

ING. GIACOMO DEL NERO INGEGNERE CIVILE, AMBIENTALE ED EDILE RSPP, CSP, CSE					Edilizia Strutture Idraulica Geotecnica, miniere, cave Impianti Progettazione e direzioni lavori Coordinamento della Sicurezza Certificazioni Energetiche Perizie Pianificazione
Sede Legale:	Via Venezia,1 54033 Marina di Carrara (MS)	tel. cel.	+39 0585.788459 +39 327 3750954	e-mail:	giacomo.delnero@gmail.com giacomo.delnero@ingpec.eu

Progetto:

PIANO DI COLTIVAZIONE CAVA N.17 RUGGETTA A - BACINO N°2 TORANO SCHEDA PIT/PPR N°15
 AI SENSI DELL 'ART.17 L.R. 35/15 E S.M.I.

Titolo documento:

RELAZIONE GEOMECCANICA SULLA STABILITA' DEI FRONTI, DELLE TECCHIE
 E DEGLI SCAVI

Committente:

CALACATA CRESTOLA SRL

Località:

Comune/i:

Provincia:

CRESTOLA PESCHINA
 BACINO N°2 TORANO
 SCHEDA N°15 PIT/PPR

Carrara

Massa Carrara

Il legale rappresentante

Dott. Davide BORGHINI

Il TECNICO

Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

LUGLIO 2025

RELAZIONE TECNICA	Tipologia	Numero	Pagine:	Denominazione file:	Allegati:
	GEO	030-00-20	130	stabilita_piano25_cava17_lug25	Tavole Grafiche

SOMMARIO

SOMMARIO	2
1. PREMESSA.....	5
2. METODOLOGIA DI VERIFICA	5
3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO-TOPOGRAFICA	7
3.1. STATO ATTUALE, TAV. 5	7
3.2. STATO DI PROGETTO, TAV.6.....	8
3.3. ORIENTAZIONE FRONTI.....	9
4. AGGIORNAMENTO DEL RILIEVO GEOSTRUTTURALE E DELLE CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE	9
5. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO.....	10
5.1. CANTIERE SOTTERRANEO	11
5.2. CANTIERE CIELO APERTO.....	12
6. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA.....	13
6.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE ROCCIA INTATTA.....	13
6.2. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989).....	14
6.2.1. <i>correzione cantiere sotterraneo</i>	15
6.2.2. <i>cantiere a cielo aperto</i>	15
6.2.3. <i>indice rmr cantiere sotterraneo</i>	16
6.2.4. <i>indice rmr cantiere a cielo aperto</i>	17
6.3. RESISTENZA AMMASSO ROCCIOSO	18
6.3.1. <i>resistenza post-picco</i>	21
6.4. RESISTENZA DELLE DISCONTINUITÀ	22
7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA	24
7.1. AZIONI.....	24
7.1.1. <i>caratterizzazione delle azioni</i>	24
7.1.2. <i>combinazione delle azioni</i>	24
7.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	25
7.2.1. <i>azioni</i>	25
7.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE	26
7.3.1. <i>fronti residui/tecchia</i>	26
7.3.2. <i>cantiere sotterraneo</i>	26
7.3.3. <i>sistemi di consolidamento (eventuali)</i>	27
7.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA	27
7.4.1. <i>vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'opera</i>	27
7.4.2. <i>tempo di ritorno del sisma</i>	28
7.4.3. <i>categoria di sottosuolo</i>	28
7.4.3.1. <i>ammasso roccioso</i>	28
7.4.4. <i>condizioni topografiche</i>	28
7.4.5. <i>valutazione dell'azione sismica</i>	29
7.5. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO	30
7.5.1. <i>carichi sfavorevoli</i>	31
7.5.2. <i>carichi favorevoli</i>	31
7.5.3. <i>consolidamenti puntuali</i>	31
7.5.4. <i>serie commerciale</i>	32
7.5.5. <i>verifica a taglio</i>	32
7.5.6. <i>verifica a sfilamento</i>	33
7.6. VALORI DI CALCOLO	34
8. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI.....	35
8.1. VERIFICHE DEI FRONTI	38
8.1.1. <i>cantiere cielo aperto</i>	38
8.1.1.1. <i>fronte orientato N 000 subverticale esposto W</i>	38
8.1.2. <i>fronte orientato N 055 subverticale esposto SE</i>	39
8.1.3. <i>fronte orientato N 055 subverticale esposto NW</i>	40

8.1.4.	<i>fronte orientato N 145 subverticale esposto SW</i>	41
8.1.5.	<i>fronte orientato N 145 subverticale esposto NE</i>	43
8.1.5.1.	<i>fronte orientato N 090 subverticale esposto N</i>	44
8.1.5.2.	<i>fronte orientato N 090 subverticale esposto S</i>	45
8.1.6.	<i>cantiere sotterraneo</i>	46
8.1.6.1.	<i>fronte orientato N 55 subverticale esposto SE</i>	46
8.1.6.2.	<i>fronte orientato N 55 subverticale esposto NW</i>	47
8.1.6.3.	<i>fronte orientato N 145 subverticale esposto SW</i>	48
8.1.6.4.	<i>fronte orientato N 145 subverticale esposto NE</i>	49
8.2.	<i>EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI</i>	50
9.	VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI	52
9.1.1.	<i>verifica generale della soletta di copertura</i>	52
9.1.2.	<i>verifica strutturale dei portali di accesso</i>	53
9.1.3.	<i>verifiche deterministiche del portale di accesso</i>	55
9.1.4.	<i>verifiche strutturali dei pilastri e dei diaframmi</i>	56
9.1.5.	<i>progetto impianto di ventilazione</i>	57
9.2.	<i>ANALISI DEL CANTIERE SOTTERRANEO MERIDIONALE</i>	63
9.2.1.	<i>impianto di ventilazione</i>	63
9.2.2.	<i>verifica generale soletta di copertura</i>	64
9.2.2.1.	<i>verifica strutturale della soletta del nuovo accesso</i>	65
9.2.3.	<i>verifica struttura dei pilastri e dei diaframmi</i>	66
9.2.4.	<i>pilastro P1</i>	66
9.2.4.1.	<i>verifica della resistenza a compressione</i>	66
9.2.4.2.	<i>verifica della resistenza tangenziale</i>	67
9.2.5.	<i>pilastro P2</i>	68
9.2.5.1.	<i>verifica della resistenza a compressione</i>	68
9.2.5.2.	<i>verifica della resistenza tangenziale</i>	69
9.2.6.	<i>pilastro P3</i>	70
9.2.6.1.	<i>verifica della resistenza a compressione</i>	70
9.2.6.2.	<i>verifica della resistenza tangenziale</i>	71
9.3.	<i>CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE</i>	72
9.3.1.	<i>impianto di ventilazione</i>	72
9.3.2.	<i>verifica generale soletta di copertura</i>	73
9.3.3.	<i>verifica strutturale delle solette di accesso</i>	74
9.3.3.1.	<i>accesso SE</i>	74
9.3.3.2.	<i>elemento 1</i>	76
9.3.3.3.	<i>elemento 2</i>	76
9.3.3.4.	<i>elemento 3</i>	76
9.3.3.5.	<i>elemento 4</i>	77
9.3.3.6.	<i>elemento 5</i>	78
9.3.3.7.	<i>elemento 6</i>	78
9.3.3.8.	<i>elemento 7</i>	79
9.3.3.9.	<i>elemento 8</i>	79
9.3.3.10.	<i>analisi del piedritto destro</i>	81
9.1.	<i>INDICAZIONI E SCHEMA D'INSTALLAZIONE</i>	82
9.1.1.1.	<i>accesso SW</i>	84
9.1.1.	<i>elemento 1</i>	85
9.1.2.	<i>elemento 2a</i>	85
9.1.3.	<i>elemento 2b</i>	86
9.1.4.	<i>elemento 2c</i>	86
9.1.5.	<i>elemento 3</i>	87
9.2.	<i>INDICAZIONI E SCHEMA D'INSTALLAZIONE</i>	88
9.2.1.1.	<i>accesso W</i>	90
9.2.2.	<i>verifica struttura dei diaframmi</i>	91
9.2.3.	<i>pilastro P1_N</i>	91
9.2.3.1.	<i>verifica della resistenza a compressione</i>	91
9.2.1.	<i>pilastro P2_N</i>	92
9.2.1.1.	<i>verifica della resistenza a compressione</i>	92
9.3.	<i>ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI</i>	93
9.3.1.	<i>tracciamento N325/0 (N145/0)</i>	93
9.3.2.	<i>tracciamento N055/0 (N235/0)</i>	95
9.3.3.	<i>tracciamento N350/00 (N170/0)</i>	97
9.3.4.	<i>tracciamento N080/00 (N260/0)</i>	99

9.3.5.	osservazioni ai cinematismi tridimensionali	101
10.	ANALISI DELLE TECCHIE.....	102
10.1.	SETTORE SETTENTRIONALE	103
10.2.	SETTORE CENTRALE	105
10.2.1.	parte settentrionale.....	105
10.2.2.	parte meridionale	108
10.3.	SETTORE MERIDIONALE	110
11.	INTERVENTI SULLA VIABILITÀ	111
11.1.	VIABILITÀ DELL'AREA SERVIZI-ACCESSO IN CAVA-CABINA ELETTRICA	111
11.2.	VIABILITÀ ACCESSO CAVA TORNANTE FOSSO DI PESCHINA	112
11.3.	VERIFICHE ED ANALISI DI STABILITÀ DEI RAVANETI E DELLE RAMPE.....	112
11.4.	STABILITÀ DEI MURI DI CONTENIMENTO/SOSTEGNO (BASTIONI).....	112
11.4.1.	verifiche	114
11.4.1.1.	verifiche allo scorrimento.....	115
11.4.1.2.	verifica al ribaltamento	117
11.4.1.3.	verifica della capacità portante	118
11.4.2.	verifiche dei bastioni delle rampe.....	120
11.4.2.1.	definizione della geometria e delle condizioni al contorno	120
11.4.2.2.	quadro riepilogativo	122
11.4.3.	verifiche del muro di chiusura dell'accesso principale.....	123
11.4.3.1.	descrizione dell'intervento	123
11.4.3.2.	definizione della geometria e delle condizioni al contorno	125
11.4.3.3.	quadro riepilogativo	127
	APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA.....	129
	APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	130

1. PREMESSA

Su incarico della CALACATA CRESTOLA SRL, ditta esercente la Cava n°17 RUGGETTA sita nel sub-giacimento Crestola, nel Bacino Estrattivo n°2 di TORANO, Comune di Carrara (MS) è stata redatta la presente relazione di geomeccanica e di stabilità dei fronti, delle tecchie e dei vuoti sotterranei, quale allegato al piano di coltivazione ai sensi dell'Art.2 Comma D) DPGR 72/R e dell'Art. 17 Comma 1 lett.A) della L.R. 35/15.

Per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dell'ammasso roccioso si rimanda alla Relazione Geologica redatta dal Geol. Fiorenzo DUMAS nonché i dati storici in disponibilità della Società a supporto di precedenti piani, varianti ed eventuali e consolidamenti supplementari valutati nel corso della coltivazione.

Per l'aggiornare della morfologia del sito la Società ha eseguito un rilievo topografico di aggiornato.

Allo scopo di rappresentare graficamente l'intervento la Società ha provveduto a far eseguire un aggiornamento dello stato dei luoghi, mediante rilievo plano-altimetrico di dettaglio realizzato in ottemperanza degli OBBLIGHI INFORMATIVI CONNESSI ALL'ESERCIZIO DELL'ATTIVITÀ DI CAVA: Specifiche Tecniche degli Elaborati di Rilievo Tridimensionale ai sensi dell'Art.25 Comma 2bis L.R. 35/15 e s.m.i. (D.G.R. n.260 del 02.03.2020).

In relazione a quanto illustrato all'interno della relazione tecnica vengono riportati negli elaborati grafici fasce di tolleranza al cui interno può variare lo sviluppo della coltivazione, in funzione delle caratteristiche litologiche e strutturali, nonché di errori pratici-accidentali, nel rispetto delle volumetrie di progetto.

