



*Il Commissario Straordinario  
delegato all'attuazione degli interventi  
di mitigazione del rischio idrogeologico*



**Regione  
Lombardia**



**Parco Regionale  
Valle del Lambro**

## Comune di Costa Masnaga (LC)



Oggetto

UTILIZZAZIONE DELLA CAVA DI BRENNO QUALE VASCA DI LAMINAZIONE  
DEL TORRENTE BEVERA DI MOLTENO - COMUNE DI COSTA MASNAGA (LC)

## PROGETTO ESECUTIVO

### RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Progettisti -Timbri e Firme



PARCO REGIONALE DELLA  
VALLE DEL LAMBRO

Via Veneto 19  
TRIUGGIO

web: [www.parcovalldelambro.it](http://www.parcovalldelambro.it)  
web: [www.progettolambro.it](http://www.progettolambro.it)

Consulenze

Progettazione Idraulica: prof. ing. Maurizio ROSSO - ing. Santo LA FERLITA

Progettazione Strutturale: ing. Piergiorgio LOCATELLI

Consulenza Geotecnica: prof. ing. Claudio DI PRISCO

Consulenza Ambientale: arch. Moris LORENZI

VERSIONE N°	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE E RIFERIMENTI DOCUMENTI SOSTITUTIVI	Elaborato
0	SETTEMBRE 2017	EMISSIONE	R04
1	NOVEMBRE 2017	REVISIONE IN SEGUITO ALLA PROCEDURA DI VALIDAZIONE	



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

*Utilizzazione della Cava di Brenno quale vasca di laminazione  
del torrente Bevera di Molteno in Comune di Costa Masnaga (LC)*

**Progetto Esecutivo**



## ALLEGATO 1

– Relazione di Consulenza Geotecnica prof. Di Prisco/ing. Secondi (2010) –



**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO**  
**DI RIQUALIFICAZIONE**  
**DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**



***prof. ing. Claudio G. di Prisco***

Ordinario di Geotecnica – Politecnico di Milano

Via Plinio,48 – 20129 Milano

Tel 02 29518080

e-mail [claudio.di.prisco@polimi.it](mailto:claudio.di.prisco@polimi.it)

***ing. Marco M. Secondi***

Via Alfieri, 1 – 20090 Trezzano sul Naviglio (MI)

Tel. 3335799606

e-mail [secondi@studioricercheambientali.com](mailto:secondi@studioricercheambientali.com)





## **SOMMARIO**

<b>1. Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>2. Incontri, attività e documentazione</b>	<b>3</b>
<b>3. Analisi critica dei Documenti</b>	<b>6</b>
<b>4. Definizione di un modello stratigrafico di riferimento.</b>	<b>9</b>
<b>5. Progettazione e direzione della campagna geognostica integrativa e della campagna di prove di laboratorio atte a definire le caratteristiche meccaniche dei materiali in oggetto</b>	<b>12</b>
<i>5.1 Ubicazione dei sondaggi</i>	<i>12</i>
<i>5.2 Prove di laboratorio</i>	<i>14</i>
<b>6. Inquadramento teorico del problema</b>	<b>21</b>
i. Inquadramento teorico del problema meccanico	22
(a) Rottura a Taglio	23
(b) Rottura flessionale	26
(c) Instabilità flessionale	31
ii. Cenni di inquadramento teorico del problema idraulico	34
La circolazione idrica in ammassi rocciosi	34
<b>7. Conclusioni</b>	<b>35</b>
<b>Bibliografia essenziale</b>	<b>38</b>
<b>Appendice – Certificati di Prova</b>	

**prof. ing. Claudio di Prisco**  
Ordinario di Geotecnica – Politecnico di Milano  
Via Plinio, 48 – 20129 Milano  
Tel 02 29518080  
e-mail claudio.di prisco@polimi.it

**ing. Marco M. Secondi**  
Via Alfieri, 1 – 20090 Trezzano sul Naviglio (MI)  
Tel. 3335799606  
e-mail secondi@studioricercheambientali.com

**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**

---

Questa pagina è intenzionalmente lasciata bianca.



## 1. Introduzione

Il presente documento è stato redatto su incarico dell'Ente Parco Regionale della Valle del Lambro dal Prof. Claudio Giulio di Prisco, professore Ordinario di Geotecnica presso il Politecnico di Milano e residente in Milano in via Plinio 48. Il prof. Claudio di Prisco è stato infatti incaricato a svolgere una perizia geotecnica riguardante la stabilità delle scarpate della Cava di Brenno a fronte del prossimo utilizzo della cava stessa quale vasca di laminazione del torrente Bevera di Molteno.

Come per altro specificato all'interno del Disciplinare d'incarico, l'incarico in oggetto è stato attuato in due fasi:

- Prima fase: **esame ed acquisizione** della documentazione messa a disposizione dal concessionario della miniera "Holcim", dal Comune di Costa Masnaga e dal Parco Regionale della Valle del Lambro; **ricognizione** dei luoghi oggetto di indagine con l'ausilio e l'assistenza del personale della miniera al fine di prendere visione dei luoghi; **progettazione di una campagna di sondaggi e prove sperimentali di laboratorio** al fine di approfondire la conoscenza dei materiali naturali costituenti le scarpate della cava.
- Seconda fase: **redazione** di una relazione geotecnica riguardante la stabilità dei versanti a fronte dei previsti cicli di invaso e svaso connessi all'utilizzo della miniera di Brenno quale vasca di laminazione del torrente Bevera di Molteno; **definizione** in via sintetica ed esaustiva di soluzioni, utili in fase di ideazione dell'opera in corso, ed **individuazione delle opere da realizzare** al fine di rendere fattibile l'opera stessa. In particolare nella presente relazione sarà chiarito quali siano i fronti di scavo e di coltivazione compatibili con l'opera anche in parziale modifica dei piani di coltivazione e di sviluppo già approvati dagli Enti competenti.

L'incarico è stato espletato in stretto e costante rapporto con i seguenti soggetti:

- Ufficio Tecnico del Parco Valle Lambro (in particolare con il responsabile del procedimento), che ha fornito le necessarie indicazioni per lo svolgimento dell'incarico;
- Dipartimento di Riqualificazione Fluviale del Parco Valle Lambro.

## 2. Incontri, attività e documentazione

Nella prima fase del lavoro si sono resi necessari numerosi incontri fra gli scriventi e gli incaricati della Ditta Holcim e dello Studio ALTAIR sia per il reperimento della documentazione che per la programmazione dei sondaggi e delle prove di laboratorio che sono state ritenute necessarie per integrare il materiale a disposizione. Qui nel seguito sono elencate le date degli incontri effettuati e le finalità degli stessi:

- 26 Febbraio 2010: incontro presso la sede HOLCIM di Merone (CO) alla presenza dell'ing. Linares per la scelta della documentazione di cui in Tabella 1;
- 8 Marzo 2010: ritiro della documentazione presso la sede HOLCIM di Merone (CO);
- 8 Marzo 2010: incontro presso la sede dello Studio ALTAIR di Cinisello Balsamo (MI) alla presenza del dott. Griffini, dell'ing. Linares per la definizione del piano prove relativo ai campioni provenienti dai sondaggi realizzati durante il mese di Aprile;



**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**

- 29 Marzo 2010: sopralluogo presso la miniera di Brenno per la definizione e la scelta relativa all'ubicazione dei sondaggi;
- 12 Aprile 2010: sopralluogo durante l'esecuzione dei sondaggi;
- 6 Maggio 2010: incontro presso Studio ALTAIR di Cinisello Balsamo (MI) alla presenza del dott. Panella per l'apertura delle carote e la definizione del piano prove di laboratorio;
- 15 Giugno 2010: incontro presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano (MI) con il Presidente del Parco Lambro Nord;
- 5 Luglio 2010: incontro presso lo Studio ALTAIR di Cinisello Balsamo (MI) con il dott. Italiano per assistere all'esecuzione di prove triassiali con valutazione della resistenza di picco in pressa;
- 8 Luglio: incontro presso la sede HOLCIM di Merone (CO) alla presenza dell'ing. Linares per l'aggiornamento sullo stato di avanzamento della consulenza.

I numerosi documenti messi a disposizione della Holcim sono stati catalogati ed analizzati dagli scriventi. Un loro elenco sommario è riportato in Tabella 1. Si tratta principalmente di dati di monitoraggio, di numerose prospezioni geofisiche, di analisi idrauliche ma si segnalano anche un'utile indagine riguardante la tenuta idraulica del fondo del futuro Lago di Brenno ed un'analisi geotecnica di stabilità delle scarpate che sarà anche brevemente discussa nel seguito in un paragrafo appositamente dedicato di questa relazione.

Le principali attività svolte nell'ambito della consulenza per definire il modello geotecnico necessario ad inquadrare il problema in oggetto, sono qui di seguito sommariamente elencate:

1. Aprile 2010: progettazione ed esecuzione, affidata alla ditta TEKNOS s.r.l. – Curno (BG), di sondaggi e carotaggi indisturbati di campioni di roccia in corrispondenza dei fronti di scavo della miniera oggetto della presente;
2. Aprile 2010 – Luglio 2010: progettazione della campagna di prove sperimentali eseguite, per scelta della Ditta Holcim, presso lo Studio ALTAIR di Cinisello Balsamo (MI).

Titolo	Ente/Azienda
9 Marzo 2010: invio tavola progettuale con ipotesi di sfruttamento della cava (Tavola01 2004.dwg)	Parco Valle Lambro (ing. Minà)
28 Giugno 2010: invio delle planimetrie dello stato di fatto della cava in data Dicembre 2009(BRE_aggDicembre09.dwg)	HOLCIM (geom. Rizzo)
Escavazione e ripristino ambientale miniera collina di Brenno della Torre (Giugno 1975)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Analisi di stabilità del pendio prospiciente La Torre (Settembre 1987)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine per la verifica della tenuta idraulica del fondo del futuro Lago di Brenno (Marzo 1994)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine lungo il setto della miniera di Brenno perforazioni e prospezioni geofisiche (Settembre	Geoidrica Prospezioni S.A.S.





**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**

1996)	
Sintesi dei risultati del monitoraggio effettuato nella miniera di Brenno nel periodo compreso tra gli anni 1992-2003 (Dicembre 2003)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine sismica a rifrazione nell'area della Cascina Cadrega di Costamasnaga (LC) (Settembre 1988)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Progetto di monitoraggio: valutazione delle oscillazioni piezometriche della falda idrica esterna alla miniera di Brenno (Giugno 1992)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine idrogeologica nell'area della miniera di Brenno della Torre e zone limitrofe 1° fase (Aprile 1989)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Analisi della condizioni di stabilità dei fronti di coltivazione: relazione geomeccanica (Luglio 1993)	Altair
Analisi della condizioni di stabilità dei fronti di coltivazione fino alla quota 223 e fino alla quota 190: relazioni ed elaborati grafici (Luglio 1993)	Altair
Indagine idrogeologica nell'area della miniera di Brenno della Torre e zone limitrofe 2° fase (Dicembre 1991)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Studio sulle acque del bacino del torrente Bevera (Dicembre 1995)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Sondaggio esplorativo in loc. C.na Campomarzo – prove idrauliche (Luglio 1996)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine lungo il setto della miniera di Brenno – test tomografico 3D sugli effetti del preminaggio delle zone marginali durante la coltivazione e documentazione fotografica dei reperti di perforazione (Ottobre 1996)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Verifica dello stato di efficienza del pozzo comunale – ispezione televisiva e prove idrauliche (Ottobre 1996)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine geofisica nella fascia sud-occidentale del territorio comunale di Costamasnaga (Febbraio 1990)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Progetto di monitoraggio – rapporto sui dati relativi al 1992 (1992)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione annuale (1993)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Rapporto sullo stato di avanzamento contratto di ricerca Geoidrica – IRRS/CNR (1996)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Studio idrogeologico per l'individuazione di un sito dove perforare un nuovo pozzo d'acqua (Gennaio 1996)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione 2° quadrimestre (1997)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio della miniera di Brenno – rapporto sui	Geoidrica Prospezioni S.A.S.



**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**

dati geofisici – 1° fase 97 (1997)	
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione annuale (1997)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione annuale (1998)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione annuale (1999)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagine per l'ubicazione di un nuovo pozzo per acqua (2000)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Monitoraggio idrogeologico e geofisico della miniera di Brenno relazione 1° quadrimestre (Giugno 2000)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Sintesi dei risultati del monitoraggio effettuato nella miniera di Brenno (Costamasnaga) nel periodo compreso tra gli anni 1992-2003 (Dicembre 2003)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagini nella miniera di Brenno fase 1 tomografia sismica a rifrazione (Maggio 2004)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagini nella miniera di Brenno fase 2 tomografia sismica a rifrazione (Luglio 2004)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Test sismico su un'area preminata nella miniera di Brenno (Gennaio 2005)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagini nella miniera di Brenno fase 2 tomografia elettrica	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagini nella miniera di Brenno piano di coltivazione di quota 203 fase 1 tomografia elettrica (Gennaio 2007)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.
Indagini nella miniera di Brenno piano di coltivazione di quota 203 fase 3 tomografia elettrica (Gennaio 2007)	Geoidrica Prospezioni S.A.S.

**Tabella 1: elenco della documentazione esaminata.**

### **3. Analisi critica dei Documenti**

Data la natura dell'incarico, gli scriventi hanno cercato innanzitutto di individuare, all'interno dei Documenti messi a disposizione, sia quelli che fornissero dati utili di riferimento sia quelli ove fossero state affrontate problematiche di natura geotecnica. In particolare gli scriventi, in questo paragrafo, intendono chiarire come nel materiale reso disponibile sia stato affrontato da un punto di vista geotecnico il problema del ripristino ambientale della cava.

E' stato facile rendersi conto che soltanto in due documenti viene affrontato tale problema accennando all'idea di realizzare all'interno della cava un vaso artificiale. In realtà, però, l'impressione generale che se ne deriva è che la problematica non sia mai stata affrontata se non in modo molto preliminare, probabilmente rimandando a tempi successivi uno studio più approfondito.

Il problema, se pure molto marginalmente, viene affrontato sia nella Relazione redatta da Geoidrica Prospezioni S.A.S. del 1975 che in quella redatta da Studio Altair riguardante la stabilità dei fronti di scavo del 1993.





**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNIO"**

In particolare nella Relazione redatta da Geoidrica si accenna al problema del ripristino finale della cava, al suo recupero ambientale ed alla realizzazione di un invaso. In tale documento si cita a tal riguardo il problema della riprofilatura delle scarpate in fase di ripristino e si afferma quanto segue: "Nei punti in cui i sedimenti marnosi si presentano a reggipoggio il pendio potrà essere lasciato a scarpata naturale (45°);... omissis ...Nei punti in cui la roccia si presenterà a franapoggio, verranno creati dei piccoli gradini...".

L'unico documento invece che, se pure molto parzialmente (in effetti a tale argomento sono dedicate soltanto poche righe), prende in considerazione i problemi geotecnici concernenti il recupero ambientale della cava e cita l'intenzione di ivi realizzare un invaso, è invece redatto da Studio Altair; questo riguarda la stabilità dei fronti di scavo per la prosecuzione delle operazioni di coltivazione fino alla quota 190 m.s.l.m. In tale relazione gli estensori si propongono anche lo studio di stabilità dei fronti stessi in presenza di un invaso avente livello del pelo libero posto a quota 245 m.s.l.m.

Le analisi numeriche presentate sono state condotte con il metodo all'equilibrio limite secondo le ben note ipotesi introdotte da Janbu, supponendo quindi possa aver luogo unicamente una rottura a taglio all'interno dell'ammasso roccioso. Questo è invero considerato fratturato e caratterizzato da un comportamento fortemente anisotropo ma non è affatto chiaro in quale modo se ne sia tenuto conto.

Nella relazione succitata sono riportati unicamente i risultati numerici di sei analisi di stabilità su altrettante sezioni corrispondenti all'incirca, con riferimento allo schema di Figura 1a, riportata nel paragrafo seguente, alle fotografie A-B-C-E-F-G.

In particolare, in tale relazione, la stabilità delle sezioni relative alle immagini A-B-E-G è stata valutata supponendo un comportamento anisotropo del materiale, mentre le rimanenti (C-H), isotropo. I parametri geomeccanici impiegati sono riassunti nella Tabella seguente.

Comportamento	Direzione dell'anisotropia	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]
ISOTROPO	-	15	450
ANISOTROPO	parallela ai giunti	32	100
	perpendicolare ai giunti	36	5000
	altra direzione	15	400

**Tabella 2: parametri geomeccanici impiegati per le analisi di stabilità.**

In presenza del bacino artificiale è supposta, a favore di sicurezza, la completa saturazione, nel tempo, dell'ammasso roccioso caratterizzato pertanto da una superficie piezometrica coincidente con il livello d'invaso. In altre parole si è ipotizzato l'ammasso roccioso come un continuo poroso ed il mezzo è stato pensato come bifase.

A conclusione dello studio si afferma che, per ogni condizione idraulica considerata, ogni sezione risulta stabile per pendenze massime sino a 75°, supponendo una coltivazione realizzata per "gradoni" intermedi alle quote 233 e 215 m.s.l.m. di larghezza pari a 2 m. Nella sola sezione relativa all'immagine B risulta stabile anche lo scavo effettuato con pendenza prossima ad 80° ma con larghezza del gradone pari a 4 m. Nella relazione è inoltre sottolineato che le condizioni più favorevoli alla stabilità dello scavo sono da riferirsi alla presenza del futuro lago artificiale, mentre maggiore criticità presenta la fase di coltivazione. E' evidente che i parametri costitutivi del materiale sono ipotizzati non influenzati dal progressivo processo di imbibizione.



Nel seguito di questa relazione, in opposizione con quanto fatto nella relazione qui citata, e come già ampiamente chiarito nell'introduzione, si mostrerà invece come (i) la resistenza del materiale sia profondamente influenzata dall'imbibizione del materiale, (ii) l'approccio standard per il calcolo del coefficiente di sicurezza delle scarpate mal si adatti a studiare il sistema in oggetto. Per questo motivo si giungerà a delle conclusioni molto differenti.

#### 4. Definizione di un modello stratigrafico di riferimento

L'analisi dei documenti e la visita del sito hanno permesso di determinare la geologia del sito. Data la natura dei materiali prevalentemente costituenti il giacimento, l'inquadramento geostrutturale è stato ritenuto, ai nostri fini, particolarmente importante. E' possibile allora riassumere quanto osservato nel modo seguente. La formazione geologica interessata dall'area in esame è prevalentemente costituita da una successione di calcari in strati di spessore centimetrino o al più decimetrico, con alternanza di fogliazioni marnose, ricoperti da materiale morenico immerso in una matrice limoso-argillosa. La presenza di una piega sinclinale avente vergenza verso Sud permette di individuare le strutture principali illustrate in Figura 1. In questa Figura riassuntiva è riportata la planimetria dell'area (è evidente la presenza della vasca e la sua forma lobata) e sono anche riportate delle fotografie che mettono in evidenza come al variare della posizione della scarpata vari profondamente la modalità di affioramento dei piani costituenti gli strati di cui sopra.

Naturalmente la geometria variabile dell'affioramento degli strati è dominata sia dalla presenza della piega (e quindi dalla variazione in pianta dell'inclinazione della normale agli strati), che della variazione, lungo le sponde della vasca, della normale al fronte di scavo.

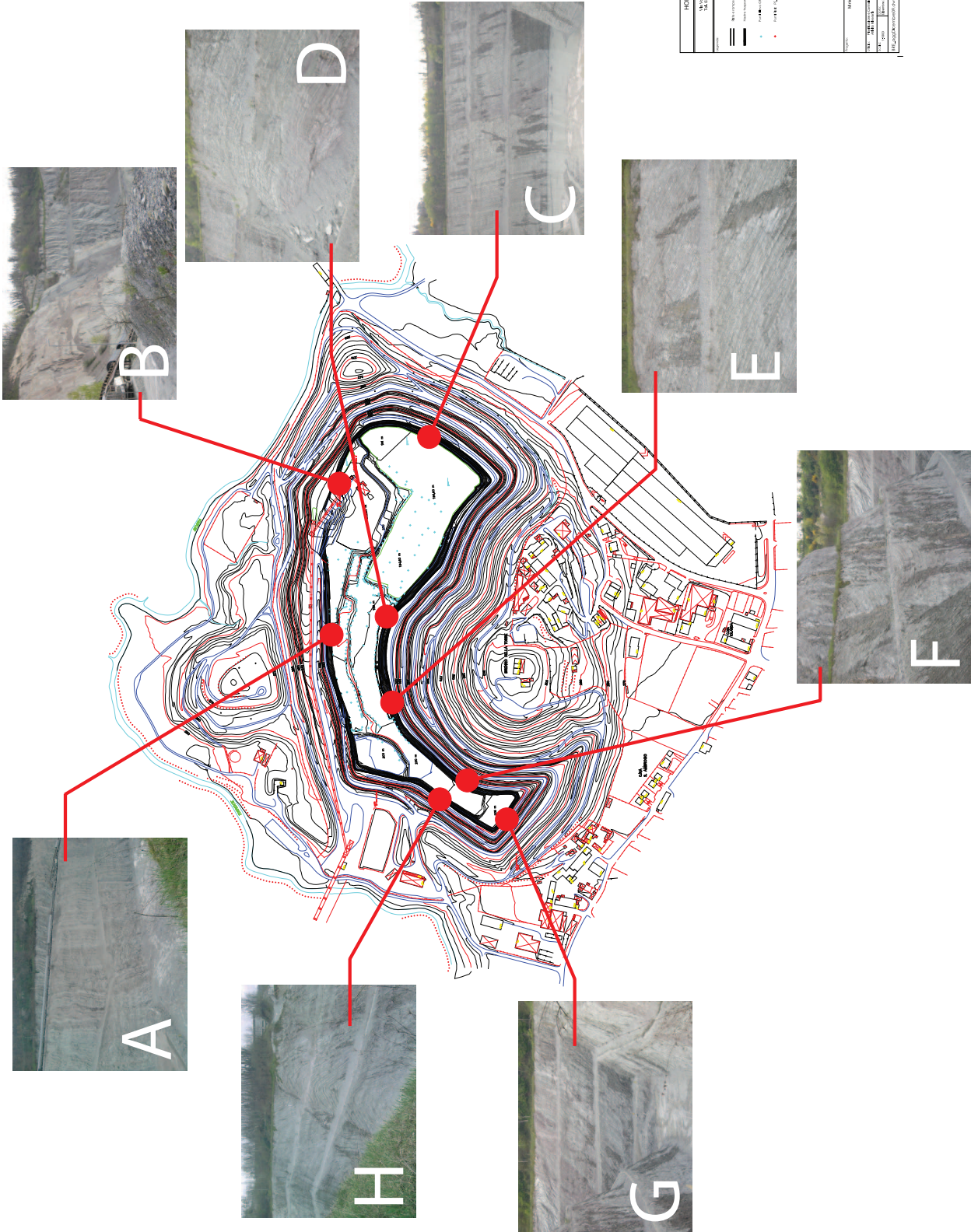
Naturalmente tale figura, avente unicamente uno scopo puramente descrittivo, mette già in evidenza chiaramente come al variare della posizione della scarpata varino profondamente anche le condizioni di stabilità. Questo aspetto sarà ampiamente preso in conto all'interno di un successivo paragrafo finalizzato all'inquadramento teorico del problema.

In particolare, il fianco settentrionale (Figura 1a, fotografie A/B) della miniera è interessato da strati aventi immersione variabile tra Sud e Sud-Ovest con pendenze molto elevate (attorno ai 70°, Figura 3a). Tale dato si mantiene pressoché costante anche lungo le scarpate orientali (Figura 1a, fotografia C e Figura 3b). La direzione degli strati rispetto al fronte di coltivazione, nel primo caso, indica una disposizione prevalente a franapoggio, meno accentuata nel secondo caso (direzione principale NO-SE, pressoché perpendicolare al fronte).

Gli scavi operati lungo i fianchi della collina di Brenno ove è ubicata la Torre (zona a Sud della miniera, fotografie D/E/F di Figura 1), hanno evidenziato la presenza di una piega sinclinale (Figura 4a e fotografia F di Figura 1a) di tipo asimmetrico in corrispondenza di una faglia. Tale zona è caratterizzata, procedendo da Est ad Ovest ancora da immersioni prevalentemente orientate verso Sud con pendenze anche prossime a 90° e strati disposti a reggipoggio e direzione prevalente lungo l'asse Est-Ovest.

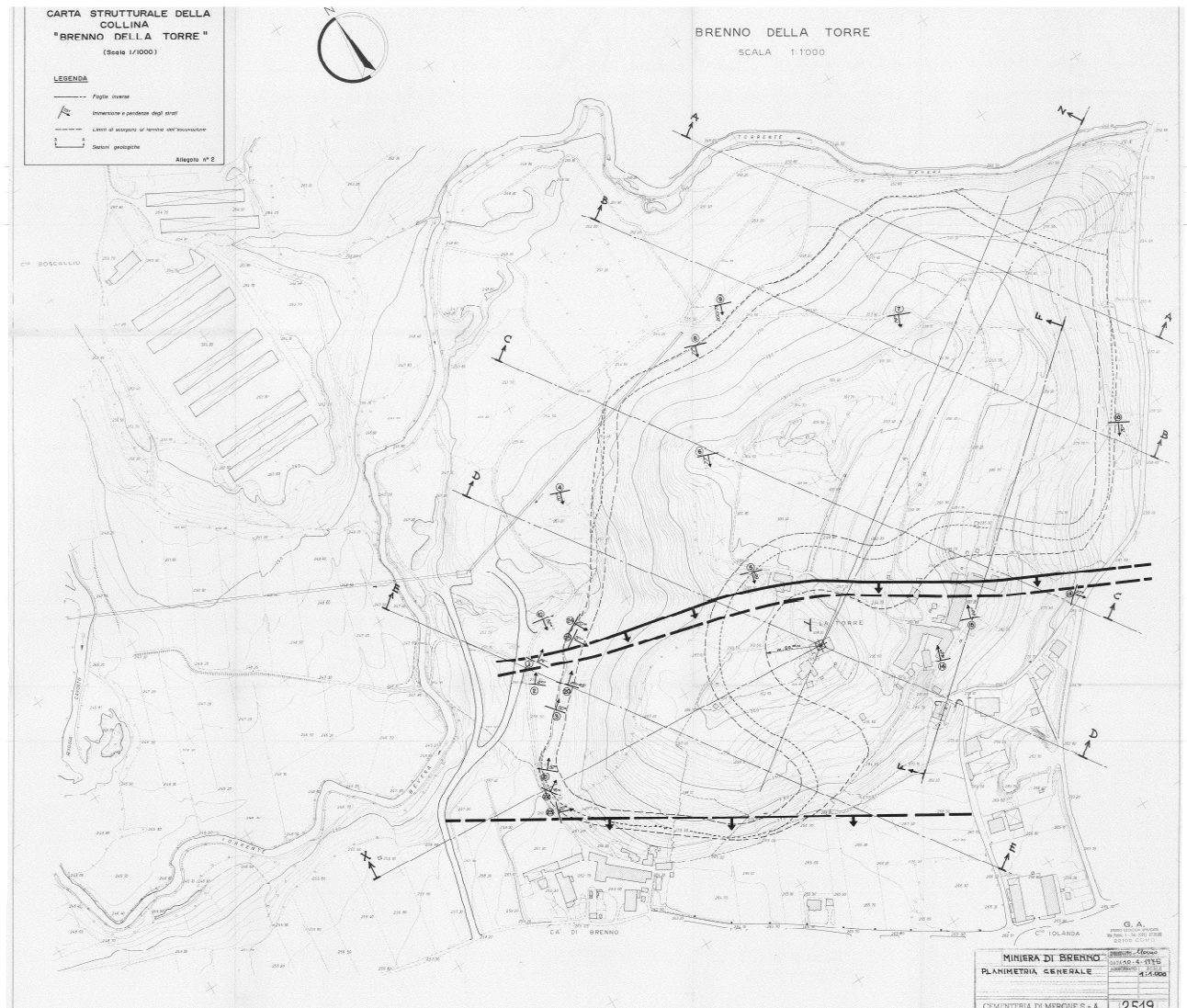
Procedendo lungo i fronti Sud-Ovest ed Ovest (fotografie G ed H, di Figura 1a) si osserva una rotazione delle immersioni da S-SO a Ovest, Nord-Ovest ed infine Sud Sud-Est, con pendenze variabili tra 20° e 50°, con fronti prevalentemente a franapoggio.

## CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

[illegible]



**CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"**



**Figura 1: (a) stato di fatto a Dicembre 2009 ed individuazione delle principali strutture geologiche; (b) carta geologico-strutturale della Miniera di Brenno ("Escavazione e ripristino ambientale miniera collina di Brenno della Torre", Geoidrica).**

Il quadro geologico brevemente delineato ci permette di evidenziare quanto segue:

1. la natura dei materiali calcareo-marnosi strutturati in oggetto, costituiti dalla successione di strati eterogenei, rende molto complessa la definizione di un modello geotecnico convincente;
2. la presenza di giaciture variabili comporta inevitabilmente una marcata anisotropia del comportamento meccanico del materiale;
3. il materiale difficilmente può essere trattato come un continuo. Infatti la definizione di un continuo equivalente è resa molto complicata sia dall'intrinseca anisotropia dell'ammasso, sia dalla spaziatura anche decimetrica delle alternanze. Questo implica una lunghezza caratteristica dell'eventuale continuo equivalente troppo elevata perché il comportamento meccanico del materiale possa essere in modo soddisfacente caratterizzato mediante prove di laboratorio eseguite su campioni di dimensioni standard.

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

4. Come quindi meglio specificato nel seguito si è deciso di trattare il materiale come uno pseudo-ammasso roccioso caratterizzato dalla presenza di piani di debolezza di giacitura nota e di spaziatura variabile anche decimetrica.
5. Questa strategia d'analisi permette di giustificare come la variabilità nell'immersione e nella pendenza degli strati descritti implichi, come meglio verrà discusso nel seguito, condizioni di stabilità dei fronti di scavo variabili a seconda dell'ubicazione e dell'esposizione degli stessi.
6. Inoltre, trattandosi di materiali di natura calcareo-marnosa, è attesa una variazione delle loro caratteristiche meccaniche al variare del contenuto d'acqua. Punto questo essenziale per lo studio della stabilità delle sponde di un invaso e soprattutto della loro evoluzione temporale.

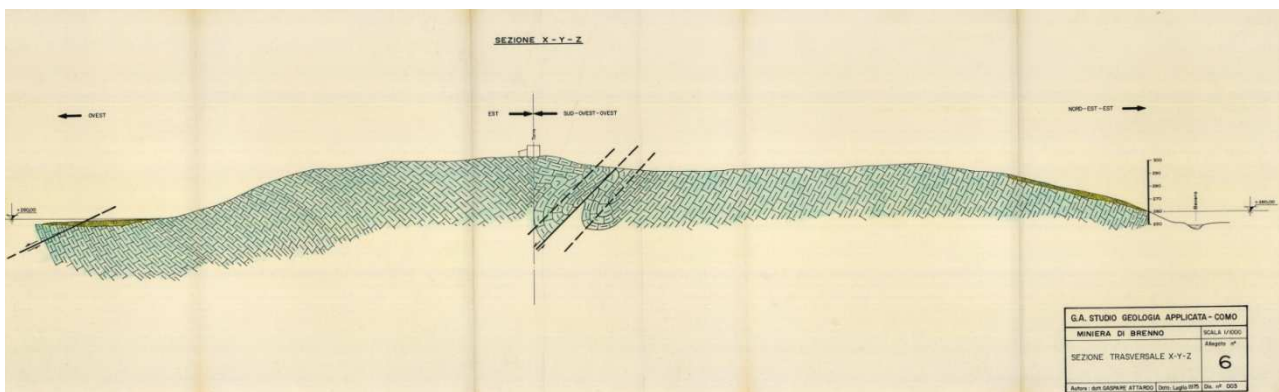


Figura 2: in sezione X-Y-Z (con riferimento alla carta geologica di Figura 1b) è evidente la presenza di una piega (nel seguito illustrata in Figura 4).



Figura 3: (a) particolare della scarpata settentrionale, e (b) orientale.

È allora stato reputato opportuno dare il via ad una campagna geognostica e di prove di laboratorio ad integrazione dei dati disponibili, come descritta all'interno del Cap.5, così da chiarire in quale misura quanto precedentemente osservato possa realmente influenzare la stabilità delle sponde del futuro invaso artificiale.





Figura 4: (a) particolare della piega, (b) vista lungo la scarpata prospiciente la Torre.

## 5. Progettazione e direzione della campagna geognostica integrativa e della campagna di prove di laboratorio atte a definire le caratteristiche meccaniche dei materiali in oggetto

### 5.1 Ubicazione dei sondaggi

Su richiesta degli Scriventi è stata condotta una campagna di sondaggi (con inizio l'8 Aprile 2010 e termine il 27 Aprile), affidata dalla Committenza alla ditta TEKNOS s.r.l. – Curno (BG), al fine di prelevare carote indisturbate in vari punti prospicienti le sponde dell'invaso e secondo direzioni differenti con l'evidente finalità di cogliere la variabilità geostrutturale dei materiali costituenti il giacimento.

Sono state allora individuate le quattro aree indicate in Figura 5a, per le quali si è proceduto all'estrazione di carote con lunghezze variabili tra i 5 e i 25 m lungo la direzione verticale, quella sub-orizzontale e con inclinazione di  $+45^\circ$  e  $-45^\circ$  circa (Figura 5b). Tale scelta è stata dettata dall'esigenza di indagare, nella successiva fase di esecuzione delle prove sperimentale di laboratorio, la variabilità delle caratteristiche geomeccaniche in funzione della giacitura dei piani, elemento essenzialmente responsabile dell'anisotropia meccanica già citata del materiale.

Qui di seguito è allora riportata una descrizione sommaria dei sondaggi eseguiti, l'ubicazione dei quali è riportata in pianta in Figura 5; in Tabella 2 sono riportati gli stessi dati in modo schematico.

- **SONDAGGIO SA** (Figura 5)  
Realizzato in prossimità della collina (v. Figura 4), consta di una carota avente inclinazione pari a  $45^\circ$  di lunghezza pari a 8.5 m ed una sub-verticale di profondità 8 m.
- **SONDAGGIO SB** (Figura 5)  
Realizzato in corrispondenza del fronte orientale (v. Figura 3b), consta di due carote aventi inclinazioni pari a  $45^\circ$  (ma opposte direzioni, lunghezze 8.5 m e 4.5 m rispettivamente), una sub-orizzontale di lunghezza 4.8m ed una sub-verticale di profondità 25.4m.
- **SONDAGGIO SC** (Figura 5)  
La presenza di una formazione in apparenza litologicamente differente, in quanto prevalentemente rossastra, rispetto alla predominante componente marnosa bruno-verdastra ha consigliato la realizzazione del presente carotaggio con prelievo di





Figura 6: formazione presente in corrispondenza del sondaggio SC.

- **SONDAGGIO SD** (Figura 5)  
Realizzato lungo il fronte di coltivazione settentrionale, consta di una carota sub-verticale (profondità 5.6 m) ed una inclinata a 45° (lunghezza 5.1 m).

Sondaggio	Orientazione	Lunghezza [m]	Data inizio sondaggio	Data fine sondaggio
SA	verticale	8.0	13 Aprile	14 Aprile
	45°	8.5	14 Aprile	15 Aprile
SB	orizzontale	4.8	25 Aprile	26 Aprile
	45°	5.5	21 Aprile	22 Aprile
	-45°	5.3	22 Aprile	23 Aprile
	verticale	25.4	15 Aprile	21 Aprile
SC	verticale	5.8	26 Aprile	27 Aprile
SD	verticale	5.6	8 Aprile	9 Aprile
	45°	5.1	11 Aprile	12 Aprile

Tabella 3: riepilogo dei dati relativi ai sondaggi eseguiti.

### 5.2 Prove di laboratorio

Al fine di caratterizzare meccanicamente i materiali in oggetto, si è inizialmente scelto, anche per ovvii motivi di economicità, di far eseguire unicamente:



CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNIO"

- prove di compressione monoassiale,
- prove triassiali drenate,
- prove brasiliane,
- prove di taglio sulle discontinuità.

