25 cm e pendenza minima i = 1,5%; e pertanto si ha:

- superficie della canalizzazione S = 0,098 mq

- contorno bagnato Cb = 0,78 m

- raggio idraulico Ri = 0,25 m

- coefficiente scabrezza χ = 40

- velocità V = χ x RiE2/3 x iE1/2= 40x0,39x0,122 = 1,903 m/sec

- portata canale Q = V x S = 1,903 x 0,098 =0,186 mc/sec>0,11 mc/sec.

Il valore calcolato risulta superiore a quello di massima piena e pertanto anche la sezione 2 è verificata, garantendo un adeguato franco.

Sezione 3

Il bacino imbrifero sotteso a questa sezione è di 0,0066 Kmq ed una portata di massima piena di 0,26 mc/sec.

La canalizzazione è realizzata in roccia, ha forma trapezoidale con misura di base 0,6 m, di testa di 0,8 m e profonda 0,4 m.

La portata smaltibile, calcolata in modo analogo alle precedenti sezioni, risulta:

- superficie del fosso S = (0,80 + 0.60)/2 x 0,40 = 0,28 mq

- contorno bagnato Cb = (0,41 X 2 + 0,60) =1,42 m

- raggio idraulico Ri = S/Cb= 0,197 m

- coefficiente scabrezza χ = 35

- velocità V =χ x RiE2/3 x iE1/2=35x0,197E2/3x0,05E1/2=2,67 m/sec

- portata fosso Q = V x S = 2,67 x 0,28 = 0,79 mc/sec >> 0,26 mc/sec

Anche in questo caso il valore calcolato risulta molto superiore a quello di massima piena e pertanto la sezione 3 è verificata, garantendo pertanto un adeguato franco idraulico.

I calcoli fatti dimostrano che gli interventi di regimazione idrica delle acque superficiali della cava sono pienamente verificati anche considerando 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 e ciò volge a favore della sicurezza.

18.4 - 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 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.

Da evidenziare che all'entrata della cava è già presente una vasca di sedimentazione che era a servizio della passata attività estrattiva e che sarà oggetto di pulizia del materiale ivi sedimentato.

Dette vasche 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.

18.5 - 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 (ARPAL e Servizio Idrografico – Precipitazioni di massima intensità registrate ai pluviografi) e sufficienti a mettere in sospensione il materiale fine polveroso eventualmente presente nell'area di cava, sono mediamente di Pm = 39 mm/ora.

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

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

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

Il calcolo della volumetria e la verifica delle vasche per una corretta sedimentazione viene eseguito per la vasca inferiore posta lungo la pista di accesso alla cava a quota 311 m che sottende un bacino di circa S = 8840 mq (vedi Carta dei Bacini Imbriferi), mentre tutte le altre hanno un bacino nettamente inferiore pur mantenendo dimensioni di poco inferiori.

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

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

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

- Q = S x R /3.600 = 8.840 x 0,013 /3.600 = 0,031 mc/sec.

La volumetria della vasca, considerata grossolanamente di forma rettangolare è:

- V = 7,0 x 3,0 x 2,0 = 42,0 mc

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

- t = V/Q = 42,0 / 0,031 = 1.354,8 sec., pari a 22,5 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.

18.6 - Caratteristiche costruttive delle vasche di sedimentazione

Le vasche sui gradoni e all'interno dell'area di scavo saranno realizzate con scavo del marmo tramite segagione, mentre quelle esterne, su roccia da poco a mediamente alterata, saranno scavate con escavatore.

La vasca principale a quota 311 m sarà dotata di un pozzetto di cls delle dimensioni minime di 60 x 60 cm per le analisi delle acque in uscita, come previsto dalla normativa, con scarico verso la vasca esistente nella parte inferiore della cava.

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

Per sicurezza le vasche saranno segnalate con cartelli, recintate con filo/rete metallica e bordo di pietrame.

19-CONCLUSIONI

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

Il progettista
Dott. Geologo Luca Piaggi

Il tecnico incaricato per la parte idraulica
Dott. Ing. Raul Copelletti

20-BIBLIOGRAFIA

- Bieniawski Z.T., 1989, Eigineering rock mass classification, J. Wiley & Sons;
- Boccaletti & Tortorici - Appunti di Geologia strutturale. Patron Editore (Bologna);
- 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

21-ALLEGATI – VEDERE FASCICOLO ALLEGATO 4/A

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