2. METODOLOGIA DI VERIFICA

Lo studio è stato affrontato e sviluppato secondo le seguenti fasi:

- 1) Prima osservazione dei fronti residui e delle tecchie residui al fine di individuare eventuali situazioni di instabilità;
- 2) Acquisizione dei dati geostrutturali riguardanti discontinuità in corrispondenza dei fronti accessibili e delle tecchie dell'unità estrattiva catalogate da tecnici qualificati per l'area di verifica o per zone nelle immediate vicinanze;
- 3) Proiezione su diagramma di Wulf dei dati geostrutturali raccolti nell'area indagata attraverso il programma Dips della Rocscience® e definizione dei sistemi di discontinuità ivi individuati;
- 4) Recupero della classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso attraverso il metodo di Bieniawski e GSI di Hoek, Kaiser e Bawden effettuata nel corso di precedenti studi;
- 5) Calcolo dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso in condizioni di picco e residue mediante RockData della Rocscience®;

- 6) Calcolo dei parametri di resistenza delle discontinuità ascrivibili ad ogni sistema rilevato all'interno dell'unità estrattiva, attraverso metodo di Barton-Choubey;
- 7) Definizione delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali oggetto di studio allo stato attuale ed allo stato di finale di progetto;
- 8) Definizione dei criteri di verifica e dimensionamento agli stati limite ultimo (SLU) e stati limite di salvaguardia delle vite (SLV) secondo le NTC18 e definizione dei parametri di resistenza secondo gli approcci/combinazioni di verifica;
- 9) Verifica analitica allo stato attuale e di progetto dei cinematismi potenzialmente instabili dovuti all'iterazione fronte/sistema-i di discontinuità ricavati attraverso Test di Markland dei tipi:
 - i) Planare per i fronti di avanzamento attraverso *Rocplane* della *Rocscience* ;
 - ii) Tridimensionale per i fronti di avanzamento attraverso *B-Rock* della *ProgramGeo*;
 - iii) Ribaltamento attraverso l'impiego del *Test di Markland* (codificato da Goodman e Bray, 1976) per un'analisi grafica e della formula di Timoshenko e Gere (1961) per una verifica analitica.
- 10) Verifica dei cantieri sotterranei e nello specifico:
 - i) Analisi preliminare della copertura del cantiere sotterraneo attraverso lo Scaled Span Method di Carter et al.i;
 - ii) Analisi strutturale del portale di accesso secondo la teoria della trave elastica e la teoria della trave elastica a conci di Diederichs e Kaiser (1999);
 - iii) Analisi deterministica del portale di accesso, verifica e dimensionamento di sistemi di consolidamento ai sensi della normativa vigente (NTC18);
 - iv) Verifica statistica dei cunei tridimensionali a contorno dei tracciamenti di scavo attraverso *Unwedge* della *Rocscience*;
 - v) Verifica strutturale degli elementi di sostegno del cantiere sotterraneo secondo la pubblicazione di Gonzalez-Nicieza et al.i (2006).
- 11) Analisi deterministica delle possibili iterazioni tecchia/sistema-i di discontinuità osservabili in sito e dimensionamento di eventuali interventi di bonifica e/o consolidamento;
- 12) Osservazione dei fronti e delle tecchie, a seguito delle verifiche effettuate, così da individuare eventuali casi reali di potenziale scivolamento planare, tridimensionale e ribaltamento;
- 13) Verifica dei muri di sostegno e contenimento alla viabilità ed al riempimento del cantiere sotterraneo.
- 14) Discussione dei risultati ottenuti.

3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICO - TOPOGRAFICA

L'unità estrattiva è identificata catastalmente al n°17 "Ruggetta" del Catasto Cave del Comune di Carrara ed è costituita dai Mapp. N. 1, 2, 3 4f, 5, 6, 7p, 8p, 9, 10, 11, 12, 13p, 14p, 30, 31, 32, 33, 34, 40f, 44f del Foglio 26 e Mapp. N. 17, 18, 19, del Foglio 20 e Mapp. 137, 138, 139f del Foglio 19 del NCT del Comune di Carrara.

3.1. STATO ATTUALE, TAV. 5

L'accesso al sito avviene tramite un'unica via di arroccamento, costituita di diversi tornanti, che raggiunge l'unità estrattiva da NW seguendo il corso naturale del Fosso di Pescina, mentre l'unica via pubblica per raggiungere l'area risulta Via di Boccanaglia che si sviluppa in direzione settentrionale dall'abitato di Torano (MS).

L'unità estrattiva è costituita da un cantiere a cielo aperto e due cantieri sotterranei.

Il cantiere a cielo aperto, avente piazzale principale a q.420m s.l.m., viene coltivato con la metodologia dei gradoni multipli discendenti con bancate aventi alzata compresa tra 3.0-7.5m.

Il cantiere "meridionale" in sotterraneo, della tipologia a camere e pilastri, presenta unico accesso carrabile a q. 401.3m s.l.m. ed accesso pedonale di sicurezza a q. 414.3m s.l.m.. Le bancate possiedono alzata compresa tra 3.0-6.0m e l'altezza dei vuoti è compresa tra 6.0-34.0m, (394.0m-428.2m s.l.m.);

Il cantiere sotterraneo "settentrionale" presenta oggi un unico tracciamento in direzione N-NW avente calpestio a q.425.2m s.l.m. e tetto a q.431.1m s.l.m..

L'area servizi è ubicata nel gradone residuo di q. 454.0m s.l.m (ex Cava Pescina B).

Le aree di stoccaggio del derivato del materiale da taglio sono presso la ex Cava Ruggetta B, il piazzale di q. 350.0m s.l.m. limitrofo al Fosso di Pescina e comprendente anche porzione di area demaniale, ed altre aree interne ai piazzali attivi.

Nel settore orientale è presente la tecchia che diparte dalla cima di Crestola a q. 552.40 m s.l.m. e raggiunge i piazzali con dislivelli compresi tra 105.00-120.00 m circa.

In sezione la tecchia può essere suddivisa in tre parti uniformi:

- la parte sommitale compresa tra la vetta del pendio di q.552.40 m fino a circa 538.00 m s.l.m. ove permane la copertura verginale del versante con inclinazione media di 23°;
- la parte centrale costituita da sette bancate residuali tra le q. 538.00 m e 474.00 m s.l.m. di pedate comprese tra 1.65 m e 9.65 m ed alzate comprese tra 6.00 e 13.53 m che conferiscono al versante un'inclinazione media di 67°;
- la parte terminale costituita da quattro bancate comprese tra le q. 474.00 m e 458.70 m s.l.m. con fronti aventi alzata 6.00 m e pedata superiore ai 12.00 m che conferiscono al versante un'inclinazione di circa 34°.

3.2. STATO DI PROGETTO, TAV.6

Nell'unica fase, di durata ipotetica di 60 mesi (5 anni), sono previste attività di scopertura del giacimento a cielo aperto al fine di proseguire nella coltivazione del cantiere a cielo aperto ed iniziare il cantiere sotterraneo.), è previsto il proseguo della coltivazione nel piazzale a cielo aperto di q.420.0m s.l.m., il proseguo dei tracciamenti del cantiere sotterraneo settentrionale in corrispondenza della ex-Cava 14 Pescina B, l'inizio della rimozione della calotta del cantiere sotterraneo meridionale.

La fase unica prevede le seguenti attività:

- **CANTIERE A CIELO APERTO:** abbattimento per messa in sicurezza delle sponde occidentali fino a q.420.0m s.l.m., adeguamento della viabilità di accesso (**circa 23'470mc**), arretramento delle gradonature di q.424-425m, 427-428m s.l.m. e realizzazione del ribasso di q. 412-413m s.l.m. per la coltivazione di circa **72'725mc** su aree già oggetto di attività estrattiva nelle vigenti autorizzazioni o comunque già interessate da coltivazione in passato;
- **CANTIERE SOTTERRANEO MERIDIONALE:** apertura del secondo accesso dal piazzale esterno di q.420-421.0m s.l.m., riempimento dei vuoti con il materiale inerte accumulato allo scopo (**circa 101'264mc**), rimozione della calotta della parte terminale del primo ramo in direzione SE-NW (**circa 2'256mc**);
- **CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE:** proseguo del tracciamento in direzione N-NW, per ulteriori 27m, realizzazione di tracciamento parallelo di circa 72.0m, realizzazione di due rami E-W, apertura di 2 accessi secondari aventi luce di 9-12m ed isolamento di tre pilastri due dei quali 15*15m ed uno 15*20m. Le camere avranno luce libera di 12.0-15.0m e saranno coltivate fino alla q.412.5m s.l.m. per **circa 19'618mc**.

Per quanto riguarda l'area servizi/impianti almeno nelle fasi iniziali si continuerà ad utilizzare quella presente a q.456.0m che sarà poi integrata con ulteriori elementi a q.336.0m s.l.m..

L'attuale cabina elettrica, come da variante già assentita sarà demolita e sarà riattivata quella a q.336.0m s.l.m.. Nei pressi della ex cava Ruggetta B saranno inoltre installati ulteriori servizi/impianti.

3.3. ORIENTAZIONE FRONTI

Di seguito si riporta l'orientazione dei fronti nelle condizioni attuali e di variante.

CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE	TRACCIAMENTI 6.0m	N 080 subverticale esp. SE
		N 170 subverticale esp. NE
	FRONTI 3.0-3.5 m	N 080 subverticale esp. SE
		N 080 subverticale esp. NW
		N 170 subverticale esp. SW
		N 170 subverticale esp. NE
CANTIERE A CIELO APERTO	TECCHIE	N 000 65+45° W 95.00+35.0 m
		N 020 85° SE 20.00 m
		N 060 85° NW 25.00 m
		N 090 85° S 30.00 m
		N 120 85° NE 20.00 m
		N 160 65° SW 90.00 m
	FRONTI 3.0-7.5m	N 00 subverticale esp. W
		N 55 subverticale esp. NW
		N 090 subverticale esp. S
		N 145 subverticale esp. SW
		N 145 subverticale esp. NE
CANTIERE SOTTERRANEO MERIDIONALE	TRACCIAMENTI 6.0m	N 080 subverticale esp. SE
		N 170 subverticale esp. NE

Tabella 1: Elenco delle orientazione di fronti e tecchie previste nel piano della Cava n.17.

4. AGGIORNAMENTO DEL RILIEVO GEOSTRUTTURALE E DELLE CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

All'interno della RELAZIONE di AGGIORNAMENTO ANNUALE SULLA STABILITA' DEI FRONTI, DELLE TECCHIE E DEL SOTTERRANEO AI SENSI DELL'ART.52 COMMA 1 D.LGS. 624/96 - OTTEMPERANZA PRESCRIZIONI C5(PARTE), C7, C8, C9 DET.DIR. 2422 DEL 11.06.2021 (AUTORIZZAZIONE ESTRATTIVA CAVA N.17) E PARERE AUSL VARIANTE NON SOSTANZIALE (COMUNICAZIONE DEL 22.09.2022 PROT.N.0074846 SETTORE SERVIZI AMBIENTALI MARMO - COMUNE DI CARRARA), trasmessa a Gennaio è emerso che la verifica delle condizioni geostretturali dei cantieri a cielo aperto e sotterranei viene svolta costantemente e che ad oggi le nuove discontinuità rintracciate sono ascrivibili ai sistemi già definiti in sede progettuale.

L'analisi statistica, in conformità con le precedenti, ha tenuto conto della presenza di due sistemi principali K1 e K2 (divisi a loro volta in quattro sottosistemi K1.1, K1.2, K2.1 e K2.2) e di due sistemi secondari K3 e K4, (quest'ultimo a sua volta suddiviso in K4.1 e K4.2 e rilevato solo nel cantiere sotterraneo).

I ranges di immersione ed inclinazione dei sistemi nonché le caratteristiche fisico-meccaniche sono illustrate in Tabella 2 e Tabella 3 per il solo cantiere sotterraneo ove è collocata la variante.

Di sicura rilevanza geostrutturale a grande scala sono le discontinuità molto persistenti ascrivibili al sistema del "verso di macchia" (V1, V2, V3) che della tecchia attraversano l'intero versante e pervadono il sotterraneo.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Come riportato nella Relazione Geologica allegata al piano di coltivazione, i rilievi geostrutturali hanno evidenziato nei vari cantieri la presenza di alcuni settori con differenti caratteristiche; elemento dominante per la definizione delle "zone di omogeneità" FINIMENTO ed AREA ESTRATTIVA è stato il parametro "spaziatura" tra le discontinuità.

Il rilievo strutturale, ha permesso di identificare le discontinuità affioranti e di caratterizzarle attraverso il metodo normalizzato elaborato dall'I.S.R.M. (International Society of Rocks Mechanics, 1978). I dati raccolti sono stati suddivisi per cantiere ed elaborati con l'ausilio del programma Dips della Rocscience® che ha consentito di definire i sistemi di discontinuità ed i loro piani rappresentativi nonché di trattare dal punto di vista statistico le relative caratteristiche fisico-meccaniche; la scelta di suddividere i dati per i diversi cantieri ha permesso di migliorare la precisione della trattazione effettuata. Gli ultimi stendimenti effettuati hanno confermato la presenza dei sistemi precedentemente rilevati e più in generale, nel cantiere sotterraneo, con l'allontanamento dal piano campagna indisturbato, si può evincere un miglioramento geomeccanico dell'ammasso roccioso attraverso la diminuzione dei sistemi mediamente/non persistenti e la scomparsa di discontinuità ascrivibili al sistema K4, in concordanza con quanto già rilevato nel cantiere a cielo aperto. Per entrambi i cantieri si è comunque ritenuto opportuno mantenere i dati riscontrati nei precedenti rilievi dal momento che presentano una maggior rilevanza statistica. L'analisi statistica, in conformità con le precedenti, ha tenuto conto della presenza di due sistemi principali K1 e K2 (divisi a loro volta in quattro sottosistemi K1.1, K1.2, K2.1 e K2.2) e di due sistemi secondari K3 e K4, (quest'ultimo a sua volta suddiviso in K4.1 e K4.2 e rilevato solo nel cantiere sotterraneo).

I ranges di immersione ed inclinazione dei sistemi nonché le caratteristiche fisico-meccaniche sono illustrate in Tabella 2 e Tabella 3 per il cantiere sotterraneo e Tabella 4 e Tabella 5 per il cantiere a cielo aperto.

Di sicura rilevanza geostrutturale a grande scala si rileva:

- la fascia cataclastica "finimento" (F1 350°/78°) appartenente ad una faglia diretta ubicata tra il cantiere centrale e meridionale;
- le discontinuità molto persistenti ascrivibili al sistema del "verso" (V1, V2, V3) che della tecchia attraversano l'intero versante e pervadono il sotterraneo.

Per una corretta trattazione statistica, i dati raccolti sono stati proiettati su diagramma di Wulf, (Figura 4 e Figura 5).