In particolare le prove triassiali, quelle di compressione monoassiale e le prove di taglio sono state fatte eseguire con la finalità di valutare la resistenza a taglio dei piani di debolezza/discontinuità presenti nel materiale, mentre le prove brasiliane per valutare la resistenza a trazione del matrice calcarea più resistente. Su suggerimento della Holcim, tutte le prove di laboratorio, i risultati delle quali sono qui nel seguito brevemente illustrati, ed i certificati delle quali sono allegati in Appendice alla presente, sono state condotte presso il laboratorio geotecnico dello Studio ALTAIR di Cinisello Balsamo (MI) nel periodo compreso tra Aprile e Agosto 2010. In Tabella 4 è schematicamente riportato il piano prove e nel seguito, si farà riferimento al codice campione contenuto nella medesima Tabella. Per ciascun campione è naturalmente riportato il sondaggio di provenienza (vedi Tabella 3).

La restituzione dell'area di cava e la sua conversione in vasca di laminazione (con variazione dei livelli in funzione dei cicli di riempimento e svuotamento), come già osservato, ha suggerito agli scriventi la necessità di studiare la risposta meccanica di questo tipo di materiali in presenza d'acqua, o meglio al variare del loro contenuto d'acqua. Si osservi infatti che le indagini di laboratorio condotte in precedenza, almeno quelle messe a disposizione degli scriventi (si rimanda a tal proposito alla Tabella 1), sembrano aver preso in considerazione prevalentemente la resistenza dei materiali in condizioni secche, scelta per altro giustificata dalla tecnica di coltivazione della cava.

A tal proposito è necessario premettere che l'eterogeneità del materiale e la sua natura stratificata ha assolutamente impedito la saturazione del materiale e l'assorbimento d'acqua è risultato del tutto disuniforme. Ancora una volta, anche da un punto di vista puramente idraulico, la velleità di trattare il materiale come un continuo è apparsa poco sensata.

In particolare, la semplice immersione del materiale in acqua ha messo chiaramente in luce come a breve termine gli strati marnosi, con marcata presenza di intercalazioni argillose, tendano ad assorbire acqua ed a rigonfiarsi, portando all'apertura dei campioni stessi. Al contrario gli strati di natura prevalentemente calcarea sembrano mantenersi intatti e prevalentemente impermeabili.

Quanto visualmente osservato ha suggerito allora agli scriventi la necessità di valutare anche quantitativamente l'effetto dell'imbibizione dei campioni e la disomogenea saturazione degli strati marnosi sulla resistenza del materiale. La campagna di prove di laboratorio effettivamente eseguita, data l'impossibilità di rompere i campioni in cella triassiale (in quasi tutte le prove è stato raggiunto il limite massimo dell'anello dinamometrico) è quindi consistita in:

- prove di imbibizione in assenza e presenza di confinamento laterale al variare del tempo di immersione;
- prove di resistenza a compressione monoassiale in pressa su campioni in condizioni di saturazione naturali o al variare del tempo di imbibizione del campione e della giacitura degli strati;
- prove di taglio del giunto su campioni imbibiti a confinamento nullo;
- prove brasiliane su provini non imbibiti.

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

Sondaggio	Orientazione	Campioni	Lunghezza [m]
SA	Verticale	c1	3.75-4.05
		c2	5.00-5.75
		c3	6.55-7.07
		c4	7.70-8.00
	45°	c1	6.15-6.60
		c2	7.20-7.62
		c3	7.62-8.12
		c4	8.12-8.39
SB	Orizzontale	c1	1.00-1.50
		c2	1.85-2.65
		c3	3.55-4.50
	45°	c1	3.04-3.45
		c2	4.05-4.54
		c3	4.55-5.01
		c4	5.01-5.50
	Verticale	c1	2.96-3.40
		c2	6.80-7.54
		c3	10.08-10.69
		c4	16.20-16.90
		c5	20.30-21.00
		c6	24.68-25.25
	-45°	c1	2.45-3.00
		c2	3.00-3.73
		c3	3.80-4.32
		c4	4.93-5.30
SC	Verticale	c1	2.55-3.05
		c2	4.08-4.58
		c3	4.58-5.08
		c4	5.08-5.38
SD	Verticale	c1	1.70-2.00
		c2	2.00-2.40
		c3	2.40-2.74
		c4	2.74-2.97
		c5	3.40-3.72
	45°	c1	1.03-1.70
		c2	2.14-2.70
		c3	3.25-3.48

Tabella 4: piano prove.



### **PROVE DI IMBIBIZIONE**

Come già accennato, le prove di imbibizione in assenza di confinamento laterale, in presenza di battenti d'acqua limitati (20-40 cm), contrariamente a quanto ci si poteva attendere, hanno mostrato che i campioni indagati, indipendentemente dalla giacitura, presentano un comportamento prevalentemente fragile: l'assenza di confinamento ha permesso la penetrazione dell'acqua e questa, nella maggior parte dei casi, ha causato la parziale disgregazione del campione, anche in assenza di carichi assiali: provini inizialmente apparentemente totalmente "sani" e privi di difetti, si sono disgregati unicamente a causa della loro immersione in acqua (Figura 7).



Figura 7: disgregazione dei provini durante le prove di imbibizione a pressione atmosferica.

### **PROVE DI CARICO MONOASSIALE**

Le prove di carico monoassiale, atte alla valutazione della massima resistenza a compressione semplice (nel seguito indicata con la sigla UCS), sono state eseguite su carote sia in condizioni di contenuto d'acqua naturale, sia dopo imbibizione effettuata in cella triassiale. Durante tale fase, ciascun campione è stato sottoposto ad un confinamento laterale di 600 kPa senza impiego di membrana in lattice così da favorire il processo di filtrazione e conseguente imbibizione del campione. La fase di rottura a carico controllato ha avuto luogo nella pressa per rocce da 1.5 MPa disponibile presso lo Studio ALTAIR (informazioni circa le velocità di carico, la durata delle prove, ecc. sono contenute nei certificati di prova allegati alla presente). Come atteso, il processo di imbibizione su campioni confinati non ha portato ad un'evoluzione del danno così marcato quanto quello osservato per campioni semplicemente immersi. E' facile allora ipotizzare che in queste condizioni l'evoluzione del processo possa essere fortemente rallentato.

In Figura 8 sono riportati i risultati ottenuti in funzione della giacitura  $\beta$  (essendo  $\beta$  l'angolo fra la normale agli strati e l'asse del provino) delle discontinuità, sia per provini in condizioni di umidità naturale (Figura 8a) che a seguito della fase di imbibizione (Figura 8b). Come è lecito attendersi, il confronto fra i due grafici permette di evidenziare la diminuzione di UCS

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

all'aumentare della saturazione dei provini.

Inoltre, sempre in Figura 8, sono riportate le interpolazioni (curve tratteggiate) dei dati sperimentali secondo la teoria del piano di debolezza di Jaeger (Jaeger, 1976). Queste sono state ottenute con i parametri geomeccanici riportati in Tabella 5.

	Angolo di attrito – materiale INTATTO $\phi' [^\circ]$	Angolo di attrito – DISCONTINUITÀ $\phi_p [^\circ]$	Coesione – materiale INTATTO $c' [MPa]$	Coesione – DISCONTINUITÀ $c_p [MPa]$
<b>campioni naturali</b>	35	25	5.5	3
<b>campioni imbibiti</b>	33	15	4.5	0.2

Tabella 5: riepilogo dei parametri geomeccanici per l'ottenimento degli inviluppi di Jaeger.

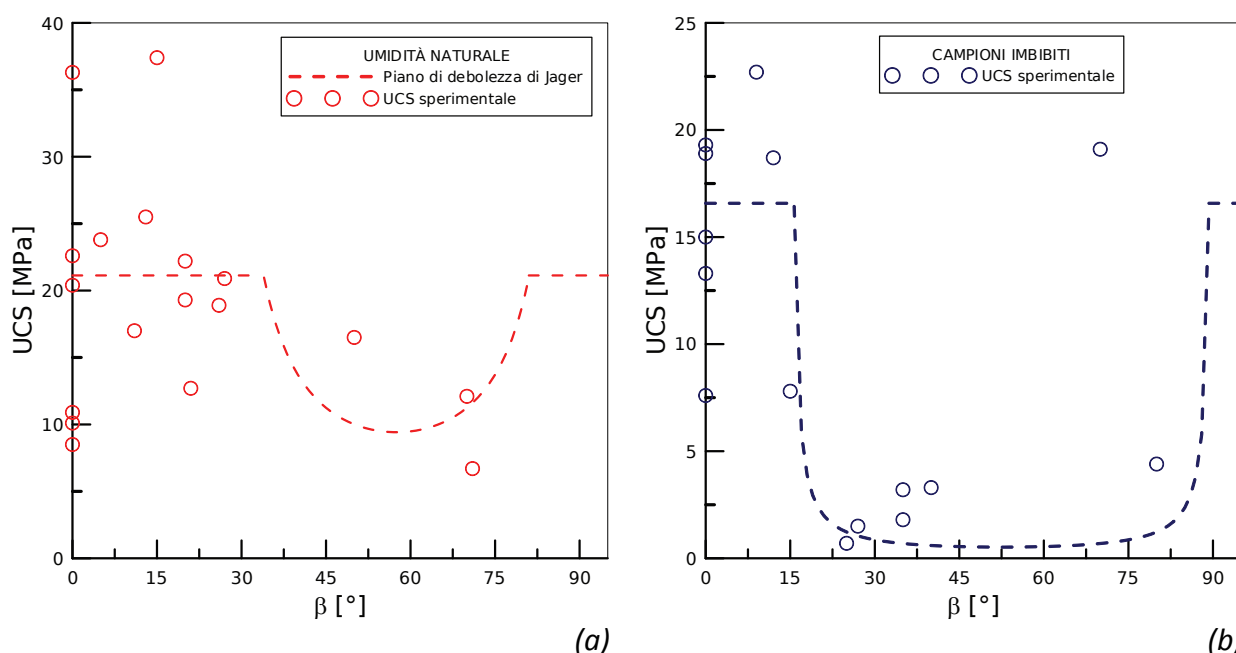


Figura 8: resistenza a compressione monoassiale (UCS) per i campioni relativi ai quattro sondaggi, per ogni giacitura  $\beta$  indagata, sia in condizioni di contenuto d'acqua naturale (a), che dopo imbibizione (b).

La forte dispersione dei risultati sperimentali è da imputarsi prevalentemente all'eterogeneità del materiale e quindi alla modesta rappresentatività dei provini, caratterizzati da una dimensione troppo piccola rispetto alla lunghezza caratteristica del materiale. Si noti come la massima resistenza a compressione sia correlata alla giacitura orizzontale delle discontinuità e presenti un minimo in corrispondenza di angoli  $\beta$  prossimi a 50-70° per i campioni naturali e prossimi a 30-45° per quelli imbibiti. Il valore massimo di UCS, al contrario è ottenuto per campioni con giaciture sub-orizzontali ( $\beta=0^\circ$ ).

In Figura 9 sono riportati i valori di UCS con riferimento alla quantità di acqua assorbita dai campioni durante la fase di imbibizione. La presenza di campioni imbibiti aventi resistenze più

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

elevate rispetto alle condizioni naturali è da imputarsi principalmente alla distribuzione spaziale degli strati marnosi-argillitici ed alla conseguente dispersione dei risultati sperimentali. Come per altro accennato in precedenza, però, data l'eterogeneità dei campioni e date le loro ridotte dimensioni, tale parametro non è particolarmente indicativo. In ogni caso, la massima resistenza è generalmente associata alle condizioni di contenuto d'acqua naturale (corrispondente ad una percentuale di acqua assorbita pari a 0%): al crescere del volume d'acqua assorbito dal provino, si osserva una marcata riduzione, se non ad un annullamento, del parametro UCS. Il valore in percentuale è stato ottenuto dividendo il volume d'acqua assorbito per il volume del campione stesso.

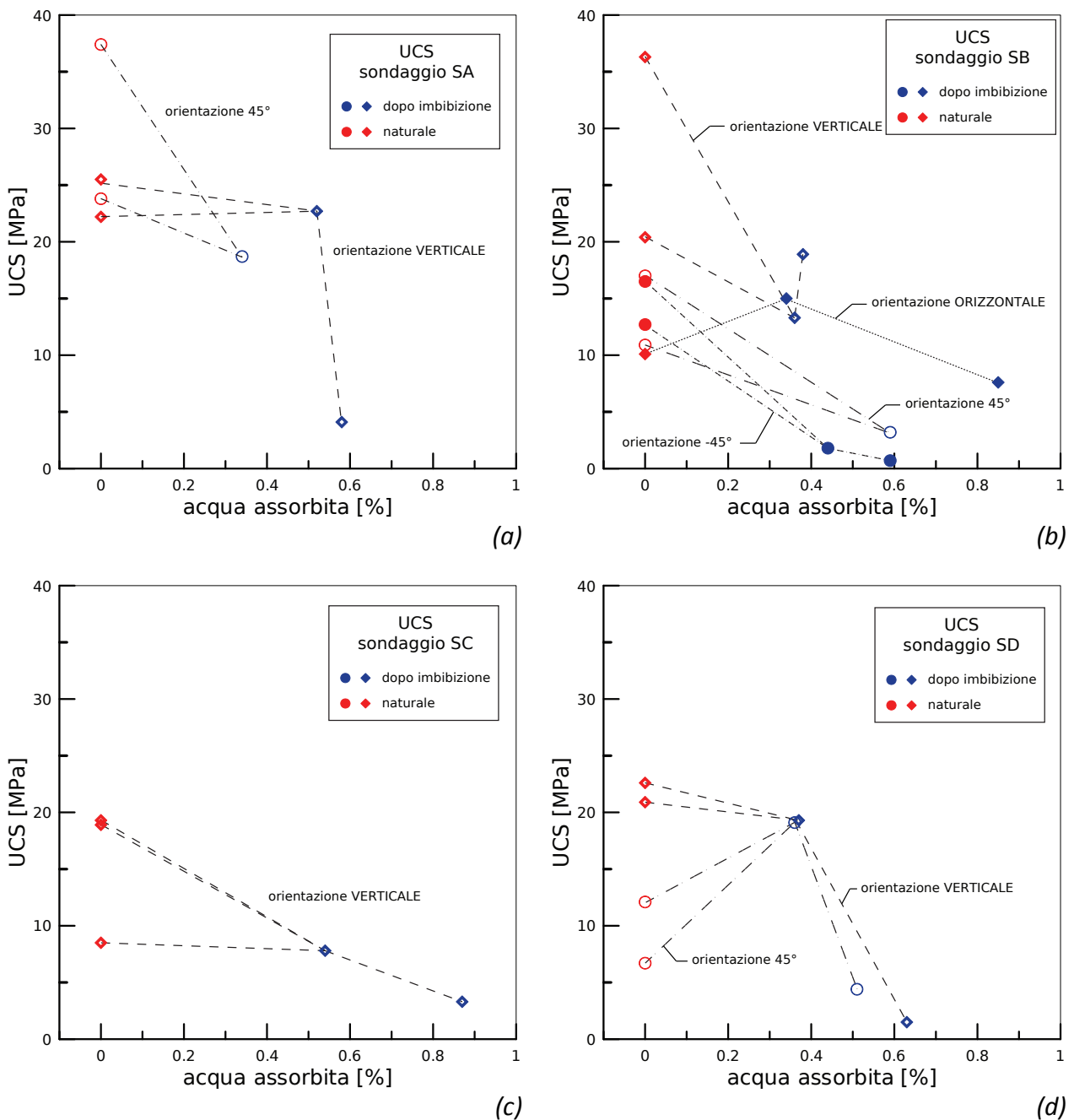


Figura 9: andamento della resistenza a compressione uniassiale (UCS) in relazione alla percentuale di acqua assorbita.

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNIO"

La campagna di prove di compressione monoassiale è stata condotta unicamente su provini saturati in cella triassiale e con tempi di imbibizione differenti (compresi tra 20 e 72 ore). Per il campione "SB c2" (orientazione orizzontale) si è invece optato di incrementare il confinamento sino a 400 kPa, secondo i gradini riportati nel certificato di prova.

La fase di carico è stata effettuata a deformazione controllata (velocità di deformazione pari a 0.20 mm/min). Nessuno dei campioni è stato portato a rottura, poiché è stato raggiunto il fondo scala dell'anello dinamometrico. Per ottenere almeno il valore di resistenza di picco, si è successivamente proceduto alla rottura in pressa mediante prova monoassiale a carico controllato.

### PROVE DI TAGLIO

Le caratteristiche di resistenza a taglio dei giunti (angolo di attrito della discontinuità e eventuale coesione) sono state valutate sulla base di prove di taglio effettuate sulla discontinuità a sforzi verticali crescenti e pari a 2, 4 e 6 MPa. A partire da un campione intatto, si è proceduto applicando un primo passo di carico a sforzo verticale pari a 2 MPa (punto t1 di Figura 10). Successivamente, a seguito dell'avvenuta apertura del giunto, sono stati eseguiti due ulteriori passi di carico (t2 e t3 di Figura 10, sforzi verticali rispettivamente pari a 4 e 6 MPa).

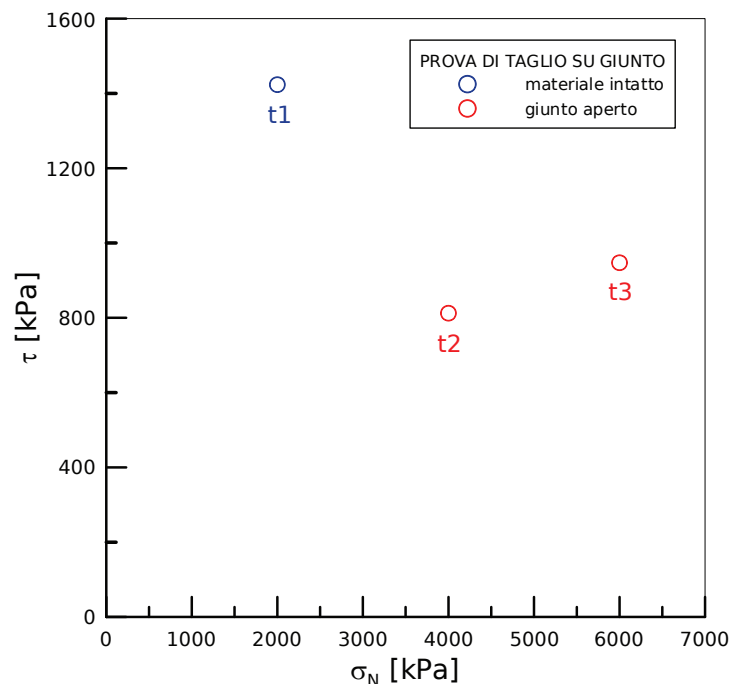


Figura 10: involucro di rottura a seguito della prova di taglio eseguita sul campione SB-45 c2. Il punto t1 fa riferimento alla massima resistenza della matrice, i punti t2 e t3 alle resistenze di picco determinate sulla discontinuità formatasi a seguito della rottura t1.

Ipotizzando un involucro di rottura lineare passante per i punti t2 e t3 e caratterizzato da coesione nulla, è possibile determinare l'angolo di attrito del giunto  $\phi_p$ , pari a circa  $10^\circ$ .

### PROVE BRASILIANE

A chiusura della campagna di prove sperimentali, sono state eseguite prove brasiliane di trazione indiretta su campioni non imbibiti, per la determinazione della massima resistenza a

trazione (nel seguito, ITS – Indirect Tensile Strength). Come mostrato in Figura 11, sono disponibili dati relativi sia a campioni caratterizzati da discontinuità sub-orizzontali ( $\beta \approx 0^\circ$ ) che sub-verticali ( $\beta \approx 90^\circ$ ), oltre che su provini ottenuti carotando esclusivamente la matrice rocciosa intatta.

In Figura 11 si mostra un trend decrescente di ITS all'aumentare dell'angolo di giacitura: in Tabella 6 sono riportati i valori medi di resistenza calcolati.

Giacitura $\beta$ [°]	ITS medio [MPa]
matrice	6.32
0	4.60
90	2.87

Tabella 6: valori medi di ITS in funzione della giacitura.

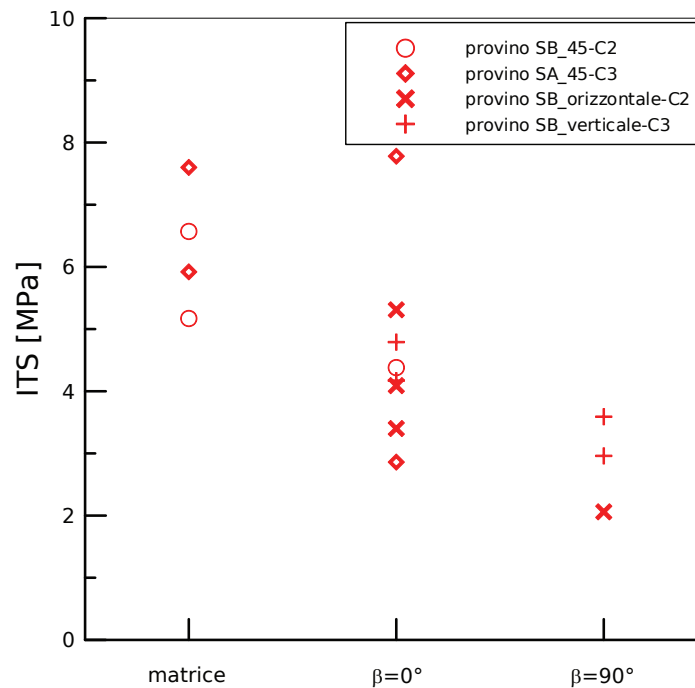


Figura 11: massima resistenza a trazione indiretta (ITS) in funzione della giacitura  $\beta$  delle discontinuità.

## 6. Inquadramento teorico del problema

Come ampiamente evidenziato nei paragrafi precedenti di questa relazione, all'interno dei quali sono stati discussi i risultati sperimentali ottenuti presso lo Studio ALTAIR, e acclusi alla presente relazione (vedi Appendice), i depositi marnosi relativamente omogenei in pianta e lungo la profondità indagata, che sono stati oggetto dell'intensa attività estrattiva della cava di Brenno, sono caratterizzati da un comportamento meccanico alla meso-scala estremamente anisotropo. L'anisotropia del comportamento meccanico dei campioni, già molto evidente per i campioni aventi contenuto d'acqua naturale (e cioè del sito di estrazione) portati a rottura mediante prova di compressione ad espansione laterale libera, è risultato ancora più marcata nel caso dei provini imbibiti. L'anisotropia meccanica ed idraulica dei campioni evidenziata a livello della meso-scala è facilmente riconducibile alla tessitura del materiale ed all'alternanza di strati aventi differenti caratteristiche mineralogiche. In pratica, all'interno dei campioni, da un punto di vista meccanico, si presentano con spaziatura centimetrica dei piani di debolezza che vanno ad influenzare

pesantemente a livello meso-strutturale la risposta meccanica del sistema e che, come sarà illustrato, se pure solo qualitativamente, nel seguito, dominano anche la risposta del giacimento e la stabilità delle scarpate artificiali create dall'uomo durante la fase di sfruttamento della cava.

Quanto appena osservato circa l'anisotropia del comportamento meccanico del materiale ci induce ad ipotizzare che sia proprio la risposta meccanica dei piani di debolezza ad essere fortemente influenzata dal contenuto d'acqua: le intercalazioni argillose sembrano essere le responsabili dell'evidente processo di danneggiamento associato all'imbibizione dei campioni.

Il fatto che in alcuni casi il processo di degradazione si sia manifestato in modo evidente, mentre in altri tale processo non abbia avuto luogo, può essere facilmente giustificato ipotizzando una disomogeneità del materiale e dalla distribuzione delle inclusioni argillitiche all'interno del giacimento. Per altro, a tal riguardo, è opportuno osservare che tale disomogeneità non è purtroppo facilmente prevedibile.

Quanto evidenziato dai risultati sperimentali ci induce a concludere quanto segue:

- i. la risposta meccanica delle marne in oggetto è dominate dalla presenza di piani di debolezza,
- ii. la risposta meccanica dei piani di debolezza è fortemente influenzata dal contenuto d'acqua e di conseguenza da un eventuale processo di imbibizione del materiale,
- iii. la matrice calcarea, al contrario sembra essere molto resistente e scarsamente influenzata dal processo di idratazione,
- iv. di conseguenza, se si va a considerare la stabilità delle scarpate, risulta essenziale definire l'inclinazione dei piani di debolezza rispetto alla giacitura della scarpata stessa; infatti, a seconda dell'angolo relativo fra normale al piano di debolezza e normale alla scarpata potranno come ben noto avere luogo processi di rottura a taglio, di instabilità flessionale o semplicemente di rottura flessionale.

Quanto qui sopra schematicamente osservato ci induce ad analizzare il problema con uno schema classico di ammasso roccioso (Figura 12b) nel quale però esiste essenzialmente un'unica famiglia di piani di debolezza, la resistenza meccanica dei quali è dominata dal contenuto d'acqua del materiale.

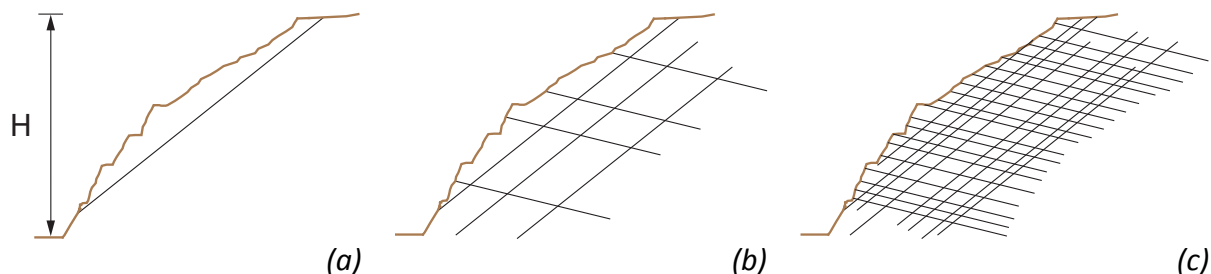


Figura 12: esempio di blocco singolo (a), ammasso roccioso (b), roccia altamente fratturata (c).

### i. Inquadramento teorico del problema meccanico

Per chiarire da un punto di vista concettuale le problematiche relative alla stabilità delle scarpate che andranno a costituire le sponde del bacino artificiale che si prevede di realizzare



presso la Cava di Brenno, è necessario innanzitutto considerare i tre tipi di rottura che teoricamente possono generarsi a causa della presenza di piani di debolezza caratterizzati da proprietà meccaniche a rottura estremamente scadenti.

Ci si riferisce essenzialmente ai meccanismi di rottura precedentemente citati di (a) rottura a taglio, (b) rottura flessionale e (c) instabilità flessionale.

### (a) Rottura a Taglio

Per quanto concerne il primo meccanismo di rottura, si prenda in considerazione una parete verticale in roccia di altezza  $H$  (ponendo in Figura 13  $\alpha=90^\circ$ ), caratterizzata dalla presenza di un'unica famiglia di discontinuità di spaziatura  $s$  ed inclinazione sull'orizzontale  $\beta$ . Se inizialmente consideriamo la matrice rocciosa infinitamente resistente, è facile comprendere che soltanto se  $0^\circ < \beta < 90^\circ$  (inclinazione a franapoggio) può avere luogo un collasso della parete. La rottura in questo caso sarà per taglio e gli scorrimenti saranno concentrati lungo un'unica superficie. Se si ipotizza una legge di rottura per le discontinuità alla Mohr-Coulomb ( $c'$  e  $\phi'$  non contemporaneamente nulli) allora la rottura coinvolgerà proprio la discontinuità più profonda (linea rossa di Figura 13b) e la stabilità del sistema potrà essere valutata per il singolo blocco in roccia nel modo seguente:

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{2c'}{\gamma \cdot H' \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta} \quad [1]$$

ove con  $H'$  si intende la profondità del punto di affioramento sulla parete della singola discontinuità. È evidente dall'analisi dell'Eq. [1] che il coefficiente di sicurezza minimo sarà associato al valore di  $H'=H^*$  pari al valore massimo di  $H'$ , infatti il secondo termine dell'equazione in oggetto si riduce monotonamente al crescere di  $H'$ .

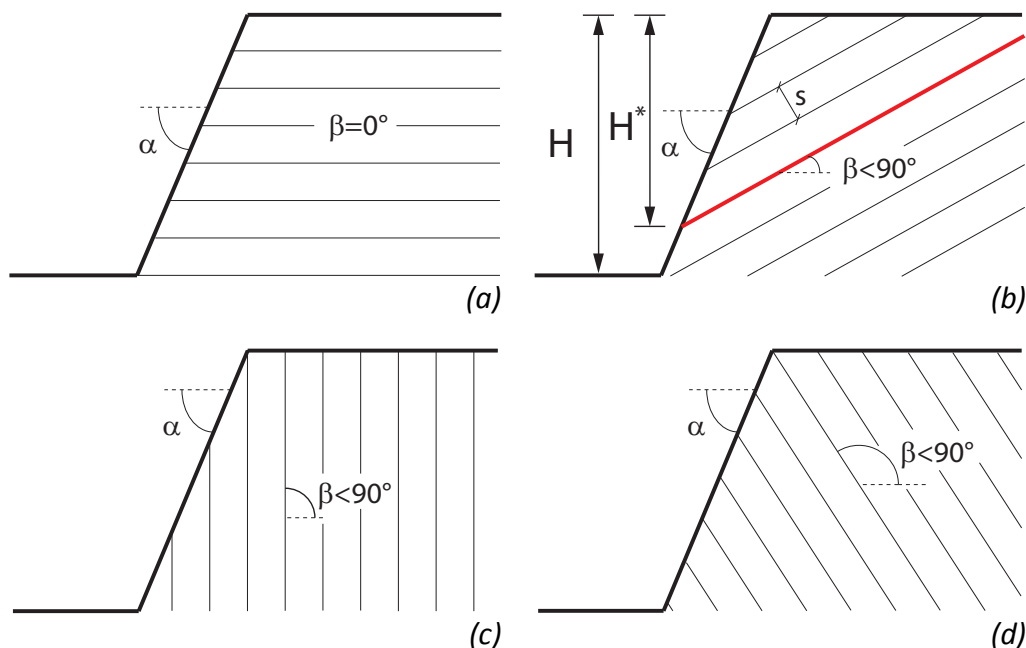


Figura 13: esempi di parete in roccia in presenza di fratture o piani di debolezza al variare della giacitura delle discontinuità.

In Figura 14 è invece riportato l'andamento del coefficiente di sicurezza per vari valori di  $c_p$  ed al variare dell'inclinazione delle discontinuità, supposta l'intera parete completamente sommersa dall'invaso (materiale completamente imbibito avente angolo di attrito pari a  $15^\circ$ , come valutato all'interno del §5). Si osservi però che questi andamenti sono stati ottenuti introducendo la condizione  $H'=H^*$  (dato che nel nostro caso la spaziatura fra i piani di debolezza può essere assunta centimetrica) ed ipotizzando una resistenza a trazione delle discontinuità esattamente pari a  $c' \cdot \cotg \phi'$ . Si osservi però che in questo caso, anche se si ipotizzasse nulla la resistenza a trazione delle discontinuità, il risultato rimarrebbe invariato perché le fessure risultano compresse lungo tutta la loro estensione.

L'andamento riportato in Figura 14 è molto simile a quello a quello ottenibile mediante la ben nota e già citata teoria del piano di debolezza (Jaeger, 1976).

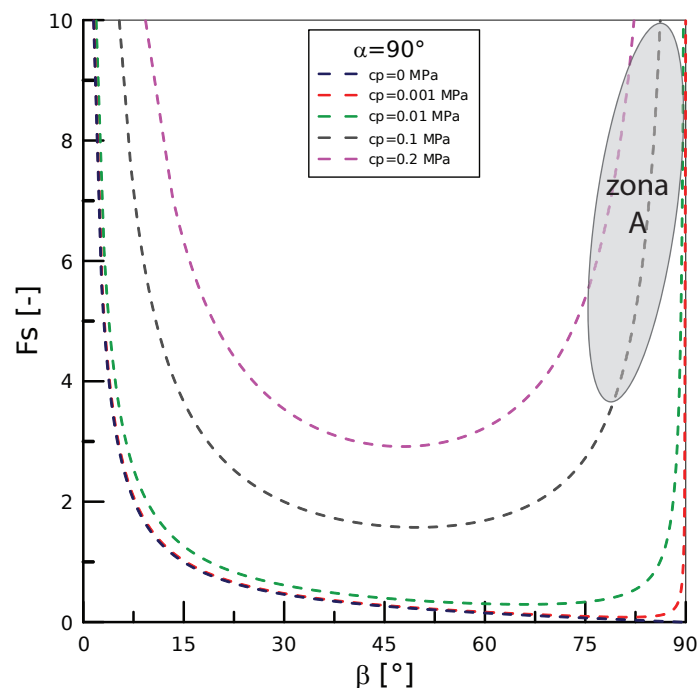


Figura 14: variazione del coefficiente di sicurezza in funzione della giacitura delle discontinuità ( $\phi_p=15^\circ$ ;  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ ;  $H=12 \text{ m}$ ).

Nel caso di parete inclinata di un angolo qualsiasi, la formulazione espressa dalla [1] diviene:

$$F_s = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} + \frac{2c' \cdot \sin \alpha}{\gamma \cdot H' \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot \sin \beta} \quad [2]$$

Utilizzando la [2] ed ipotizzando valori dell'angolo  $\alpha$  pari a  $70^\circ$  e  $60^\circ$ , si ricavano gli andamenti rappresentati in Figura 15a e b rispettivamente.

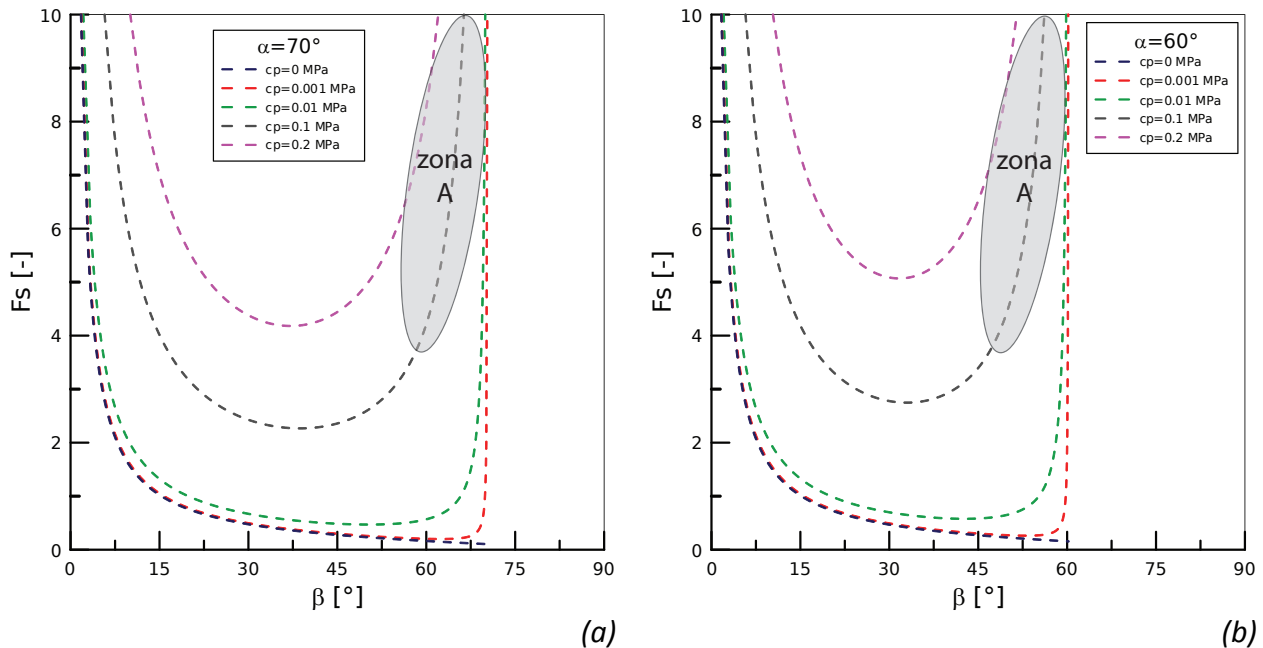


Figura 15: variazione del coefficiente di sicurezza in funzione della giacitura delle discontinuità ( $\phi_p = 15^\circ$ ;  $\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup>;  $H = 12$  m).

Fissata ora l'altezza della scarpata  $H$  pari a 12 m, un'inclinazione della parete pari a  $70^\circ$ , ipotizzato un livello del bacino  $H_w$  pari a 6 m ed una coesione lungo la discontinuità  $\beta$  pari a  $c_{p1}$  (coesione del materiale imbibito) lungo il tratto sommerso ( $z < H_w$ , Figura 16), e variabile linearmente tra  $c_{p1}$  e  $c_{p2}$  (coesione del materiale in condizioni di saturazione naturale) per le quote superiori ( $H_w \leq z \leq H$ ), è possibile ancora una volta ottenere un grafico per la rappresentazione di  $F_s$  in funzione dell'inclinazione della discontinuità, per le coppie di valori di coesione ( $c_{p1}; c_{p2}$ ) di Figura 17.

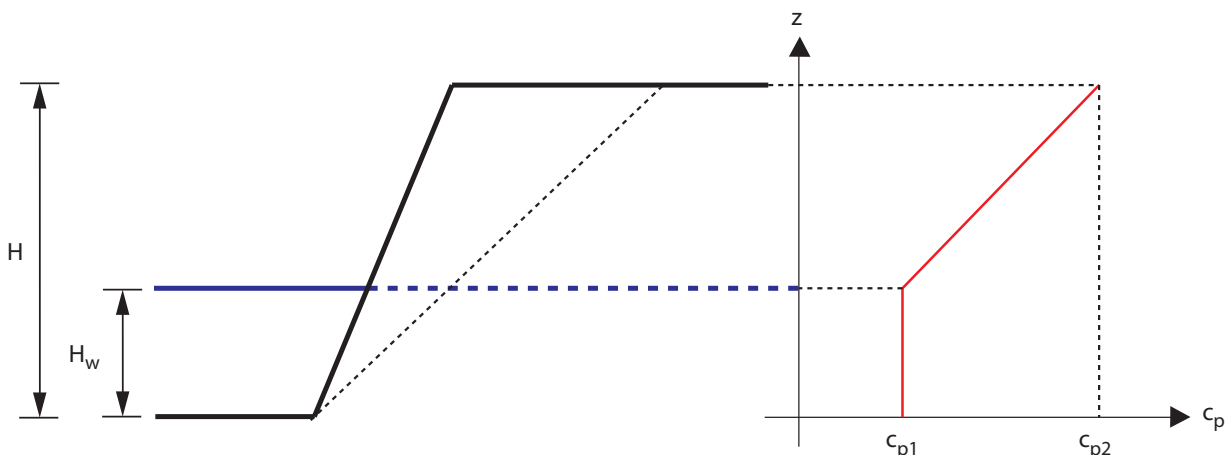


Figura 16: rappresentazione schematica della variazione della coesione in funzione della profondità.

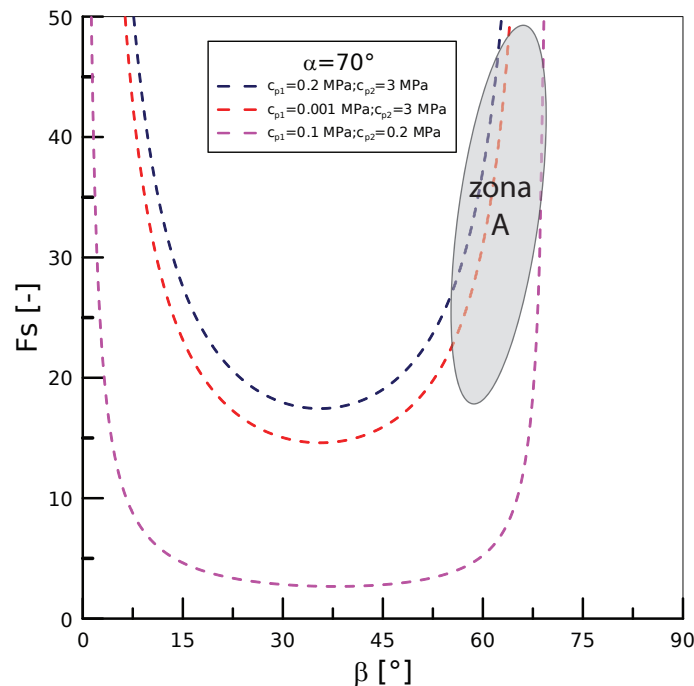


Figura 17: variazione del coefficiente di sicurezza in funzione della giacitura delle discontinuità ( $\phi_p=15^\circ$ ;  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ ;  $H=12 \text{ m}$ ,  $H_w=6 \text{ m}$ ).

Analogamente a quanto proposto per la coesione, sarà opportuno, in fase progettuale, valutare il comportamento dello scavo anche in presenza di attrito variabile lungo la superficie di discontinuità.

I valori di coesione  $c_p$  impiegati per lo studio parametrico introdotto in precedenza, fanno riferimento ai risultati sperimentali così come interpretati e discussi all'interno del §5. Si richiama qui l'attenzione al fatto che il processo di imbibizione ha avuto luogo in cella triassiale per una durata di 72 ore. È pertanto plausibile che i provini non abbiano raggiunto le massime condizioni di saturazioni possibili ovvero che i parametri di resistenza introdotti siano superiori a quelli effettivamente agenti a lungo termine in sito. Quanto ipotizzato trova inoltre conferma nei risultati delle prove di imbibizione condotte a pressione atmosferica, per le quali si è assistita ad una rottura fragile ancor prima di procedere alla prova di compressione. In tale condizione è lecito supporre che la coesione tenda pressoché ad annullarsi.

### (b) Rottura flessionale

Nel caso di piani di debolezza posti a reggipoggio (Figura 13d), come già precedentemente accennato, la rottura per taglio non può avere luogo e diventa più probabile quella che generalmente è definita rottura flessionale. Per inquadrare il problema si consideri innanzitutto la geometria e lo schema geo-strutturale semplificato rappresentato in Figura 18.

È evidente dalla geometria rappresentata in figura come la singola lastra risulti inflessa sotto il peso proprio ed, essendo anche la matrice rocciosa deformabile e caratterizzata da una resistenza a trazione finita, la rottura avvenga per flessione nella sezione di incastro di base. Il momento flettente dipenderà essenzialmente dall'angolo di inclinazione  $\beta$  e dall'altezza  $H$  valutata questa volta in direzione parallela alle discontinuità sub-verticali.

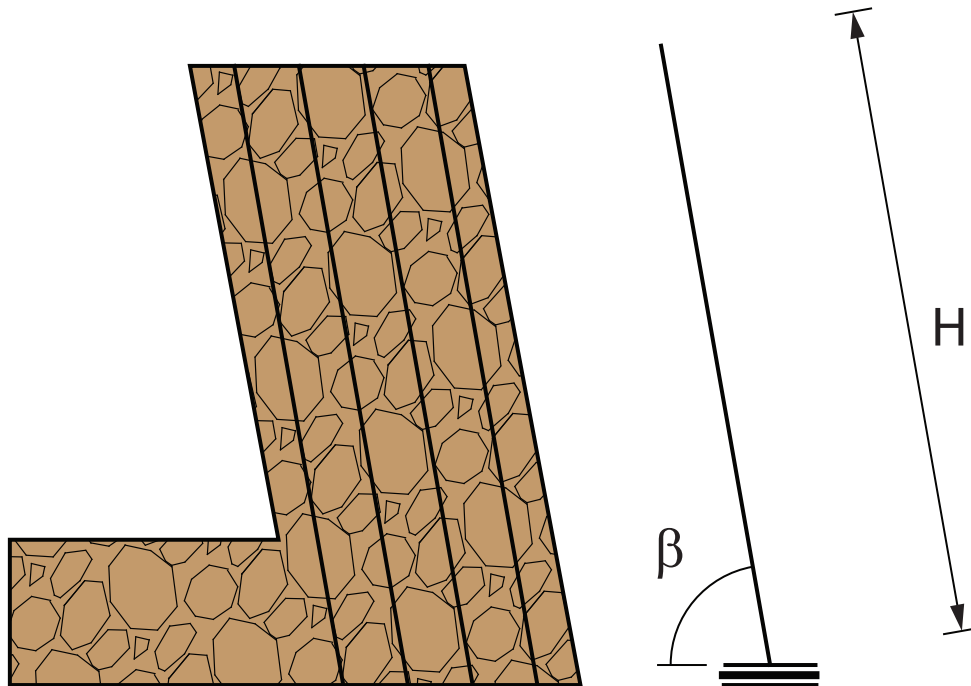


Figura 18: instabilità flessionale di lastre inflesse.

Nella sezione di incastro (la più sollecitata) è allora necessario valutare il momento flettente e l'azione assiale che, avendo scritto l'equilibrio nella configurazione indeformata, saranno funzione unicamente della geometria (spaziatura, altezza della parete ed inclinazione delle discontinuità):

$$\begin{cases} M = \frac{\gamma S_z H^2 b \cdot \cos \beta}{2} \\ N = \gamma S_z b H \cdot \sin \beta \end{cases} \quad [3]$$

ove con  $S_z$  si è indicata la spaziatura delle discontinuità subverticali mentre con  $M$  si è indicato il momento alla base per unità di profondità  $b$  ed analogamente con  $N$  l'azione assiale sempre per unità di profondità. Ipotizzando ora che, a favore di sicurezza, le discontinuità sub-verticali siano completamente aperte, si ottiene:

$$\sigma_{MAX}^T = \frac{N}{A} - \frac{M S_z}{I} \quad [4]$$

essendo:

$$\begin{aligned} A &= b S_z \\ I &= \frac{1}{12} b S_z^3 \end{aligned} \quad [5]$$

si ottiene:

$$\sigma_{MAX}^T = \gamma H \left[ \sin \beta - \left( \frac{3 H \cos \beta}{S_z} \right) \right] \quad [6]$$

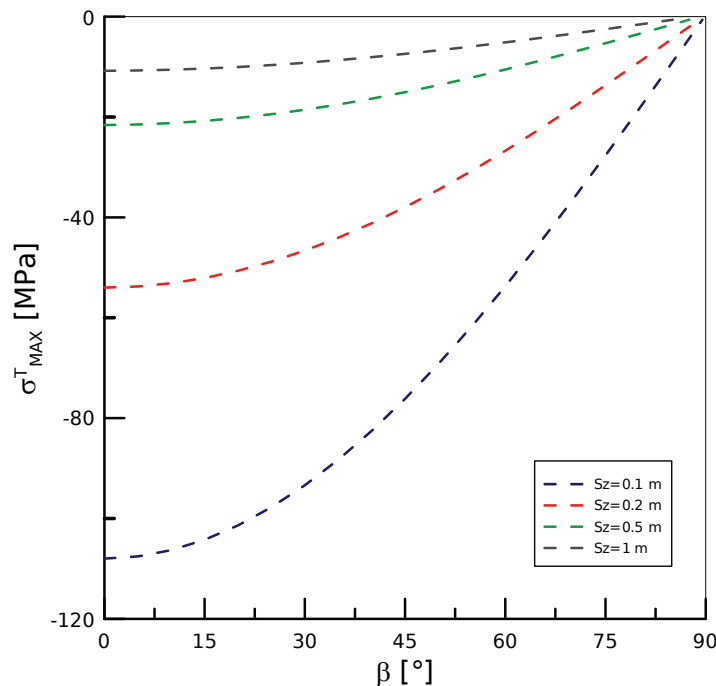


Figura 19: variazione dello sforzo massimo di trazione all'incastro di base in funzione dell'inclinazione  $\beta$  della parete e della spaziatura  $S_z$  ( $H=12$  m).

Come è evidente, riducendo la spaziatura lo sforzo di trazione cresce mentre al crescere dell'angolo  $\beta$  lo sforzo di trazione tende ad annullarsi.

Si confronta allora il valore dello sforzo massimo di trazione con quello della roccia intatta

$$F_s = \frac{\sigma_{adm}^T}{\sigma_{MAX}^T} \quad [7]$$

e questo permette di valutare la sicurezza della parete. Per i casi illustrati in Figura 19, si ottengono pertanto gli andamenti proposti in Figura 20.

Come si evince dall'Eq.[6], il secondo termine diventa dominante rispetto al primo quando il rapporto  $H/S_z$  è sufficientemente elevato come accadrebbe nel caso in oggetto. La geometria schematizzata in Figura 18 non sembrerebbe essere in alcun modo rappresentativo di alcuna situazione riscontrabile presso la cava di Brenno. Ciò nonostante, un meccanismo di rottura analogo a quello appena descritto può avere luogo anche quando sia l'inclinazione  $\alpha$  della parete che l'inclinazione  $\beta$  dei piani sono prossimi a  $90^\circ$ . Per comprendere l'analogia e descrivere il potenziale meccanismo di rottura è però necessario in questo caso utilizzare codici di calcolo agli elementi discreti, nei quali il singolo blocco è ipotizzato deformabile e caratterizzato da una resistenza a taglio ed in particolare a trazione finita. È pratica comune ipotizzare in questo caso per il singolo blocco un comportamento elastico isotropo ed una resistenza a trazione limitata con rottura perfettamente fragile. Queste analisi fanno riferimento a parametri di tentativo ed il loro significato è puramente teorico/qualitativo.

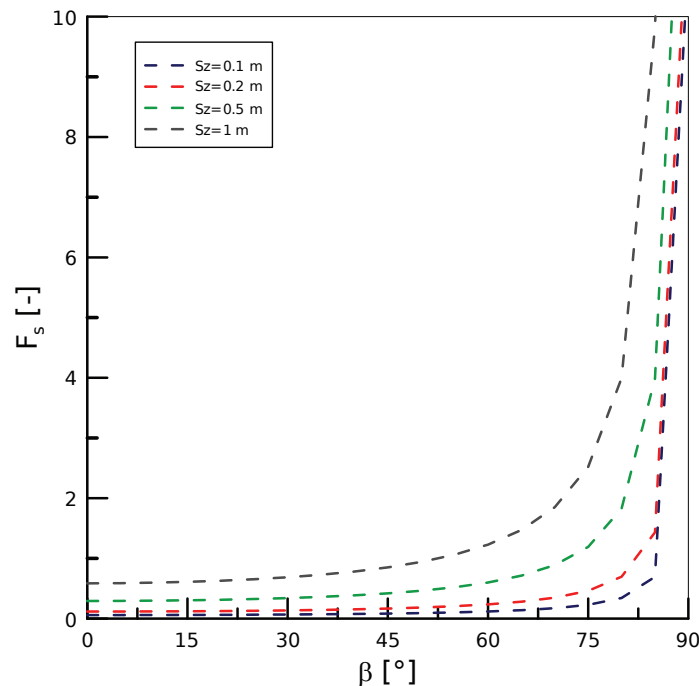


Figura 20: variazione del fattore di sicurezza in funzione dell'inclinazione  $\beta$  della parete e della spaziatura  $S_z$  ( $H=12$  m).

Come ben noto, il metodo degli elementi discreti, riaggiornando la configurazione del singolo blocco ed imponendo l'equilibrio dinamico del sistema nella configurazione corrente, è in grado di tenere in conto i fenomeni del second'ordine associati ai grandi spostamenti. Infatti, quando l'equilibrio è scritto nella configurazione deformata, il momento flettente già valutato nell'Eq. [3], si incrementa progressivamente ed il sistema ha la possibilità di evolvere verso il collasso.

In Figura 21, Figura 22, Figura 23 e Figura 24 sono rappresentate nell'ordine: la geometria, la distribuzione delle deformazioni principali, la deformata del sistema. Gli elementi sono stati perfettamente incastrati sul contorno di monte ed il primo elemento a sinistra comportandosi come un elemento tozzo e rastremato non si rompe a trazione (Figura 21). In Figura 23 è rappresentata molto schematicamente la distribuzione spaziale delle zone interne ai blocchi che hanno raggiunto la plasticizzazione. E' evidente la propagazione di una frattura inclinata che a partire dalla sezione di incastro del secondo elemento va a raggiungere il piede della parete. Trattandosi di un problema di meccanica della frattura, il problema dovrebbe essere trattato utilizzando tale teoria. I risultati che si ottengono con il metodo appena descritto saranno infatti influenzati dalla discretizzazione spaziale utilizzata nell'analisi numerica.

Si osservi anche che, trattandosi di un'analisi numerica negli spostamenti, la valutazione del coefficiente di sicurezza passa attraverso un'analisi iterativa. Il numero di parametri che influenzano però il risultato è elevato in quanto la soluzione dipende sia dai parametri a rottura caratterizzanti l'interfaccia e la roccia intatta che quelli deformativi che essenzialmente riguardano la roccia intatta. Un'opportuna discussione della strategia seguita nell'esecuzione delle analisi numeriche va quindi acclusa all'eventuale relazione geotecnica.

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

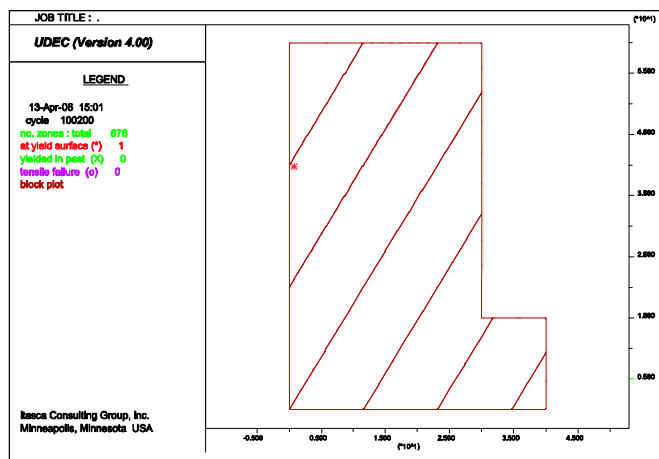


Figura 21: rottura per flessione di una parete caratterizzata da un'unica famiglia di discontinuità poste a reggipoggio: schema geometrico semplificato (la vicinanza dei boundaries alla parete domina la risposta del sistema).

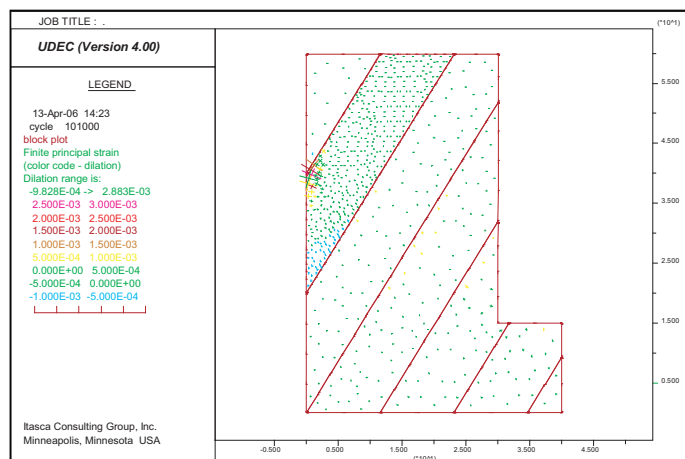


Figura 22: rottura per flessione di una parete caratterizzata da un'unica famiglia di discontinuità poste a reggipoggio: visualizzazione delle zone ove inizia la rottura per trazione.

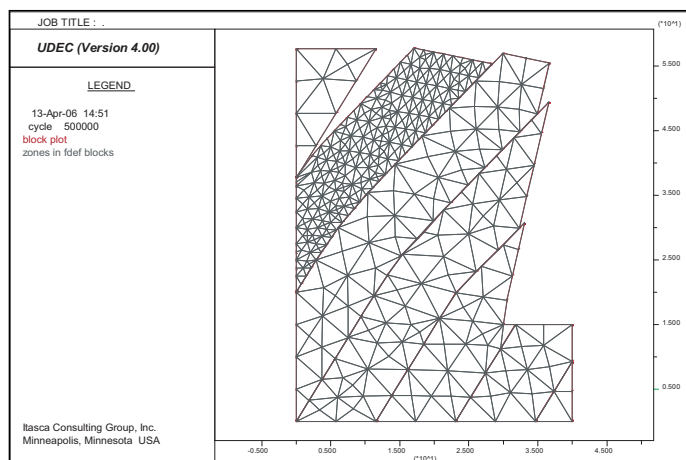
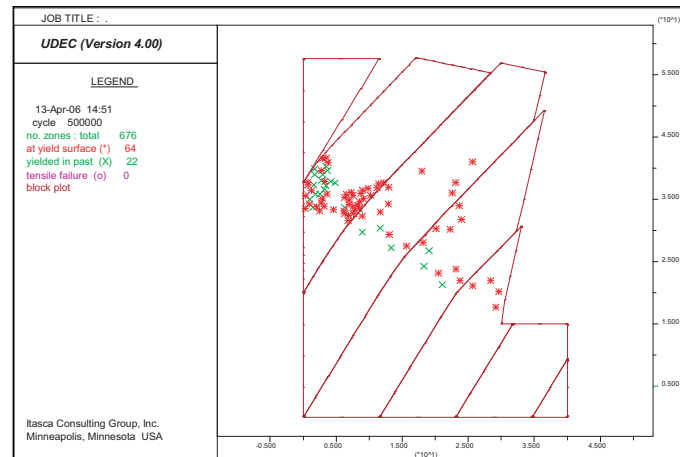


Figura 23: rottura per flessione di una parete caratterizzata da un'unica famiglia di discontinuità poste a reggipoggio: mesh deformata.





**Figura 24 :rottura per flessione di una parete caratterizzata da un'unica famiglia di discontinuità poste a reggipoggio: propagazione della rottura per trazione.**

Si osservi inoltre che, a differenza dell'esempio trattato analiticamente e rappresentato in Figura 18, ora la parete è verticale e gli elementi inclinati (geometria dei piani di debolezza a reggipoggio). In questo caso l'utilizzo del codice numerico è essenziale per riprodurre la risposta del sistema. La rottura si propaga all'interno del sistema perché ciascun elemento risponde flessionalmente in modo differente. Infatti, seppure tutti caratterizzati dalla medesima sezione e dalle medesime caratteristiche meccaniche, gli elementi hanno lunghezze variabili. Soltanto allora tenendo conto della loro deformabilità è possibile simulare la nascita del processo di collasso. Riducendo la spaziatura fra le discontinuità sub-verticali il fenomeno può esaltarsi, mentre al crescere della spaziatura il sistema naturalmente tende a stabilizzarsi.

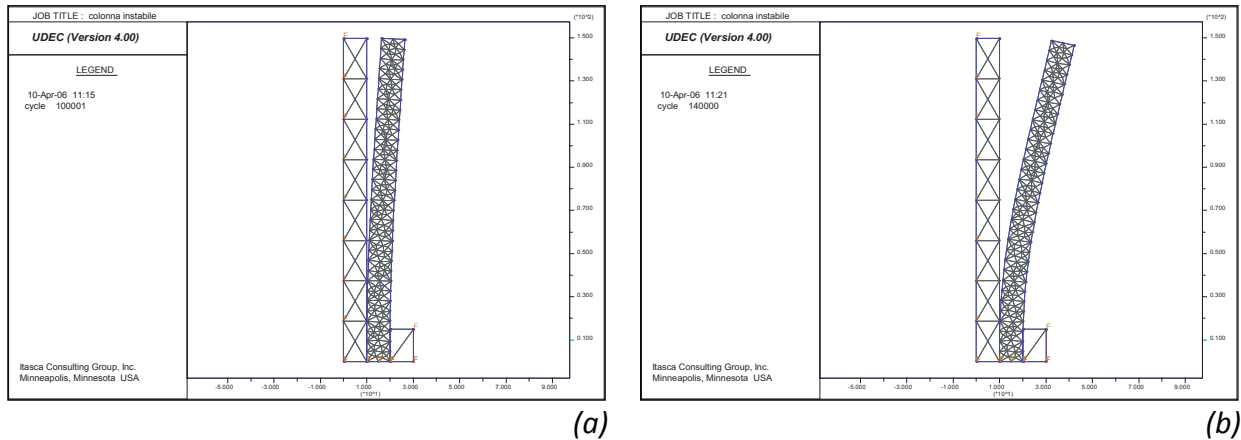
L'aspetto più interessante da mettere in evidenza concerne la progressiva propagazione del processo e quindi essenziale è disporre di un codice di calcolo che lavori negli spostamenti ed in grado di cogliere la risposta non-lineare del processo.

Questa tipologia di rottura è senza dubbio estremamente difficile da prevedere perché in questo caso la deformabilità del sistema influenza profondamente la risposta a rottura dello stesso. Per altro, da quanto osservato nei paragrafi precedenti di questa relazione si evince facilmente che gran parte delle pareti della cava (in particolare quelle con normale diretta a sud) si trovano in questa condizione.

### **(c) Instabilità flessionale**

Gran parte delle pareti con normale diretta a Nord sono caratterizzate da inclinazione dei piani di stratificazione posti a franapoggio ma le inclinazioni sull'orizzontale dei piani è particolarmente elevata (pari e maggiore a  $80^\circ$ ). In questo caso come facilmente deducibile dal grafico di Figura 14, la rottura per taglio non può avere luogo (zona A di Figura 14) ma, come già precedentemente osservato, se si tiene conto della deformabilità dei blocchi è possibile, per pareti sufficientemente alte ed inclinazioni  $\beta$  molto prossime a  $90^\circ$ , l'instaurarsi di processi di rottura strettamente connessi all'instabilità flessionale (Figura 25). In particolare in Figura 25a è rappresentata la deformata nella fase iniziale di applicazione del carico che, in questo caso, è dato unicamente dal peso proprio del materiale, mentre in Figura 25b nella fase finale. Grazie all'inclinazione iniziale della parete, minore di  $90^\circ$ , alla deformabilità del materiale ed all'altezza della parete, la fessura sub-verticale si apre ed ha luogo il collasso. Nel caso in esame, il processo è facilitato dalla

vicinanza dei vincoli cinematica imposti a monte.



**Figura 25: problema dell'instabilità flessionale (approccio in grandi spostamenti – metodo degli elementi discreti) ( $\beta < 90^\circ$ ): (a) mesh deformata nella fase iniziale del calcolo, (b) mesh deformata nella fase finale**

Quindi come appena mostrato, nel caso l'unica famiglia di discontinuità sia inclinata a franapoggio e la parete abbia esattamente la stessa inclinazione delle discontinuità, il solo processo di rottura che può aver luogo è quello associato all'instabilità euleriana. Per poter simulare tale processo di rottura è però allora necessario ancora una volta ipotizzare una matrice rocciosa deformabile e caratterizzata da una resistenza a trazione limitata. L'instabilità euleriana sarà allora figlia delle caratteristiche meccaniche della roccia oltre che della geometria del problema.

Un risultato analogo si può ottenere analiticamente scrivendo l'equazione di equilibrio in condizioni deformate di una colonna/lastra caricata unicamente dal peso proprio:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + n \ell \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) \frac{d^2 y}{dx^2} - n \frac{dy}{dx} = 0 \quad [8]$$

ove  $l$  è l'altezza della colonna,  $x$  la coordinata diretta longitudinalmente la lastra,  $y$  lo spostamento trasversale della lastra stessa,  $I$  il momento di inerzia ed  $E$  il modulo elastico relativo alla matrice rocciosa mentre:

$$n = \gamma S_z S_x \cdot \sin \alpha - \gamma S_z S_x \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' \quad [9]$$

per  $\beta > 90^\circ$ , oppure:

$$n = \gamma S_z S_x \cdot \sin \alpha \quad [10]$$

per  $\beta < 90^\circ$ , ove  $S_x$  rappresenta in questo caso la larghezza della lastra che per problemi bidimensionali può essere imposto unitario.

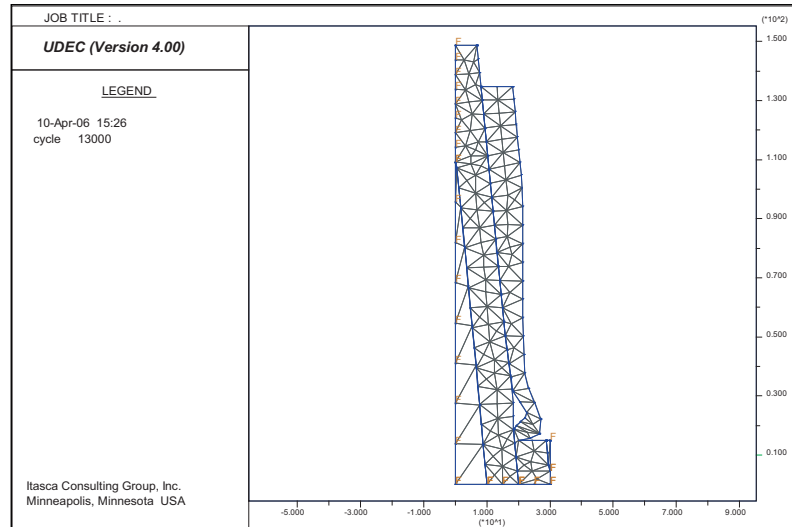


Figura 26: rotture per instabilità euleriana.

Utilizzando invece un approccio del tutto empirico, basato teoricamente sull'analisi appena discussa il carico critico  $P_{cr}$  può essere valutato tramite l'equazione di Eulero per un'asta caricata in punta (Figura 27):

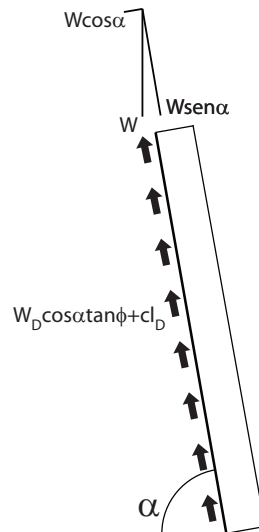


Figura 27: schema statico.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_{cr}}{b} = \frac{k\pi^2 E \cdot I}{b \cdot l_b^2} \text{ con } l_b = 0.5 \cdot l \\ I = \frac{bd^3}{12} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{P_{cr}}{b} = \frac{k\pi^2 E \cdot \frac{bd^3}{12}}{b \cdot (0.5 \cdot l)^2} = \frac{k\pi^2 E \cdot d^3}{3l^2} \quad [11]$$

ove  $k$  è una costante che descrive le condizioni al contorno (pari ad 1 nel caso di cerniera al piede),  $b$  e  $d$  profondità e spessore della lastra ( $d=0.1$  m,  $b=50$  m),  $E$  il modulo elastico ( $E=30$  MPa),  $I$  il momento d'inerzia,  $l_b$  la lunghezza di lastra soggetta ad instabilità ed  $l$  la lunghezza della lastra. Coerentemente con l'ipotesi di asta soggetta ad instabilità per la sola lunghezza  $l_b$ , si suppone che il peso equivalente agente in punta dell'asta  $W_D$ , sia dato dall'Eq[12]:

$$\begin{cases} W_d = \gamma l_d d \\ l_d = 0.75 \cdot l \end{cases} \Rightarrow W_d = 0.75 \gamma l d \quad [12]$$

ove  $l_d$  rappresenta una lunghezza equivalente,  $\gamma$  il peso per unità di volume della roccia.

A causa dell'inclinazione dell'asta è possibile imporre che una quota parte della reazione graverà sull'asta stessa, mentre la rimanente si scaricherà sul substrato:

$$P_d = (W_d \sin \alpha - W_d \cos \alpha \tan \phi - c \cdot l_d) b \quad [13]$$

ove  $\phi_p$  è l'angolo di attrito (pari a  $15^\circ$ ) e  $c_p$  la coesione delle discontinuità (pari a 0.2 MPa). Sostituendo opportunamente si ottiene infine:

$$l^3 = \frac{\pi^2 E \cdot d^2}{2.25 \left( \gamma \sin \alpha - \gamma \cos \alpha \tan \phi - \frac{c}{d} \right)} \quad [14]$$

Per il caso in esame, si ha infine:

$$l_{cr} = 9.92 \text{ m} \quad [15]$$

## ii. Cenni di inquadramento teorico del problema idraulico

Le pareti attuali della cava di Brenno si ipotizza debbano diventare scarpate di un invaso artificiale. Questo implica necessariamente l'instaurarsi all'interno del giacimento in oggetto di un processo di filtrazione/consolidazione che, evolvendo nel tempo, si prevede possa far modificare, come già commentato, le proprietà meccaniche del deposito marnoso. Anche in questo caso, prima di definire uno scenario evolutivo del sistema, è utile introdurre qualche concetto teorico di base, essenziale per poi giustificare le osservazioni conclusive che saranno introdotte nel seguito.

### La circolazione idrica in ammassi rocciosi

Come ben noto, in un sistema all'interno del quale sono presenti inclusioni e/o piani di debolezza aventi proprietà idrauliche eterogenee, come schematizzato in Figura 28 (ispirata al lavoro di Louis, 1976) la risposta globale è spesso dominata dalla eterogeneità. L'unico modo per definire la risposta dell'insieme consiste nel passare attraverso un approccio basato su leggi di omogeneizzazione. A tale scopo si opera in genere una sovrapposizione degli effetti, per tenere in conto, oltre che della permeabilità  $k_f$  della discontinuità, anche della permeabilità  $k_m$  della matrice rocciosa (peraltro in genere molto bassa), pensata come materiale omogeneo ed isotropo:

$$k = \frac{e}{s} k_f + k_m \quad [16]$$

Si noti come nell'Eq. [16] la scala del problema è tenuta in conto attraverso il rapporto tra l'apertura media  $e$  dei giunti e la loro spaziatura  $s$ . Come osservato sperimentalmente la progressiva imbibizione del giacimento marnoso causerà anche un'evoluzione delle sue proprietà idrauliche sia perché localmente i piani argillosi tenderanno a saturarsi sia perché alcuni piani, in primis quelli posti in prossimità delle scarpate tenderanno ad aprirsi.

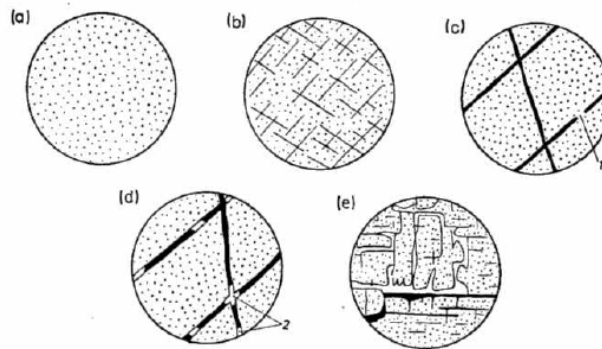


Figura 28: circolazione idrica in ammassi rocciosi.

Nel caso in oggetto questo significa che, a partire da una geometria come quella schematizzata in Figura 29, il processo di filtrazione si propagherà molto lentamente in direzione parallela alla normale al piano di stratificazione, mentre tenderà ad essere molto più rapido parallelamente ai piani di stratificazione stessi.

Per questo motivo è difficile o quasi impossibile prevedere i tempi con i quali il sistema tenderà a raggiungere le condizioni stazionarie e cioè di equilibrio idraulico. Dato che l'acqua induce principalmente una trasformazione chimico-fisica del materiale, avente pesanti ricadute meccaniche, il giacimento non è sensato venga trattato, almeno alla macroscale, come un mezzo poroso. Questo significa anche che l'escursione del livello dell'acqua all'interno del serbatoio non influenzerà la stabilità delle scarpate se non molto localmente.

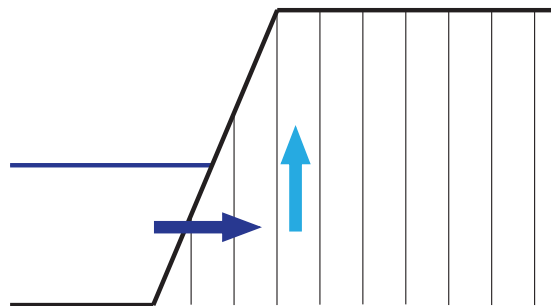


Figura 29: evoluzione del fronte saturo all'interno del giacimento

La presenza dell'acqua all'interno del serbatoio è allora nel seguito assunta di fondamentale importanza nell'innescare il processo di degradazione del comportamento meccanico del materiale, che procederà progressivamente dal fronte verso l'interno (freccia orizzontale di Figura 29) ma anche dal basso verso l'alto (freccia verticale di Figura 29) per capillarità.