5.1. CANTIERE SOTTERRANEO

SISTEMA		K1		K2		K3	K4	
SOTTOSISTEMA		K1.1	K1.2	K2.1	K2.2		K4.1	K4.2
FREQUENZA	100.00%	21.80%	8.10%	21.80%	8.10%	22.90%	5.70%	11.60%
PERSISTENZA tipo	non pers	28.40%	6.70%	25.90%	20.00%	9.50%	23.80%	20.90%
	subpers	38.30%	40.00%	55.50%	56.70%	51.20%	42.90%	58.20%
	pers	33.00%	53.30%	18.60%	23.30%	39.30%	33.30%	20.90%
PERSISTENZA m	0-1	4.90%	3.30%	8.60%	10.00%	2.40%	9.50%	2.30%
	1-3	34.60%	13.30%	39.50%	20.00%	34.00%	23.80%	46.50%
	3-10	35.80%	53.30%	39.50%	43.30%	40.00%	33.30%	34.90%
	10-20	22.20%	10.00%	11.10%	23.30%	21.20%	33.40%	14.00%
	>20	2.50%	20.00%	1.20%	3.40%	2.40%	-	2.30%
PERSISTENZA m	Minima	0.5	0.7	0.3	0.3	0.5	0.3	0.5
	Media mod.	7.2	16.0	4.5	4.9	6.5	5.2	5.5
	Max	>50.0	>50.0	>20.0	>20.0	>20.0	>10.0	>50.0
SPAZIATURA Classi in cm	0-2	-	-	-	-	-	-	-
	2-6	2.40%	-	-	-	-	-	-
	6-20	4.90%	-	7.80%	-	34.50%	-	4.80%
	20-60	19.50%	5.30%	31.40%	20.00%	32.70%	11.20%	28.60%
	60-200	48.80%	36.80%	35.30%	40.00%	16.40%	22.20%	42.80%
	200-600	19.50%	47.40%	21.60%	40.00%	12.30%	22.20%	19.00%
	>600	4.90%	10.50%	3.90%	-	4.10%	44.40%	4.80%
SPAZIATURA cm	Min.	0.1	0.6	0.1	0.3	0.1	0.3	0.2
	Media mod.	1.6	2.6	1.4	1.6	0.8	4.9	1.6
	Max	12.4	15.3	28.6	4.5	5.1	15.1	9.4
SCABREZZA tipo	II	3.70%	3.40%	8.60%	13.30%	4.70%	4.80%	4.70%
	V	44.40%	73.30%	59.30%	53.30%	50.60%	23.80%	44.20%
	VIII	51.90%	23.30%	32.10%	33.40%	44.70%	71.40%	51.10%
APERTURA Classi in mm	0-0,5	50.60%	13.40%	38.30%	43.30%	37.60%	42.90%	44.20%
	0,5-2,5	28.40%	23.30%	32.00%	30.00%	24.70%	19.00%	25.60%
	2,5-10	16.00%	26.60%	27.20%	26.70%	24.70%	33.30%	25.60%
	>10	3.70%	33.30%	2.50%	-	11.80%	4.80%	4.60%
	esposta	1.30%	3.40%	-	-	1.20%	-	-
APERTURA mm	Min.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Media mod.	5.2	15.0	2.9	1.8	7.3	6.2	4.8
	Max	100.0	>100	100.0	10.0	100.0	100.0	100.0
ALTERAZIONE	Assente	22.20%	-	19.80%	23.40%	12.90%	9.50%	20.90%
	Ox/Spl	61.70%	56.70%	74.00%	60.00%	71.80%	71.40%	72.10%
	Carsificata	2.50%	3.30%	2.50%	3.30%	3.50%	-	7.00%
	Cars/Ox	12.30%	23.30%	3.70%	13.30%	11.80%	14.30%	-
RIEMPIMENTO	Cars/Ox/Tett	1.30%	16.70%	-	-	-	4.80%	-
	Assente	74.10%	36.70%	80.20%	76.70%	70.60%	81.00%	76.70%
	Terra	16.00%	26.60%	9.90%	13.30%	12.90%	-	14.00%
	Sassi	2.60%	-	3.70%	3.30%	1.20%	14.30%	4.70%
	Concrezioni	1.20%	-	1.20%	-	1.20%	-	-
ACQUA	Sassi/Terra	4.90%	30.00%	5.00%	6.70%	12.90%	4.70%	2.30%
	Ss/Tr/Crz	1.20%	6.70%	-	-	1.20%	-	2.30%
	Assente	75.00%	56.00%	85.30%	83.50%	78.50%	75.40%	84.30%
JRC	Umidità	15.30%	20.60%	8.70%	10.20%	14.10%	19.10%	10.70%
	Silic.	9.70%	23.40%	6.00%	6.30%	7.40%	5.50%	5.00%
	4-6	79.00%	46.70%	85.20%	73.30%	71.80%	66.70%	79.10%
	6-8	14.80%	23.30%	12.30%	20.00%	9.40%	28.60%	16.30%
	8-10	-	6.70%	-	6.70%	5.90%	-	-
JRC	10-12	6.20%	20.00%	2.50%	-	12.90%	4.70%	4.60%
	12-14	-	3.30%	-	-	-	-	-

Tabella 2: Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità rilevati nel Cantiere Sotterraneo Cava Ruggetta.

Sistema	Ranges Immersione	Ranges Inclinazione	Piano Rappresentativo
K1.1	207-245	26-76	230-49
K1.2	246-289	25-74	268-46
K2.1	26-80	43-90	55-65
K2.2	26-67 (206-247)	80-90	229-89
K3	155-202	47-88	181-71
K4.1	129-154	61-89	141-76
K4.2	308-352	48-88	329-72

Tabella 3: Range e Piano

Rappresentativo dei sistemi rilevati nel cantiere sotterraneo della Cava Ruggetta.

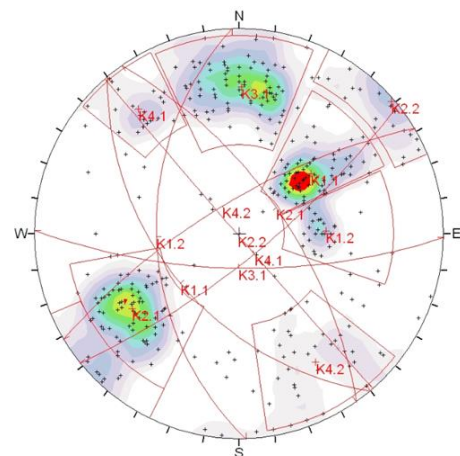


Figura 1: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei poli, delle frequenze e dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel cantiere sotterraneo della Cava n°17 Ruggetta.

5.2. CANTIERE CIELO APERTO

SISTEMA		K1		K2		K3	K4	
SOTTOSISTEMA		K1.1	K1.2	K2.1	K2.2		K4.1	K4.2
FREQUENZA	100.00%	22.60%	21.60%	13.70%	5.80%	28.40%	2.60%	5.30%
PERSISTENZA tipo	non pers	37.20%	17.10%	42.30%	63.60%	13.00%	20.00%	20.00%
	subpers	30.20%	48.80%	46.20%	27.30%	51.90%	20.00%	10.00%
	pers	32.60%	34.10%	11.50%	9.10%	35.10%	60.00%	70.00%
PERSISTENZA m	0-1	-	10.30%	7.70%	18.20%	9.20%	-	20.00%
	1-3	37.20%	12.80%	42.30%	27.30%	31.50%	40.00%	-
	3-10	27.90%	46.20%	46.20%	36.30%	38.90%	40.00%	20.00%
	10-20	30.20%	17.90%	3.80%	18.20%	16.70%	20.00%	30.00%
	>20	4.70%	12.80%	-	-	3.70%	-	30.00%
PERSISTENZA m	Minima	1.0	0.6	0.8	0.2	0.5	1.0	0.8
	Media mod.	6.4	11.3	3.9	4.1	6.6	6.4	21.2
	Max	>20.0	>50.0	>10.0	>20.0	>50.0	>10.0	>50.0
SPAZIATURA Classi in cm	0-2	-	-	-	-	-	-	-
	2-6	-	-	-	-	-	-	-
	6-20	13.40%	-	-	-	5.40%	-	7.70%
	20-60	6.70%	16.00%	21.40%	14.30%	18.90%	12.50%	15.40%
	60-200	46.70%	48.00%	42.90%	57.10%	56.80%	50.00%	53.80%
	200-600	26.70%	28.00%	28.60%	-	18.90%	12.50%	23.10%
	>600	6.70%	8.00%	7.10%	28.60%	-	25.00%	-
SPAZIATURA cm	Min.	0.1	0.2	0.2	0.3	0.1	0.2	0.1
	Media mod.	1.6	1.8	1.5	1.2	1.2	2.3	1.4
	Max	17.2	12.9	8.9	10.8	4.2	9.8	5.0
SCABREZZA tipo	II	4.70%	4.80%	26.90%	-	11.10%	-	-
	V	37.20%	53.70%	30.80%	54.50%	37.00%	40.00%	90.00%
	VIII	58.10%	41.50%	42.30%	45.50%	51.90%	60.00%	10.00%
APERTURA Classi in mm	0-0,5	30.20%	26.80%	30.80%	63.60%	29.60%	40.00%	10.00%
	0,5-2,5	41.90%	41.50%	42.30%	18.20%	33.30%	-	60.00%
	2,5-10	23.20%	24.40%	26.90%	9.10%	33.30%	60.00%	-
	>10	4.70%	4.90%	-	9.10%	1.90%	-	20.00%
APERTURA mm	esposta	-	2.40%	-	-	1.90%	-	10.00%
	Min.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Media mod.	2.8	7.4	1.8	2.6	5.1	2.6	6.1
	Max	50.0	>100	7.5	20.0	>100	5.0	>100
ALTERAZIONE	Assente	30.20%	14.60%	30.80%	18.20%	11.10%	-	30.00%
	Ox/Spl	60.50%	78.10%	69.20%	81.20%	83.30%	100.00%	40.00%
	Carsificata	2.30%	-	-	-	-	-	-
	Cars/Ox	7.00%	4.90%	-	-	-	-	-
	Cars/Ox/Tet	-	2.40%	-	-	5.60%	-	30.00%
RIEMPIMENTO	Assente	83.70%	70.70%	80.80%	90.90%	75.90%	100.00%	70.00%
	Terra	4.70%	14.70%	3.80%	-	9.30%	-	-
	Sassi	2.30%	4.90%	7.70%	-	3.70%	-	-
	Concrezioni	-	2.40%	-	-	-	-	-
	Sassi/Terra	9.30%	4.90%	7.70%	9.10%	11.10%	-	30.00%
	Ss/Tr/Crz	-	2.40%	-	-	-	-	-
ACQUA	Assente	85.50%	85.40%	100.00%	81.80%	88.90%	100.00%	80.00%
	Umidità	9.00%	12.10%	-	18.20%	9.30%	-	20.00%
	Silic.	5.50%	2.50%	-	-	1.80%	-	-
JRC	4-6	85.90%	70.70%	84.60%	90.90%	83.30%	80.00%	70.00%
	6-8	4.70%	19.50%	15.40%	9.10%	11.10%	20.00%	-
	8-10	4.70%	2.50%	-	-	3.70%	-	30.00%
	10-12	4.70%	7.30%	-	-	1.90%	-	-
	12-14	-	-	-	-	-	-	-

Tabella 4: Parametri fisico-meccanici dei sistemi di discontinuità rilevati nel cantiere a cielo aperto Cava Ruggetta.

Sistema	Ranges Immersione	Ranges Inclinazione	Piano Rappresentativo
K1.1	203-231	38-74	216-57
K1.2	235-289	29-59	260-42
K2.1	27-68	49-82	49-68
K2.2	27-61 (207-241)	82-90	42-89
K3	158-201	52-88	182-72
K4.1	136-157	55-89	146-76
K4.2	327-351	62-88	340-76

Tabella 5: Range e Piano Rappresentativo dei sistemi rilevati nel cantiere a cielo aperto Cava Ruggetta.

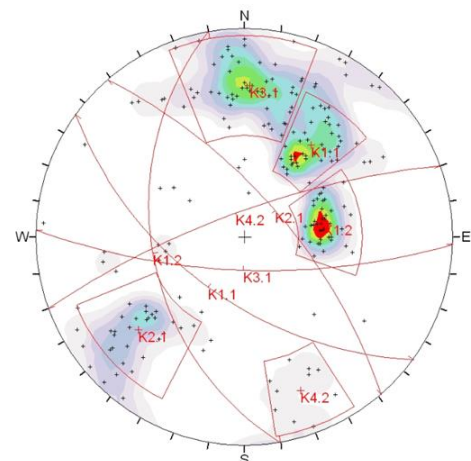


Figura 2: Proiezione equatoriale su reticolo di Wulf dei poli, delle frequenze e dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità riconosciuti nel cantiere a cielo aperto della Cava n°17 Ruggetta.

6. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

Sulla base dei dati geostrutturali catalogati per i cantieri della Cava n°17 Ruggetta, sono stati applicati i metodi di Bieniawski (1989) e del GSI (Geological Strenght Index – Hoek & Brown, 2002), al fine di classificare l'ammasso roccioso dei cantieri.

6.1. CARATTERISTICHE MECCANICHE ROCCIA INTATTA

Le varietà merceologiche riscontrate (Bardiglio, Nuvolato, Venato, Calacata e Statuario) presentano un'elevata eterogeneità delle caratteristiche fisico-meccaniche. Pertanto, per ciascuna qualità tipologica sono stati consultati dati di bibliografia (ERTAG) relativi alle caratteristiche geomeccaniche del materiale intatto, e successivamente è stato possibile ricavare per la roccia intatta il valore medio, la deviazione standard ed il limite inferiore dell'intervallo che sarà utilizzato, in via cautelativa, alla stregua di definire il valore di "design" delle caratteristiche meccaniche da impiegare per le successive trattazioni.

CARATTERISTICHE MECCANICHE		BARDIGLIO	NUVOLATO	VENATO	CALACATA	STATUARIO	MEDIA	DEV. ST.	VALORE CALCOLO
Resistenza a compressione monoassiale	MPa	155	135	129	108	121	130	17	112
Resistenza a trazione	MPa	10	9	10	6	10	9	2	7
Resistenza tangenziale roccia intatta	MPa	24	20	22	14	23	21	4	17
Modulo di Elasticità	MPa	88'400	60'900	73'400	63'500	76'600	72'560	11'022	61'538
Angolo di attrito interno	°	VALORE COMPRESO TRA 35° E 45°					40	5	35

Tabella 6: Caratteristiche geo-meccaniche dei materiali intatti costituenti l'ammasso roccioso della Cava n°17 Ruggetta, media, deviazione standard e valore di calcolo.

I parametri di resistenza della roccia intatta sono stati ottenuti attraverso la consultazione del "Marmi Italiani (F.lli Vallardi Editore, 1980)" ed in particolare riferendosi alle caratteristiche meccaniche dello "STATUARIO VENATO", del "BARDIGLIO", del "NUVOLATO" e del "CALACATTA MACCHIA ORO" proprie della litologia dominante in sito.

Per quei parametri non disponibili è stato invece sfruttato l'intervallo di esistenza dei valori caratteristici (approccio Baysiano) dei parametri medi della matrice rocciosa del Bacino Marmifero Apuano (Pierotti et al, 2014), come riportato in Tabella 7.

CARATTERISTICHE MECCANICHE	VENATO	BARDIGLIO	NUVOLATO	CALACATTA	media	Dev.st.	VALORE
RESISTENZA COMPREX UNIAX (MPa)	130.9	155.9	133.0	108.5	132.1	16.8	118.3
RESISTENZA FLESSIONE (MPa)	22.9	23.65	20.0	14.3	20.2	3.7	17.2
RESISTENZA TRAZIONE (MPa)	8±3				8.0	3.0	5.5
RESISTENZA TAGLIO (MPa)	20±5				20.0	5.0	15.9
PESO SPECIFICO (ton/mc)	2'702	2'693	2.683	2.696	2'694	7	2'700
MODULO DI ELASTICITA' (MPa)	75'181	86'763	59'772	62'324	71'010	10'808	62'120
Coefficiente di Poisson medio	0.25				0.25	0.00	0.25
Angolo di Attrito interno (°)	37±3				37.0	3.0	34.5
Coesione (MPa)	5±2				5.0	2.0	1.7

Tabella 7: Caratteristiche meccaniche delle varietà merceologiche - roccia intatta

6.2. CLASSIFICAZIONE DI BIENIAWSKI (1989)

Sulla base del rilievo strutturale è stato possibile giungere ad una classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso costituente il cantiere, secondo il metodo di Bieniawski (indice RMR).

I parametri utilizzati per la classificazione sono legati alle caratteristiche dell'ammasso roccioso, ovvero: RQD; Resistenza a compressione del materiale intatto; Spaziatura delle discontinuità; Persistenza delle discontinuità; Condizioni di persistenza, riempimento, e rugosità delle discontinuità; Condizioni idrauliche.

Per definire il valore dell'RQD, in assenza di carotaggi diretti è stata utilizzata la formula di Palmstrom (1982) che mette in relazione il Rock Quality Design con il numero di discontinuità presenti in un metro cubo di roccia J_v .

RQD = (115 - 3.3 J_v)% per $J_v \geq 4.5$

RQD = 100 % per $J_v \leq 4.5$

Dove J_v viene calcolato attraverso la sommatoria dell'inverso delle medie modali delle spaziature dei sistemi precedentemente definiti.

$$J_v = \sum_{i=1}^N \frac{1}{S_i}$$

In base a quanto rilevato in sito è stato possibile calcolare: RQD ➔ 75%-90%

Per la resistenza a compressione è stato considerato il valore precedentemente calcolato di 118 MPa.

Gli indici bRMR sono stati ottenuti preparando un foglio di calcolo in formato Excel® attraverso il quale, per ogni famiglia di discontinuità riconosciuta, è stato possibile definire un valore pesato dei parametri caratterizzanti.

6.2.1. CORREZIONE CANTIERE SOTTERRANEO

La correzione tiene in considerazione l'angolo compreso tra i fronti di avanzamento (attuali e passati) o i contorni residui rilevati ed il piano rappresentativo dei sistemi di discontinuità, visti in precedenza. La geometria molto regolare dei vuoti ha permesso di riconoscere quattro orientazioni per l'intero cantiere, in funzione delle quali è stato possibile definire un valore di correzione compreso tra 0 e -12 come proposto dallo stesso Bieniawsky.

	CAVA N°17 RUGGETTA CANTIERE SOTTERRANEO								
	FAMIGLIA	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K3	K4.1	K4.2	Fattore di correzione
	PESO SISTEMA	0.22	0.08	0.22	0.08	0.05	0.28	0.08	1.00
Fronti	N 170 esp NE	-9	-10	-7	0	-5	-9	-8	-7.80
	N 055 esp NW	-11	-5	-12	-11	-6	-5	0	-8.20
	N 055 esp SE	-11	-8	-12	-11	-2	0	-5	-7.05
	N 080 esp SE	-1	-5	-3	-11	-11	0	-6	-3.40
	N 145 esp SW	0	-2	-5	0	-5	-12	-12	-5.61
	N 145 esp NE	-5	-6	0	-5	-8	-11	-11	-6.39
	TOTALE MEDIATO								-6.3

Tabella 8: Correzione delle orientazioni per i tracciamenti del cantiere sotterraneo.

I valori di correzioni sono stati pesati in funzione della frequenza dei singoli sistemi e successivamente sommati in modo da definire un univoco valore di correzione mediato per l'intero sotterraneo (Tabella 8).

6.2.2. CANTIERE A CIELO APERTO

E' stato possibile ricavare un valore di correzione compreso tra 0 e -60 che tenesse conto della condizione di stabilità relativa all'avanzamento, secondo la metodologia proposta da Romana (1985).

	CAVA N°17 RUGGETTA A CANTIERE A CIELO APERTO								
	FAMIGLIA	K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K3	K4.1	K4.2	Fattore di correzione
	PESO SISTEMA	0.22	0.22	0.14	0.06	0.28	0.03	0.05	1.00
Fronti	N 000 esp W	-18	-25	-4	-8	-4	-10	-4	-11.86
	N 055 esp NW	-4	-4	-4	-4	-4	-18	-21	-5.04
	N 090 esp S	-18	-25	-4	-4	-4	-24	-4	-12.06
	N 090 esp N	-8	-4	-8	-25	-25	-4	-4	-12.33
	N 145 esp NE	-4	-4	-10	-8	-4	-4	-4	-4.85
	N 145 esp SW	-8	-4	-20	-4	-4	-4	-4	-6.85
	TOTALE MINIMO								-8.83

Tabella 9: Correzione delle orientazioni per i fronti del cantiere a cielo aperto

I valori di correzioni sono stati pesati in funzione della frequenza dei singoli sistemi e successivamente sommati in modo da definire un univoco valore di correzione per l'intero cantiere (Tabella 9).

6.2.3. INDICE RMR CANTIERE SOTTERRANEO

Il valore $bRMR_{SOTTERRANEO} = 61.4$ (Tabella 9), permette di classificare l'ammasso roccioso in classe II "BUONA", che a seguito della correzione imposta dalla direzione di avanzamento dello scavo (-5.8) viene ridotto fino al valore $RMRc_{SOTTERRANEO} = 55.1$, con conseguente declassamento del dominio strutturale in III classe "MEDIocre".

CLASSIFICAZIONE di BIENIANSKY						CANTIERE SOTTERRANEO CAVA N°17 "RUGGETTA A"						
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE	FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE	
dati	Resistenza	100-250 Mpa	9.00	1.00	9.00	K3	Persistenza	6.5 m	2.00	22.90%	0.46	
	RQD	75-90%	17.00	1.00	17.00		Spaziatura	0.8 m	13.00	22.90%	2.98	
K1.1	Apertura	15 mm	0.00	21.80%	0.00		Apertura	7.3 mm	0.00	22.90%	0.00	
	Alterazione	62% ox, 22% assente	1.00	21.80%	0.22		Alterazione	72% ox	2.00	22.90%	0.46	
	Riempimento	74% assente, 16% terra	2.00	21.80%	0.44		Riempimento	71% ass 26% sassi+terra	2.00	22.90%	0.46	
	H2O	75% assente, 15% umida	10.00	21.80%	2.18		H2O	79% assente	12.00	22.90%	2.75	
	JRC	4-6	1.00	21.80%	0.22		JRC	4-6	1.00	22.90%	0.23	
	totale pesato				7.41		totale pesato				7.33	
	K1.2	Persistenza	16 m	1.00	8.10%		0.08	K4.1	Persistenza	5.2 m	2.00	5.70%
Spaziatura		2.6 m	20.00	8.10%	1.62		Spaziatura		4.9 m	20.00	5.70%	1.14
Apertura		5.2 mm	0.00	8.10%	0.00	Apertura	6.2 mm		0.00	5.70%	0.00	
Alterazione		57% ox, 23% cars/ox	1.00	8.10%	0.08	Alterazione	71% ox		2.00	5.70%	0.11	
Riempimento		37% ass, 27% terra, 30% sassi	0.00	8.10%	0.00	Riempimento	81% assente		5.00	5.70%	0.29	
H2O		56% assente	7.00	8.10%	0.57	H2O	75% assente		10.00	5.70%	0.57	
JRC		4-6	1.00	8.10%	0.08	JRC	4-6		1.00	5.70%	0.06	
totale pesato				2.43	totale pesato				2.28			
K2.1	Persistenza	4.5 m	2.00	21.80%	0.44	K4.2	Persistenza	5.5 m	2.00	11.60%	0.23	
	Spaziatura	1.4 m	16.00	21.80%	3.49		Spaziatura	1.6 m	18.00	11.60%	2.09	
	Apertura	2.9 mm	1.00	21.80%	0.22		Apertura	4.8 mm	1.00	11.60%	0.12	
	Alterazione	74% ox/sp	1.00	21.80%	0.22		Alterazione	72% ox	2.00	11.60%	0.23	
	Riempimento	80% assente	5.00	21.80%	1.09		Riempimento	77% ass 14% terra	2.00	11.60%	0.23	
	H2O	85% assente	12.00	21.80%	2.62		H2O	84% assente	12.00	11.60%	1.39	
	JRC	6-8	1.00	21.80%	0.22		JRC	4-6	1.00	11.60%	0.12	
totale pesato				8.28	totale pesato				4.41			
K2.2	Persistenza	4.9 m	2.00	8.10%	0.16	RATING TOTALE PESATO					35.4	
	Spaziatura	1.6 m	18.00	8.10%	1.46	bRMR					61.4	
	Apertura	1.8 mm	1.00	8.10%	0.08	correzione					-6.3	
	Alterazione	60% ox	2.00	8.10%	0.16	RMRc					55.1	
	Riempimento	77% assente	4.00	8.10%	0.32	PARAMETRI CARATTERISTICI AMMASSO ROCCIOSO (STIMA)						
	H2O	84% assente	12.00	8.10%	0.97	COESIONE (KPa)					306.91	
	JRC	4-6	1.00	8.10%	0.08	ANGOLO DI ATTRITO (°)					35.69	
totale pesato				3.24	MODULO DI YOUNG (GPa)					19.26		

Tabella 10: Valutazione dell'RMR relativo al cantiere sotterraneo della Cava Ruggetta.

6.2.4. INDICE RMR CANTIERE A CIELO APERTO

Il valore $bRMR_{CIELO\ APERTO} = 66.4$ (Tabella 11), permette di classificare l'ammasso roccioso in classe II "BUONA", che a seguito della correzione imposta dalla direzione di avanzamento dello scavo (-8.8) viene ridotto fino al valore $RMRc_{CIELO\ APERTO} = 57.5$, con conseguente declassamento del dominio strutturale in III classe "MEDIocre".