## 7. Conclusioni

Il lavoro che è stato illustrato in questa relazione ha avuto come scopo principale quello di evidenziare le eventuali criticità di natura geotecnica concernenti le scarpate della cava di Brenno nel caso questa venga utilizzata come vasca di laminazione per il torrente Bevera.

Innanzitutto gli scriventi hanno evinto dall'analisi dei documenti che, nonostante già più di trent'anni fa si prevedesse di realizzare in fase di ripristino ambientale all'interno della cava un invaso artificiale, la problematica della stabilità delle scarpate in tali condizioni non sia mai stato affrontato se non in modo molto preliminare e marginale.

Al fine di colmare tale lacuna, gli scriventi si sono innanzitutto chiesti se la variazione del contenuto d'acqua potesse influenzare le caratteristiche meccaniche della marna che costituisce il giacimento. Data la natura del materiale un'influenza del contenuto d'acqua era infatti prevedibile.

La microstruttura del materiale, caratterizzato dalla successione di piani di sedimentazione aventi caratteristiche mineralogiche differenti, ci ha suggerito di interpretare schematicamente la risposta del sistema come la successione di piani più resistenti e fondamentalmente insensibili all'azione dell'acqua e piani a matrice argillosa (argillitica) più sensibili al processo di imbibizione.

Tale ipotesi, concernente il comportamento meccanico alla meso-scala, ha giustificato l'attenzione riposta nella descrizione della giacitura dei piani di stratificazione in relazione ai piani delle scarpate della cava. A tal proposito ci si è resi conto che essenzialmente tre sono a grandi linee le geometrie che si presentano allo stato attuale:

- i. pareti sub-verticali e piani di stratificazione a reggipoggio (lato della cava con pareti di normale diretta a sud (fotografie D/E/F di Figura 1a, nel seguito "Zona A"). In questo caso, il meccanismo di rottura più probabile è quello flessionale.
- ii. pareti sub-verticali e piani di stratificazione a franapoggio (lato della cava con pareti di normale diretta a nord (Figura 1a, fotografie A/B, nel seguito "Zona B"). In questo caso, data l'inclinazione elevata dei piani di stratificazione, la rottura per taglio è esclusa mentre il meccanismo di rottura più probabile è quello di instabilità euleriana.
- iii. pareti sub-verticali e piani di stratificazione con normale ortogonale alla parete stessa (Figura 1a, fotografia C, nel seguito "Zona C"). In questo caso è escluso ogni processo di rottura coinvolgente i piani di debolezza e quindi in questa zona l'inclinazione delle scarpate potrebbe essere mantenuta inalterata.

Per ciò che concerne essenzialmente le Zone A e B è allora possibile prevedere, nel caso si decidesse di utilizzare la cava come vasca di laminazione senza modificare la geometria delle sponde, un processo evolutivo di degrado di natura idro-meccanica siffatto.

**Fase 1.** Processo di imbibizione idraulicamente anisotropo caratterizzato da una direzione preferenziale di avanzamento parallela ai piani di stratificazione. Il processo si innescherà al piede, e cioè nella zona del fronte permanentemente satura, per poi propagarsi verso l'alto per capillarità. È possibile anche osservare che molto probabilmente, proprio per l'attesa anisotropia idraulica del materiale, più rapidamente l'evoluzione avverrà nella Zona C e ove i piani sono posti a franapoggio (Zona B) mentre più lentamente ove i piani sono a reggipoggio (Zona A).

**Fase 2.** Questa fase consiste nel processo di degradazione delle caratteristiche meccaniche dei piani di debolezza (messo in evidenza dai risultati sperimentali di laboratorio). Tale fase è qui citata per ragioni di chiarezza separatamente rispetto alla Fase 1, ma nella realtà essa avrà luogo contemporaneamente. È proprio tale processo che potenzialmente porta all'innescio di eventuali processi di rottura delle pareti secondo i meccanismi già citati.

Il processo degradativo atteso potrebbe avere luogo molto lentamente e con tempi dettati principalmente dall'eventuale eterogeneità delle proprietà idro-meccaniche del materiale.

CONSULENZA GEOTECNICA RELATIVA AL PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA DI MINIERA "CAVA DI BRENNO"

Quanto appena descritto ci induce a raccomandare, per la sicurezza delle sponde, di ridurre drasticamente l'inclinazione delle sponde rispetto a quella attuale fino ad un'inclinazione media indicativa non superiore ai  $35^\circ \sim 40^\circ$ . Inoltre, dato che il processo di degradazione tenderà ad essere più accentuato al piede, che verrà a contatto con l'acqua del serbatoio o che, ancora più dannosamente, subirà l'escursione del livello dell'acqua, l'inclinazione della scarpata sarà preferibilmente inferiore al piede e maggiore in sommità.

A seconda della necessità, si consiglia inoltre di prevedere una riprofilatura delle scarpate secondo quanto appena raccomandato riportando parte del materiale cavato in sommità al piede della scarpata (così come schematicamente definito in Figura 30). Nella Figura citata la linea a tratto continuo si riferisce ad un ipotetico profilo attuale, la linea tratteggiata orizzontale ad un ipotetico riempimento di base, la linea puntinata ad un'inclinazione media della scarpata mentre la linea marrone ad un profilo del materiale di riporto.

Da un punto di vista puramente geometrico si osserva allora quanto segue:

- (a) l'innalzamento del fondo della vasca, a parità di inclinazione media del fronte, permette di ridurre drasticamente l'arretramento della sommità della scarpata. Infatti, nonostante la deformabilità del terreno di riporto e la possibilità che questo si rompa in condizioni di spinta passiva, in prima approssimazione si può affermare che il tratto del fronte vincolato orizzontalmente dal deposito può essere considerato stabile.
- (b) Una seconda variabile in gioco è il grado di riempimento permanente della vasca che andrebbe, compatibilmente con le esigenze, ridotta il più possibile.
- (c) L'inclinazione della parte di scarpata che a regime (cioè a vasca di laminazione funzionante), si troverà sotto il livello dell'acqua massimo del serbatoio ( $H_w + \Delta H_w$ ), sarà preferibile caratterizzato da una pendenza molto inferiore e cioè non superiore ai  $20^\circ$ .
- (d) Si consiglia in ogni caso in fase di progetto di effettuare delle analisi numeriche come quelle schematicamente svolte all'interno di questa relazione per definire sia nella zona A che nella zona B il profilo definitivo delle scarpate.

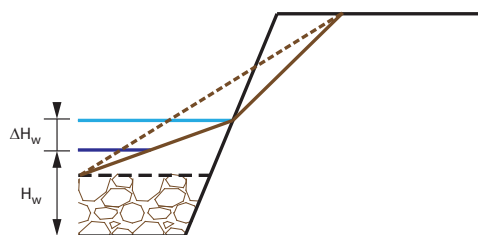


Figura 30: definizione schematica dei parametri di progetto in gioco.

prof. ing. Claudio G. di Prisco  
Ordinario di Geotecnica – Politecnico di Milano

ing. Marco M. Secondi





## Bibliografia essenziale

Brady B. H. G. and E. T. Brown E. T. (2005) "ROCK MECHANICS FOR UNDERGROUND MINING, 3<sup>RD</sup> ED." Kluwer Academic Publishers

Goodman R. E. (1989) "INTRODUCTION TO ROCK MECHANICS, 2<sup>ND</sup> ED." John Wiley and Sons

Hoek, E. and J. Bray (1977) "ROCK SLOPE ENGINEERING, 2ND ED", Institution of Mining and Metallurgy, London, 402 pp.

Hudson J.A. Harrison J. P (1997) "ENGINEERING ROCK MECHANICS – AN INTRODUCTION TO THE PRINCIPLES" Pergamon-Elsevier

Jaeger, J. C. and Cook, N. G.W. (1976) "FUNDAMENTALS OF ROCK MECHANICS, 2ND ED". Chapman and Hall, London, UK, 585 pp.

Nova R. (2003) "FONDAMENTI DI MECCANICA DELLE TERRE", McGraw Hill

Nova R. (2008) "MECCANICA DELLE COSTRUZIONI GEOTECNICHE", Città Studi Ed.

<http://www.itascacg.com/udec/>





PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

*Utilizzazione della Cava di Brenno quale vasca di laminazione  
del torrente Bevera di Molteno in Comune di Costa Masnaga (LC)*

**Progetto Esecutivo**





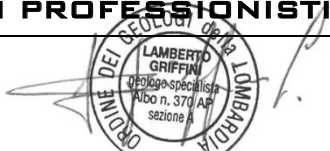
## ALLEGATO 2

– Relazione Progetto Definitivo studio Griffini (2014) –

# Miniera di Brenno della Torre Comune di Costa Masnaga (LC)

## STABILIZZAZIONE FRONTI DI SCAVO RELITTI

### PROGETTO DEFINITIVO RELAZIONE GENERALE e RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTAZIONE			COMMITTENTE					
<div></div>			<div> HOLCIM (Italia) S.p.A.</div>					
I PROFESSIONISTI		ELABORATO						
<div> Prof. Geol. Lamberto Griffini Ordine dei Geologi della Lombardia N370   Dott. Ing. Massimo Griffini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano A27913</div>		COMMESSA	TIPO	N.			REV.	
		077	RE	002			A	
		REVISIONE						
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
A	EMISSIONE DEFINITIVA	20/11/2014	GL	20/11/2014	GS	20/11/2014	GL	

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>1 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

## SOMMARIO

**PAG.**

<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>RIFERIMENTI</b>	<b>5</b>
1.1. NORMATIVA.....	5
1.2. BIBLIOGRAFIA .....	5
1.3. SOFTWARE.....	5
<b>2. MODELLO GEOLOGICO</b>	<b>6</b>
2.1. LITOLOGIA E STRATIGRAFIA .....	6
2.2. ELEMENTI STRUTTURALI .....	7
<b>3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>8</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA</b>	<b>11</b>
4.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELLE OPERE.....	11
4.2. PERICOLOSITÀ SISMICA .....	11
4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	12
4.4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO .....	12
<b>5. RIPROFILATURA DEL FRONTE SUD AL DI SOTTO DELLA “TORRE DI BRENNO</b>	<b>14</b>
5.1. SEQUENZA DELLE LAVORAZIONI .....	15
5.2. VERIFICHE DI STABILITÀ.....	16
5.2.1. APPROCCIO METODOLOGICO .....	16
5.2.2. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ ALLO STATO ATTUALE .....	18
5.2.3. VERIFICHE DI STABILITÀ NELLE CONDIZIONI DI PROGETTO .....	18
<b>6. STABILIZZAZIONE DELLA PARTE ORIENTALE DEL FRONTE MERIDIONALE – ZONA EST</b>	<b>20</b>
6.1. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	23
6.1.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI .....	23
6.1.2. APPROCCIO METODOLOGICO.....	24
6.2. CARICHI DI PROGETTO .....	24
6.2.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO .....	24
6.2.2. COMBINAZIONI DI CARICO .....	24
6.3. VERIFICHE DI SICUREZZA E FUNZIONALITÀ .....	25
6.3.1. VERIFICHE CONDIZIONI DI STABILITÀ GLOBALE.....	25
6.3.2. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DEL CONSOLIDAMENTO ATTIVO DI VERSANTE ..	26
6.3.3. ANCORAGGI - SFILAMENTO BULBO .....	27
6.3.4. ANCORAGGI - RESISTENZA A TAGLIO .....	29
6.3.5. ANCORAGGI - RESISTENZA ARMATURA .....	30
6.3.6. ANCORAGGI – ADERENZA ARMATURA-MALTA .....	31
<b>7. PROTEZIONE CORTICALE DEL FRONTE SETTENTRIONALE</b>	<b>33</b>

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>2 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

## ANNESSI

- A.01 RILIEVI GEOMECCANICI DI DETTAGLIO E PROIEZIONI STEREOGRAFICHE
- A.02 VERIFICHE STABILITÀ FRONTE SUD AL DI SOTTO DELLA TORRE DI BRENNO
- A.03 VERIFICHE STABILITÀ INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE MEDIANTE ROCK-NAILING

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 3 di 34
Data	20-11-2014		

## PREMESSA

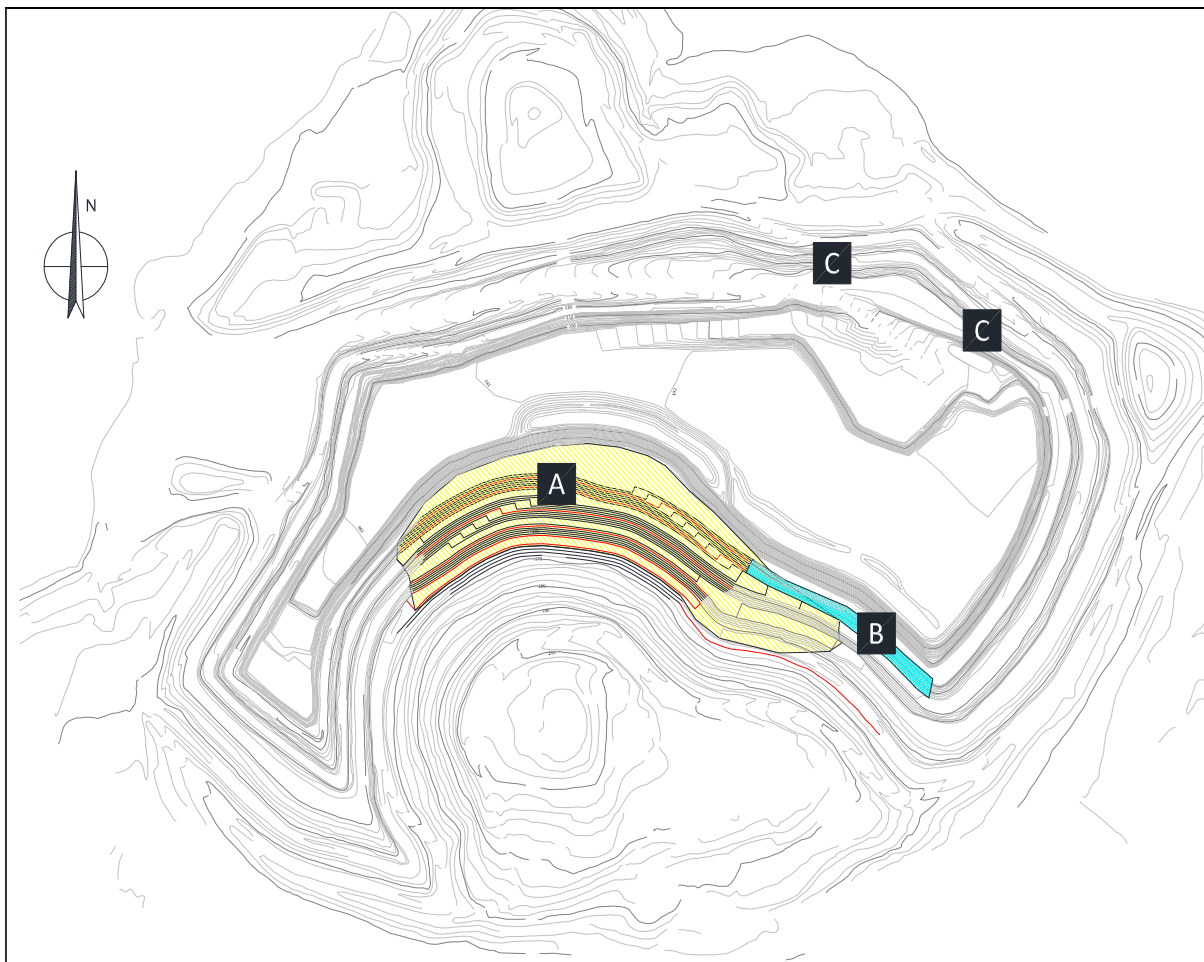
La miniera di Brenno della Torre è stata oggetto di coltivazione di marna da cemento mediante scavo a fossa. La coltivazione è stata ultimata con approfondimento sino a una quota minima di circa 192 m s.m. nel lato orientale della miniera e sino a quota 200 m s.m. circa all'estremità sud-occidentale .

Il presente progetto descrive gli interventi e le opere necessarie alla stabilizzazione dei fronti relitti ai fini della dismissione delle attività minerarie e allo scopo di rendere agibile, con i necessari margini di sicurezza, l'area dismessa. La progettazione delle opere e degli interventi e le relative verifiche sono state condotte nel rispetto della vigente normativa e in particolare delle NTC2008 (riff. (1) e (2))

Gli interventi sono schematizzabili in tre diverse tipologie come segue (si veda **Figura 1**):

- a) Riprofilatura del fronte sud al di sotto della “Torre di Brenno” tra quota 260 e quota 216 m s.m. (zona “A” in **Figura 1**)
- b) Stabilizzazione della parte orientale del fronte meridionale relitto (zona “B” in **Figura 1**) compreso tra quota 216 e 236 m s.m. (secondo fronte dal basso) interessato da un processo d'instabilità flessionale per ribaltamento degli strati (“rock-toppling”) per un'estensione di circa 140-150 m.
- c) Protezione corticale mediante posa di reti in aderenza (zone “C” in **Figura 1**)

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 4 di 34
Data	20-11-2014		



**Figura 1** - Layout ubicazione schematica interventi. - A) Riprofilatura versante, B) Stabilizzazione mediante tecnica di Rock-nailing, C) Consolidamento corticale attivo con reti in aderenza

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 5 di 34
Data	20-11-2014		

## RIFERIMENTI

### 1.1. NORMATIVA

- (1) Decreto Ministeriale 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- (2) Circolare 02.02.2009 n. 617 del Consiglio Sup. LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

### 1.2. BIBLIOGRAFIA

- (3) C. Di Prisco, M. Secondi – *Consulenza Geotecnica relativa al Progetto di Riqualificazione dell'Area di Miniera "Cava di Brenno"* – Milano, 2010
- (4) Laboratorio ALTAIR S.r.l. – Rapporti prove di laboratorio rocce VA1121 – Giugno 2010
- (5) Laboratorio ALTAIR s.r.l. – Rapporto di prova n. 1606931/0 – giugno 1993
- (6) M. Cala et al. - Tecco® Slope Stabilization System and Ruvolum Dimensioning Method – AGH University of Science and Technology – Fac. Of Mining & Geoengineering Cracow, Geobrugg AG, Romanshorn Switzerland, 2012
- (7) Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni AGI-AICAP 2012
- (8) Bustamante M. & Doix B. (1985) – "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bull. Liason Lab Ponts et Chaussées, 140, pp. 75÷95

### 1.3. SOFTWARE

- (9) UDEC Rel. 5, ITASCA Cons. Group, Inc. Minneapolis, Minnesota USA
- (10) RUVOLUM, Rel. 14.11.2013, Geobrugg Romanshorn Switzerland



Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 6 di 34
Data	20-11-2014		

## 2. MODELLO GEOLOGICO

### 2.1. LITOLOGIA E STRATIGRAFIA

L'area in esame appartiene al Dominio Sudalpino, di cui rappresenta la porzione più meridionale e costituisce uno degli ultimi lembi di substrato roccioso affiorante appena a monte dei depositi fluvio-glaciali della pianura. Nell'area si ritrova un'unica formazione lapidea ricoperta da depositi superficiali di origine glaciale.

L'unità lapidea appartiene alla formazione della Scaglia cinerea (Piano di Brenno) ed è costituita da marne e marne calcaree, con subordinati livelletti calcareo-marnosi; l'ammasso mostra una fitta stratificazione di spessore decimetrico con superfici di strato sostanzialmente planari. Nell'insieme la roccia, alla frattura fresca, presenta una colorazione grigia con locali passaggi a sfumature rossastre dovute a processi di alterazione.

La formazione è di età cretacico superiore (Campaniano-Maastrichtiano).

L'ammasso roccioso, nelle aree che non sono state oggetto di coltivazione mineraria, è ricoperto da depositi superficiali di origine prevalentemente glaciale di età quaternaria. Sono riconoscibili depositi morenici di ablazione, depositi di fondo e depositi glacio-lacustri.

I depositi di ablazione sono presenti principalmente sulla collina di Brenno della Torre e sono rappresentati da terreni a granulometria eterometrica immersi in abbondante matrice sabbioso-limosa, localmente sono presenti massi erratici di dimensione sino a oltre un metro.

I depositi morenici di fondo costituiscono il dosso che separa l'area mineraria dal T. Bevera; sono costituiti da terreni a granulometria eterometrica in abbondante matrice sabbioso-limosa che mostra un discreto grado di sovra-consolidazione. All'interno del deposito si rinvencono ciottoli con striature a "ferro da stiro" tipici del particolare ambiente di deposizione.

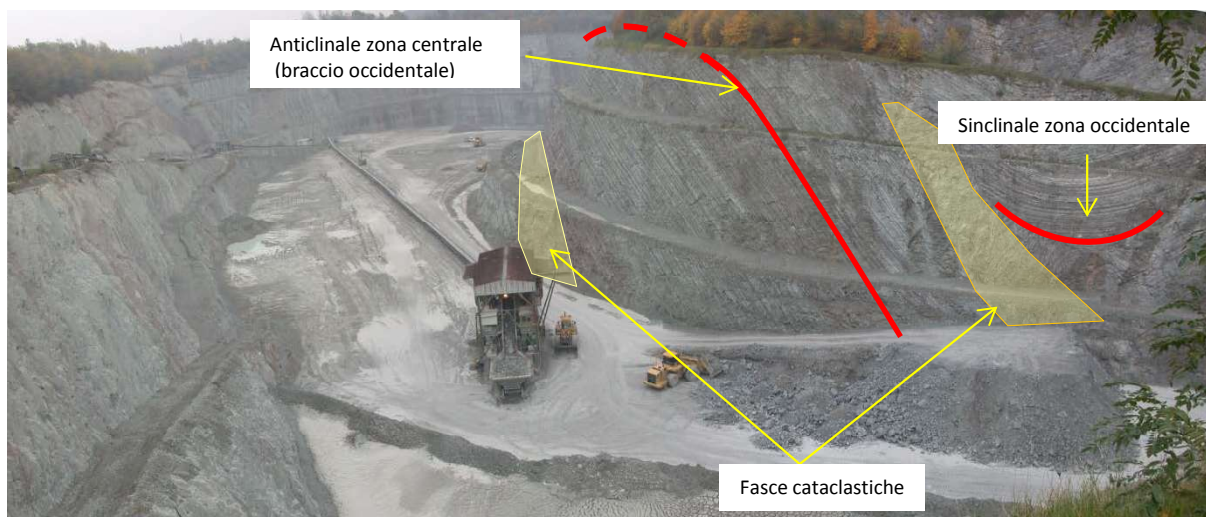
I depositi lacustri sono presenti solo in una stretta fascia a sud dei depositi morenici e sono costituiti da limi e limi-sabbiosi talora varvati con un elevato grado di sovra-consolidazione. La marcata laminazione piano-parallela che testimonia la genesi del deposito in un ambiente di sedimentazione tipico di lago proglaciale.

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 7 di 34
Data	20-11-2014		

## 2.2. ELEMENTI STRUTTURALI

L'area è caratterizzata da una struttura a pieghe disposte con asse NW-SE. Si tratta di pieghe sinclinali e anticlinali, generalmente blande, con presenza di faglie e pieghe faglia.

La giacitura degli strati è compresa tra 190° e 205° (circa S ÷ SSW) con inclinazione variabile tra 75° e 90° sui fronti settentrionale e orientale dello scavo. Il fronte meridionale presenta giaciture con immersione analoga a quella del fronte nord ma con inclinazione compresa tra 60° e 75°; sul fronte sud si osserva la presenza di una piega anticlinale con ampio raggio di curvatura e con asse che immerge verso SE. Nella zona occidentale della fossa, a ovest della Torre di Brenno, su entrambi i fronti si osserva una piega sinclinale che si raccorda alla piega anticlinale della zona centrale attraverso una fascia cataclastica ben evidente.



**Figura 2** – Panoramica da ovest: si osserva il sistema a pieghe e la zona cataclastica tra la piega sinclinale della porzione ovest e quella sinclinale della zona centrale (foto ottobre 2007)

Le faglie presenti sono di tipo normale con inclinazione subverticale o inclinata secondo i piani di strato lungo i fianchi delle pieghe e con direzioni prevalenti NW-SE e SW-NE. Un'importante dislocazione attraversa tutta la fossa ed è ben visibile sia sul fronte orientale sia su quello occidentale; questa struttura è la causa principale dei crolli e dei rilasci che si sono verificati nella porzione centrale del fronte meridionale.

Committente: <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b>	
		<b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
Doc.	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag. 8 di 34</b>
Data	<b>20-11-2014</b>		

### 3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento ai risultati delle prove eseguite dal Laboratorio Altair nel 2010 (rif. (4)) e nel 1993 (rif. (5)), alle elaborazioni riportate nella relazione redatta dal Prof. C. Di Prisco (rif. (3)) e ai risultati dei rilievi geomeccanici di dettaglio eseguiti in sito (si veda Annesso A.01).

Nelle tabelle che seguono sono riportati i risultati delle prove di laboratorio condotte su provini di roccia prelevati in modo che l'angolo relativo tra piani di strato e l'asse di applicazione dello sforzo risulti variabile; inoltre, le prove sono state condotte sia su provini allo stato naturale sia su provini preventivamente imbibiti mediante immersione in acqua (rifer. **Tabella 1**, **Tabella 2** e **Tabella 3**). La sintesi dei risultati delle prove eseguite nel 1993 è riportata in **Tabella 4**.

MINIERA DI BRENNO "HOLCIM" – CAMPAGNA D'INDAGINE (9 sondaggi) 1° fase prove di laboratorio																			
sondaggio	orientazione	profondità	data inizio	data fine	campioni	profondità	quota provino naturale m	diametro provino m	altezza provino m	carico a rottura naturale Mpa	quota provino satura m	diametro provino m	altezza provino m	carico a rottura saturo Mpa	PESO DI VOLUME NATURALE Mg/mc	PESO DI VOLUME IMBIBITO Mg/mc	assorbimento %	porosità efficace %	
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c1	3,75-4,05													
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c2	5,00-5,75	5,43-5,58	6.99E-02	1.52E-01	22.20	5,58-5,72	2.526509	2.53959	22.7	2.526509	2.53959	0.51776212	1.309652	
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c3	6,55-7,07	6,6-6,75	7.13E-02	1.52E-01	25.50									
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c4	7,70-8,00					7,73-7,88	0.071243	0.151848	4.1	2.571182	2.58605	0.57825752	1.488535	
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c1	6,15-6,60													
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c2	7,20-7,62	7,27-7,43	7.14E-02	1.49E-01	37.40	7,43-7,58	0.071325	0.149752	non eseguita	2.563944	2.57464	0.41718271	1.070878	
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c3	7,62-8,12					7,63-7,78	0.071377	0.152893	18.7	2.576279	2.585105	0.34261785	0.883706	
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c4	8,12-8,39	8,18-8,25	7.11E-02	1.19E-01	23.80									
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c1	1,00-1,50	1,04-1,19	7.12E-02	1.48E-01	10.10	1,19-1,34	0.071262	0.148785	7.6	2.59783	2.619905	0.84976648	2.210117	
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c2	1,85-2,65													
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c3	3,55-4,50	3,6-3,75	7.12E-02	1.48E-01	27.7	3,9-4,05	7.13E-02	1.46E-01	15	2.61	2.62	0.34	0.88	
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c1	3,04-3,45	3,08-3,23	7.09E-02	1.53E-01	10.9	3,23-3,38	7.09E-02	1.46E-01	3.2	2.59	2.60	0.59	1.53	
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c2	4,05-4,54													
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c3	4,55-5,01													
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c4	5,01-5,50	5,16-5,31	7.16E-02	1.45E-01	17.0	5,31-5,46	7.14E-02	1.52E-01	non eseguita	2.61	2.63	1.06	2.77	
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c1	2,45-3,00													
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c2	3,00-3,73	3,45-3,6	7.12E-02	1.46E-01	12.7	3,36-3,45	7.12E-02	1.46E-01	0.7	2.60	2.61	0.59	1.54	
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c3	3,80-4,32					3,9-4,05	7.12E-02	1.48E-01	1.8	2.59	2.60	0.44	1.14	
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c4	4,93-5,30	4,93-5,08	7.13E-02	1.48E-01	16.5									
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c1	2,96-3,40	3,1-3,25	7.11E-02	1.45E-01	36.3									
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c2	6,80-7,54					7,18-7,33	7.13E-02	1.46E-01	18.9	2.60	2.61	0.38	1.00	
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c3	10,08-10,69													
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c4	16,20-16,90													
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c5	20,30-21,00					20,45-20,6	7.12E-02	1.48E-01	13.3	2.59	2.60	0.36	0.94	
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c6	24,68-25,25	24,7-24,85	7.09E-02	1.50E-01	20.4									
sc	verticale	5.8	26/04/2010	27/04/2010	c1	2,55-3,05	2,6-2,75	7.14E-02	1.48E-01	19.3									
sc	verticale	5.8	26/04/2010	27/04/2010	c2	4,08-4,58	4,34-4,49	7.13E-02	1.48E-01	18.9	4,19-4,34	7.13E-02	1.49E-01	7.8	2.57	2.59	0.54	1.38	
sc	verticale	5.8	26/04/2010	27/04/2010	c3	4,58-5,08	4,85-5,0	7.14E-02	1.48E-01	8.5	4,55-4,7	7.14E-02	1.50E-01	3.3	2.56	2.58	0.87	2.24	
sc	verticale	5.8	26/04/2010	27/04/2010	c4	5,08-5,38													
sd	verticale	5.6	08/04/2010	09/04/2010	c1	1,70-2,00													
sd	verticale	5.6	08/04/2010	09/04/2010	c2	2,00-2,40	2,0-2,15	7.15E-02	1.45E-01	22.6	2,15-2,29	7.14E-02	1.48E-01	19.3	2.56	2.57	0.37	0.95	
sd	verticale	5.6	08/04/2010	09/04/2010	c3	2,40-2,74													
sd	verticale	5.6	08/04/2010	09/04/2010	c4	2,74-2,97													
sd	verticale	5.6	08/04/2010	09/04/2010	c5	3,40-3,72	3,43-3,57	6.45E-02	1.40E-01	20.9	3,57-3,71	6.54E-02	1.40E-01	1.5	2.58	2.60	0.63	1.62	
sd	45°	5.1	11/04/2010	12/04/2010	c1	1,03-1,70	1,2-1,35	7.15E-02	1.46E-01	12.1	1,15-1,3	7.18E-02	1.49E-01	19.1	2.55	2.56	0.36	0.91	
sd	45°	5.1	11/04/2010	12/04/2010	c2	2,14-2,70	2,34-2,49	7.15E-02	1.41E-01	6.7	2,19-2,34	7.15E-02	1.40E-01	4.4	2.59	2.60	0.51	1.32	
sd	45°	5.1	11/04/2010	12/04/2010	c3	3,25-3,48													

**Tabella 1 - Risultati prove di laboratorio – 1° fase**

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>9 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

MINIERA DI BRENNO "HOLCIM" – CAMPAGNA D'INDAGINE (9 sondaggi)							2° fase prove di laboratorio							
sondaggio	orientazione	profondità	data inizio	data fine	campioni	profondità	quota provino saturo m	diametro provino m	altezza provino m	carico a rottura saturo Mpa	PESO DI VOLUME NATURALE Mg/mc	PESO DI VOLUME IMBIBITO Mg/mc	assorbiment o %	porosità efficace %
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c1	3,75-4,05								
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c2	5,00-5,75								
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c3	6,55-7,07								
sa	verticale	8.0	13/04/2010	14/04/2010	c4	7,70-8,00								
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c1	6,15-6,60								
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c2	7,20-7,62								
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c3	7,62-8,12								
sa	45°	8.5	14/04/2010	15/04/2010	c4	8,12-8,39								
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c1	1,00-1,50								
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c2	1,85-2,65	1,9-2,05	7.10E-02	1.46E-01	42.30	2.61	2.61	0.32	0.83
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c3	3,55-4,50	2,05-2,20	7.12E-02	1.48E-01	58.80	2.60	2.61	0.45	1.18
							2,2-2,35	7.13E-02	1.45E-01	80.00	2.61	2.62	0.30	0.78
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c1	3,04-3,45								
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c2	4,05-4,54								
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c3	4,55-5,01								
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c4	5,01-5,50								
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c1	2,45-3,00	2,76-2,90	7.12E-02	1.40E-01	10.49	2.58	2.60	0.71	1.84
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c2	3,00-3,73								
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c3	3,80-4,32								
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c4	4,93-5,30								
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c1	2,96-3,40								
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c2	6,80-7,54								
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c3	10,08-10,69								
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c4	16,20-16,90	16,22-16,36	7.02E-02	1.36E-01	70.50	2.62	2.63	0.71	1.85
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c5	20,30-21,00	16,36-16,50	7.06E-02	1.35E-01	22.70	2.61	2.62	0.36	0.95
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c6	24,68-25,25								

**Tabella 2 - Risultati prove di laboratorio – 2° fase**

MINIERA DI BRENNO "HOLCIM" – CAMPAGNA D'INDAGINE (9 sondaggi)							3° fase prove di laboratorio trazioni indirette									
sondaggio	orientazione	profondità	data inizio	data fine	campioni	profondità	quota provino saturo	diametro provino	altezza provino	carico a rottura saturo	quota provino saturo	diametro provino	altezza provino	carico a rottura saturo	quota provino saturo	diametro provino
							m	m	m	Mpa	m	m	m	Mpa	m	m
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c1	1,00-1,50										
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c2	1,85-2,65	2,23-2,26	7.12E-02	3.55E-02	5.31	2,14-2,17	7.13E-02	3.49E-02	3.40	2,26-2,29	7.11E-02
sb	orizzontale	4.8	25/04/2010	26/04/2010	c3	3,55-4,50										
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c1	3,04-3,45										
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c2	4,05-4,54	4,21-4,24	7.09E-02	3.42E-02	4.38	4,17-4,21	7.10E-02	3.39E-02	6.57	4,13-4,17	7.12E-02
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c3	4,55-5,01	4,68-4,72	7.14E-02	3.55E-02	2.86	4,64-4,68	7.15E-02	3.61E-02	5.92	4,84-4,88	7.16E-02
sb	45°	5.5	21/04/2010	22/04/2010	c4	5,01-5,50										
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c1	2,45-3,00										
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c2	3,00-3,73										
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c3	3,80-4,32										
sb	-45°	5.3	22/04/2010	23/04/2010	c4	4,93-5,30										
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c1	2,96-3,40										
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c2	6,80-7,54										
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c3	10,08-10,69	10,16-10,2	7.06E-02	3.50E-02	4.79	10,08-10,12	7.06E-02	3.48E-02	3.59	10,36-10,4	6.99E-02
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c4	16,20-16,90										
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c5	20,30-21,00										
sb	verticale	25.4	15/04/2010	21/04/2010	c6	24,68-25,25										

**Tabella 3 - Risultati prove di laboratorio – 3° fase**

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>10 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

Provino	$\sigma_3$ [MPa]	$\sigma_1$ a rottura [MPa]	$E_{t50}$ [GPa]	$E_{s50}$ [GPa]	$\nu$ [-]
SAT2C	0.0	24.04	14.37	14.05	0.05
SAT2A	2.0	22.96	22.18	29.48	-
SAT2B	3.0	26.32	115.56	250.00	-
SAT2D	4.0	32.74	7.17	6.49	0.19
SCT2	0.0	22.4	4.24	4.39	0.12
SBT2	2.0	37.81	35.56	48.06	0.46
SBT5	3.0	42.57	18.76	13.52	-
SCT7	4.0	88.21	19.39	32.51	-
SBT1C	0.0	32.37	63.16	84.14	0.15
SBT1A	2.0	39.31	20.57	24.20	0.27
SBT1B	3.0	67.60	30.80	40.90	0.39
SBT1D	4.0	75.81	23.88	74.18	-

**Tabella 4** - Risultati prove di laboratorio Altair 1993

I parametri geomeccanici, definiti sulla base delle prove sopra descritte e dei rilievi geomeccanici eseguiti in sito (si veda l'annesso A.01), sono riportati nelle tabelle che seguono.