CLASSIFICAZIONE di BIENIANSKY						CANTIERE a CIELO APERTO CAVA N°17 "RUGGETTA A"					
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE	FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	VALORE	PESO SISTEMA	VALORE
dati	Resistenza	100-250 Mpa	9.00	1.00	9.00						
	RQD	75-90%	17.00	1.00	17.00						
K1.1	Persistenza	6.4 m	2.00	22.60%	0.45		Persistenza	6.6 m	2.00	28.40%	0.57
	Spaziatura	1.6 m	18.00	22.60%	4.07		Spaziatura	1.2 m	15.00	28.40%	4.26
	Apertura	2.8 mm	1.00	22.60%	0.23		Apertura	5.1 mm	0.00	28.40%	0.00
	Alterazione	60% ox, 30% assente	3.00	22.60%	0.68		Alterazione	83% ox/spl	2.00	28.40%	0.57
	Riempimento	84% assente, 9% t-s	5.00	22.60%	1.13		Riempimento	76% assente 24% ss/tr	2.00	28.40%	0.57
	H20	85% assente	15.00	22.60%	3.39		H20	89% assente	15.00	28.40%	4.26
	JRC	4-6	1.00	22.60%	0.23		JRC	4-6	1.00	28.40%	0.28
	totale pesato				10.17		totale pesato				10.51
K1.2	Persistenza	11.3 m	1.00	21.60%	0.22	Persistenza	6.4 m	2.00	2.60%	0.05	
	Spaziatura	1.8 m	19.00	21.60%	4.10	Spaziatura	2.3 m	20.00	2.60%	0.52	
	Apertura	7.4 mm	0.00	21.60%	0.00	Apertura	2.6 mm	1.00	2.60%	0.03	
	Alterazione	78% ox/sp 15% assente	2.00	21.60%	0.43	Alterazione	100% ox/spl	1.00	2.60%	0.03	
	Riempimento	71% assente 15% terra	1.00	21.60%	0.22	Riempimento	100% assente	6.00	2.60%	0.16	
	H20	85% assente	15.00	21.60%	3.24	H20	100% assente	15.00	2.60%	0.39	
	JRC	4-6	1.00	21.60%	0.22	JRC	4-6	1.00	2.60%	0.03	
	totale pesato				8.42	totale pesato				1.20	
K2.1	Persistenza	3.9 m	2.00	13.70%	0.27	Persistenza	21.20	0.00	5.30%	0.00	
	Spaziatura	1.5 m	17.00	13.70%	2.33	Spaziatura	1.4 m	16.00	5.30%	0.85	
	Apertura	1.8 mm	1.00	13.70%	0.14	Apertura	6.1 mm	0.00	5.30%	0.00	
	Alterazione	69% ox/sp 31% assente	3.00	13.70%	0.41	Alterazione	70% car/ox/sp 30% ass	1.00	5.30%	0.05	
	Riempimento	80% assente	4.00	13.70%	0.55	Riempimento	70% assente 30% ss/tr	1.00	5.30%	0.05	
	H20	100% assente	15.00	13.70%	2.06	H20	80% assente	15.00	5.30%	0.80	
	JRC	4-6	1.00	13.70%	0.14	JRC	4-6	1.00	5.30%	0.05	
	totale pesato				5.89	totale pesato				1.80	
K2.2	Persistenza	4.1 m	2.00	5.80%	0.12	RATING TOTALE PESATO					40
	Spaziatura	1.2 m	15.00	5.80%	0.87	bRMR					66.4
	Apertura	2.6 mm	1.00	5.80%	0.06	correzione					-8.8
	Alterazione	81% ox/sp 19% assente	2.00	5.80%	0.12	RMRc					57.5
	Riempimento	91% assente	5.00	5.80%	0.29	PARAMETRI CARATTERISTICI AMMASSO ROCCIOSO (STIMA)					
	H20	82% assente	15.00	5.80%	0.87	COESIONE (KPa)					331.85
	JRC	4-6	1.00	5.80%	0.06	ANGOLO DI ATTRITO (°)					38.18
	totale pesato				2.38	MODULO DI YOUNG (GPa)					25.66

Tabella 11: Valutazione dell'RMR relativo al cantiere a cielo aperto della Cava Ruggetta

6.3. RESISTENZA AMMASSO ROCCIOSO

Per un ammasso roccioso fratturato da più sistemi di discontinuità (superiore a 3), viene generalmente utilizzato il criterio di rottura empirico di Hoek-Brown (modificato 2002). La validità del criterio aumenta all'aumentare della scala del problema rispetto alle spaziatute riscontrate in sito, e nel caso in esame l'ampia spaziatuta rilevata in taluni stendimenti sotterranei genera risultati eccessivamente penalizzanti rispetto alle condizioni di resistenza reali. A differenza delle leggi precedenti, quest'ultimo aggiornamento considera anche un fattore di disturbo D (da 0 a 1) che tiene conto della pervasività antropica dovuta alle metodologie di scavo utilizzate.

I valori di RMR_c , precedentemente ricavati attraverso la classificazione di Bieniawski, sono stati associati al Geological Strength Index (GSI, Hoek-Brown 1997) mediante una formulazione empirica che mettesse in correlazione il GSI con il BMR89.

Il BMR89 viene definito considerando RMR_c privo di correzione dovuta all'orientamento fronte/discontinuità ed un ammasso roccioso nella condizione di assenza di acqua nelle fratture (coefficiente idrico 15)

$$GSI = BMR89 - 5$$

Per i cantieri della Cava Ruggetta si ottengono i risultati di Tabella 12:

INDICI CARATTERISTICI DELL'AMMASSO ROCCIOSO	RMR _c	BMR89	GSI
CANTIERE CIELO APERTO	57.5	65.3	60.3
CANTIERE SOTTERRANEO	55.1	65.3	60.3

Tabella 12: Valutazione dell'RMR relativo ai cantieri della Cava n°17 Ruggetta

Come si può facilmente notare il cantiere possiede $GSI \approx 60$.

La scelta di un range di variabilità al posto di un valore univoco è comunque consigliata dagli stessi autori (Hoek-Brown) e si ritiene plausibile che il GSI dell'ammasso roccioso possa rientrare all'interno dell'intervallo 60 ± 5 .

In via cautelativa, per le successive trattazioni, sarà adottato l'estremo inferiore dell'intervallo.

$$GSI = 55$$

L'inviluppo di resistenza curvilineo è definito dalla legge seguente è stato ricavato utilizzando il programma di calcolo *Rocklab* della *Rocscience* :

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

Dove: σ_1 e σ_3 sono le tensioni principali massima e minima a collasso (il criterio non tiene infatti conto della tensione intermedia σ_2);

σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta, 118 MPa;

m_b , s ed a sono costanti del materiale funzione del GSI o del BMR₈₉ da utilizzare nel criterio di Hoek-Brown (2002) e definiti come segue:

Per $GSI > 25$:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-3D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = 0.5 + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

Dove: m_i dipende dalla roccia intatta e per i domini riscontrati, da prove di Franklin e Hoek vale 9;

$GSI = 55$ è il valor minimo dell'intervallo di esistenza del geological strenght index derivante dalla classificazione vista nel capitolo precedente;

D è il fattore di disturbo che per il caso in esame vale 0.

Nel caso in esame, per tutti i cantieri è stato scelto il medesimo GSI , in base al quale è stato possibile definire, attraverso il Criterio di Hoek-Brown, le costanti riportate in Tabella 13.

COSTANTI ELASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
DOMINIO	m_b	s	a
CAVA N.17 RUGGETTA	1.8040	0.0067	0.5040

Tabella 13: Costanti del Criterio di Rottura Hoek-Brown (2002) RocLab Rocscience®.

Attraverso la Legge di Hoek-Brown modificata, per i cui dettagli si rimanda alle pubblicazioni di Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002), è stato quindi possibile ricavare i valori di resistenza degli ammassi rocciosi per l'intera unità estrattiva, dal momento che per entrambi i cantieri è stato usato il medesimo indice di resistenza geologico (Tabella 14), tra cui:

$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$ resistenza a compressione semplice derivata a confinamento nullo ($\sigma_3=0$);

$\sigma_t = \frac{s \sigma_{ci}}{m_b}$ resistenza a trazione derivata imponendo $\sigma_1=\sigma_3= \sigma_t$;

σ_{cm} resistenza globale dell'ammasso roccioso;

$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$ modulo di deformabilità.

PARAMETRI DI RESISTENZA CRITERIO DI HOEK-BROWN (MPa)				
DOMINIO	σ_c	σ_t	σ_{cm}	E
CAVA N.17 RUGGETTA	8.848	-0.411	20.416	13'335

Tabella 14: Parametri di Resistenza elastici secondo il criterio di Hoek-Brown RocLab Rocscience®.

Le condizioni al contorno sono funzione delle dimensioni e delle tipologie delle strutture analizzate (tecchie, fronti, scavi) ed influenzano in modo differente l'involuppo di rottura e pertanto anche le resistenze meccaniche.

Nei cantieri a cielo aperto si avranno fronti di alzata compresa tra 3.0-7.0 m e tecchie con altezze comprese tra 10.0-50.0 m, mentre nei cantieri sotterranei si avranno fronti compresi tra 3.0-4.0m e coperture comprese tra 16.0-50.0m.

Allo scopo:

- per il cantiere a cielo aperto sono state scelte quattro condizioni di versante (slopes) corrispondenti agli estremi dell'intervallo di altezza dei fronti e delle tecchie;
- mentre per i cantieri sotterranei sono state scelte due condizioni di copertura (tunnels) corrispondenti agli valori estremi di ricoprimento.

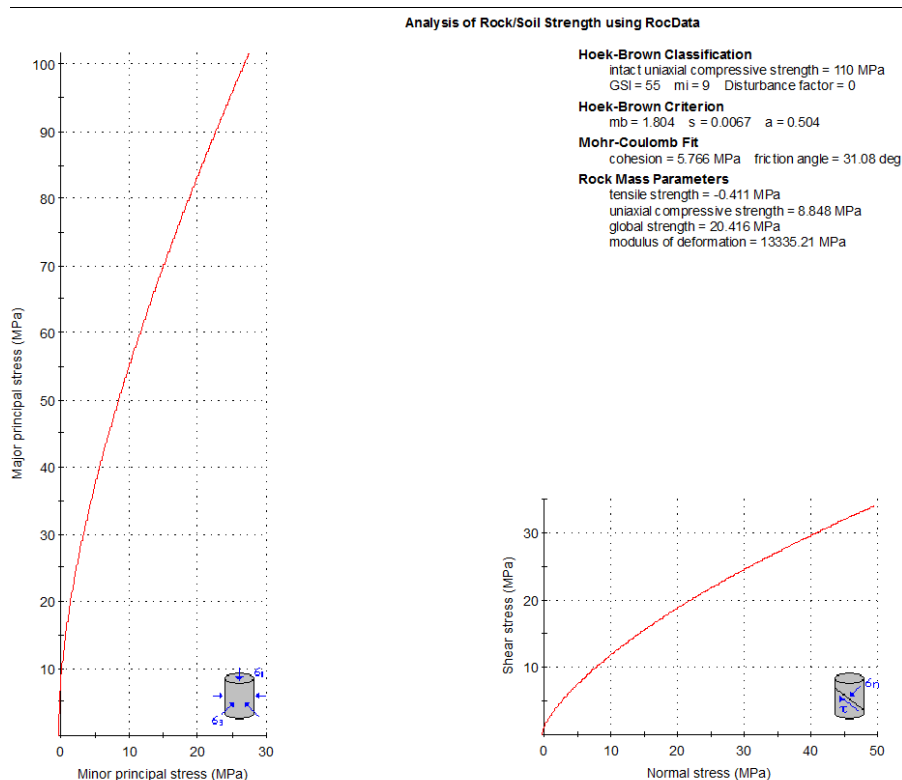


Figura 3: Curve di involucro e parametri di resistenza generali dell'ammasso roccioso della Cava N.17 Ruggetta ricavati attraverso il programma RocData® della Rocscience.

In Figura 6 si riportano gli involucri di rottura ottenuti attraverso un procedimento analitico di regressione dei risultati fino alla ricostruzione della curva di involucro di rottura sia nel piano delle tensioni principali σ_1 - σ_3 che nel piano τ - σ con il software RocData della Rocscience®. La resistenza tangenziale dell'ammasso roccioso, utilizzata per le successive verifiche risulta essere funzione dello stato tensionale previsto ed è stata stimata attraverso il Criterio di Hoek-Brown:

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

Dove: A e B sono costanti del materiale;
 σ'_n è lo stato tensionale normale, nella condizione litostatica;
 σ_{tm} è la resistenza a trazione dell'ammasso roccioso secondo l'espressione di Hoek-Bray;
 σ_{ci} è la resistenza a compressione monoassiale del materiale intatto.

Dai risultati riportati in Tabella 15 si osserva che:

- Per la tecchia la resistenza tangenziale varia da 2.0 a 5.7 MPa;
- Per i fronti la resistenza tangenziale varia da 1.2 a 1.4 MPa;
- Per i contorni dei vuoti sotterranei varia da 1.8 a 3.6 MPa.

PARAMETRI ELASTICI								
CAVA RUGGETTA A	c (Mpa)		φ (°)		σ_n (Mpa)		τ (Mpa)	
	min	max	min	max	min	max	Mc min	MC max
CANTIERE SOTTERRANEO (15-50m)	1.12	1.24	56.21	60.86	0.40	1.59	1.83	3.62
FRONTI E BANCATE (3-7m)	1.10	1.11	61.48	62.43	0.08	0.16	1.26	1.40
TECCHIE (20-130m)	1.17	1.72	48.95	58.37	0.53	3.45	2.03	5.68

Tabella 15: Parametri elastici secondo il criterio di Mohr Coulomb (MC) ed Hoec1-Brown (HB).

6.3.1. RESISTENZA POST-PICCO

Il comportamento meccanico post-picco dell'ammasso roccioso rappresenta un elemento fondamentale per valutare gli effetti di una variazione di sollecitazione che, superando i limiti di validità del campo elastico, porta il materiale ad un comportamento di tipo plastico prima della definitiva rottura.

La sola analisi tensionale in campo elastico risulta infatti limitativa poiché l'eventuale comportamento duttile, rammollente o fragile del materiale, durante la plasticizzazione, non viene tenuta in considerazione.

In relazione alle basse coperture litostatiche dei vuoti sotterranei, si ritiene plausibile che lo stato tensionale originario in sito sia ampiamente inferiore ai 30 MPa, e quindi da rilevante sperimentali (Friedrich, 1989) è opportuno ritenere il comportamento dell'intero ammasso roccioso fragile o "strain softening".

Recenti studi connessi a campagne di misurazioni in sito presso unità estrattive del bacino apuano evidenziano che le cosiddette "forzature" sono da attribuirsi a processi di fratturazione fragile della roccia causati dal superamento del limite di resistenza compressivo a confinamento nullo, ed equivalente pertanto al deviatorico ($\sigma_1 - \sigma_3$) (Pierotti et al., 2014). Il comportamento dell'ammasso roccioso risulta governato, nella fase iniziale plastica, dalla sola componente coesiva della resistenza; mentre la componente attrittiva viene mobilitata in un secondo momento a causa della propagazione delle fratture e all'incipiente movimentazione. Per tener conto di questi aspetti nel valutare il comportamento elasto-plastico secondo il Criterio di rottura di Hoek-Brown si è ritenuto plausibile considerare nella resistenza residua una componente attrittiva (rappresentata da m_f) NULLA mentre la componente coesiva (rappresentata da s), a , D e GSI restano costanti (Hoek Post-Peak Strength Guidelines), come riportato in 16.

COSTANTI PLASTICHE CRITERIO DI HOEK-BROWN			
DOMINIO	m_b	s	a
CAVA N17 RUGGETTA	0.0000	0.0067	0.5040

Tabella 16: Parametri di Resistenza plastici per la Cava Ruggetta (RocLab ®).

La tensione deviatorica limite per l'ammasso roccioso costituente la Cava Ruggetta viene calcolata come segue:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_{ci} s^a = 8.83 \text{ MPa}$$

Il limite elastico dell'ammasso roccioso è pertanto equiparabile alla resistenza deviatorica di 8.8 MPa che è prossimo alla resistenza a compressione uniassiale (assenza di confinamento laterale).

Analisi numeriche riferite a rotture progressive in sotterraneo (Hoek, 2005), hanno comunque dimostrato che l'applicazione di tale criterio stabilisce solo la possibilità di fenomeni di "forzatura" concentrati nelle porzioni più superficiali degli scavi, ovvero in reale assenza di confinamento laterale. Tali fenomeni, seppur non trascurabili, quali monito delle condizioni tensionali al contorno e per problematiche legate alla sicurezza degli addetti (fenomeni di spalling), non rappresentano tuttavia un indizio di un possibile cedimento globale della struttura.

La pericolosità a grande scale è infatti minima fino a quando le tensioni non raggiungono la resistenza globale ("global strength") e provocano l'effettivo collasso delle strutture portanti.

Tale resistenza viene definita attraverso la relazione di Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) per un intervallo della tensione principale minima $0 < \sigma_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$, che alle condizioni tensionali riscontrabili nel bacino apuano risulta sempre verificato.

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \left(\frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \right) = 20.42 \text{ MPa}$$

La resistenza globale dell'ammasso roccioso, da considerare per le successive verifiche, è quindi 20.42 MPa.

6.4. RESISTENZA DELLE DISCONTINUITÀ

Il comportamento delle discontinuità viene descritto attraverso la legge non lineare di Barton-Bandis (1982):

$$\tau = \sigma_n \tan \phi_p$$

Nell'equazione, la resistenza della discontinuità alla rottura (τ) viene calcolata per ogni famiglia di discontinuità del sito definendo l'angolo di picco a rottura ϕ_p secondo la seguente equazione:

$$\phi_p = \phi_r + (JRC_n \log JCS_n / \sigma_n) + i_u$$

Dove:

- ϕ_r è l'angolo di attrito di base del materiale, posto equivalente all'angolo residuo variabile nell'intervallo 28°-32° per il marmo;
- JRC_n (Joint Roughness Coefficient) è il valore determinato durante la raccolta dei dati di campagna che definisce la rugosità a piccola scala delle discontinuità. Per il sito di interesse è risultato variabile da un minimo di 4 ad un massimo di 14 in riferimento ai profili di rugosità di Barton e Choubey (1977);
- JCS_n (Joint Wall Compressive Strength), desunto da dati bibliografici disponibili ed in relazione all'osservazione dei luoghi risulta compreso tra 40.00 e 60.00 MPa;
- i_u rappresenta l'angolo di ondulazione a grande scala della discontinuità (parametro "scabrezza"), che si trascura ai fini della sicurezza perché di difficile determinazione;

- σ_n rappresenta il carico normale al piano del giunto che è stato assunto uguale al carico litostatico unitario per la roccia in esame di 2.7 ton/mq (26.5 kN/mc).

Per la definizione dei parametri da utilizzare nelle verifiche, si ricorda che l'involuppo di resistenza, costruito al variare della tensione normale agente sul piano di discontinuità (legge di Barton-Bandis), è di tipo curvilineo (criterio di Barton-Choubey), con curvatura che tende all'infinito per valori elevati della tensione normale σ_n . Tuttavia le analisi all'equilibrio limite sono effettuate in termini di coesione (c) e angolo di attrito (ϕ) (legge lineare di Mohr-Coulomb), i cui valori possono essere ricavati dall'involuppo di rottura di Barton; derivando, rispetto alla tensione è infatti possibile ottenere una retta tangente alla curva di involuppo, la cui pendenza fornisce il valore dell'angolo di attrito e la cui intercetta con l'asse delle τ fornisce il valore della coesione.

Questa operazione può essere effettuata per diversi valori della tensione normale, in modo da ottenere una serie di coppie di valori di coesione e angolo di attrito in funzione della tensione normale media, agente alle diverse profondità a cui sono riferiti i calcoli di stabilità. Partendo dall'espressione di Barton-Bandis sono stati derivati i valori dei parametri geotecnici utilizzati per le successive valutazioni.

FRONTI												TECCHIE E COPERTURE SOTTERRANEO													
	SISTEMA	JRC		JCS (MPa)		φb (°)		H (m)	cp (Kpa)		φp (°)			SISTEMA	JRC		JCS (MPa)		φb (°)		H (m)	cp (Kpa)		φp (°)	
		min	max	min	max	min	max		min	max	min	max			min	max	min	max	min	max		min	max		
DISCONTINUITA' CAVA N.17 RUGGETTA	K1.1	4	8	40	60	28.00	32.00	3.00	2.2	8.9	38.1	53.3	DISCONTINUITA' CAVA N.17 RUGGETTA	K1.1	4	8	40	60	28.00	32.00	15.00	13.6	43.3	34.8	46.8
								7.00	5.0	17.9	36.6	50.4									130.00	81.5	220.2	31.5	40.4
	K1.2							K1.2	3.00	2.8	10.9	37.7		52.5							15.00	17.1	53.4	34.4	46.0
									7.00	6.3	21.9	36.2		49.6							130.00	102.9	273.0	31.1	39.5
	K2.1							K2.1	3.00	1.6	6.6	38.7		54.6							15.00	9.5	31.5	35.4	48.1
									7.00	3.5	13.1	37.3		51.7							130.00	56.9	158.4	32.2	41.6
	K2.2							K2.2	3.00	0.1	0.7	44.0		65.0							15.00	0.5	2.6	40.8	58.6
									7.00	0.2	1.2	42.6		62.1							130.00	3.0	11.7	37.5	52.2
	K3							K3	3.00	1.3	5.6	39.1		55.2							15.00	7.9	26.8	35.8	48.7
									7.00	2.9	11.2	37.6		52.3							130.00	47.3	133.8	32.5	42.3
	K4.1							K4.1	3.00	1.0	4.7	39.5		56.1							15.00	6.3	21.8	36.2	49.6
									7.00	2.3	9.2	38.0		53.2							130.00	37.4	108.1	33.0	43.1
	K4.2							K4.2	3.00	1.0	4.7	39.5		56.1							15.00	6.3	21.8	36.2	49.6
									7.00	2.3	9.2	38.0		53.2							130.00	37.4	108.1	33.0	43.1

Tabella 17: Resistenza dei sistemi di discontinuità della Cava n.17 Ruggetta, secondo il criterio di Barton-Choubey.

In particolare il foglio di calcolo Excel® utilizzato, permette di stimare il valore massimo e minimo dei parametri geotecnici di picco. Tale valore è funzione della variabilità di alcuni parametri tipici della discontinuità (JRC e JCS) e dello stato tensionale (supposto unicamente litostatico) in cui si sta operando.

Per la definizione dei parametri di resistenza delle discontinuità sono stati usati la componente normale al piano di discontinuità degli estremi delle altezze dei fronti (3.0-5.0m), delle tecchie e delle coperture del cantiere sotterraneo (15.0-130.0m). Sulla base delle elaborazioni effettuate attraverso il criterio di rottura di Barton-Choubey sono stati stimati i parametri di resistenza delle discontinuità riportati IN Tabella 17.

7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA

Le verifiche di sicurezza riportate di seguito saranno effettuate agli Stati Limite Ultimo (SLU) per le condizioni statiche ed allo Stato di Salvaguardia della Vita (SLV) per le condizioni sismiche ai sensi dei Capitoli 2.6, 6.2.4 e 7.11.1 delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) di cui al DM 17-01-2018.

7.1. AZIONI

Nella definizione delle azioni si distinguono i carichi permanenti (G) quali pesi propri strutturali (G1) e non strutturali (G2), i carichi variabili Q (sovraccarichi, neve, vento e temperatura), i carichi eccezionali A (incendio, urti, esplosioni) ed i carichi sismici (E). Data l'entità dei carichi (G), le sollecitazioni dovute ai carichi accidentali, alla neve e al ghiaccio risultano trascurabili e nelle successive analisi non verranno tenuti in considerazione.

7.1.1. CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

Per le azioni variabili si tiene conto dei coefficienti di combinazione di Tab.2.5.I NTC18, di seguito riportati.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

7.1.2. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per ogni stato limite affrontato si prevede una specifica combinazione di azioni:

COMBINAZIONE FONDAMENTALE (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE SISMICA (SLU-SLE + E)

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

COMBINAZIONE ECCEZIONALE (SLU-SLE + A)

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

COMBINAZIONE RARA (SLE irrev.)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE FREQUENTE (SLE rev.)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{12} \cdot Q_{k2} + \Psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE (SLE l.t.)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

- G_1 = azioni permanenti strutturali;
- G_{k2} = azioni permanenti non strutturali
- P = forza di precompressione;
- Q_{k1} = azione variabile di base;
- Q_{ki} = azioni variabili tra loro indipendenti;
- γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti;
- γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- γ_P = coefficiente di sicurezza dei carichi concentrati;
- γ_{Qi} = coefficiente di sicurezza dei carichi variabili;
- ψ_{ij} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

7.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per gli stati limite ultimo deve essere soddisfatta la relazione: $R_d \geq E_d$

Dove: R_d il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione.

Nelle verifiche agli stati limite ultimo si distinguono:

- lo stato limite per perdita di equilibrio (EQU);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza strutturale (STR);
- lo stato limite per raggiungimento della resistenza del terreno (GEO).

La verifica della condizione di stato limite ultimo deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (EQU, A1,A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci distinti ed alternativi:

APPROCCIO 1: **COMBINAZIONE 1 (A1+M1+R1)** **per la verifica STRUTTURALE**
 COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) **per la verifica GEOTECNICA**
APPROCCIO 2: **COMBINAZIONE UNICA (A1+M2+R3 (GEO) o R1 (STR)).**

7.2.1. AZIONI

Per le azioni si utilizzano i coefficienti riduttivi riportati in Tab.6.2.I NTC18.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

7.3. PARAMETRI GEOTECNICI E RESISTENZE

I parametri geotecnici saranno ridotti attraverso il coefficiente parziale sicurezza γ_M , indicati in Tabella 6.2.II NTC18) e tenendo conto, ove necessario, degli ulteriori coefficienti γ_R specificati dalla stessa normativa per i diversi tipi di opera.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi al valore caratteristico di resistenza a taglio τ_R si applica un coefficiente parziale $\gamma_{\tau R} = 1.0$ (M1) e $\gamma_{\tau R} = 1.25$ (M2), mentre al valore caratteristico della resistenza uni-assiale q_u , anche se le NTC18 non si esprimono, è stato utilizzato il coefficiente parziale dell'EC7 $\gamma_{qu} = 1.0$ (M1) e $\gamma_{qu} = 1.4$ (M2).

7.3.1. FRONTI RESIDUI/TECCHIA

I fronti e le tecchie sono equiparabili ai fronti di scavo del Cap.6.8.2 NTC18 la condizione di verifica deve essere soddisfatta secondo:

- la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) con il coefficiente parziale delle resistenze definito dalla Tab.6.8.I NTC18 per gli stati limite ultimi (SLU);

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

- Considerando i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici unitari (§7.11.1 e §7.11.4 NTC08) ed il coefficiente parziale sulle resistenze pari a $\gamma_R = 1.2$.

7.3.2. CANTIERE SOTTERRANEO

Per le opere in sotterraneo, intese come i contorni a vuoti dello scavo di progetto, il Cap.6.7.5 NTC18 impone che le verifiche globali agli stati limite ultimi vengano eseguiti secondo la COMBINAZIONE 2 (A2+M2+R2) dell'APPROCCIO 1 con valori dei coefficienti parziali di resistenza R1 ed R2 unitari.

Anche se la norma nulla dice in relazione alle verifiche sismiche, si è ritenuto a scopo cautelativo di inserire il contributo sismico all'interno delle verifiche effettuate secondo l'approccio A2+M2+R2 considerando tutti i coefficienti parziali di resistenza unitari.

La verifica globale del cantiere sotterraneo è stata eseguita pertanto agli stati limite SLU e SLV nella consapevolezza che gli stati limite ultimi restituiscano valori in termini di tensioni e deformazioni più gravosi rispetto agli stati limite di esercizio.

7.3.3. SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO (EVENTUALI)

Il dimensionamento dei sistemi di consolidamento e/o rinforzo è contenuto nel Cap.6.6 NTC 18. Le verifiche saranno affrontate confrontando la massima azione di progetto P_d , nelle condizioni di Stato Limite Ultimo (SLU) e Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), con la resistenza di progetto R_{ad} determinata applicando alla resistenza caratteristica R_{ak} (ricavata da prove di carico e rottura) i coefficienti parziali per le resistenze di ancoraggio riferite a sistemi PERMANENTI (Tabella 6.6.I NTC18) in relazione alle caratteristiche funzionali della struttura.