<b>Matrice Roccia</b>				<b>Giunti di strato</b>		<b>Giunti K1</b>		<b>Piani di faglia</b>	
Angolo d'attrito $\varphi'_k$	Coesione $c'_k$	Peso di volume $\gamma_n / \gamma_{sat}$	Modulo Elastico E	Angolo d'attrito $\varphi'_k$	Coesione $c'_k$	Angolo d'attrito $\varphi'_k$	Coesione $c'_k$	Angolo d'attrito $\varphi'_k$	Coesione $c'_k$
[°]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[GPa]	[°]	[MPa]	[°]	[MPa]	[°]	[MPa]
35	5.5	25.0	4	25	0.3	35	0.3	20	0.25

**Tabella 5** – Parametri geomeccanici caratteristici

I parametri di resistenza riportati sono da considerarsi parametri caratteristici ai sensi delle NTC2008.

Applicando i coefficienti parziali M2 previsti dalla normativa (Tab. 6.2.II delle NTC2008), si ottengono i seguenti valori di progetto per i parametri di resistenza da utilizzare con la combinazione 2 dell'approccio 1 (Riff. (1) e (2)):

<b>Matrice Roccia</b>			<b>Giunti di strato</b>		<b>Giunti K1</b>		<b>Piani di faglia</b>	
Angolo d'attrito $\varphi'_D$	Coesione $c'_D$	Peso di volume $\gamma_n / \gamma_{sat}$	Angolo d'attrito $\varphi'_D$	Coesione $c'_D$	Angolo d'attrito $\varphi'_D$	Coesione $c'_D$	Angolo d'attrito $\varphi'_D$	Coesione $c'_D$
[°]	[MPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[MPa]	[°]	[MPa]	[°]	[MPa]
29	4.4	25.0	20.5	0.24	29.2	0.24	16.2	0.20

**Tabella 6** – Parametri geomeccanici di progetto

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 11 di 34
Data	20-11-2014		

## 4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 4.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

Considerata la tipologia dell'intervento di stabilizzazione e la sua funzione, la vita nominale dell'opera e la classe d'uso scelte sono state valutate in modo cautelativo in quanto, allo stato attuale, i tempi di esecuzione del ritombamento della fossa non sono certi e, comunque, presumibilmente sufficientemente lunghi da considerare l'intervento come definitivo.

In particolare si assume:

Vita nominale: 50 anni

Classe d'uso: II

Coefficiente Cu: 1.0

Classe d'uso: 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.*

Coefficiente Cu: 1.0 – *funzione della classe d'uso*

### 4.2. PERICOLOSITÀ SISMICA

I parametri di pericolosità sismica sono stati elaborati a partire dalle coordinate del sito di riferimento:

Latitudine: 45.772510°

Longitudine: 9.258940°

Sulla base di tali parametri di ingresso si ottengono i seguenti valori di pericolosità sismica relativi allo stato SLV (Salvaguardia della Vita) con il quale si sono eseguite le verifiche:

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 12 di 34
Data	20-11-2014		

Parametri Stati Limite	u.m.	SLV
Probabilità di superamento	%	10
Tr tempo ritorno	anni	475
a <sub>g</sub> accelerazione orizzontale max (su suolo rigido)	g	0.049
Fo valore max fattore amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale		2.634
Tc* Tempo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	s	0.277

**Tabella 7** – Valori di pericolosità sismica

#### 4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La categoria di sottosuolo è stata definita considerando le caratteristiche dell'ammasso roccioso che costituisce i fronti e tenendo conto dello stato di allentamento corticale. In particolare, si è considerato un ammasso roccioso con velocità delle onde di taglio  $V_{s30}$  compresa tra 360 e 800 m/s cui corrisponde, secondo quanto riportato al §3.2.2 delle NTC2008 (rif.(1)), una categoria di sottosuolo **B** (*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 un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s, ovvero  $N_{SPT,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $C_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina*).

**Condizioni topografiche: T2** – Pendii con inclinazione media  $i \geq 15^\circ$

#### 4.4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO

In definitiva, in base a tutte le analisi sopra descritte i parametri sismici di progetto risultano:

Coefficienti Sismici	SLV
Ss	1.2
Cc	1.422
St	1.2
a <sub>max</sub> (g) (su suolo rigido)	0.0706

**Tabella 8** – Parametri sismici di progetto

Le analisi di stabilità, descritte ai successivi paragrafi, sono state eseguite sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), considerando quindi le azioni dinamiche di

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>13 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

progetto definite qui sopra, adottando l’approccio pseudo-statico previsto al §7.11.3.5.2 delle NTC2008.

Per il caso in esame si ha:

$\beta_s = 0.20$  (dalla Tabella 7.11.I delle NTC2008);

$k_h = \beta_s \times a_{max} = 0.2 \times 0.0706 = 0.014g$

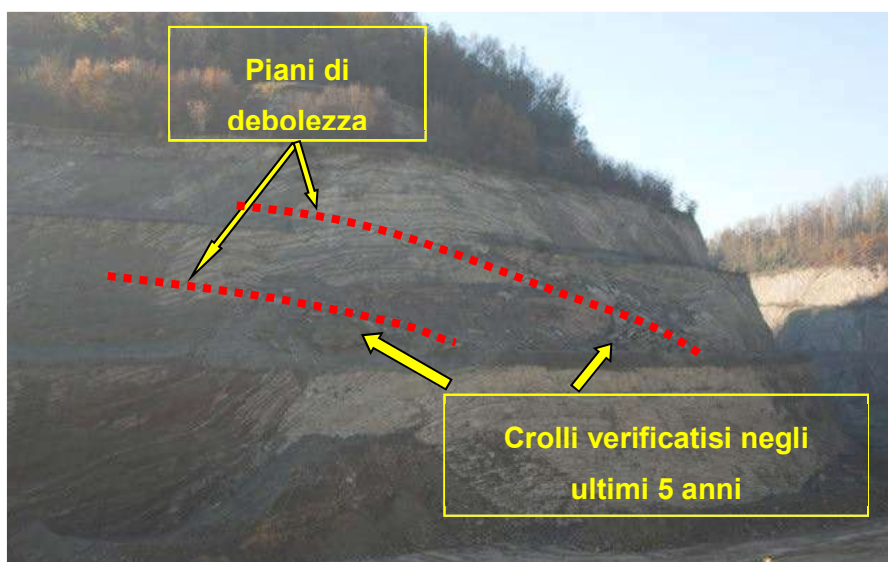
$k_v = \pm 0.5 \ k_h = \pm 0.007g$



Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 14 di 34
Data	20-11-2014		

## 5. RIPROFILATURA DEL FRONTE SUD AL DI SOTTO DELLA “TORRE DI BRENNO

Il processo d’instabilità che ha interessato una parte del fronte meridionale, ha prodotto una serie di franamenti per ribaltamento e crollo nella porzione centrale del fronte; il processo d’instabilità è stato conseguente alla presenza di una zona di debolezza connessa alla presenza di una faglia e alla conseguente fascia cataclastica; il crollo della fascia cataclastica ha permesso la formazione di geometrie aggettanti degli strati sovrastanti e la loro giacitura a franapoggio, con angolo di circa  $60^{\circ}\div 65^{\circ}$ , ha consentito lo sviluppo di processi di ribaltamento ancora in evoluzione.



**Figura 3** - Zona centrale del fronte meridionale

In considerazione dei cinematismi e delle condizioni geologico strutturali che hanno provocato l’instabilità del fronte, si è ritenuto di ottenere la messa in sicurezza a lungo termine di quest’area rimuovendo completamente la zona interessata dalle cataclasiti e anche quella porzione di ammasso che ha subito il detensionamento e l’apertura dei piani di strato. Allo scopo di ottenere una conformazione stabile del fronte e considerando che le geometria del fronte meridionale nella porzione sotto la Torre di Brenno consentono adeguati spazi di lavorazione, si è stabilito di procedere alla riprofilatura del versante, cosa che permette di eliminare completamente la zona detensionata, di ridurre le inclinazioni medie del fronte e di

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 15 di 34
Data	20-11-2014		

ottenere quindi un profilo stabile del versante, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche (si veda zona “A” in **Figura 1**).

#### 5.1. SEQUENZA DELLE LAVORAZIONI

La riprofilatura sarà realizzata mediante scavi in abbassamento a partire dal gradone di quota 260.0÷ 262 m s.m. esistente.

Preliminarmente si procederà all’allargamento della berma del gradone di quota 260 m s.m. con arretramento di circa 2 m del piede del versante di monte e sua stabilizzazione mediante formazione di una scogliera in massi ciclopici; in questa fase tutto il gradone compreso tra la sezione 1 e la sezione 7 di progetto (rif. Tavv. 077DX002A e 077DX003A ) sarà riprofilato per portarlo ovunque alla medesima quota 260 m s.m.

A partire dal gradone di quota 260 m s.m. si procederà per abbassamenti successivi sino a quota 248 m s.m. a formare il nuovo fronte che avrà una pendenza di 60° e un’altezza finale di 12 m; il gradone di quota 260 m s.m. avrà una larghezza minima finale di 5.0 m.

A seguire si procederà allo scavo del nuovo fronte da quota 248 m s.m. a quota 232 m s.m. con formazione di una pista di raccordo di larghezza pari a 4.0 m e pendenza < 20% con direzione di rimonta est-ovest.

Nell’ultima fase di scavo si procederà alla formazione del nuovo fronte tra quota 232 m s.m. e quota 216 m s.m.; anche su questo fronte verrà ricavata una pista di raccordo con andamento di salita ovest-est. Quest’ultima fase di scavo permetterà di asportare completamente la zona interessata dalla faglia e la zona con processi di rilascio eliminando le strutture geologiche aggettanti. La pendenza media del nuovo fronte sarà, anche in questo caso, pari a 60°. Il gradone finale di quota 216 m s.m. avrà una larghezza variabile da circa 5 m alle estremità della zona riprofilata sino a un massimo di oltre 20 m nella porzione centrale.

Le due piste di raccordo tra quota 216 m s.m e quota 232 m s.m. e quella tra quota 232 m s.m. e quota 248 m s.m. sono previste ai due lati della porzione centrale; questa disposizione permette di evitare che le due piste si trovino una al di sopra dell’altra e, quindi, permette di

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>16 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

realizzare uno scavo più profondo nel versante e di garantire l'asportazione dell'ammasso interessato dai rilasci tensionali.

Il materiale abbattuto, che ammonta a circa 80.000 m<sup>3</sup> (banco), verrà accumulato alla base del fronte roccioso in modo da costituire un rinfilanco di protezione del fronte più basso, quello tra il piazzale di base e il gradone di quota 216 m s.m. (si vedano le Tavv. 077DX002A e 077DX003A allegate).

## 5.2. VERIFICHE DI STABILITÀ

### 5.2.1. APPROCCIO METODOLOGICO

Le analisi e le verifiche di stabilità a scala globale del versante, sia per le back-analysis sia per le verifiche allo stato attuale e in quello di progetto, sono state eseguite implementando un modello agli elementi distinti (DEM), utilizzando un apposito codice di calcolo (UDEC Rel. 5.0 – Univesal Distinct Element Code - Cundall, 1971) che permette di eseguire un'analisi di tipo dinamico considerando le equazioni del moto, applicate a ciascun blocco del modello discretizzato. Questo approccio permette di simulare il comportamento di un sistema di corpi discreti, interagenti tra loro.

Il codice di calcolo numerico adottato è specifico per l'analisi di problemi di geomeccanica (problemi di stabilità di versanti, opere in sotterraneo, ecc.) per i quali l'influenza delle discontinuità sul comportamento meccanico dell'ammasso roccioso assume rilevanza.

In UDEC sono disponibili diversi modelli costituiti da applicare in funzione delle caratteristiche del materiale e delle caratteristiche del problema che si vuole affrontare. Nel caso in esame si è adottato un modello a blocchi deformabili con leggi di resistenza alla Mohr-Coulomb.

La resistenza lungo i giunti viene analizzata secondo un modello apposito (Cundall, Hart – 1984) che simula un meccanismo di progressivo deterioramento dei giunti sottoposti a sforzo di taglio.

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>17 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

In accordo con quanto riportato al §6.8.1 delle citate norme tecniche, le analisi delle condizioni di stabilità allo stato attuale e le verifiche di progetto sono state eseguite secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), applicando i relativi coefficienti parziali; trattandosi di verifiche che riguardano un intervento di sola riprofilatura senza alcun elemento di rinforzo strutturale. La verifica con la combinazione 1 è stata tralasciata così come previsto dalla normativa.

In generale per il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza ai sensi delle NTC2008 (§6.2.3) è richiesto che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, ovvero:

$$E_d = E \left[ \gamma_F \times F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \times R \left[ \gamma_F \times F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Nelle formulazioni di cui sopra, il valore degli effetti delle azioni (E) e della resistenza (R) dipendono dai seguenti fattori:

- Azioni di progetto ( $\gamma_F \times F_K$ ): dove  $F_K$  rappresenta il valore della generica azione caratteristica e  $\gamma_F$  il relativo coefficiente amplificativo;
- Parametri di progetto ( $X_K/\gamma_M$ ): dove  $X_K$  rappresenta il generico parametro meccanico caratteristico del terreno/roccia e  $\gamma_M$  il relativo coefficiente riduttivo;
- Geometria di progetto ( $a_d$ ).

Le analisi sono state eseguite sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV), considerando quindi le sollecitazioni sismiche di progetto definite come descritto al paragrafo § 4.4, adottando l'approccio pseudo-statico previsto al §7.11.3.5.2 delle NTC2008.

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 18 di 34
Data	20-11-2014		

L'analisi di stabilità globale all'equilibrio limite viene eseguita calcolando il rapporto  $\gamma_{R\_CALC} = R_d/E_d$  e valutando che quest'ultimo sia maggiore o uguale al coefficiente parziale minimo imposto dalla normativa ( $\gamma_R$ ), funzione della tipologia di sistema geotecnico studiato.

#### 5.2.2. ANALISI DELLE CONDIZIONI DI STABILITÀ ALLO STATO ATTUALE

Le verifiche delle condizioni di stabilità allo stato attuale sono state condotte per la sezione centrale (Sezione 4), disposta in asse alla zona interessata dai crolli e dai rilasci tensionali dell'ammasso roccioso, ossia la sezione più critica (si veda Tav. 077DX002A):

I parametri geotecnici utilizzati sono quelli definiti come detto in precedenza (si veda §3). Le condizioni idrogeologiche sono quelle dello stato attuale, con ammasso roccioso non saturo.

Come detto in precedenza le analisi sono state eseguite sia considerando condizioni statiche allo stato limite SLU, sia considerando le condizioni di sollecitazione sismica corrispondenti allo stato limite ultimo SLV.

I risultati delle analisi (si veda annesso A.02) indicano che per la sezione centrale, più critica, si hanno condizioni di stabilità verificate con  $\gamma_{R2min} = 2.42$  in condizioni statiche e con  $\gamma_{R2min} = 2.37$  in condizioni di sisma all'SLV.

#### 5.2.3. VERIFICHE DI STABILITÀ NELLE CONDIZIONI DI PROGETTO

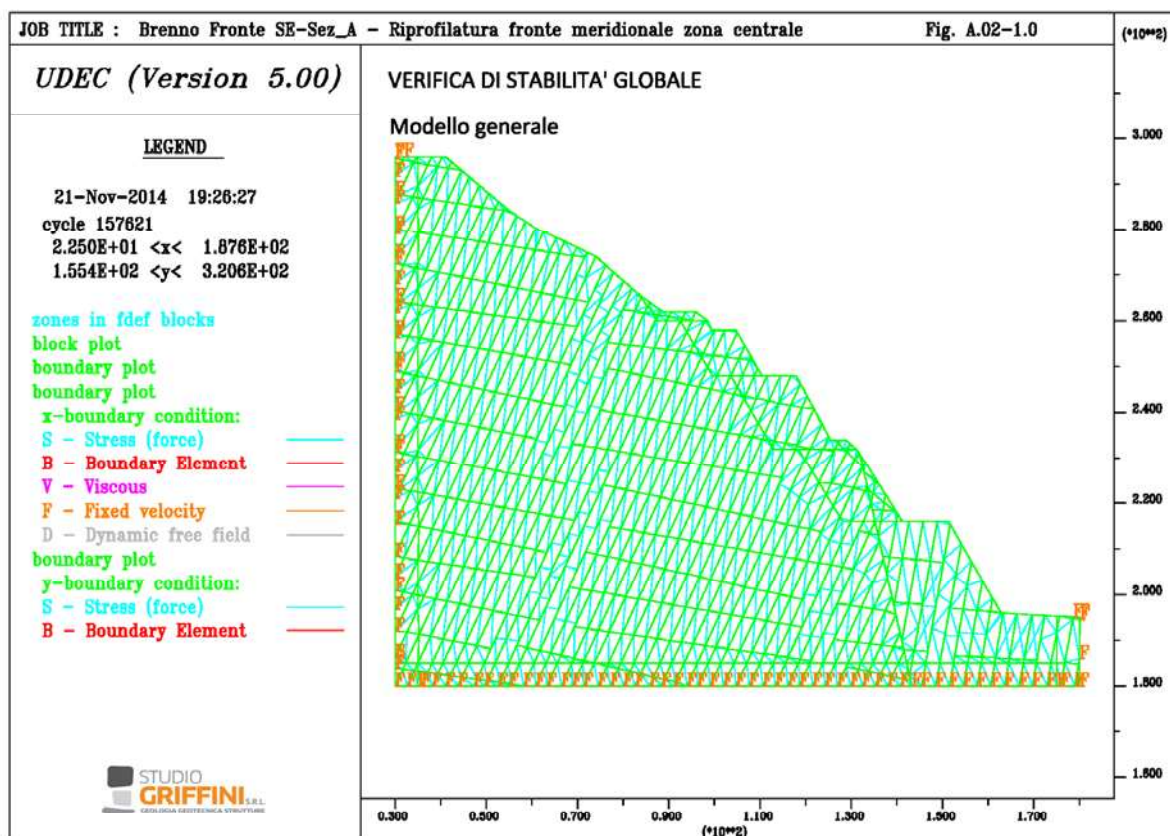
La soluzione progettata è stata verificata secondo la medesima sezione (sezione 4) considerata nelle verifiche dello stato attuale e utilizzando i medesimi parametri geotecnici e le medesime condizioni idrogeologiche.

Le analisi sono state condotte simulando gli scavi di progetto secondo tre diverse sequenze di abbassamento, corrispondenti alla formazione di ciascuno dei tre nuovi gradoni di quota 248, 232 e 216 m s.m.

I risultati delle analisi (si veda annesso A.02) indicano che per la sezione centrale, più critica, allo stato finale dei lavori di riprofilatura si hanno condizioni di stabilità verificate con  $\gamma_{R2min} = 9.88$  in condizioni statiche e con  $\gamma_{R2min} = 9.82$  in condizioni di sisma all'SLV. Nelle fasi intermedie le condizioni di stabilità sono analoghe a quelle delle condizioni attuali e il miglioramento

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 19 di 34
Data	20-11-2014		

significativo si ottiene, come atteso, solo con l'asportazione completa del fronte compreso tra il gradone di q. 232 m s.m. e quello di q. 216 m s.m., ossia con l'asportazione completa della fascia di ammasso interessata dalla faglia che attraversa l'intera fossa con andamento circa ovest-est e con il conseguente rilascio tensionale.



**Figura 4** – Modello UDEC generale per l'analisi delle condizioni di stabilità dei lavori di riprofilatura del fronte sud , zona centrale.



Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 20 di 34
Data	20-11-2014		

## 6. STABILIZZAZIONE DELLA PARTE ORIENTALE DEL FRONTE MERIDIONALE – ZONA EST

Nella zona più ad est del fronte sud la soluzione mediante riprofilatura del fronte esistente è complicata dalla mancanza di spazio utile al raggiungimento di una geometria con pendenze adeguate a garantire la stabilità; pertanto, in questa zona (si veda area “B” in **Figura 1**) si dovrà procedere con opere di stabilizzazione del fronte roccioso.

La soluzione ritenuta più adatta alle caratteristiche dell’ammasso roccioso e alla funzionalità dell’intervento consiste nella la realizzazione di un sistema di consolidamento attivo del fronte, sia superficiale sia profondo, mediante tecnica “rock-nailing” diffuso con pannello di copertura realizzato utilizzando una rete in acciaio ad alta resistenza.

L’intervento di “rock-nailing” è una tecnica pratica e collaudata usata per la stabilizzazione degli scavi e dei versanti che consiste nell’ “armatura” dell’ammasso roccioso con l’inserzione di elementi di rinforzo di diametro relativamente piccolo, in genere costituiti da barre d’acciaio, cementate per tutta la lunghezza. Le barre sono vincolate all’interno dell’ammasso e collegate con un sistema di stabilizzazione superficiale del fronte mediante reti in aderenza e/o rivestimento in spritz-beton: l’insieme dell’intervento costituisce una sorta di volume di “terreno armato”. La zona stabilizzata agisce come un’unità omogenea e resistente che sostiene l’ammasso roccioso naturale situato a tergo.

Per il presente progetto si è deciso di realizzare il rivestimento in parete mediante una rete in acciaio ad alta resistenza tipo TECCO® o similare (resistenza a trazione = 1770 N/mm<sup>2</sup> ; si veda dettagli costruttivi indicati in Tav. 077DX005A) e con protezione anticorrosione in zinco-alluminio che garantisce un’elevata durabilità.

La scelta è stata guidata dalla necessità di garantire la funzionalità dell’intervento a lungo termine indipendente dalla destinazione d’uso finale dell’area.

L’intervento di stabilizzazione interesserà una superficie complessiva di 2800m<sup>2</sup> e prevede le seguenti lavorazioni principali:

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 21 di 34
Data	20-11-2014		

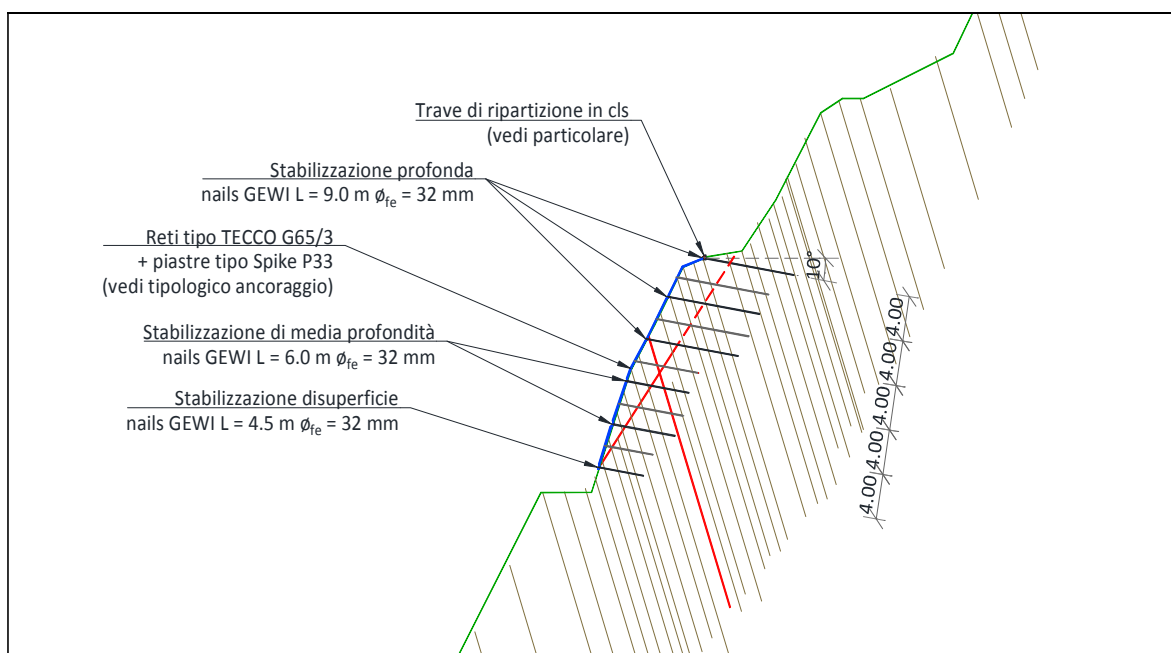
- a) preparazione del gradone di quota 236 m s.m. (nominale) mediante pulizia e rimozione dei detriti accumulati;
- b) preparazione del fronte da stabilizzare mediante disgaggio degli elementi instabili sul fronte e successiva pulizia del gradone di quota 216 m s.m. (nominale) dai detriti accumulati nel tempo e in fase di disgaggio;
- c) realizzazione del primo ordine sommitale (quota 236 m s.m.) di chiodatura, con barre ad interasse orizzontale pari a 3.50 m, mediante perforazione a distruzione di nucleo con diametro  $\Phi=90$  mm per la lunghezza prevista in progetto (9 m) e l'inclinazione di  $-10^\circ$  rispetto all'orizzontale. Al termine della perforazione si provvederà alla pulizia dello stesso dai detriti e si inserirà nel foro eseguito la barra d'armatura tipo GEWI  $\Phi$  32 mm e lunghezza 9 m, lasciando sporgere la barra di almeno 200 mm da boccaforo. La barra dovrà essere dotata di centratori in modo da assicurare l'allineamento della stessa a centro foro e dei tubi per l'iniezione della malta. A seguire si procederà all'iniezione della malta.
- d) fissaggio della rete ad alta resistenza alle barre mediante il posizionamento delle piastre di ripartizione e relativo dado di fissaggio (si veda tavola 077DX005A)
- e) svolgimento del rotolo di rete (fornita in rotoli di larghezza 3.5 m), fissato in sommità al primo ordine di barre, e rivestimento del fronte roccioso per l'intera altezza.
- f) a seguire ripetizione dei punti f) e g) sino a rivestire l'intero sviluppo del fronte da proteggere; lateralmente i pannelli di rete dovranno essere giuntati sovrapponendo almeno una maglia, ossia 83 mm di larghezza, collegando e fissando un telo all'altro mediante gli appositi anelli di giunzione (si veda tav. 077DX005A, dettagli B e C)
- g) realizzazione dei successivi ordini di barre d'ancoraggio a partire dal secondo dall'alto e a seguire verso il basso, con disposizione a quinconce (ordini intermedi sfalsati di  $\frac{1}{2}$  interasse orizzontale) sino al completamento di tutti gli ordini di barre con la lunghezza indicata (si veda tavola 077DX005A), avendo cura di lasciare sporgere in superficie le barre per circa 200 mm.

Per tutti questi ordini di barre, tranne per quello sommitale (si veda punto d)) la perforazione per l'installazione delle barre d'ancoraggio sarà eseguita dopo la posa della

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b>	
		<b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>22 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

rete sul fronte e quindi attraverso la rete già posata; in queste condizioni, per evitare danneggiamenti alla rete, la perforazione dovrà essere eseguita utilizzando un apposito attrezzo di guida.

- h) fissaggio dei teli mediante le piastre di ripartizione tipo SPIKE P33 (o similari), posizionate con l'asse maggiore orizzontale; avvitaamento dei dadi e pretensionamento leggero, pari a 30 kN, mediante chiave dinamometrica o altro attrezzo adeguato.



**Figura 5** - schema stabilizzazione fronte tra quota 216 m s.m. e 236 m s.m. mediante tecnica Rock-Nailing (le barre a tratteggio sono quelle sfalsate di  $\frac{1}{2}$  interasse orizzontale rispetto all'asse rappresentato in figura)

Ai fini delle verifiche riportate di seguito, si sono considerati i seguenti parametri geometrici:

<b>GEOMETRIA CONSOLIDAMENTO ATTIVO DI VERSANTE</b>		
Dimensioni intervento	HxL (m)	20x140
Interasse orizzontale ancoraggi	a (m)	1.75 (3.5/2 x ordini sfalsati)
Interasse verticale ancoraggi	b (m)	2.0 (4.0/2 x ordini sfalsati)
Spessore coltre superficiale stabilizzata	t(m)	2.0 m + rinforzo giunti sino a 9.0 m
Tipologia barre di ancoraggio	(-)	Barre tipo GEWI Ø32mm L = 4.5÷6.0÷9.0 m I= 10° - Pretiro 30 kN

**Tabella 9** – Caratteristiche geometriche sistema rock-nailing

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 23 di 34
Data	20-11-2014		

## 6.1. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche geotecniche e strutturali per il progetto di stabilizzazione mediante rock-nailing condotte come previsto dalle NTC2008 (rif.(1)).

### 6.1.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

#### **Consolidamento attivo di versante:**

Costituito da rete in acciaio armonico con:

Resistenza del filo elementare	$f_{ptk}$	=	1770	N/mm <sup>2</sup>
Diametro del filo	d	=	3	mm
Resistenza a trazione longitudinale rete	$Z_l$	≥	150	kN/m
Resistenza a trazione trasversale rete	$Z_t$	≥	60	kN/m
Deformazione massima in direzione longit.	$\varepsilon_l$	<	6.5	%
Carico trasferibile in condizioni attritive all'ancoraggio superiore	$Z_r$	≥	30	kN
Carico a punzonamento del sistema rete + piastra	$P_r$	≥	90	kN
Protezione contro la corrosione in lega Zinco–Alluminio		≥	150	g/m <sup>2</sup>

#### **Ancoraggi in barre:**

Si utilizzano barre filettate “tipo GEWI” in acciaio avente le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento	$f_y$	=	500	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	$f_u$	=	550	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto	$f_{yd}$	=	435	N/mm <sup>2</sup>

#### **Miscele di iniezione con legante cemento:**

Si utilizzano miscele acqua-cemento, eventualmente additivate con aggregati fini e additivi per migliorare la lavorabilità o la durabilità, per ridurre l'essudazione e il ritiro o per accelerare l'indurimento.

Le miscele dovranno rispettare i seguenti requisiti minimi in accordo con le raccomandazioni AGI-AICAP (rif. (7)):

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 24 di 34
Data	20-11-2014		

Fluidità al cono di Marsh	$10 \text{ s} \leq t \leq 30 \text{ s}$
Essudazione	$\leq 2\%$ nelle 3 ore Completamente riassorbita nelle 24 ore
Ritiro	$\leq 2.8 \text{ mm/m}$ a 28 giorni
Resistenza cilindrica a compressione a 7gg	$f_{ck7gg} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

#### 6.1.2. APPROCCIO METODOLOGICO

Sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità globale e locale (modello UDEC);
- Verifiche geotecniche e strutturali degli elementi di consolidamento attivo
- Verifica barre di ancoraggio:
  - a. Verifica sfilamento del bulbo di ancoraggio
  - b. Verifica strutturale dell'armatura
  - c. Verifica di aderenza malta-armatura

#### 6.2. CARICHI DI PROGETTO

##### 6.2.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico per la verifica del consolidamento attivo di versante sono le seguenti:

$G_{k1}$  Peso proprio della coltre stabilizzata, calcolato sulla base del peso specifico naturale dell'ammasso ( $24.0 \text{ kN/m}^3$ ) come definito in fase di caratterizzazione geotecnica;

E Azioni sismiche, calcolate mediante approccio pseudostatico utilizzando i coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti al paragrafo caratterizzazione sismica (rif. § 4.4):

$$K_H = 0.014 ; \quad K_V = 0.007.$$

##### 6.2.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Il dimensionamento del consolidamento attivo del fronte è stato effettuato considerando due condizioni di carico:

- Condizioni statiche ( $G_{k1}$ )

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 25 di 34
Data	20-11-2014		

- Condizioni sismiche (Gk1+E)

### 6.3. VERIFICHE DI SICUREZZA E FUNZIONALITÀ

#### 6.3.1. VERIFICHE CONDIZIONI DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità locali e globali sono state eseguite implementando un modello ad elementi distinti mediante il medesimo codice di calcolo utilizzato per le verifiche di stabilità dell'intervento di riprofilatura (UDEC, Rel 5.0 – Rif. (9)) e applicando l'approccio 1 combinazione 2 previsto dalle NTC2008, che fornisce le massime azioni di progetto. In annesso A.03 sono riportati i risultati delle analisi condotte.

Attraverso questo processo di analisi si sono potute definire le massime azioni assiali e di taglio utilizzate nelle verifiche strutturali delle barre di rinforzo, che sono risultate rispettivamente pari a:

- assiale: 290.4 kN (ai quali, come detto, deve essere sommato il valore di tiro massimo dovuto al sistema di stabilizzazione attiva corticale, ai fini della verifica della lunghezza della porzione attiva di lunghezza delle barre)
- taglio: 76.52 kN.

(si vedano le figg. A.03-5.1 e A.03-5.2 in annesso A.03)

L'analisi è stata condotta considerando, a favore di sicurezza, che la frattura principale che interessa il gradoni sia persistente al 100% e assegnando i parametri geotecnici già definiti in precedenza (si veda § 3).

I risultati delle verifiche sono riportati nella **Tabella 10** che segue.

<b>Condizioni/Stato limite</b>	<b><math>\gamma_{R2}</math> calcolato</b>	
	<b>SLU</b>	<b>SLV</b>
<b>Attuali</b>	0.42	<0.4
<b>Progetto</b>	3.25	3.19

**Tabella 10** – Risultati verifiche di stabilità globale

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 26 di 34
Data	20-11-2014		

Come si può rilevare le condizioni di stabilità nelle condizioni attuali, con le assunzioni cautelative adottate, non risultano soddisfatte; al contrario con l'intervento di rock-nailing le verifiche sono sempre soddisfatte con ampio margine, essendo  $\gamma_{R2calc} >> 1.1$  come previsto dalle norme vigenti.

In annesso A.03 sono riportati gli elaborati delle verifiche condotte.

### 6.3.2. VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DEL CONSOLIDAMENTO ATTIVO DI VERSANTE

Attraverso il software RUVUOLUM (rif. (10)) sono state eseguite le seguenti verifiche:

- Verifica geotecnica di instabilità globale parallela al pendio;
- Verifica geotecnica di instabilità locale tra gli ancoraggi;
- Verifica tensionale della rete per taglio in corrispondenza della piastra;
- Verifica tensionale della rete in aderenza nella direzione della rete;
- Verifica a taglio degli ancoraggi;
- Verifica a punzonamento della piastra di ancoraggio sulla rete;
- Verifica a tenso-flessione delle barre di ancoraggio;

Le resistenze di progetto degli elementi che costituiscono la barriera sono state determinate utilizzando un fattore parziale delle resistenza  $\gamma_R=1.5$ .

Il sistema adottato consente di scongiurare eventuali meccanismi di instabilità della coltre di 1.5m di ammasso roccioso fratturato, sia in termini di meccanismi globali paralleli al pendio che in termini di meccanismi locali tra gli ancoraggi, oltre a garantire il rinforzo dell'ammasso potenzialmente instabile mediante cucitura delle discontinuità presenti in profondità sino a 9.0 dal fronte.

La condizione più gravosa risulta quella in condizioni sismiche, per cui si riassumono i risultati più significativi delle verifiche:



<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>27 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

<b>Riepilogo risultati verifiche elementi del consolidamento attivo di versante</b>			
<b>Verifica</b>	<b>Carico di progetto</b>	<b>Resistenza di progetto</b>	<b>Esito</b>
Trasmissione taglio in corrispondenza della piastra	$P_d < 10.0 \text{ kN}$	$P_r = 90.0 \text{ kN}$	OK
Tensione massima nella rete in direzione parallela al pendio	$Z_d = 15.0 \text{ kN}$	$Z_r = 30.0 \text{ kN}$	OK
Verifica a taglio degli ancoraggi	$S_d = 110 \text{ kN}$	$S_r = 232 \text{ kN}$	OK
Verifica a punzonamento della piastra di ancoraggio	$V_{dII} = 45.0 \text{ kN}$	$D_r = 180 \text{ kN}$	OK

Per il dimensionamento degli ancoraggi del consolidamento attivo di versante è stato considerato il massimo carico assiale di progetto calcolato dalle analisi, definito come somma del tiro di progetto del sistema di consolidamento attivo superficiale, pari a 211.7 kN, più l'azione assiale dovuta alla stabilizzazione profonda lungo la discontinuità, pari a 78.7 kN per un valore complessivo di 290.40 calcolato per l' SLV.

#### 6.3.3. ANCORAGGI - SFILAMENTO BULBO

Deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove le azioni di progetto  $E_d$  sono costituite dalla massima azione di trazione agente sull'ancoraggio, la resistenza  $R_d$  è la resistenza allo sfilamento del bulbo.

Con riferimento al §6.6 delle NTC2008 (rif.(1)), la resistenza allo sfilamento del bulbo di ancoraggio (denominata  $R_{ad}$ ) deve essere calcolata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I della citata normativa.