Tab. 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

La resistenza caratteristica R_{ak} , viene scelta tra la minore della resistenza media e minima ricavate attraverso metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio, applicando gli opportuni fattori ξ an riportati in Tabella 6.6.III NTC18, riferiti ai soli profili di indagine che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$	Numero di profili di indagine				
	1	2	3	4	≥ 5
	ξ_{a3}	ξ_{a4}	ξ_{a3}	ξ_{a4}	ξ_{a3}
	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Tab. 6.6.III - Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

Nella valutazione analitica delle resistenze alla sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno, e si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M_1 .

7.4. AZIONI DOVUTE AL SISMA

7.4.1. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA

Le strutture da verificare rientrano, ai sensi del Cap. 2.4.1 NTC18 nella categoria 2 delle "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" per le quali la vita nominale di progetto, dalla Tabella 2.4.I NTC18 è:

$$V_N \geq 50 \text{ anni}$$

Tale scelta rappresenta di fatto un aumento delle condizioni di sicurezza dal momento che l'intero piano di coltivazione avrebbe ai sensi della normativa vigente una durata di CINQUE anni e pertanto l'opera rientrerebbe nella Categoria 1.

Anche la destinazione d'uso della struttura viene cautelativamente classificata in Classe d'Uso II (Cap. 2.4.2. NTC18): "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti,...[omissis]..." dove il coefficiente dedicato risulta da Tab.2.4.II $C_u = 1.0$

Il periodo di riferimento (V_R) per le azioni sismiche è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni}$$

7.4.2. TEMPO DI RITORNO DEL SISMA

Dal momento che si intende eseguire le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) dalla Tab.3.2.I NTC18 viene definita una probabilità di superamento nel periodo di riferimento

$$P_{VR\ SLV} = 10\%.$$

$$P_{VR\ SLD} = 63\%.$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

In relazione al periodo di riferimento dell'opera ed alla probabilità di superamento si ottiene un tempo di ritorno per SLV di 475 anni, che confrontati ai tempi di realizzazione dell'intervento risultano **estremamente cautelativi**.

7.4.3. CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni, D.M. 14/01/18, al paragrafo 3.2.II. definiscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo.

7.4.3.1. AMMASSO ROCCIOSO

L'ammasso roccioso appartiene alla **Categoria di sottosuolo A**: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m." Tabella 3.2.II NTC18.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

7.4.4. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Il sito appartiene alla Categoria T4: "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ " Tab.3.2.III NTC18.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.4.5. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le analisi in presenza di sisma sono effettuate con il metodo pseudo-statico.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

L'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente costante e proporzionale alle forze gravitative potenzialmente instabili costituita di una componente orizzontale e di una componente verticale espresse mediante un coefficiente sismico orizzontale (k_h) ed un coefficiente sismico verticale (k_v), valutati mediante le seguenti relazioni del §7.11.3.5.2 NTC18:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad \text{Dove:}$$

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad g = \text{Accelerazione di gravità;}$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari a 0.27 per le verifiche SLV da Tabella 7.11.I NTC18.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito è valutata con la seguente espressione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove: a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;
 S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) Tab.3.2.IV NTC18 e topografica (S_T) Tab.3.2.V NTC18.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

I parametri di pericolosità sismica sono stati definiti attraverso il programma Edilus-MS della ACCA Software®, ove è sufficiente indicare un punto di riferimento medio che per il caso in esame presenta coordinate WGS84 .

L'accelerazione sismica risulta essere 0.160 g per SLV.

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_0 [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.051	2.451	0.240
Danno	50	0.064	2.470	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.160	2.395	0.288
Prevenzione Collasso	975	0.205	2.383	0.296

Tabella 18: Parametri di pericolosità sismica per il punto di riferimento della Cava Ruggetta (Edilus-MS ACCA Software®).

Per il sito in esame si ha (cfr. Appendice A):

- $S_S = 1.00$ (A) rispettivamente coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_S) per suolo di tipo A ed E (Tabella 3.2.II NTC18);
- $S_T = 1.40$ coefficiente di amplificazione topografica (S_T) per "pendii con inclinazione $i \geq 30^\circ$ - in corrispondenza della sommità del pendio" (A) (Tabella 3.2.III NTC18);

da cui: $a_{max\ SLV} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.160 \cdot g \cdot 1.00 \cdot 1.4 = 0.224\ g$

$k_{hA} = 0.06$

$k_{vA} = 0.03$

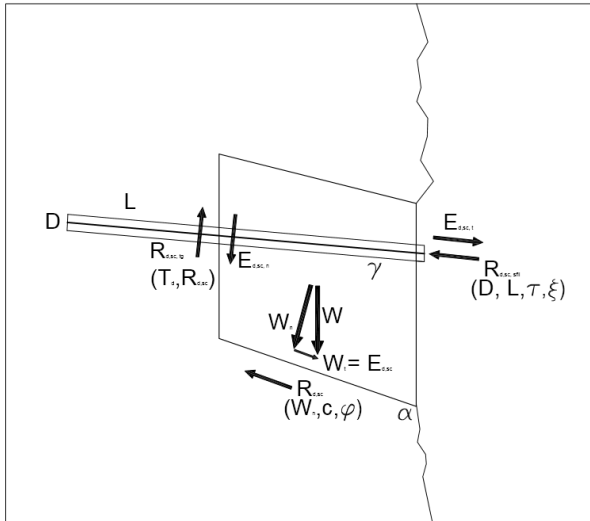
La possibilità di variare il segno dei coefficienti sismici (+ o -) permette di avere quattro condizioni di analisi, tuttavia nelle successive trattazione verranno valutate, se possibile, le sole condizioni peggiorative per la stabilità.

7.5. DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI CONSOLIDAMENTO

Di seguito si riporta il criterio di dimensionamento dei sistemi di consolidamento adottati nel presente progetto.

Il dimensionamento è stato eseguito secondo la Combinazione 2 - Approccio 1: A1+M1+R3 "tiranti di ancoraggio" (§6.6 NTC18), tenendo conto dei relativi coefficienti parziali, e riguarda prettamente i chiodi e le barre da roccia per un consolidamento puntuale o le reti fascianti per un consolidamento corticale.

7.5.1. CARICHI SFAVOREVOLI



Gli eventuali carichi destabilizzanti sono dovuti alla componente del peso tangenziale alla potenziale superficie di scivolamento $E_{d,sc}$ sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche pseudo-statiche (SLV).

In relazione alla combinazione di calcolo scelta i carichi permanenti sfavorevoli vengono amplificati di un coefficiente delle azioni $A1 = 1.3$ (considerando tali carichi alla stregua di quelli portati).

$$E_{d,sc} = W_t = W \sin \alpha$$

Figura 4: schema generale delle resistenze e dei carichi sfavorevoli di un ancoraggio

7.5.2. CARICHI FAVOREVOLI

I carichi favorevoli sono dovuti alle resistenze coesiva ed attrittiva funzione rispettivamente dell'estensione superficiale di contatto e della componente del peso normale alla potenziale superficie di scivolamento sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche pseudo-statiche (SLV).

$$R_{d,sc} = c S_{sc} + W_n \tan \phi \quad (\text{SLU})$$

Dove: c è la coesione della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico $M1=1.00$);

S_{sc} è la superficie di potenziale scivolamento;

$W_n = W \cos \alpha$ è la componente del peso normale al piano di potenziale scivolamento avente inclinazione

ϕ è l'angolo di attrito della discontinuità (coefficiente parziale geotecnico $M1 = 1.00$).

Nelle eventuali condizioni sismiche, come già detto, non conoscendo gli effetti delle variazioni dei segni dei singoli coefficienti verticale ed orizzontale saranno eseguite le verifiche nelle quattro condizioni possibili di accelerazione sismica. Il confronto tra le resistenze ed i carichi sfavorevoli produce un fattore di sicurezza (FS)

$$FS = \frac{R_{d,sc}}{E_{d,sc}}$$

Qualora $FS \leq 1$ è necessario intervenire per mezzo di sistemi di consolidamento puntuali e/o corticali che aumentino le condizioni di stabilità ($FS > 1$).

7.5.3. CONSOLIDAMENTI PUNTUALI

Il dimensionamento delle chiodature puntuali viene effettuato in funzione delle dimensioni delle masse potenzialmente instabili da sostenere; in tal senso è necessario verificare che i carichi sfavorevoli non superino la resistenza tangenziale del chiodo

(verifica a taglio) e che il tratto di chiodo ancorato (lunghezza utile di ancoraggio) sia tale da impedirne lo sfilamento (verifica allo sfilamento).

7.5.4. SERIE COMMERCIALE

Per il dimensionamento sono state scelte le serie commerciali di chiodature della Dywidag Y1050H di cui di seguito si riporta la scheda tecnica. Per ogni diametro nominale viene riportato: la sezione trasversale, la forza di snervamento, la tensione limite di snervamento, il peso per metro.

Il dimensionamento deve procedere per tentativi scegliendo pertanto un diametro commerciale di prima iterazione. E' inteso che ogni diametro commerciale può essere verificato in funzione del numero di chiodi che si andranno ad installare in sito e della loro lunghezza, pertanto si terrà conto del metodo economico al fine di aver la medesima efficacia al minor costo sostenuto.

Acciaio da precompressione DYWIDAG Y1050H

Diametro nominale $\varnothing$ [mm]	Tensione snerv. / rottura $f_{0,1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sezione trasversale A [mm ²]	Carico snervamento $F_{p0,1k}$ [kN]	Carico ultimo F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso DCP [kg/m]	Omolog.
15	900/1.100	177	159	195	1.39	—	
26.5	950/1.050	552	525	580	4.48	7.4	
32	950/1.050	804	760	845	6.53	9.8	
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3	△
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0	○ ×
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0	×

Figura 5: Scheda tecnica delle serie commerciali disponibili acciaio Dywidag®.

7.5.5. VERIFICA A TAGLIO

Il contributo di resistenza tangenziale del singolo chiodo è stato desunto dalla resistenza a snervamento dell'acciaio assumendo un coefficiente moltiplicativo di 0.5 ed un coefficiente divisorio di sicurezza parziale sulla resistenza dell'acciaio $\gamma_s=1.15$.

$F_{y,k} = f_{y,k} A / \gamma_s$ è la resistenza caratteristica a snervamento della barra di acciaio di sezione A;

$T_k = 0.5 F_{y,k}$ è la resistenza a taglio caratteristica della barra di acciaio.

In relazione all'approccio di verifica scelto la resistenza a taglio di progetto viene ulteriormente ridotta per mezzo del coefficiente delle resistenze $R3 = 1.2-1.1$.

$T_d = T_k / R3$ è la resistenza a taglio di progetto della barra di acciaio

Successivamente per meglio valutare il numero (n) di barre necessarie a garantire l'equilibrio stabile del volume roccioso le resistenze dovute alla chiodatura ed alla resistenza attrittiva e coesiva lungo la superficie di scivolamento vengono confrontate con la componente verticale del carico tangenziale sia in condizioni statiche che sismiche pseudostatiche.

$$FS_{tg} = \frac{R_{d,sc tg}}{E_{d,sc n}} = \frac{n T_d + R_{d,sc n}}{E_{d,sc n}} = \frac{n T_d + \text{sen}(\alpha - \gamma)(c S_{sc} + W_n \tan \varphi)}{E_{d,sc} \text{sen}(\alpha - \gamma)}$$

Dove: $\alpha - \gamma$ è la differenza tra l'inclinazione del piano di scivolamento e l'inclinazione dell'ancoraggio.

7.5.6. VERIFICA A SFILAMENTO

Per verificare l'eventuale sfilamento è necessario confrontare le resistenze allo sfilamento dovute alla coesione tra barra / malta cementizia / ammasso roccioso con la componente del carico sfavorevole in direzione assiale rispetto alla chiodatura. L'unica variabile in gioco, una volta scelta la tipologia di chiodo, rimane la lunghezza di ancoraggio (L), che si ricorda deve essere considerata all'interno dell'ammasso roccioso intatto e quindi escludendo eventuali segmenti che attraversano discontinuità persistenti o fasce cataclastiche.

$$FS_{sfil} = \frac{R_{d,sc sfil}}{E_{d,sc t}} = \frac{nD_s \pi L \xi \tau_r + R_{d,sc t}}{E_{d,sc t}} = \frac{nD_s \pi L \xi \tau_r + R_{d,sc} \cos(\alpha - \gamma)}{E_{d,sc} \cos(\alpha - \gamma)}$$

Dove: D_s è il diametro del foro;

$\xi = 1 / (1.2 \div 1.8) = 0.46$ è un coefficiente riduttivo assunto in relazione alle NTC18 considerando un profilo d'indagine ed un coefficiente riduttivo della resistenza per ancoraggi permanenti;

$\tau_r = 2$ MPa è la tensione di adesione laterale media tra malta e roccia.

Nel caso di barra passante la resistenza del tirante/chiodo è equivalente alla resistenza a snervamento ridotta per mezzo del coefficiente delle resistenze $R_3 = 1.2$.

$$FS_{sfil} = \frac{R_{d,sc sfil}}{E_{d,sc t}} = \frac{F_{y,d} + R_{d,sc t}}{E_{d,sc t}} = \frac{F_{y,d} + R_{d,sc} \cos(\alpha - \gamma)}{E_{d,sc} \cos(\alpha - \gamma)}$$

Nel caso di inclinazione della chiodatura tale che la sollecitazione a sfilamento risulta verificata per la geometria ai fini della resistenza in condizioni sismiche detta L la lunghezza d'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_s è ottenuta mediante la seguente relazione:

$$L_s = L \left(1 + 1.5 \frac{a_{max}}{g} \right) = L(1 + 0.35) = 1.35 L$$

7.6. VALORI DI CALCOLO

I parametri geotecnici ottenuti per la roccia intatta, le discontinuità e l'ammasso roccioso, secondo i diversi comportamenti ipotizzati, sono stati opportunamente ridotti impiegando i fattori correttivi previsti dalle NTC18 e dall'Eurocodice 7, come riportato in Tabella 10 e per le discontinuità sono stati definiti i valori caratteristici dei parametri di resistenza riportati in Tabella 11.