In particolare, la resistenza di progetto  $R_{ad}$  viene calcolata come:

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R}$$

in cui:

$R_{ak}$  è la resistenza caratteristica allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio;

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 28 di 34
Data	20-11-2014		

$\gamma_R$  è il coefficiente parziale per la resistenza degli ancoraggi, pari a 1.1 per ancoraggi temporanei e a 1.2 per ancoraggi permanenti.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio viene a sua volta calcolato come:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

in cui:

$R_{a,c}$  è la resistenza allo sfilamento del bulbo d'ancoraggio, calcolata con metodi di calcolo analitici basati sui risultati delle prove geotecniche eseguite. I pedici "medio" e "min" indicano la possibilità di utilizzare nel calcolo della resistenza parametri geotecnici medi, o il valore minimo di tali parametri;

$\xi_{a3,4}$  sono i fattori di correlazione definiti in tabella 6.6.III delle NTC2008 in funzione del numero di verticali di indagine eseguite per la caratterizzazione geotecnica.

La resistenza allo sfilamento del bulbo di ancoraggio viene calcolata adottando l'approccio di Bustamante e Doix (1985,rif. (8)):

$$R_{a,c} = \pi \times \alpha \times d \times L \times q_s$$

in cui:

$\alpha$  è un coefficiente empirico che consente di tenere conto dell'incremento del diametro dei bulbi di ancoraggio nel caso di iniezioni ad alta pressione. Il coefficiente dipende dalla tipologia di iniezione adottata e dalla tipologia di materiale in cui questa viene effettuata;

$d$  è il diametro della perforazione in cui l'ancoraggio viene realizzato;

$L$  è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

$q_s$  è lo sforzo tangenziale limite che può essere mobilizzato al contatto tra bulbo di ancoraggio e terreno/roccia circostante.

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>29 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

Nel caso in esame, considerando che tutti gli ancoraggi saranno realizzati all'interno dell'unità - A – Copertura detritica e di frana, si assume:

$$\gamma_R = 1.2 \text{ (tiranti definitivi)}$$

$$\xi_{a3} = 1.80 \text{ (numero di profili di indagine 1)}$$

$$\xi_{a4} = 1.80 \text{ (numero di profili di indagine 1)}$$

$$\alpha = 1.2$$

$$d = 90 \text{ mm (minimo)}$$

$$L_1 = 9.0 \text{ m (ancoraggi ordini superiori di cui 7.0 m efficace)}$$

$$L_2 = 6.0 \text{ m (ancoraggi ordini intermedi di cui 5.0 m efficace)}$$

$$L_3 = 4.5 \text{ m (ancoraggi ordini inferiori di cui 4.0 m efficace)}$$

$$q_s = 500 \text{ kPa (valore assunto per gli ancoraggi in terreni a grana fine consistenti con iniezioni IRS in accordo con quanto riportato negli abachi al rif.(8)}$$

In definitiva si ottiene:

<b>Lunghezza barra</b>	<b><math>R_{ak}</math> [kN]</b>	<b><math>R_{ad}</math> [kN]</b>	<b>Tiro max di progetto <math>E_d</math> [kN]</b>	<b>Condizione <math>E_d \leq R_{ad}</math></b>
L1=9.0 (efficace 7.0)	659.7	549.8	290.4	soddisfatta
L2=6.0 (efficace 5.0)	471.2	392.7		soddisfatta
L3=4.5 (efficace 4.0)	377.0	314.2		soddisfatta

#### 6.3.4. ANCORAGGI - RESISTENZA A TAGLIO

Per la verifica al taglio delle barre si è considerato il massimo valore ricavato mediante l'analisi UDEC, pari a 76.52 kN.

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 30 di 34
Data	20-11-2014		

La massima azione di taglio sulla singola barra deve risultare inferiore alla resistenza di progetto calcolata come:

$$V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_s}$$

con

$A_v$  = 9/10 dell'area netta

$\gamma_s$  = coefficiente parziale per la resistenza dell'acciaio, definito dalle NTC2008 (rif. (1)), pari a 1.15

Nel caso in esame si ottiene:

$$V_{rd} = 181.7 \text{ kN}$$

L'azione di taglio massima è pari a 76.5 kN per cui la condizione  $E_d \leq V_{rd}$  risulta soddisfatta

#### 6.3.5. ANCORAGGI - RESISTENZA ARMATURA

La massima azione assiale di progetto agente sul singolo ancoraggio  $E_d$  deve essere inferiore della resistenza di progetto dell'armatura  $T_{c,rd}$ , valutata come:

$$T_{c,rd} = \frac{A_n \times f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

$A_n$  è l'area nominale dell'ancoraggio (barra);

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio con cui sono realizzati gli ancoraggi;

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale per la resistenza dell'acciaio, definito dalle NTC2008 (rif.(1)) pari a 1.15.

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 31 di 34
Data	20-11-2014		

Nel caso in esame si ottiene:

Ancoraggi del consolidamento attivo di versante realizzati mediante barre tipo GEWI Ø32mm  
con  $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$

$$T_{c,rd} = \frac{804 \times 500}{1.15} = 350 \text{ kN}$$

Il tiro massimo ( $E_d$ ) di progetto è pari a 290.4 kN per cui la condizione  $E_d \leq T_{c,rd}$  risulta soddisfatta.

#### 6.3.6. ANCORAGGI – ADERENZA ARMATURA-MALTA

La massima azione assiale di progetto agente sul singolo ancoraggio  $E_d$  deve essere inferiore della resistenza di progetto di aderenza tra armatura e malta  $A_{c,rd}$ , valutata come:

$$A_{c,rd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} \times S_{Lat} \times L$$

dove:

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo, calcolata secondo la formulazione riportata al §4.1.2.1.1.4 delle NTC2008 (rif.(1))

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1.5

$S_{LAT}$  è la superficie laterale di contatto acciaio-calcestruzzo pari a  $\pi \times \varnothing$

$L$  è la lunghezza dell'ancoraggio

Nel caso in esame si ha:

$$f_{bk} = 2.25 \times \eta \times f_{ctk} / 1.5 \quad (\text{per ancoraggi con calcestruzzo in zona tesa})$$

$$\eta = 1.0$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 0.7 \times 0.3 \times f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.3 \times 30^{2/3} = 2.02 \text{ N/mm}^2$$

<b>Committente:</b> <b>HOLCIM (Italia) S.p.A.</b>		<b>Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC)</b> <b>Stabilizzazione fronti di scavo relitti</b>	
<b>Doc.</b>	<b>077-RE-002-A</b>	<b>PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo</b>	<b>pag.</b> <b>32 di 34</b>
<b>Data</b>	<b>20-11-2014</b>		

$$f_{bk} = 2.25 \times 2.02 / 1.5 = 3.03 \text{ N/mm}^2$$

Ancoraggi del consolidamento attivo di versante realizzati mediante barre tipo GEWI 32mm, lunghezza variabile (4.5, 6.0 e 9.0 m)

$$A_{c,rd} = \frac{3.03}{1.5} \times \pi \times 32 \times L$$

<b>Lunghezza barra</b>	<b><math>A_{c,rd}</math> [kN]</b>	<b>Tiro max di progetto <math>E_d</math> [kN]</b>	<b>Condizione <math>E_d \leq A_c</math></b>
L1=9.0 (efficace 7)	1421.4	108.74	soddisfatta
L2=6.0 (efficace 5)	1015.3		soddisfatta
L3=4.5 (efficace 4)	812.2		soddisfatta

In annesso A.03 sono riportati i fogli di calcolo con i risultati delle verifiche del sistema attivo di stabilizzazione.

Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 33 di 34
Data	20-11-2014		

## 7. PROTEZIONE CORTICALE DEL FRONTE SETTENTRIONALE

Il fronte settentrionale è caratterizzato da strati a franapoggio con inclinazione molto elevata, in genere compresa tra 70° e 80°; lo scavo è stato condotto secondo strato, per cui i fronti sono coincidenti con i piani di strato. Come riportato nelle schede di rilievo geomeccanico (si veda Annesso A.01) lo spessore degli strati è molto piccolo, mediante pari ad 10÷20 mm.

Con queste caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche si vengono a realizzare elementi lastriformi molto snelli (basso spessore ed elevato sviluppo in altezza) che potrebbero consentire la formazione di processi di instabilità flessionale dove il carico assiale alla lastra è unicamente quello dovuto al peso proprio.

Considerando le condizioni peggiori presenti nel sito in esame, sintetizzati di seguito

- Spessore della lastra (d): 0.10 m
- Sviluppo orizzontale (b): 20.0 m
- Peso di volume ( $\gamma$ ): 25.0 kN/m<sup>3</sup>
- Modulo elastico della matrice rocciosa (E): 4.0 GPa

Si ottiene che l'altezza critica per la possibilità di instaurarsi di un tale tipo di processo è sempre superiore all'altezza dei fronti esistenti, a meno di rotture locali per la presenza di fratture sub-perpendicolari ai piani di strato. Anche in questo caso, comunque, i processi d'instabilità riguarderebbero solo lastre poco estese e di spessore molto contenuto.

Le possibili instabilità che, nelle attuali condizioni, possono interessare i fronti di scavo del lato nord della fossa restano quindi solo quelle connesse a distacchi di piccoli elementi lastriformi di dimensioni massime di qualche decimetro e spessore centimetrico.

Le difese già attive su parte dei fronti sono costituite da reti in aderenza di tipo leggero (rete a doppia torsione con filo elementare 2.7÷3.0 mm e maglia romboidale che hanno svolto pienamente il compito di contenere e limitare i distacchi corticali). Le protezioni esistenti, tuttavia, sono limitate ad un fronte di sviluppo pari a circa 25 m per un'altezza massima



Committente: HOLCIM (Italia) S.p.A.		Miniera di Brenno della Torre – Costa Masnaga (LC) Stabilizzazione fronti di scavo relitti	
Doc.	077-RE-002-A	PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Generale e Relazione di Calcolo	pag. 34 di 34
Data	20-11-2014		

complessiva di circa 30 m ed hanno contenuto gli elementi distaccatisi del fronte accumulandosi alla base delle reti.

Allo scopo di ottenere le necessarie condizioni di stabilità e di protezione della pista carrabile sottostante è necessario prevedere una manutenzione dell'esistente ed una integrazione della copertura corticale ai lati della protezione esistente per circa 135 m verso ovest e per circa 80 m verso est, per complessivi 3200 mq.

La nuova protezione sarà costituita da una rete in acciaio a doppia torsione con filo elementare di diametro 2.7÷3.0 mm e resistenza a snervamento  $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$  e resistenza a rottura  $f_{Tk} = 550 \text{ N/mm}^2$ , con protezione contro la corrosione in lega Zn-Al.

La rete sarà rinforzata mediante cavi in acciaio di diametro 8 mm con resistenza del filo elementare pari a  $1.770 \text{ N/mm}^2$ , disposti secondo il perimetro di ogni telo di 3.0 m x 4.0 m e diagonalmente a congiungere i vertici del singolo pannello.

Il sistema di rete e cavi sarà ancorato al fronte con barre d'acciaio B450C di lunghezza non inferiore a 1.5 m, cementati in appositi fori di alloggiamento realizzati con perforazione a distruzione di diametro non inferiore a 60 mm; le barre d'ancoraggio saranno disposte secondo una maglia regolare con interassi, rispettivamente, orizzontale pari a 3 m e verticale pari a 4 m. Al centro del rettangolo di 3.0 x 4.0 m, in corrispondenza dell'incrocio dei cavi di rinforzo diagonali, sarà installata una ulteriore barra d'ancoraggio con le medesime caratteristiche dimensionali e di resistenza. Ove necessario per far aderire la rete al fronte in presenza di sporgenze o rientri della roccia, si dovranno realizzare ancoraggi aggiuntivi; in ogni caso il numero minimo di ancoraggi non potrà essere inferiore a 1 ogni 6 m<sup>2</sup> (si veda. Tav. 077DX006A).



PARCO REGIONALE DELLA VALLE DEL LAMBRO

*Utilizzazione della Cava di Brenno quale vasca di laminazione  
del torrente Bevera di Molteno in Comune di Costa Masnaga (LC)*

**Progetto Esecutivo**



## ALLEGATO 3

– Relazione aggiornata di Consulenza Geotecnica prof. Di Prisco/ing. Secondi (2015) –

# **CONSULENZA GEOTECNICA PER LA RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA "CAVA DI BRENNO"**

Aggiornamento del progetto definitivo



Versione doc. 1.1

Data doc. 8 aprile 2015

***prof. ing. Claudio G. di Prisco***

Ordinario di Geotecnica – Politecnico di Milano

Via Plinio, 48 – 20129 Milano

Tel 02 29518080

[claudio.di\\_prisco@polimi.it](mailto:claudio.di_prisco@polimi.it)

***ing. Marco M. Secondi***

Via Alfieri, 1 – 20090 Trezzano s/N (MI)

Tel. 02 49434631

[secondi@studioricercheambientali.com](mailto:secondi@studioricercheambientali.com)



## **SOMMARIO**

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>Pag. 3</b>
<b>2</b>	<b>Attività e documentazione</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Definizione del modello geologico-geotecnico</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>Soluzioni progettuali preliminari proposte</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>Progetto di sistemazione definitivo</b>	<b>11</b>
<b>5.1</b>	<b><i>ZONA A-Fronte SUD, Zona OVEST</i></b>	<b>13</b>
<b>5.2</b>	<b><i>ZONA B-Fronte SUD, Zona EST</i></b>	<b>16</b>
<b>5.3</b>	<b><i>ZONA C-Fronte NORD</i></b>	<b>16</b>
<b>5.4</b>	<b><i>Fronte OVEST della miniera</i></b>	<b>18</b>
<b>6</b>	<b>Modifiche al progetto definitivo di recupero</b>	<b>20</b>
<b>7</b>	<b>Opere di impermeabilizzazione dei fronti</b>	<b>23</b>
<b>7.1</b>	<b><i>Impermeabilizzazione mediante resine chimiche</i></b>	<b>23</b>
<b>7.1.1</b>	<b>Prodotti considerati</b>	<b>25</b>
<b>7.1.2</b>	<b>Prove di laboratorio</b>	<b>27</b>
<b>7.1.2.1</b>	<b><i>Recupero del materiale in sito</i></b>	<b>27</b>
<b>7.1.2.2</b>	<b><i>Prove di imbibizione</i></b>	<b>28</b>
<b>8</b>	<b>Monitoraggio dei fronti di miniera</b>	<b>29</b>
<b>9</b>	<b>Osservazioni conclusive</b>	<b>34</b>

**prof. ing. Claudio di Prisco**

Ordinario di Geotecnica – Politecnico di Milano

Via Plinio,48 – 20129 Milano

Tel 02 29518080

e-mail claudio.di.prisco@polimi.it

**ing. Marco M. Secondi**

Via Alfieri, 1 – 20090 Trezzano sul Naviglio (MI)

Tel. 3335799606

e-mail secondi@studioricercheambientali.com

**CONSULENZA GEOTECNICA PER LA RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA "CAVA DI BRENNO"-Aggiornamento**

---

Questa pagina è intenzionalmente lasciata bianca.

## 1. Introduzione

Questo documento è stato redatto su incarico dell'Ente Parco Regionale della Valle del Lambro (nel seguito "Ente") dal Prof. Claudio Giulio di Prisco, professore Ordinario di Geotecnica presso il Politecnico di Milano, residente in Milano in via Plinio 48.

La consulenza geotecnica riguarda il progetto di riutilizzo e sistemazione dell'area di miniera "Cava di Brenno" e concerne in particolare la stabilità delle scarpate della cava, a fronte del suo impiego quale vasca di laminazione del torrente Bevera di Molteno.

Come già individuato all'interno dei precedenti documenti relativi al problema in oggetto, l'incarico si è articolato in cinque fasi:

- prima fase: esame critico del documento progettuale di sistemazione proposto dall'Ente. dal titolo "Relazione Generale", coordinatore e progettista ing. D. Giuffrè (Progetto Preliminare Doc.01 del 14/03/2014), e degli allegati grafici di progetto versione gennaio e Febbraio 2014.
- Seconda fase: definizione di possibili criticità geotecniche residue concernenti la stabilità dei fronti di scavo a valle di quanto proposto all'interno del progetto definitivo a cura dello Studio Griffini S.r.l.
- Terza fase: individuazione, in via sintetica, di soluzioni alternative utili alla progettazione finale dell'opera, e definizione di eventuali opere integrative da realizzare.
- Quarta fase: analisi del sistema di impermeabilizzazione spondale proposto e sua eventuale ottimizzazione.
- Quinta fase: definizione di un sistema di monitoraggio dei fronti di scavo.

L'incarico è stato espletato in stretto e costante rapporto con i seguenti soggetti:

- Ufficio Tecnico del Parco Valle Lambro (in particolare con il responsabile del procedimento), che ha fornito le necessarie indicazioni per lo svolgimento dell'incarico;
- Dipartimento di Riqualificazione Fluviale del Parco Valle Lambro;
- Studio Griffini S.r.l., che ha progettato le opere di stabilizzazione dei versanti e le opere di recupero ambientale;
- Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l., che ha progettato le opere idrauliche.

## 2. Attività e documentazione

A seguito degli incontri e dei colloqui resi necessari fra gli Scriventi e i progettisti, è stato possibile il reperimento della documentazione progettuale, oltre che la definizione delle criticità rilevate e delle



possibili soluzioni. Quanto discusso e presentato nei paragrafi che seguiranno, è il risultato dell'analisi dei seguenti documenti:

- "Relazione Generale" relativa al progetto preliminare di utilizzazione della cava di Brenno quale invaso di laminazione (data 14/03/2014), contenente le scelte progettuali individuate dall'Ente e volte alla riqualificazione dell'area ad invaso di laminazione;
- relazione di consulenza geotecnica redatto dagli Scriventi nel settembre 2010 ed aggiornata in data 05/05/2014, dal titolo "Consulenza Geotecnica Relativa al Progetto di Riqualificazione dell'area di Miniera Cava di Brenno" (individuazione di possibili criticità geomeccaniche riguardanti la stabilità dei fronti di coltivazione della miniera). Nel seguito, tale documento sarà individuato come "Relazione di Consulenza";
- relazione redatta dallo Studio Griffini S.r.l. intitolato "Miniera di Brenno della Torre Comune di Costa Masnaga (LC) – Stabilizzazione Fronti di Scavo Relitti – Progetto Definitivo – Relazione Generale e Relazione di Calcolo", Rev. A del 20/11/2014, relativo alla progettazione delle opere di sistemazione e stabilizzazione dei fronti di miniera;
- relazione redatta dallo Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l. intitolata "Utilizzazione della Cava di Brenno quale Vasca di Laminazione del Torrente Bevera di Molteno-Comune di Costa Masnaga (LC) – PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Illustrativa Generale", ver. 0 del dicembre 2014, contenente indicazioni illustrative generali del progetto e disamina delle opere idrauliche progettate;
- elaborati grafici progettuali (BRE\_PRG Var A6 RM p.dwg, Progetto di Sistemazione Definitiva, vers. Gennaio 2014 e Tav. Sezioni\_Altern\_6A.dwg, contenenti le sezioni topografiche, vers. Febbraio 2014);
- elaborati progettuali delle opere di stabilizzazione redatti da Studio Griffini S.r.l. ed aventi codici da 077-DX-001-A a 077-DX-006-A;
- elaborati progettuali delle opere di idrauliche redatti da Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l. ed aventi codici T04, T05, T06, T08, T09, T11 e T12.

### **3. Definizione del modello geologico-geotecnico**

Si richiamano qui brevemente gli aspetti salienti emersi durante le precedenti fasi della consulenza geotecnica, sulla base dei quali sono state basate le scelte progettuali relative alla messa in sicurezza dei fronti di scavo:

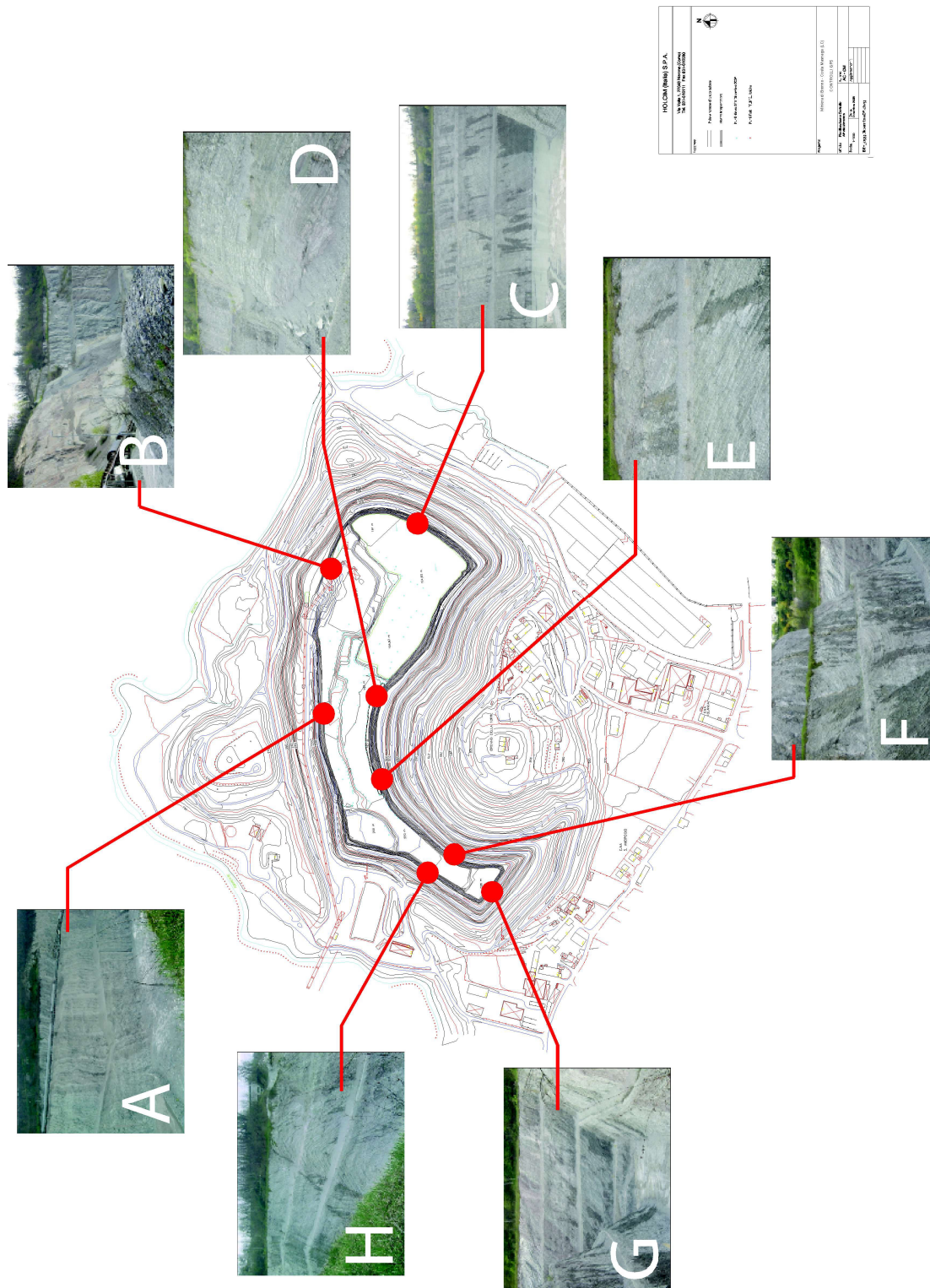
- la formazione geologica è prevalentemente costituita da una successione di calcari in strati di spessore centimetrico/decimetrico, con alternanza di fogliazioni marnose, ricoperti da materiale morenico immerso in una matrice limoso-argillosa.
- La microstruttura del materiale calcareo-marnoso è caratterizzata dalla successione di piani di sedimentazione più resistenti e fundamentalmente insensibili all'azione dell'acqua e piani a matrice argillosa (argillitica) più sensibili al processo di imbibizione.
- I parametri geomeccanici caratteristici dei materiali coinvolti (coesione ed angolo di attrito), sono fortemente influenzati dal grado di saturazione della matrice, ovvero dalla possibilità che il futuro invaso di laminazione induca un imbibimento dei fronti.
- La presenza di una piega sinclinale avente vergenza verso Sud permette di individuare quanto illustrato in Figura 1.

Il comportamento meccanico alla meso-scala del materiale in oggetto richiede un'attenta descrizione geo-strutturale dei piani di stratificazione in relazione alla giacitura dei fronti di scavo della cava. A tal proposito e con riferimento nuovamente alle immagini di Figura 1, è possibile affermare che essenzialmente tre sono a grandi linee le geometrie di riferimento:

- ZONA A – fotografie D/E/F: pareti sub-verticali e piani di stratificazione a reggipoggio. Meccanismo di rottura più probabile: flessionale.
- ZONA B – fotografie A/B: pareti sub-verticali e piani di stratificazione a franappoggio. Data l'inclinazione elevata dei piani di stratificazione, la rottura per taglio è improbabile; il meccanismo di rottura più probabile è quello di instabilità euleriana.
- ZONA C – fotografia C: pareti sub-verticali e piani di stratificazione con normale ortogonale alla parete stessa. È escluso ogni processo di rottura coinvolgente i piani di debolezza.

La zona Ovest della cava (fotografie H/G), non è stata, al contrario delle precedenti, tenuta in considerazione dal punto di vista della stabilità geotecnica poiché, al momento della redazione della "Relazione di Consulenza", i fronti interessati non sarebbero dovuti essere interessati dalla presenza dell'invaso di laminazione. ***Al contrario, in sede di progettazione definitiva e come verrà discusso nei prossimi paragrafi, sarebbe stato previsto che anche tale area serva quale porzione di invaso di laminazione.***

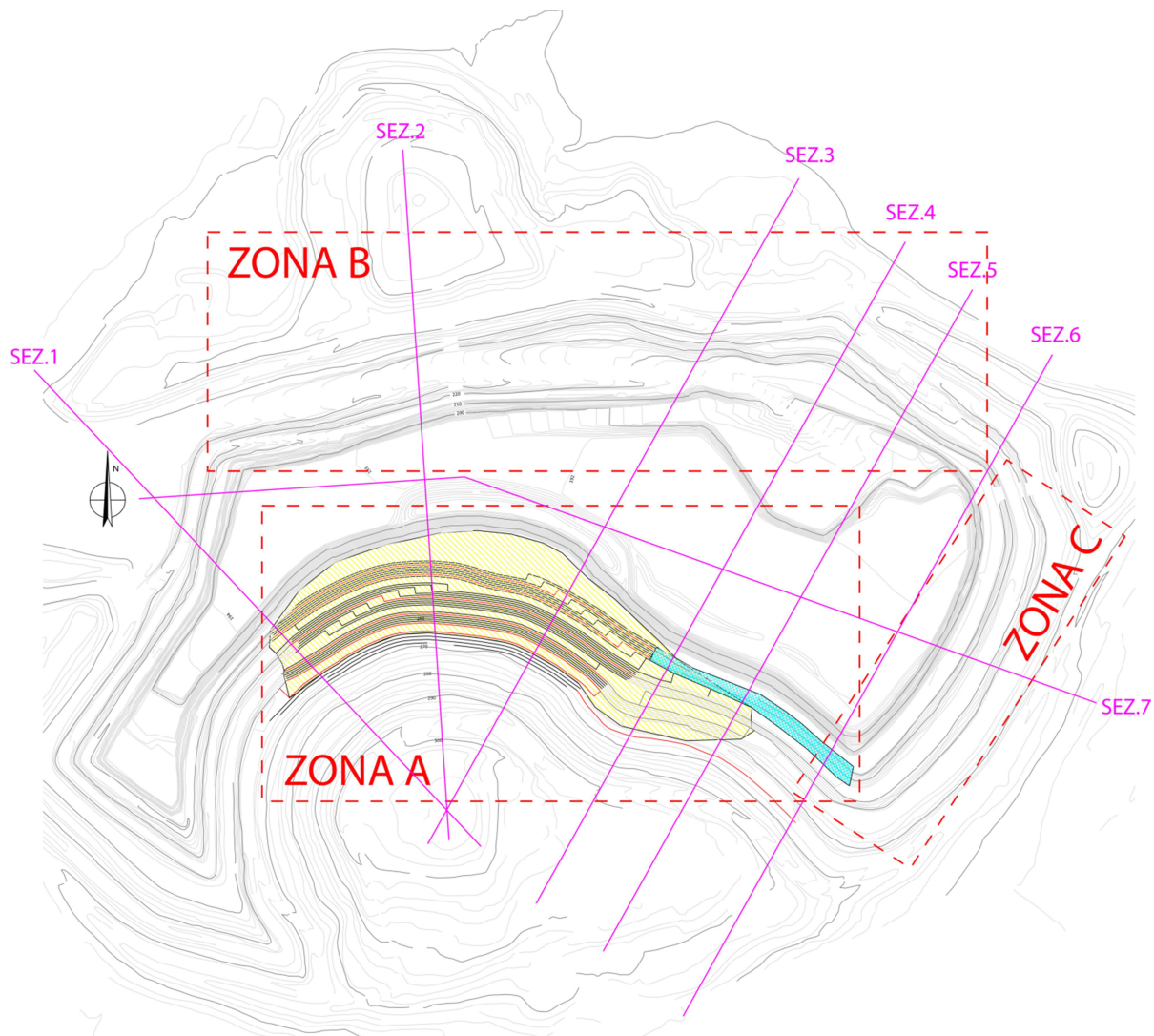
**CONSULENZA GEOTECNICA PER LA RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA "CAVA DI BRENNO"-Aggiornamento**



**Figura 1: stato di fatto a Dicembre 2009 ed individuazione delle principali strutture geologiche.**

A ciascuna delle zone precedentemente definite (e schematizzate in Figura 2), oltre che ad una possibile rottura generalizzata per taglio, è associabile un preciso fenomeno di instabilità locale. Rimandando ogni dettaglio alla Relazione di Consulenza, è quindi stato schematicamente possibile suddividere l'area di miniera nelle zone seguenti:

- ZONA A – Meccanismo di rottura più probabile: flessionale.
- ZONA B – Meccanismo di rottura più probabile: instabilità euleriana.
- ZONA C – È escluso ogni processo di rottura coinvolgente i piani di debolezza.



**Figura 2: soluzione di progetto per la sistemazione della miniera di Brenno (fonte Progetto di Sistemazione Definitiva-Variante A1, Tav. A1.4, Gennaio 2014).**

## 4. Soluzioni progettuali preliminari proposte

Nella precedente Relazione di Consulenza, gli Scriventi hanno suggerito quanto segue:

- innalzamento del fondo cava così da limitare il processo di degrado al piede delle scarpate indotto dall'eventuale imbibimento legato alla presenza del futuro invaso,
- riprofilatura delle scarpate maggiormente suscettibili di instabilità, riducendone la pendenza a valori prossimi a 20°, con contestuale innalzamento del fondo della miniera, al fine di garantire la stabilità globale dei fronti;
- progettazione di interventi di stabilizzazione dei fronti con ridefinizione della geometria delle scarpate e delle condizioni idrauliche al contorno.

Le indicazioni fornite si sarebbero tradotte essenzialmente in:

- impermeabilizzazione delle pareti, mediante spritz-beton armato;
- parziale riempimento del fondo cava dall'attuale quota 190 m.s.l.m., sino alla quota 203 m.s.l.m. e realizzazione di scarpate artificiali aventi pendenza circa pari a 20° lungo i fronti Nord e Sud (Zone A e B), al fine di garantire la stabilità globale dei fronti eventualmente non soddisfino i criteri di sicurezza;
- individuazione, in fase di progetto definitivo, delle opere di stabilizzazione da adottare per minimizzare le possibili instabilità coinvolgenti i piani di debolezza delle Zone A e B (instabilità flessionali ed euleriane, rispettivamente);
- realizzazione di due scarpate artificiali, aventi inclinazioni pari a 20°, nelle zone Est ed Ovest della miniera, con creazione di spiagge artificiali alla quota 236 m.s.l.m.;
- contestuale possibilità di invaso fino alla quota 236 m.s.l.m.

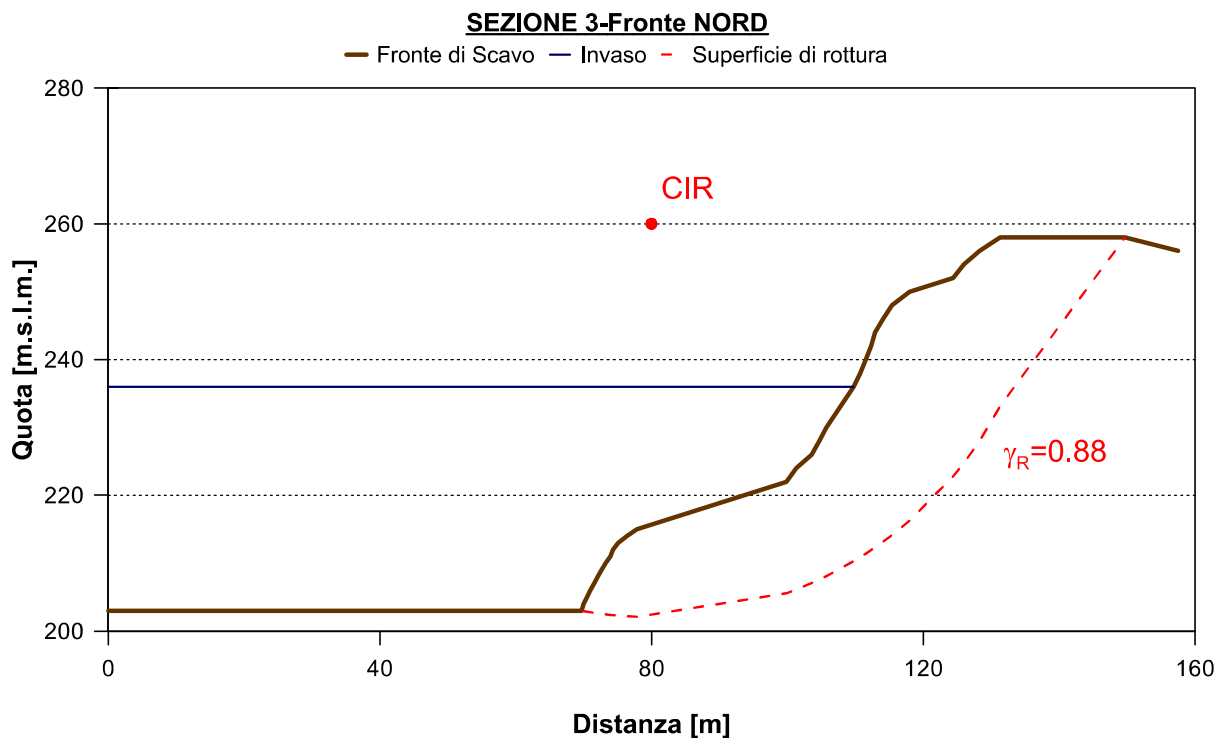
Particolare attenzione era riservata agli specifici interventi di stabilizzazione delle zone A e B di Figura 2, e nel seguito riassunti.

- ZONA A – rottura flessionale, stratificazione a reggipoggio, realizzazione di impermeabilizzazione con spritz-beton, con riprofilatura generalizzata dei fronti al fine di diminuirne la pendenza media, agendo, qualora le richieste analisi con modelli agli elementi discreti ne evidenzino la necessità, anche con locali interventi attivi di stabilizzazione.
- ZONA B – instabilità euleriana, stratificazione a franappoggio, realizzazione di impermeabilizzazione con spritz-beton, con riprofilatura localizzata dei fronti al fine di diminuirne la pendenza media (ove ritenuto opportuno dal progettista), agendo anche con locali interventi attivi di stabilizzazione.

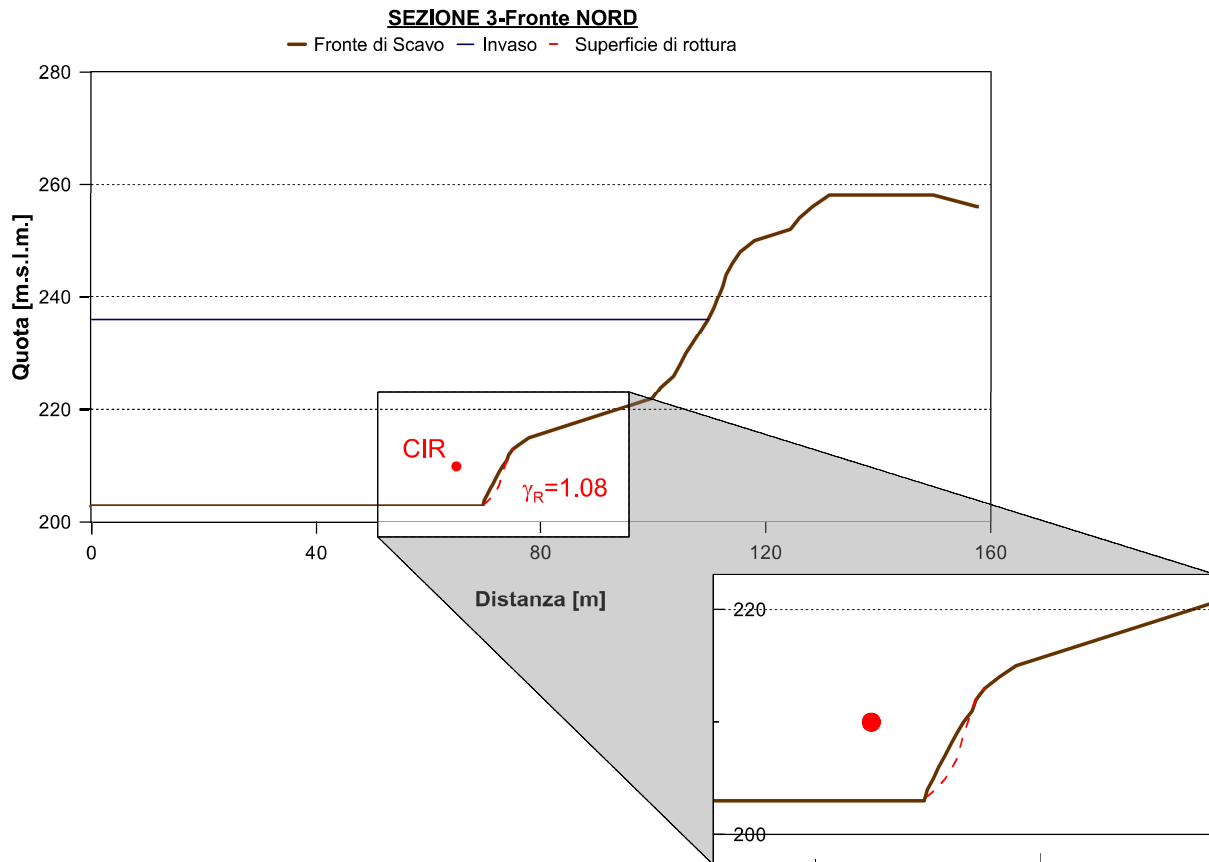


Per quanto relativo a possibili rotture generalizzate per taglio dei fronti di coltivazione, all'interno della Relazione di Consulenza si osservava che, dall'applicazione degli approcci di Normativa, per le sezioni considerate ed impiegando i parametri geomeccanici per il materiale imbibito (supponendo pertanto assenza o degrado del sistema di impermeabilizzazione):

- ZONA A: risulta stabile sia in termini globali che per rotture localizzate;
- ZONA B: sono possibili rotture globali e localizzate per taglio, le quali dovranno pertanto essere attentamente considerate in fase di progetto definitivo. Ci si riferisce in particolare al caso esemplificativo relativo alla Sezione n.3-Fronte NORD, individuata all'interno della Relazione di Consulenza e qui riproposta:



**Figura 3: SEZ.3 NORD, superficie di rottura globale (sistemazione di progetto-Gennaio 2014).**



**Figura 4: superficie di rottura di una scarpata della SEZ.3 NORD, posta al di sotto della quota di invaso ed in assenza di riprofilatura.**

Pur consci che l'impiego di parametri geomeccanici fortemente cautelativi potrebbe essere irrealistico, si era comunque suggerita la possibilità di considerare una riprofilatura dei fronti atta a minimizzare il rischio di rotture quali quelle sopra descritte.

Lungo le scarpate proprie della Zona C, in fase preliminare non interessata dall'invaso, si suggeriva, vista l'esclusione di possibili fenomeni di instabilità legati ai piani di debolezza, di introdurre mere prescrizioni relative alle velocità di svuotamento dell'invaso, atte ad evitare possibili pericolosi processi di filtrazione diretti dalle scarpate, verso l'invaso stesso.

Infine, si sottolinea che, in sede di progetto definitivo:

- ***non è stato previsto il parziale riempimento del fondo cava dall'attuale quota 190 m.s.l.m., sino alla quota 203 m.s.l.m.;***
- ***non verranno realizzate le due spiagge artificiali nelle zone Est ed Ovest della miniera.***

Di conseguenza in questa relazione sarà considerata anche la zona Ovest, precedentemente non interessata dell'invaso, individuando una possibile soluzione di progetto relativa alla sua messa in sicurezza.

## **5. Progetto di sistemazione definitivo**

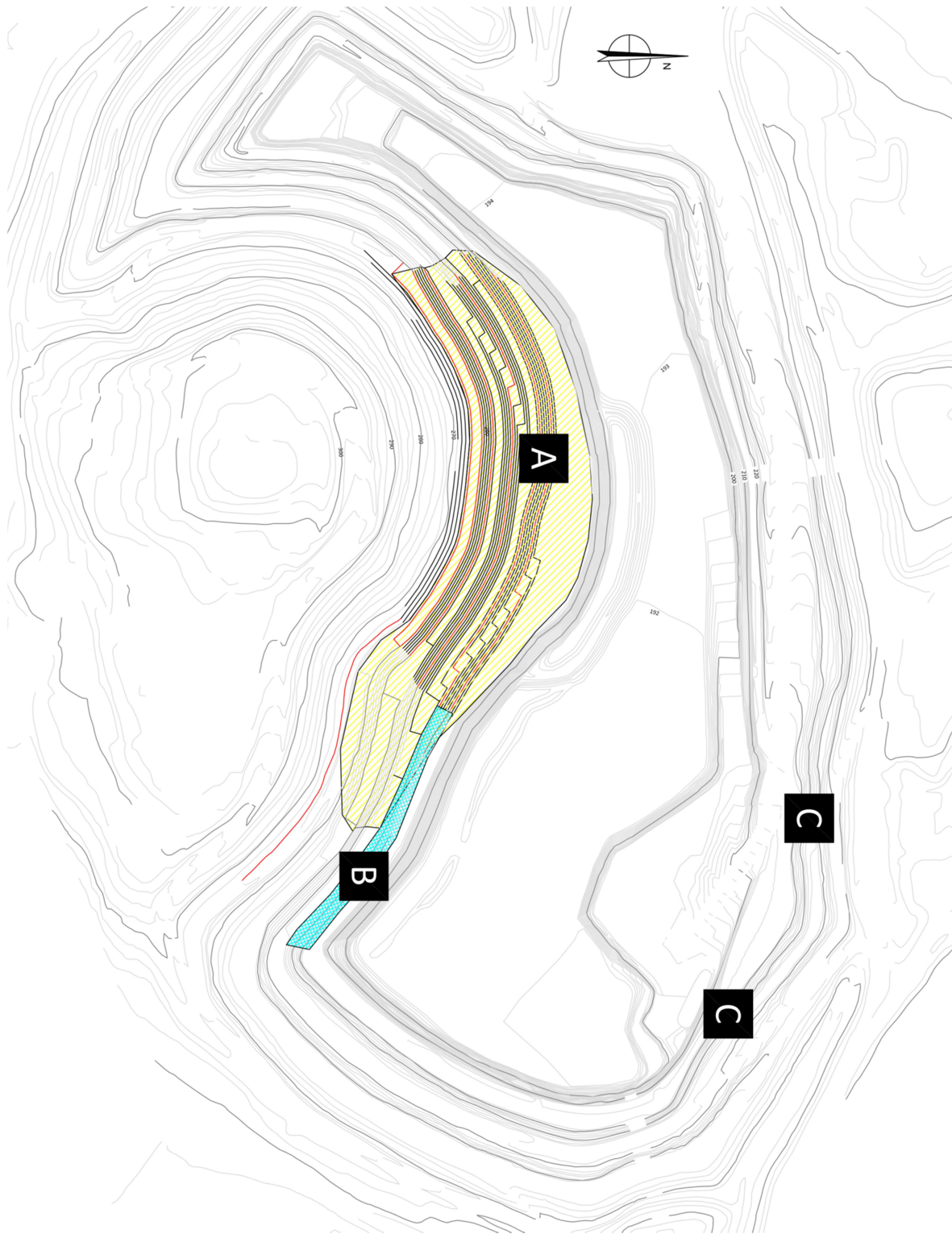
In questo paragrafo saranno esaminati gli interventi proposti nel progetto definitivo, focalizzando l'attenzione sulle opere di stabilizzazione geotecnica suggerite all'interno della relazione di calcolo a cura dello Studio Griffini S.r.l. intitolata "Miniera di Brenno della Torre Comune di Costa Masnaga (LC) – Stabilizzazione Fronti di Scavo Relitti – Progetto Definitivo – Relazione Generale e Relazione di Calcolo", Rev. A del 20/11/2014.

Per completezza si sottolinea che, dal punto di vista idraulico (si veda Studio Rosso Ingegneri Associati S.r.l. "Utilizzazione della Cava di Brenno quale Vasca di Laminazione del Torrente Bevera di Molteno-Comune di Costa Masnaga (LC) – PROGETTO DEFINITIVO – Relazione Illustrativa Generale", ver. 0), due sono gli aspetti che maggiormente influenzano la progettazione geotecnica:

- ***il volume di invaso richiesto per la laminazione della piena del Bevera è pari a 1060000 m<sup>3</sup>***  
(volume temporaneo di invaso), calcolato a partire dalla quota di invaso del lago permanente (215 m.s.l.m.) e sino alla massima quota di invaso temporaneo (236 m.s.l.m.). La capacità totale d'invaso della miniera, determinata da fondo cava (190 m.s.l.m. circa), sino a quota 236 ms.l.m. è pari a 1720000 m<sup>3</sup> (ne consegue che il volume del lago permanente è pari a  $1720000 - 1060000 = 660000$  m<sup>3</sup>);
- ***il tempo richiesto per lo svuotamento dell'invaso temporaneo è stato quantificato dai progettisti, in più di un mese.***

Per evitare fraintendimenti nell'assegnazione dei nomi alle differenti zone in cui è stata suddivisa la miniera, nel seguito si farà riferimento alle indicazioni contenute nella relazione di calcolo progettuale redatta dallo Studio Griffini S.r.l., con particolare riferimento all'elaborato grafico 077-DX-001-A "Layout generale", riportato in Figura 5.





**Figura 5: estratto dell'elaborato grafico 077-DX-001-A (Studio Griffini S.r.l.); sono evidenziate tre zone di intervento, rispettivamente A e B (Fronte Sud) e C (fronte Nord).**

Riassumendo quanto proposto dallo Studio Griffini S.r.l., questi sono gli interventi proposti:

- ZONA A-FRONTA SUD, ZONA OVEST: intervento di riprofilatura dei versanti mediante riduzione della pendenza media a mezzo di gradonature aventi inclinazioni locali di 60° e realizzazione di nuove scarpate di base con pendenze pari a circa 27°, a partire da quota 216 m.s.l.m. sino a fondo cava;
- ZONA B-FRONTA SUD, ZONA EST: installazione di sistema di stabilizzazione attivo, tipo rock-nailing con sistema tipo Geobrugg TECCO® e barre di ancoraggio tipo GEWI, da quota 236 m.s.l.m. a quota 216 m.s.l.m.;
- ZONA C-FRONTA NORD: installazione di rete in aderenza con chiodature di ancoraggio.

## 5.1. ZONA A-Fronte SUD, Zona OVEST

Come già discusso, questa zona è potenzialmente interessata da processi di instabilità flessionale. La soluzione progettuale individuata, consiste nella ripulitura preliminare delle aree corticali maggiormente degradate, con successiva esecuzione di una completa riprofilatura dei fronti, a mezzo di gradoni a partire da quota 216 m.s.l.m. sino a quota 260 m.s.l.m. (altezza dei gradoni, 12 m), aventi pendenza locale pari a 60°.

La scelta progettuale permette, anche in base alle analisi eseguite tramite codice di calcolo agli elementi discreti Itasca UDEC v.5.00, di garantire la stabilità dei fronti, riducendone la pendenza media ed eliminando la zona di materiale superficiale detensionato. Occorre a tal proposito osservare che le analisi numeriche condotte dai progettisti sono state svolte applicando un comportamento meccanico perfettamente plastico, mentre i parametri di resistenza introdotti sono valutati in condizioni di picco..

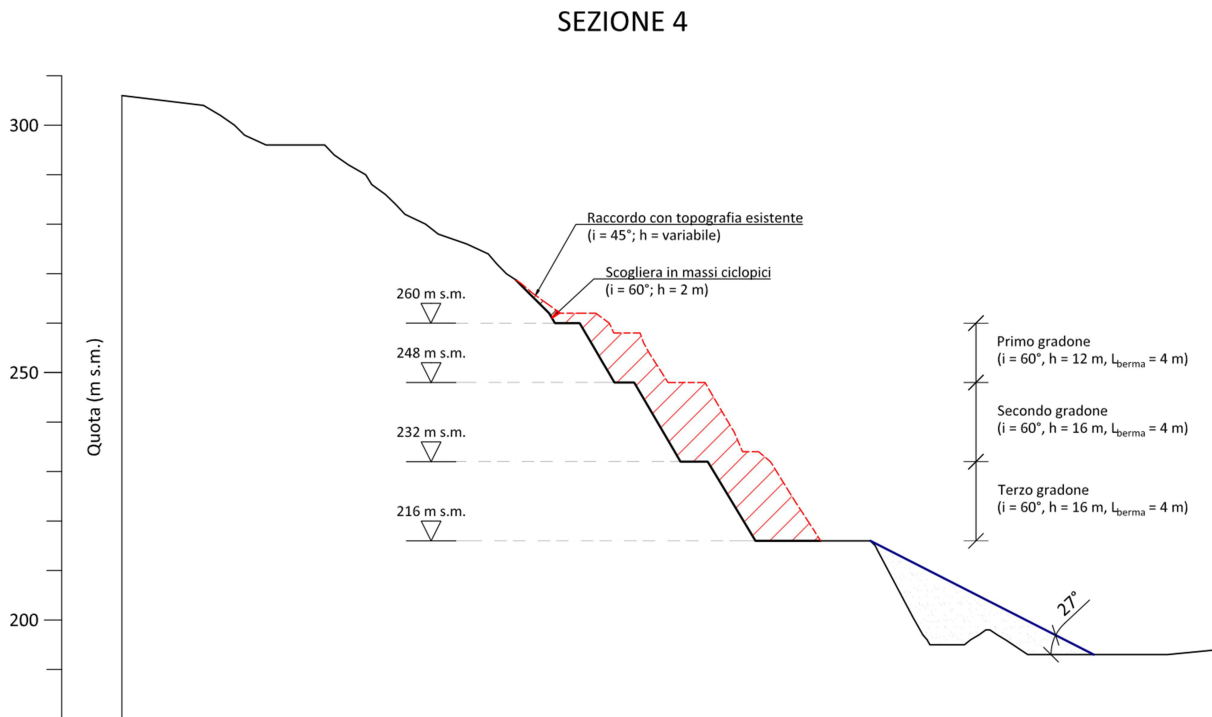
***Pertanto si richiede di effettuare nuovamente le analisi riducendo di opportuni fattori correttivi i parametri relativi alla resistenza del materiale. In alternativa, si dovrebbero eseguire analisi numeriche che tengano conto del processo di softening.***

Alla base di ciascuna sezione individuata dai progettisti, è prevista la realizzazione di scarpate artificiali aventi pendenza pari a 27°, a partire dalla quota di posa del primo gradone (216 m.s.l.m.) sino a fondo cava. Sulla base delle stime progettuali, il volume coinvolto dalla fase di pulitura dei fronti (80000 m<sup>3</sup>), sarà sufficiente per la realizzazione di tali scarpate.

In Figura 6 è rappresentata una sezione tipo dell'intervento progettato.

***La soluzione individuata è in accordo con le raccomandazioni indicate dagli scriventi in fase di progetto preliminare, anche se appare opportuno proporre una modifica progettuale, finalizzata alla***

**minimizzazione dei costi di impermeabilizzazione dei fronti. Si suggerisce di modificare il profilo in corrispondenza del gradone di base a quota 216 m.s.l.m. come suggerito in Figura 7b (in rosso).**



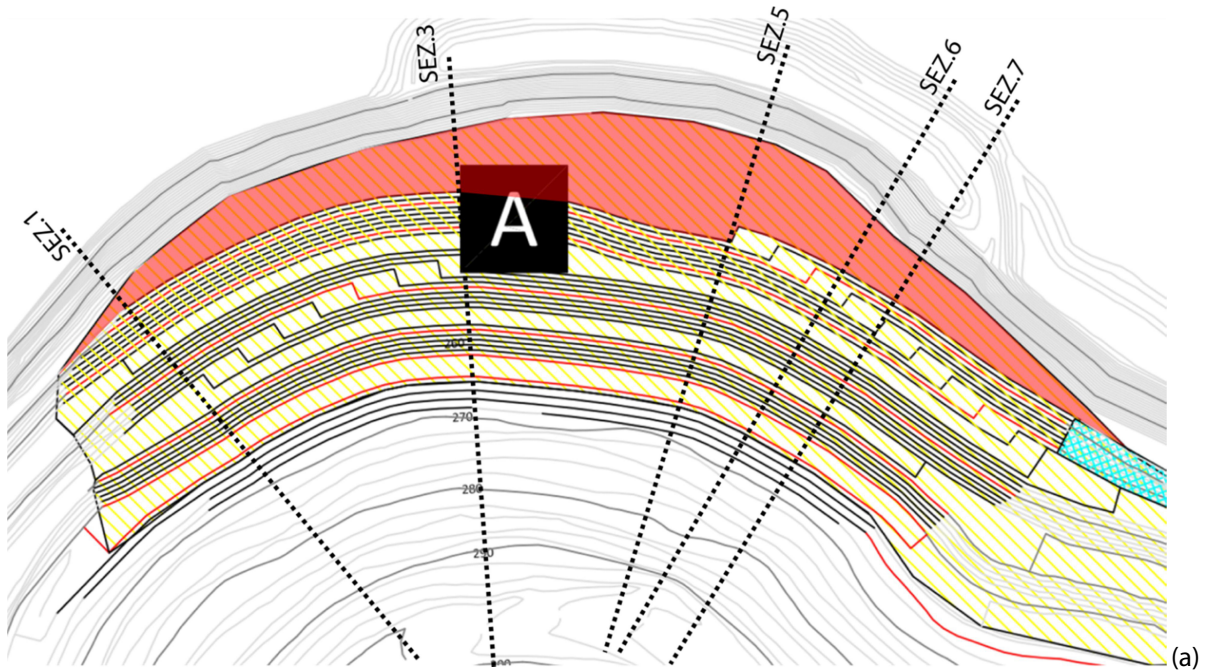
**Figura 6: estratto dell'elaborato grafico 077-DX-003-A (Studio Griffini S.r.l.): sezione tipo di intervento lungo la zona A; in rosso le superfici oggetto di riprofilatura, in blu la scarpata artificiale alla base.**

Occorre sottolineare che la realizzazione dei gradoni con contestuale asportazione di porzioni corticali dei fronti, contribuisce ad aumentare il volume invasabile solo per una quota parte degli 80000 m<sup>3</sup>, essendo calcolati questi ultimi da quota 216 m.s.l.m. sino a quota 260 m.s.l.m. e non sino alla quota massima dell'invaso pari a 236 m.s.l.m..

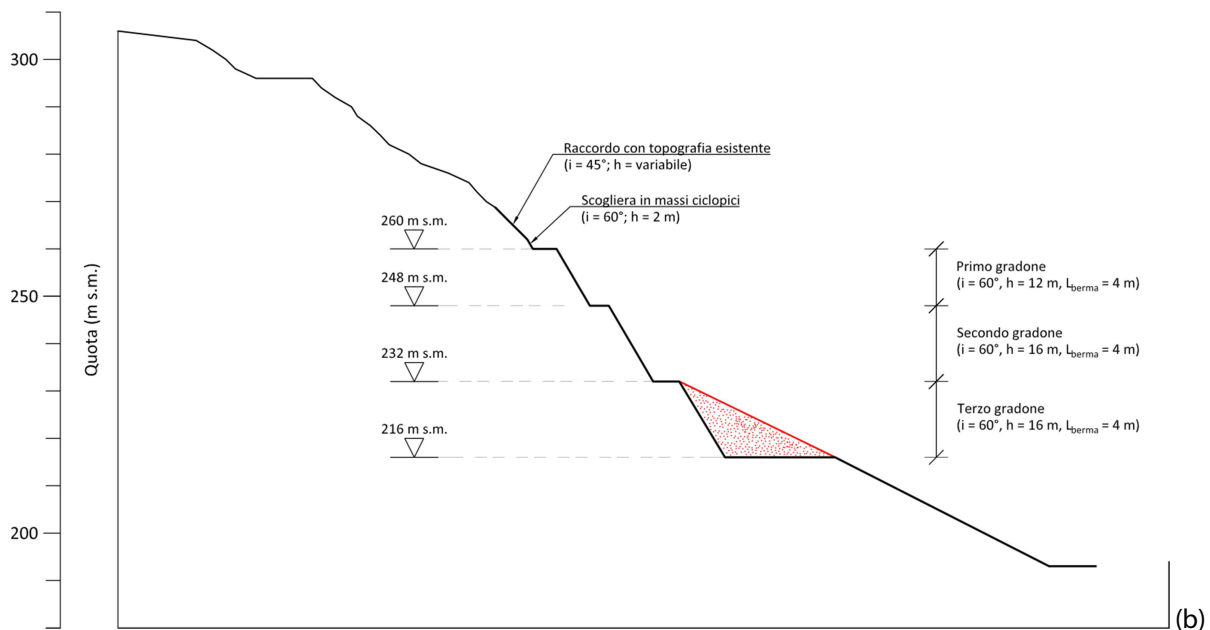
L'intervento proposto dovrebbe essere realizzato tra le sezioni n.1 e n.7 individuate all'interno dell'elaborato grafico codice 077-DX-00-A ("Sezioni") e riproposte in Figura 7a.

***Il maggior volume effettivamente invasabile a seguito delle operazioni descritte, sarà pertanto valutato solo per le quote interessate dall'invaso di laminazione (da 215 m.s.l.m. a 236 m.s.l.m.). In questa sede, si è proceduto ad una sua stima preliminare, ricavando un volume pari a circa 35000-40000 m<sup>3</sup>.***

Occorre invece notare ***che la realizzazione dell'opera accessoria proposta dagli scriventi a quota 216 m.s.l.m. di cui alla Figura 7, comporterà una riduzione del volume utilizzabile pari a circa 15-20000 m<sup>3</sup>.***



SEZIONE 4



**Figura 7: modifica proposta della sezione tipo. Realizzazione di gradoni artificiali in corrispondenza del gradone di base a quota 216 ms.l.m.; (a) vista in pianta; (b) sezione tipo.**

***In considerazione del fatto che i progettisti richiedono un volume di laminazione pari a 1060000 m<sup>3</sup>, il maggior volume precedentemente stimato, pari alla differenza fra 35-40000 e 15-20000 m<sup>3</sup> (pari***

***a circa 20000 m<sup>3</sup> ) potrà essere impiegato non per incrementare la capacità d'invaso quanto per l'attuazione delle opere di stabilizzazione che verranno proposte per i fronti Ovest della cava (si veda il § 5.4).***

***Gli Scriventi ritengono necessario che i progettisti valutino più dettagliatamente i volumi coinvolti, tenute in considerazione le modifiche apportate al progetto definitivo. Tale operazione dovrà essere condotta impiegando opportuni programmi di tipo CAD tridimensionali.***

## **5.2. ZONA B-Fronte SUD, Zona EST**

La porzione orientale del fronte Sud, ancorché caratterizzata dai medesimi fenomeni di instabilità descritti per l'area occidentale della Zona B, non presenta una geometria adatta alla realizzazione di interventi di riprofilatura come descritti all'interno del §5.1. I progettisti hanno pertanto individuato una soluzione di stabilizzazione di tipo attivo (rock-nailing) mediante installazione di rete in acciaio ad alta resistenza tipo Geobrugg TECCO® con barre di ancoraggio GEWI. Le verifiche di sicurezza sono state condotte mediante codice di calcolo Itasca UDEC v.5.00, per le quali valgono le medesime considerazioni già discusse all'interno del §5.1.

Il sistema progettato sarà realizzato a partire da quota 216 m.s.l.m. e sino a quota 236 m.s.l.m. ovvero in corrispondenza dell'invaso di laminazione. Per il periodo di attivazione dello stesso, pertanto, il sistema sarà sottoposto all'azione dell'acqua: gli Scriventi ritengono opportuno sottolineare che ***sarà necessario individuare con maggiore attenzione le caratteristiche del sistema anti-corrosione della rete TECCO® e delle sue componenti accessorie, con particolare riferimento alle possibili interazioni chimiche tra l'acqua invasata e i materiali coinvolti.***

***Anche in questa zona lo Studio Griffini S.r.l. prevede sotto quota 216 m.s.l.m. una riprofilatura a 27° dei versanti così da poter evitare un'impermeabilizzazione degli stessi.***

***Gli Scriventi vogliono anche sottolineare che l'intero fronte di intervento, come previsto dai progettisti, dovrà essere preparato con pulizia delle coltri superficiali e disgaggio di eventuali sistemi instabili.***

## **5.3. ZONA C-Fronte NORD**

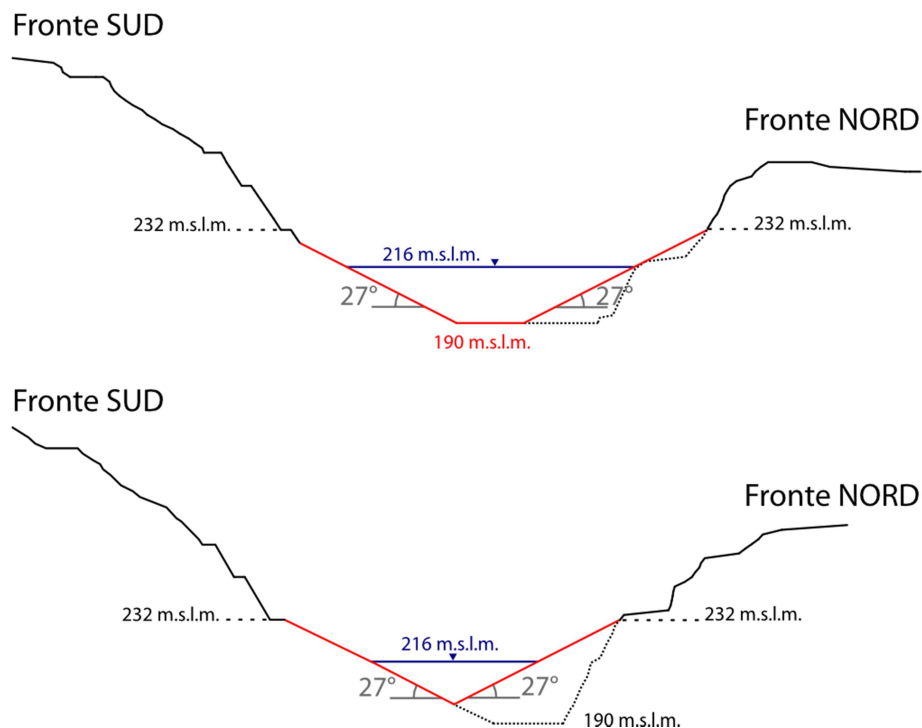
La possibilità di instabilità di elementi snelli di spessore decimetrico (instabilità euleriana) che potrebbe coinvolgere i fronti Nord della miniera, richiede interventi che garantiscano la solidarizzazione delle lastre potenzialmente instabili. I progettisti hanno scelto di realizzare opere di tipo attivo, mediante impiego di reti in acciaio in aderenza con installazione di chiodature di lunghezza non inferiore ad 1.5 m.



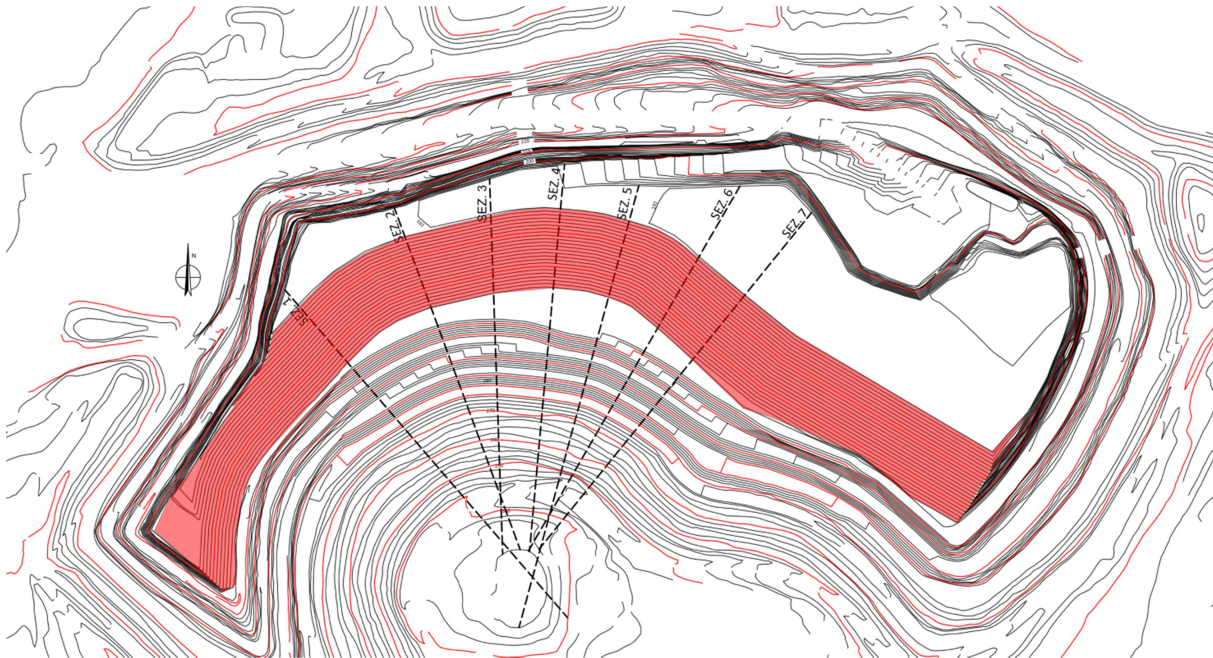
***Si osserva inoltre che l'intervento in quest'area, proposto dallo Studio Griffini S.r.l. coinvolge non tutto il fronte ma solo la sua porzione orientale e unicamente a partire da quota 220/230 m.s.l.m. In pratica, l'intervento proposto in quest'area riguarderebbe unicamente la parte del fronte posta a monte della pista carrabile esistente. Tale scelta non appare suffragata da analisi di stabilità locale. L'unica giustificazione di tale scelta è quella di proteggere la pista carrabile stessa. Gli Scriventi, però, non trovano giustificazioni sufficienti. Un'integrazione a tale riguardo è pertanto richiesta.***

Come indicato per l'intervento di rock-nailing della Zona B-Fronte Est, sarà anche in questo caso necessario valutare con maggiore attenzione le protezioni anti-corrosione delle reti eventualmente sommerse dall'invaso e procedere ad una completa pulizia dei fronti.

***Sempre al fine di minimizzare i costi di impermeabilizzazione, gli Scriventi richiedono la realizzazione delle scarpate artificiali aventi pendenza 27°, da realizzarsi a partire da quota 216 ms.l.m. sino a fondo miniera (Figura 8).***



**Figura 8: esempio della geometria di due sezioni tipo a seguito della riprofilatura dei fronti settentrionali a partire da quota 216 m.s.l.m. sino a fondo cava. È possibile notare la differenza di altezza del battente di acqua del lago perenne.**



**Figura 9: planimetria delle riprofilature. In corrispondenza della porzione centrale della miniera (in rosso) è evidenziata la presenza della scarpata artificiale.**

Inoltre, come indicato nella Relazione di Consulenza e richiamato all'interno del §4, si ricorda che ***sono possibili, in condizioni di materiale imbibito e quindi scarsamente resistente, fenomeni di rottura per taglio, sia globali che di piccole scarpate. Tale aspetto, non ulteriormente indagato dai progettisti, deve essere pertanto ri-valutato nella progettazione esecutiva.***

#### **5.4. Fronte OVEST della miniera**

La Relazione di Consulenza, redatta dagli scriventi sulla base delle indicazioni contenute nel progetto preliminare, non aveva tenuto in considerazione alcuna le condizioni di stabilità dei fronti occidentali della miniera poiché inizialmente non interessati dalla presenza dell'invaso.

Il progetto definitivo, al contrario, prevede che anche tale area possa essere allagata e, pertanto, sarebbe necessario prenderne in considerazione anche la stabilità dei versanti posti in quest'area.

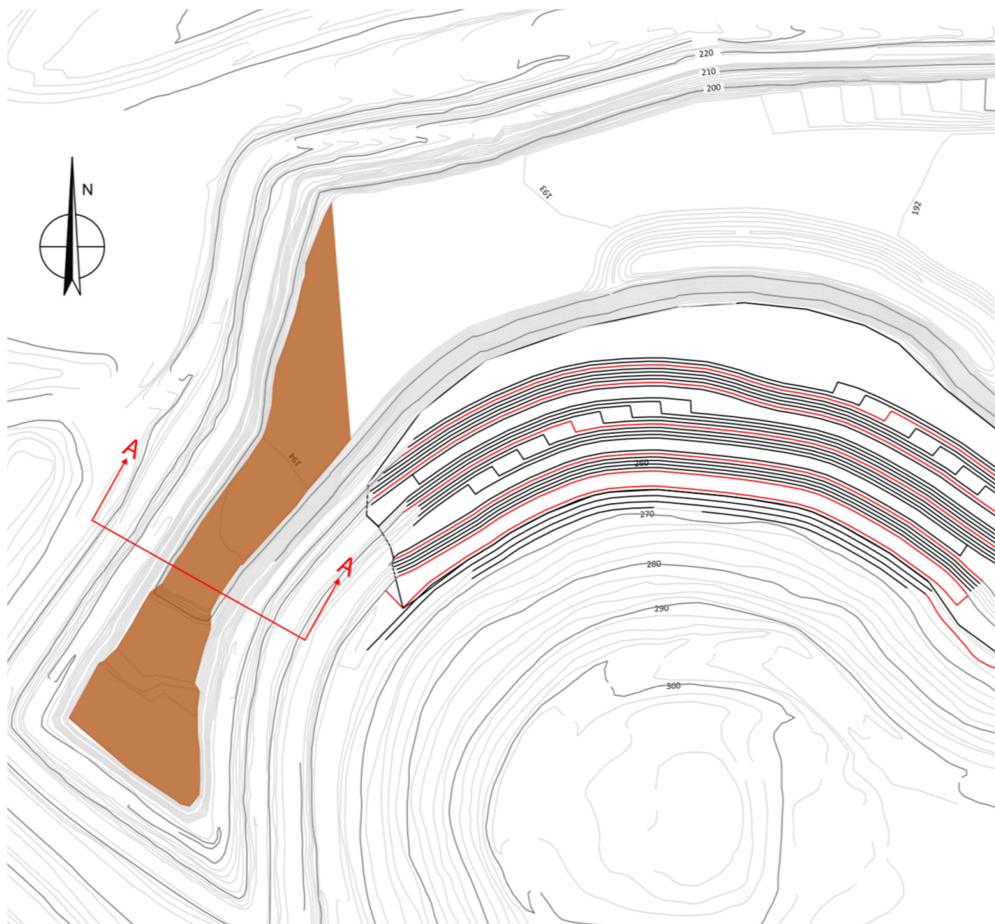
Sulla base delle indicazioni fornite dal rilievo geo-meccanico eseguito nel 2010 e come brevemente accennato all'interno delle Relazione di Consulenza (settembre 2010), procedendo lungo il fronte Sud della miniera, verso Sud/Ovest e Ovest, le formazioni individuate dalle fotografie G ed H di Figura 1 presentano una rotazione delle immersioni da S-SO, N-No e S-SE con pendenza accentuate e fronti sia a franappoggio che a reggi poggio che potrebbero dar luogo a fenomeni quali quelli descritti per le zone A e B.

Data la geometria della miniera nella zona in oggetto (si veda la Figura 10), caratterizzata da un volume idraulico disponibile relativamente limitato ma da una superficie dei versanti potenzialmente impermeabilizzabili ragguardevole, gli Scriventi reputano che sia conveniente ed opportuno garantirne la stabilità impedendo che la zona sia impiegata quale invaso di laminazione.

***Questo, evidentemente, permetterà un ingente risparmio economico riducendo sensibilmente la voce relativa alle opere di impermeabilizzazione.***

Tale scopo potrà essere perseguito prevedendo l'interramento dei fronti occidentali a partire da fondo miniera, sino alla quota di massimo invaso (236 m.s.l.m.): la soluzione ipotizzata è descritta qualitativamente e in via preliminare nell'immagine in pianta riportata in Figura 10. Il progettista dovrà definire, a completamento del progetto definitivo, la soluzione definitiva.

Il volume sottratto all'invaso in caso di rinterro (per un'altezza pari a 21 m, da quota 215 m.s.l.m. a quota 236 m.s.l.m.) sarebbe pari a circa 130000 m<sup>3</sup>.







**Figura 10 : rinterro parziale dei fronti occidentali di miniera. Vista in pianta (a) e sezione tipo (b).**

Al fine di garantire la capacità di invaso di  $1060000 \text{ m}^3$ , si potrà allora tenere in considerazione quanto segue:

- l'intervento di riprofilatura eseguito nella Zona A, ha garantito un maggior volume invasabile stimato pari a  $20000 \text{ m}^3$  (si veda §5.1);
- la differenza di volume richiesta per garantire l'invaso necessario alla laminazione è pertanto pari alla differenza tra il volume di rinterro (pari a  $130000 \text{ m}^3$ ) ed il maggior volume invasabile a seguito delle opere che coinvolgono la Zona A (pari a  $20000 \text{ m}^3$ ), ovvero circa  $110000 \text{ m}^3$ . Il volume di laminazione pertanto risulta diminuito e pari a  $1060000 - 110000 = 950000 \text{ m}^3$ . **Per garantire la capacità di laminazione progettata ( $1060000 \text{ m}^3$ ), si potrà procedere alla diminuzione della quota del lago perenne, ovvero della quota di minimo invaso (in fase definitiva posta a 215 m.s.l.m.), per un'altezza stimata in circa 2 m.**

**Le stime precedentemente introdotte dovranno essere aggiornate dai progettisti:**

- **in funzione della definitiva area di rinterro, da determinarsi con precisione in funzione delle valutazioni finali circa la stabilità dei fronti occidentali di miniera;**
- **impiegando opportuni programmi di tipo CAD tridimensionali.**

**Anche in quest'area, come già indicato in precedenza, dovrà essere infine eseguita un'accurata pulizia dei fronti.**

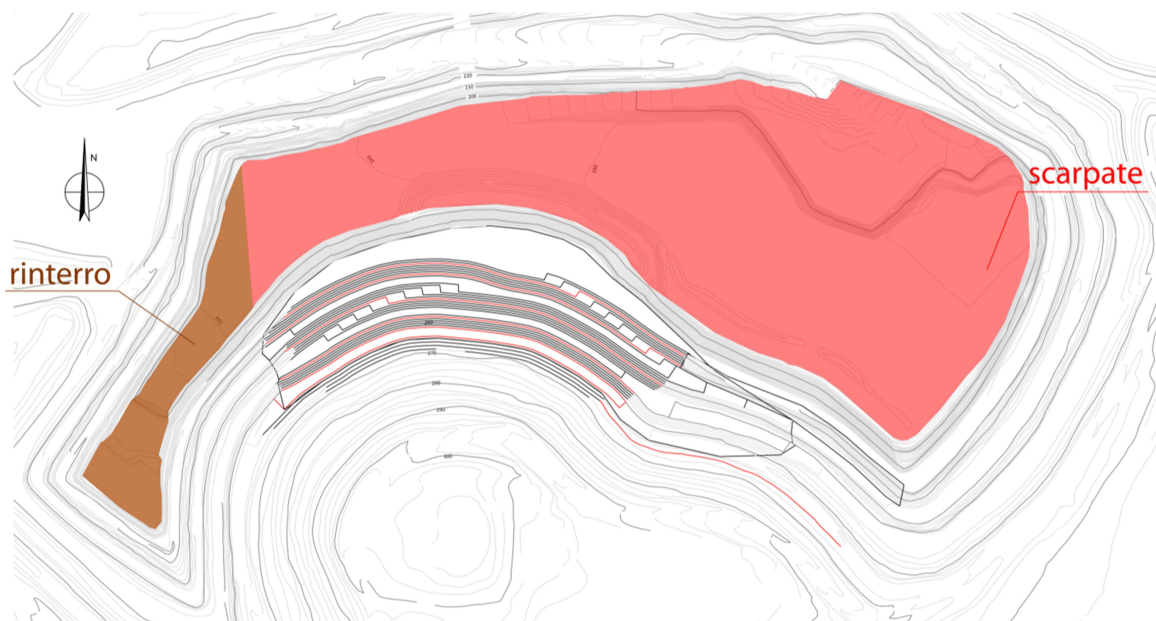
## 6. Modifiche al progetto definitivo di recupero

Facendo riferimento a quanto discusso all'interno dei paragrafi precedenti, si riassumono qui di seguito le proposte di modifica al progetto definitivo di recupero suggerite dagli Scriventi:

1. tutti i fronti di miniera devono essere sottoposti ad accurata pulizia preventiva, atta all'eliminazione delle coltri maggiormente degradate. Tale operazione, oltre a garantire la

- corretta esecuzione dei lavori di stabilizzazione progettati, permetterà di minimizzare l'accumulo di detriti alla base dei fronti e conseguente alla degradazione dei materiali coinvolti, legata sia a fenomeni atmosferici che ai cicli di vaso-invaso;
2. in particolare, in relazione all'area orientale della miniera di Brenno, reputata stabile dal punto di vista geotecnico, gli Scriventi ritengono che proprio la possibile degradazione dei materiali indurrà, in assenza di interventi, rilasci non trascurabili pur non inficiando la stabilità globale delle sponde. Si ritiene pertanto che, in fase di futura apertura al pubblico della miniera, l'accesso alla zona Est della stessa debba essere interdetto.
  3. è di fondamentale importanza per la riduzione dei costi di impermeabilizzazione e per garantire la stabilità globale dei fronti, che lungo l'intero perimetro della miniera, siano realizzate scarpate artificiali con pendenza pari a  $27^\circ$  (si veda la Figura 11). Si suggerisce di integrare l'elaborato grafico 077-DX-001-A ("Layout generale"), tracciando le linee di livello corrispondenti a tali scarpate. Tali opere saranno realizzate anche con materiali di risulta derivante dalla pulizia dei fronti, a partire dal fondo cava e fino a quota 216 m.s.l.m. La presenza delle scarpate permetterà di ridurre l'area da impermeabilizzare con spritz-beton o resine a 21 m (da quota 215 m.s.l.m. a 236 m.s.l.m.), anziché da fondo cava (190/200 m.s.l.m.) a quota 236 m.s.l.m. A seguito di una stima qualitativa e del tutto preliminare, questo prevederà l'impiego di circa 250000-300000 m<sup>3</sup> di materiale di rinterro, del quale una parte già previsto dal progetto redatto da Studio Griffini S.r.l. (si veda "Miniera di Brenno della Torre Comune di Costa Masnaga (LC) – Stabilizzazione Fronti di Scavo Relitti – Progetto Definitivo – Relazione Generale e Relazione di Calcolo"). Tale volume è calcolato dai progettisti in 80000 m<sup>3</sup>, ai quali però andranno sottratti circa 20000 m<sup>3</sup> necessari per l'estensione delle scarpate stesse sino a quota 216 m.s.l.m. (si veda la modifica proposta dagli Scriventi proposta in Figura 7). Ne consegue un volume previsto pari a circa 60000 m<sup>3</sup>. Data la complessità geometrica del problema, i progettisti dovranno provvedere all'esatto computo del volume coinvolto;
  4. Zona A (fronte Sud – porzione occidentale) e Zona B (fronte Sud- porzione orientale): realizzazione di una ulteriore riprofilatura da quota 216 m.s.l.m – 232 m.s.l.m. (tale intervento non modifica le capacità di invaso);
  5. Area Ovest della miniera: rinterro da fondo cava fino alla quota di massimo invaso (236 m.s.l.m.). A seguito di una stima qualitativa e del tutto preliminare, questo prevederà l'impiego di circa 200000-250000 m<sup>3</sup>;

6. abbassamento della quota di progetto del lago perenne a 214 m.s.l.m., così da garantire la minima capacità di laminazione ( $1060000 \text{ m}^3$ );
7. Zona B e Zona C: valutazione di eventuali interventi di protezione contro la corrosione delle reti in aderenza e dei relativi accessori;
8. in relazione alla possibile induzione di fenomeni di filtrazione diretta dai fronti verso la vasca a seguito dello svuotamento della stessa, gli Scriventi ritengono che i tempi stimati dai progettisti in più di un mese, siano sufficientemente cautelativi in tal senso. È fatto pertanto divieto di ridurre i tempi di svuotamento.



**Figura 11: planimetria degli interventi.**

Riassumendo, in definitiva, il volume totale di terreno da impiegare per la realizzazione delle scarpate al piede dei versanti sarà pari a circa  $250000\text{-}300000 \text{ m}^3$  (si veda il punto 3), mentre quello necessario al rinterro della zona Ovest, sarà pari a  $200000\text{-}250000 \text{ m}^3$  (si veda il punto 5). Al volume richiesto per la costruzione delle scarpate, andrà però sottratto una quota parte del volume già stimato da Studio Griffini S.r.l. e pari a circa  $60000 \text{ m}^3$ , ottenuto dalla riprofilatura del versante di cui alla Zona A (si veda il §5.1), per un totale di circa  $390000\text{-}490000 \text{ m}^3$ .

***Se nella fase transitoria la vasca sarà utilizzata da vasca di laminazione, prima che venga realizzata la riprofilatura come prescritto al punto 3, l'area dovrà essere soggetta a vincoli di accesso e le sue sponde monitorate.***

## **7. Opere di impermeabilizzazione dei fronti**

Al fine di ridurre le aree da trattare con spritz-beton e quindi minimizzare costi ed impatto ambientale dell'intervento, si suggerisce quanto segue:

- non impermeabilizzare sotto quota 216 m.s.l.m., in quanto sino a questa quota si è opportunamente ridotta la pendenza delle sponde;
- evitare nell'area posta a SUD, ove la pendenza di 27° è stata prevista sino a quota 236 m.s.l.m., l'impermeabilizzazione;
- utilizzare lo spritz-beton ove sono previsti gli interventi con rete in aderenza (Zona Nord e Zona SUD –EST);
- provvedere al rinverdimento, ove possibile, delle aree dei fronti di scavo posti sopra la fascia trattata con spritz-beton con specie vegetali caratterizzate da minimi apparati radicali e sviluppo aereo anche aggettante. La presenza di specie aventi radici di dimensioni troppo accentuate, potrebbe infatti causare impatti negativi sui fronti quali saturazione dei materiali (con conseguente diminuzione dei parametri di resistenza) e perdita di efficienza degli interventi attivi di stabilizzazione. Apparati radicali superficiali, pur non fornendo il noto effetto di stabilizzazione, garantiscono comune la cucitura degli strati corticali, con conseguente minor rilasci detritici. In aggiunta, la posa di specie vegetali potrebbe garantire un netto miglioramento dell'impatto visivo delle opere;
- evitare l'impermeabilizzazione dei versanti nell'intera zona OVEST, che non sarà interessata dall'invaso artificiale permanente ma neppure fungerà da vasca di laminazione;
- sostituire lo spritz-beton con resine artificiali nella fascia che va da 216 m.s.l.m. a 236 m.s.l.m. lungo i fronti dell'intera Zona EST. All'interno del §7.1 sono descritte le resine consigliate.

### **7.1. Impermeabilizzazione mediante resine chimiche**

Premesso che le resine chimiche sono comunemente utilizzate per impermeabilizzare pavimentazioni, pietre naturali da costruzione, cavi di gallerie sotterranee ma che molto difficilmente si trovano in letteratura casi analoghi a quello qui preso in considerazione, qui nel seguito si analizzeranno le caratteristiche richieste alle resine perché possano essere utilizzate come impermeabilizzanti delle scarpate poste all'interno dell'area EST della cava (Figura 12).





**Figura 12: condizione attuale dei fronti di scavo della cava di Brenno.**



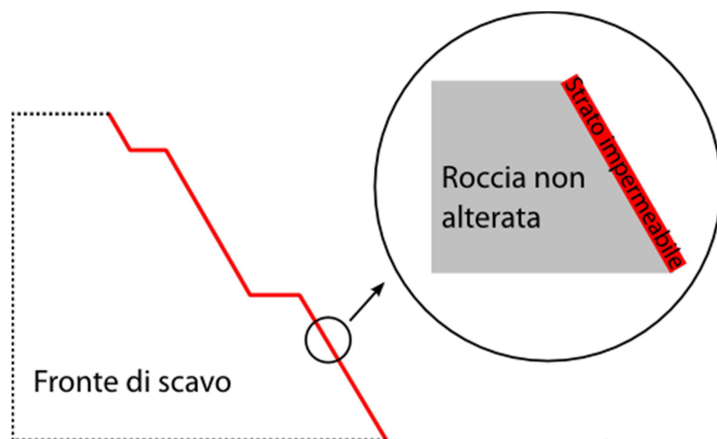
**Figura 13: strato di roccia alterata e degradata rilevato sugli attuali fronti di scavo.**

La proposta di intervento a basso impatto ambientale proposto dagli scriventi consiste in una impermeabilizzazione dei fronti di scavo mediante l'utilizzo di resine chimiche impermeabilizzanti che non pregiudichino significativamente l'attuale aspetto dell'area oggetto di interesse. L'intervento quindi consisterà dapprima nella propedeutica rimozione dello strato di marna alterata e degradata più



superficiale rilevato attualmente sui fronti di scavo della cava (Figura 13) e nella successiva applicazione a spruzzo dei prodotti chimici sul fronte di scavo intatto.

L'applicazione dei prodotti chimici sui fronti di scavo di roccia non alterata permetterà la creazione di un film impermeabile di alcuni mm che isolerà la roccia dall'acqua che sarà invasata (Figura 14).



**Figura 14: esemplificazione di impermeabilizzazione con resine chimiche.**

Lo strato di prodotto impermeabilizzante da applicare sui fronti di scavo della cava dovrà soddisfare i seguenti requisiti:

- impermeabilità all'acqua;
- resistenza ai raggi UV;
- buona trasparenza;
- resistenza alle variazioni termiche;
- facilità di applicazione.

### 7.1.1.Prodotti considerati

In seguito ad una ricerca di mercato gli scriventi hanno individuato i seguenti prodotti:

DITTA	WEB	PRODOTTO
<b>Axson</b>	<a href="http://www.axson-technologies.com">www.axson-technologies.com</a>	<b>Epolam 2017-System</b>
<b>Basf</b>	<a href="http://www.basf.it">www.basf.it</a>	<b>MasterSeal TC 682</b>
<b>Abrasivi Adria</b>	<a href="http://www.abrasiviadria.com">www.abrasiviadria.com</a>	<b>Adriapox gel</b>
<b>Cores</b>	<a href="http://www.resine-epossidiche.it">www.resine-epossidiche.it</a>	<b>Ocean Paint</b>

**Tabella 1: prodotti chimici impermeabilizzanti reperiti in commercio.**

Tali prodotti vengono di seguito descritti più dettagliatamente.

### **Axson – Epolam 2017-System**

Il Prodotto Epolam 2017-System ([www.axson-technologies.com](http://www.axson-technologies.com)) è una resina epossidica da stratificazione. Viene utilizzata per la realizzazione di strutture composite mediante impregnazione per contatto, iniezione sotto vuoto e a bassa pressione. È caratterizzata da buone proprietà meccaniche, bassa viscosità e buon comportamento in ambiente umido. È possibile accoppiare tale prodotto ad indurenti in modo tale da accelerare la reazione di polimerizzazione.

### **Basf – MasterSeal TC 682**

Il Prodotto MasterSeal TC 682 ([www.basf.com](http://www.basf.com)) è un rivestimento poliaspartico bicomponente a rapido indurimento (rapida polimerizzazione). E' caratterizzato inoltre da:

- resistenza ai raggi UV;
- elevata resistenza all'abrasione ed agli impatti;
- bassa "presa di sporco";
- classe A2 di crack bridging UNI EN 1504/2.

### **AbrasiviAdria – Adriapox gel**

Il prodotto Adriapox gel ([www.abrasiviadria.com](http://www.abrasiviadria.com)) è una resina epossidica tissotropica ad altissima viscosità. Offre una buona resistenza ai raggi U.V. e può essere abbinata solo con alcuni indurenti della linea "ADRIA".

### **Cores – Ocean paint**

Il prodotto Ocean paint ([www.resine-epossidiche.it](http://www.resine-epossidiche.it)) è un prodotto bicomponente a base di resine epossidiche, non cristallizzabile alle basse temperature, diluito in miscela di solventi e reso limpido da un complesso processo di raffinazione e dearomatizzazione. È un imbibente trasparente di finitura epossidica, applicato in spessore sottile o a spruzzo sopra fibre composite in genere. È caratterizzato da l'eccellente stabilità del colore e trasparenza, bassa viscosità dinamica, elevata brillantezza, buona resistenza chimica ed alla carbonatazione.

Grazie alla sua particolare formulazione può essere applicato in orizzontale, verticale e sopra testa, per film successivi.



L'indurimento avviene per reazione di poliaddizione a freddo, senza fenomeni di ritiro. Il materiale è impermeabile all'acqua, al vapore, agli idrocarburi ed agli olii. Il prodotto è disponibile in unica versione estiva.

## **7.1.2. Prove di laboratorio**

### **7.1.2.1. Recupero del materiale in sito**

Per l'esecuzione delle prove preliminari è stato prelevato del materiale direttamente nel sito oggetto di interesse. La presenza dello strato più superficiale di roccia alterata ha reso impossibile il prelevamento di materiale direttamente dal fronte di scavo, inducendo gli scriventi a reperire i blocchi di roccia più compatti posti al piede dei fronti di scavo attualmente accessibili (Figura 15).







**Figura 15: blocchi di materiale più compatto prelevati dal sito.**

### **7.1.2.2. Prove di imbibizione**

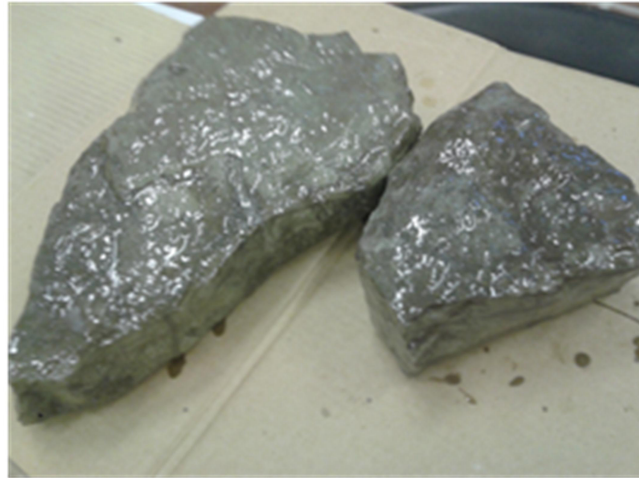
Le prove di imbibizione in assenza di confinamento laterale, in presenza di battenti d'acqua limitati (20-40 cm) hanno mostrato che i campioni indagati presentano un comportamento prevalentemente fragile.



(a)



(b)



**Figura 16: fratturazione dei provini non trattati dopo imbibizione in acqua (a); preparazione dei campioni (b); aspetto del provino trattato (c).**

L'assenza di confinamento ha permesso la penetrazione dell'acqua e questa, nella maggior parte dei casi, ha causato la parziale disgregazione del campione, anche in assenza di carichi assiali: provini inizialmente apparentemente totalmente "sani" e privi di difetti, si sono disgregati unicamente a causa della loro immersione in acqua. Al contrario, i provini trattati superficialmente mediante praticamente tutti i prodotti citati, hanno mostrato un comportamento totalmente differente, in quanto non assorbono acqua, non hanno subito alcun danneggiamento (Figura 16).

***Si consiglia pertanto di utilizzare nell'area a EST della cava e nella fascia posta tra quota 216 e 236 m.s.l.m. una delle resine chimiche, fundamentalmente trasparenti, precedentemente citate e la scelta dovrà ricadere su quella che meglio soddisfa i requisiti elencati all'inizio di questo paragrafo.***

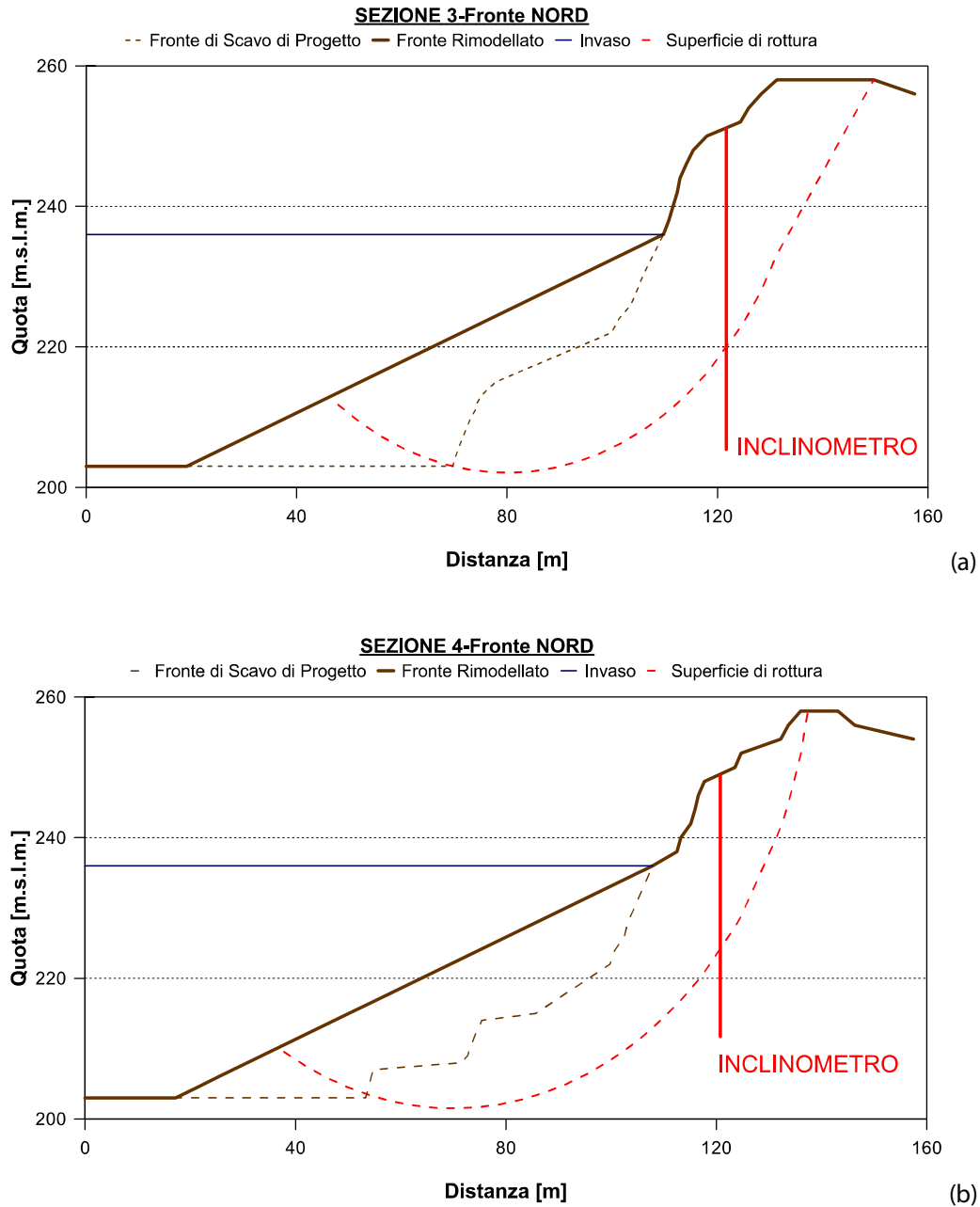
## **8. Monitoraggio dei fronti di miniera**

Al fine di verificare l'efficacia delle opere di stabilizzazione eseguite, gli Scriventi ritengono che si debba prevedere la progettazione e la realizzazione di sistemi di monitoraggio, da attivarsi sia nelle fasi realizzative che in quelle post-operam. Il sistema di monitoraggio permetterà di controllare l'evoluzione:

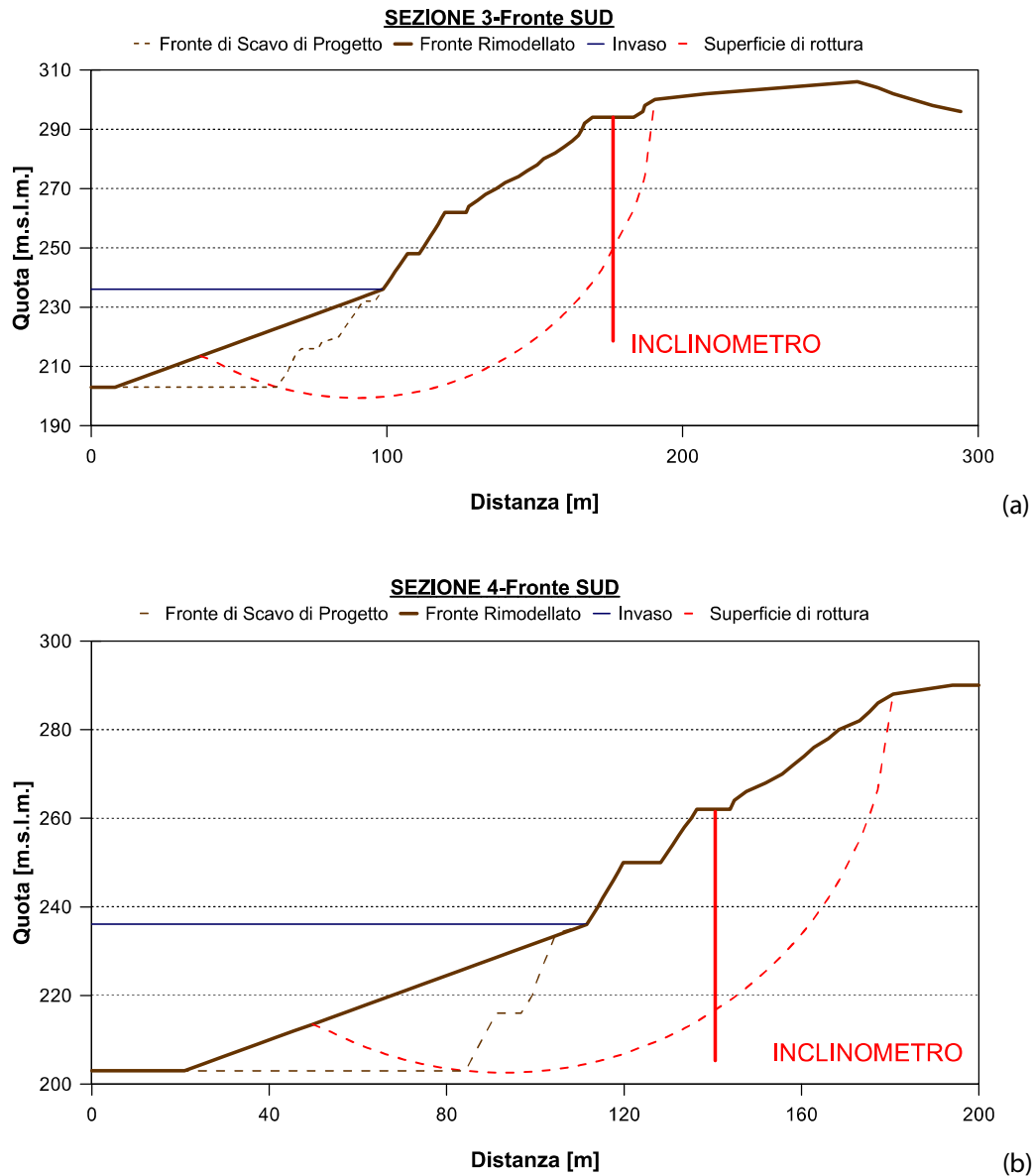
- degli spostamenti dei fronti di miniera, attraverso l'impiego di mire ottiche e rilievi laser-scanner;
- degli spostamenti associati a possibili meccanismi profondi di instabilità globali dei fronti, attraverso la predisposizioni di fori inclinometrici.

La necessità di eseguire letture inclinometriche era già stata individuata all'interno del §6 della "Relazione di Consulenza" del maggio 2014, a seguito dell'individuazione di possibili meccanismi di

rottura globale. Le sezioni interessate sono quelle illustrate in Figura 17 e Figura 18, il cui posizionamento è proposto in Figura 2.



**Figura 17: posizione dei fori inclinometrici per la Sez. 3-NORD (a) e la Sez. 4-NORD (b).**



**Figura 18: posizione dei fori inclinometrici per la Sez. 3-SUD (a) e la Sez. 4-SUD (b).**

In funzione delle peculiarità geologico-geotecniche proprie delle differenti zone di miniera individuate, i sistemi di monitoraggio dovranno essere così predisposti:

- **FRONTE SUD**

Posizionamento di almeno tre livelli di mire ottiche in corrispondenza di ciascuno dei tre livelli di gradoni realizzati (216 m.s.l.m. – 232 m.s.l.m. – 248 m.s.l.m.), ed di una ulteriore superiore a quota 260 m.s.l.m..

Esecuzione di rilevamenti laser-scanner.

Realizzazione di almeno due fori inclinometrici aventi profondità e posizione come indicato in Figura 18 o secondo le indicazioni che deriveranno dalle analisi di stabilità che dovranno essere condotte dai progettisti.

- **FRONTE NORD**

Posizionamento di almeno quattro livelli di mire ottiche in corrispondenza delle medesime quote individuate per le zone A e B del fronte Sud.

Esecuzione di rilevamenti laser-scanner.

Realizzazione di almeno due fori inclinometrici aventi profondità e posizione come indicato in Figura 17 o secondo le indicazioni che deriveranno dalle analisi di stabilità che dovranno essere condotte dai progettisti.

- **FRONTE EST**

Posizionamento di almeno quattro livelli di mire ottiche in corrispondenza delle medesime quote individuate per le zone A e B del fronte Sud.

Esecuzione di rilevamenti laser-scanner.

- **FRONTE OVEST**

Esecuzione di rilevamenti laser-scanner.

Il monitoraggio così definito sarà caratterizzato da modalità esecutive differenti, in relazione alle diverse fasi di realizzazione e impiego della cava.

In particolare, gli Scriventi hanno individuato le seguenti quattro fasi:

- **FASE 1**, successiva alla realizzazione delle opere di stabilizzazione geotecnica e precedente al riempimento della vasca mediante invasi permanenti.

In questa fase si consiglia l'esecuzione di rilevamenti con mire ottiche/laser-scanner con cadenza al minimo trimestrale;

- **FASE 2**, successiva alla realizzazione delle opere di stabilizzazione geotecnica e al riempimento della vasca sino a quota di circa 216 m.s.l.m. con invaso permanente.

In questa fase, o almeno nel primo trimestre, i rilievi saranno effettuati con cadenza almeno mensile, successivamente con cadenza almeno semestrale.

- **FASE 3**, durante l'impiego della miniera quale vasca di laminazione.

Esecuzione di rilevamenti con mire ottiche/laser-scanner:

1. cadenza settimanale durante i cicli di invaso/svaso;
2. cadenza almeno semestrale nei rimanenti periodi.

Lettura dei dati inclinometrici:

1. nel caso i dati forniti dal monitoraggio degli spostamenti con mire ottiche/laser scanner fornissero valori tali da far ritenere possibile supporre l'attivazione di processi di instabilità dei fronti, si dovranno effettuare le letture inclinometriche nelle sezioni individuate.

## 9. Osservazioni conclusive

In questa memoria è stato analizzato criticamente il progetto di riqualificazione della cava di Brenno. Il progetto in esame è essenzialmente finalizzato da un lato al recupero ambientale dell'area, dall'altro al riutilizzo della miniera quale vasca di laminazione del torrente Bevera.

Il progetto proposto recepisce le conclusioni tratte dagli Scriventi in una loro precedente relazione redatta nel 2010 e prevede, da un punto di vista geotecnico, quanto segue:

- una ridefinizione parziale dei fronti della cava sotto quota 216 m.s.l.m.;
- interventi di stabilizzazione mediante reti ed ancoraggi lungo i versanti NORD e SUD;
- una diffusa impermeabilizzazione delle scarpate mediante spritz-beton, sino alla quota prevista dell'invaso;
- una riprofilatura molto parziale dei versanti posti sopra di tale quota.

Globalmente gli Scriventi hanno osservato quanto segue:

- la soluzione progettuale recepisce quanto suggerito dagli Scriventi nella loro precedente Relazione;
- l'impermeabilizzazione mediante spritz-beton armato (con contenuto in fibre sufficiente) può assicurare la stabilità a lungo termine dei versanti impedendo l'imbibimento delle marne;
- la progettazione degli interventi da parte dello Studio S.r.l. non prende in considerazione eventuali rotture a taglio generalizzate;
  - gli interventi di cui sopra sono effettuati supponendo un comportamento meccanico delle discontinuità di tipo perfettamente duttile. Tener conto della loro fragilità potrebbe richiedere una modifica della lunghezza delle chiodature.

Inoltre gli Scriventi suggeriscono quanto segue:

1. riprofilare i versanti sino a quota 232 m.s.l.m. impiegando, alla bisogna, georinforzi;
2. riconsiderare criticamente gli interventi di impermeabilizzazione mediante spritz-beton, prevedendone l'utilizzo unicamente in aree particolarmente critiche, di estensione inferiore. Questo permetterebbe di ridurre notevolmente i costi e anche l'impatto ambientale degli interventi;
3. nella zona EST, per impermeabilizzare la fascia dei fronti di scavo posti fra quota 232 e 236 m.s.l.m. impiegare resine chimiche trasparenti;

4. innalzare il livello del fondo scavo nella zona OVEST così da non dover intervenire con opere di impermeabilizzazione delle sponde e ridurre sensibilmente il costo di impermeabilizzazione globale delle sponde;
5. cercare di aumentare l'estensione dei versanti inerbiti e vegetati, così da ridurre il pericolo dell'innescarsi a lungo termine il problema dell'erosione superficiale indotta da fenomeni meteorici intensi. Si consiglia l'utilizzo, ove necessario, di biostuoie, geocelle e idrosemia;
6. prevedere un sistema di monitoraggio, mediante l'utilizzo di mire ottiche, rilievi con laser scanner e un numero ridotto di inclinometri, che permetta, sia in fase realizzativa delle opere che a lungo termine, di seguire l'evoluzione temporale del sistema;
7. considerare attentamente la stabilità delle future sponde dell'invaso, prevedendo, nel caso i materiali utilizzati lo permettano, una compattazione dei depositi, assicurandosi che svuotamenti troppo rapidi dell'invaso non generino collassi superficiali o mediamente profondi. A tal fine sarebbe opportuno, se considerati economicamente vantaggiose, pensare all'impiego di georinforzi.

Si osserva infine che le modifiche qui sopra proposte permetteranno di ridurre sensibilmente i costi di impermeabilizzazione per richiedendo l'utilizzo di un volume di rinterro (realizzazione delle scarpate e rinterro della zona Ovest), pari a circa 390000-490000 m<sup>3</sup>.

Le opere di impermeabilizzazione andranno inoltre eseguite a conclusione dei lavori di riqualificazione dell'area di cava di Brenno.

**prof. ing. Claudio G. di Prisco**

Ordinario di Geotecnica – Politecnico di  
Milano



**ing. Marco M. Secondi**