Le Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici indicano di assimilarli al valor medio dal momento che per strutture sufficientemente rigide, quali un ammasso roccioso, sussiste una compensazione delle eterogeneità e le azioni vengono trasferite dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per mezzo dei ponti di roccia.

Tuttavia a scopo cautelativo sono stati scelti i valori minimi sia per l'ammasso roccioso che per i sistemi di discontinuità.

CAVA N.17 RUGGETTA		VALORI DI CALCOLO	
		M1	M2
Resistenza a Compressione Uniassiale (MPa)		118.00	84.29
Resistenza Globale Ammasso Roccioso (Mpa)		20.42	14.58
Resistenza a Compressione Ammasso Roccioso (Mpa)		8.85	6.32
Tensione Deviatorica Ammasso Roccioso (Mpa)		9.47	6.04
Resistenza a Trazione Ammasso Roccioso (MPa)		-0.41	-0.33
Resistenza a Taglio Ammasso Roccioso (MPa)		1.26	1.01
Modulo di Elasticità (Gpa)		13'335	
Indici ammasso roccioso (Hoek-Brown)	mb	1.8040	1.4432
	sb	0.0067	0.0054
	a	0.5040	
	mr	0.0000	
	sr	0.0067	

Tabella 19: Valori di calcolo dei parametri meccanici dell'ammasso roccioso

	SISTEMA	H (m)	cd (Kpa)		φd (°)	
			M1	M2	M1	M2
DISCONTINUITA' CAVA N17 RUGGETTA	K1.1	FRONTI	2.2	1.8	36.6	30.7
		TECCHIE	13.6	10.9	31.5	26.2
	K1.2	FRONTI	2.8	2.2	36.2	30.3
		TECCHIE	17.1	13.7	31.1	25.8
	K2.1	FRONTI	1.6	1.2	37.3	31.3
		TECCHIE	9.5	7.6	32.2	26.7
	K2.2	FRONTI	0.1	0.1	42.6	36.3
		TECCHIE	0.5	0.4	37.5	31.6
	K3	FRONTI	1.3	1.0	37.6	31.6
		TECCHIE	7.9	6.3	32.5	27.0
	K4.1	FRONTI	1.0	0.8	38.0	32.0
		TECCHIE	6.3	5.0	33.0	27.4
	K4.2	FRONTI	1.0	0.8	38.0	32.0
		TECCHIE	6.3	5.0	33.0	27.4

Tabella 20: Valori di calcolo M1 ed M2 dei parametri meccanici delle discontinuità.

8. ANALISI DI STABILITÀ DEI FRONTI

Durante le attività previste le bancate a cielo aperto hanno un'alzata compresa tra 3.00 m e 7.00 m; e per le successive verifiche è stata scelta l'alzata massima.

Tale scelta gioca a favore di sicurezza in quanto si analizzano condizioni peggiorative riscontrabili in sito, aumentando di fatto i possibili volumi movimentabili con tutto quello che ne consegue.

Allo scopo, nei capitoli precedenti, sono state definite le caratteristiche strutturali e le caratteristiche di resistenza, sia dell'ammasso roccioso che delle discontinuità.

Per le verifiche analitiche dei fronti di ciascun cantiere sono stati utilizzati i piani rappresentativi delle famiglie di discontinuità riconosciute all'interno del singolo cantiere.

Condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che una o due discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino almeno l'alzata oppure sia l'alzata che la pedata dei fronti in coltivazione e che il valore dell'inclinazione di tali discontinuità sia superiore all'angolo di attrito residuo delle discontinuità stesse.

Inoltre, affinché possa originarsi cinematismo, devono presentarsi le seguenti ulteriori condizioni:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa;
- persistenza totale dei piani che isolano la massa, senza presenza di ponti di roccia;
- dimensioni della volumetria in studio compatibile con le dimensioni dei fronti, dei piazzali e della stessa cava.

Una costante osservazione dei fronti, da parte del personale, prima dell'esecuzione di tagli al monte fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disgiungendo o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa, con quest'ultimo intervento che generalmente è condotto in corrispondenza dei fronti residui.

Il fatto che le cave costituiscono dei fronti di lavoro in continua evoluzione permette, con il progredire della coltivazione, di intervenire ogni qualvolta si presenti una situazione di potenziale instabilità.

Per ogni fronte in coltivazione sono state approntate tre verifiche:

- analisi dei potenziali cinematismi planari;
- analisi dei potenziali cinematismi tridimensionali;
- analisi dei potenziali ribaltamenti.

Si ricorda inoltre che l'analisi su base statistica è puramente indicativo e dovrà essere valutato ad ogni nuovo avanzamento dal Direttore Responsabile come previsto dalla "Procedura Unificata Taglio al Monte" redatta e condivisa dall'AUSL Toscana Nord Ovest all'interno del Piano straordinario per la sicurezza nella lavorazione del marmo nel distretto Apuo-Versiliese (DGR n.575 del 29.05.2017).

Per la visualizzazione dei listati e delle restituzioni grafiche riguardanti le verifiche effettuate per i potenziali scivolamenti planari, scivolamenti tridimensionali ed i ribaltamenti, si rimanda all'ALLEGATO 1: VERIFICHE DEI FRONTI.

Per tutte le analisi sono stati utilizzati i parametri meccanici di progetto come definito in Tabella 10 e Tabella 11 in funzione della tipologia di approccio/combinazione prevista da legge.

La verifica di tipo planare nel campo bidimensionale ed in condizioni sismiche è stata effettuata tramite il programma *RocPlane della Rocscience®*, il cui criterio adottato per l'analisi, è quello dell'equilibrio limite, criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

La base teorica è relativa alle formule ricavate da Hoek & Bray (1981) per cinematismi di origine planare (caso bidimensionale); combinando i fronti di scavo più rappresentativi con le orientazioni dei piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità attraverso Test di Markland (grafico) sono stati selezionati i sistemi di discontinuità che possono, anche potenzialmente, attivare cinematismi planari (differenziale delle orientazioni $\leq 20^\circ$).

Per l'analisi è stato ipotizzato inoltre, a favore di sicurezza che la direzione di scivolamento e la direzione azimutale della discontinuità siano perfettamente perpendicolari, non tenendo conto del contributo dovuto alla differenza tra le due, che nel caso risulti superiore a 20° esclude l'attivarsi del cinematismo stesso.

Per l'analisi sono stati utilizzati i parametri meccanici di progetto come definito in Tabella 10 e Tabella 11 in funzione della tipologia di approccio/combinazione prevista da legge.

L'analisi dei cinematismi tridimensionali di cunei rocciosi potenzialmente instabili, generati dalla combinazione di due e/o tre sistemi di discontinuità oltre al fronte, oggetto di verifica, è stata eseguita attraverso il programma *B-Rock®* della ProgramGeo che si basa sulla teoria dei blocchi rimovibili di Goodman & Shi e di valutazione della stabilità di Hoek & Bray (1981).

La teoria analizza, da un punto di vista geometrico, la possibilità reale che la combinazione di più piani (le fratture) isolino su di un dato fronte, di altezza stabilita, volumi geometricamente rimovibili. Nel caso si riconoscano geometrie potenzialmente tali, il programma in automatico effettua una stima analitica delle forze stabilizzanti ed instabilizzanti al fine di definire un fattore di sicurezza (FS).

Allo scopo sono stati utilizzati i valori di persistenza, apertura e spaziatura media modale riferibili a ciascun sistema individuato in base alle caratteristiche ricavate in precedenza.

Il programma B-Rock 2.2 in particolare combina i sistemi di frattura a due a due con il fronte in analisi per poi passare ad inserire un terzo sistema.

Le verifiche sono state condotte in condizioni sismiche ottemperando alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), come si nota i parametri utilizzati non sono quelli

ridotti, dal momento che il programma in automatico applica i coefficienti correttivi previsti dalla Combinazione di Carico 2 delle NTC08.

Al fine di schematizzare i risultati, sono state redatte per ogni fronte analizzato, delle tabelle riassuntive in cui sono riportati:

- i sistemi coinvolti;
- il peso o volume della massa in gioco;
- il valore del coefficiente di sicurezza compreso tra 0 e 10;
- eventuali note descrittive nelle condizioni potenzialmente instabili ($FS \leq 1$).

Poiché il programma B-Rock prende come notazione numerica i vari piani in serie (esempio il sistema K1a è indicato come 1, il K1b come 2, e via di seguito) si riporta di seguito la tabella di conversione numerazione/sistema discontinuità dei cantieri della Cava Ruggetta.

Famiglia B-Rock	Sistema	Piano discontinuità (imm./incl.)	
		Cantiere Sotterraneo	Cantiere a Cielo Aperto
1	K _{1.1}	230-49	216-57
2	K _{1.2}	268-46	260-42
3	K _{2.1}	55-65	49-68
4	K _{2.2}	229-89	42-89
5	K ₃	181-71	182-72
6	K _{4.1}	141-76	146-76
7	K _{4.2}	329-72	340-76

Tabella 21: Elenco delle famiglie di discontinuità considerate nel software B-Rock per il calcolo dei cinematismi planari, tridimensionali e ribaltamenti.

Affinché si abbia potenziale instabilità per ribaltamento su di un fronte devono essere presenti le seguenti condizioni, codificate da Goodman & Bray (1976):

- Direzione del fronte e direzione degli strati non devono differire per più di 20° (cono di confidenza totale pari a 40°);
- La direzione di immersione degli strati deve essere opposta a quella del fronte in oggetto;
- Lateralmente il fronte deve essere isolato (assenza di continuità laterale del blocco) da altre fratture, dal vuoto o da tagli nel caso di fronti di scavo;
- La normale al piano di ribaltamento deve avere un valore di inclinazione inferiore alla differenza tra l'inclinazione del fronte e l'angolo di attrito lungo i piani (assunto pari all'angolo di attrito medio di base/residuo del materiale 30°).

Tradotta in formula, quest'ultima condizione impone che:

$$(90 - \Phi_p) \leq (\Phi_f - \varphi_p)$$

dove: Φ_p = inclinazione media rappresentativa del sistemi o del piano in esame;

Φ_f = inclinazione del fronte in esame;

φ_p = angolo di attrito tra i piani.

In particolare queste condizioni, di tipo puramente geometrico, permettono di compiere un test grafico andando a definire in un'area all'interno dello stereogramma i poli di quei piani che potenzialmente potrebbero essere in grado di innescare il fenomeno.

Ulteriore condizione necessaria è la presenza di un sistema di fratturazione od un taglio che, a basso angolo, isoli la base del blocco stesso, permettendogli di ruotare.

L'analisi è stata condotta per tutti i poli dei piani rilevati nello studio strutturale e verrà di seguito descritta andando ad analizzare fronte per fronte. Alla verifica grafica ne è seguita una analitica mediante l'applicazione della formula di Timoshenko e Gere (1961).

$$l = 0.868 \sqrt{Et_2/\gamma}$$

dove: l = altezza massima della bancata stabile

E = modulo dell'ammasso roccioso, Kg/cm²

t = spessore del solido di roccia soggetto a ribaltamento (spaziatura media in metri)

γ = peso di volume della roccia = 2,7 t/m³

8.1. VERIFICHE DEI FRONTI

8.1.1. CANTIERE CIELO APERTO

8.1.1.1. FRONTE ORIENTATO N 000 SUBVERTICALE ESPOSTO W

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 22 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
6 m	K1.1	0.49	14.46	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi a causa della differenza tra direzione di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K1.2	0.34	8.54	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K2.2	n.d.	0.03	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.80%). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 22: Cinematismi planari per il fronte N 000 subvert. esp. W del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 23 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	220.7742	1.16	
4	K1.1-K3	11.2801	1.13	
5	K1.1-K4.1	5.8589	0.51	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
6	K1.1-K4.2	36.3269	1.08	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.

9	K1.2-K3	227.8145	1.03	Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a consolidamento, disgaggio o verifica
10	K1.2-K4.1	203.1592	1.03	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
11	K1.2-K4.2	256.3606	0.94	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
18	K2.2-K4.2	1.3752	0.26	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3-K4.1	0.0073	0.12	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
22	K1.1-K1.2+K2.1	219.3204	1.19	
23	K1.1-K1.2+K2.2	223.3524	1.19	
48	K1.1-K4.2+K2.1	34.4866	1.1	
49	K1.1-K4.2+K2.2	35.9849	1.1	

Tabella 23: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 000 subvert. esp. W del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K2.1, K2.2 come evidenziato in Tabella 24 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Il sistema K2.2 (5.80%) è inoltre caratterizzato da un basso peso statistico che rende raro il verificarsi del cinematismo.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K2.1	1.50 m	38.86 m
K2.2	1.20 m	47.44 m

Tabella 24: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 000 subvert. esp. W del cantiere a cielo aperto.

8.1.2. FRONTE ORIENTATO N 055 SUBVERTICALE ESPOSTO SE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 25 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
7 m	K3	0.28	5.56	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per la differenza tra direzione media di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$).
	K4.1	0.28	3.86	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (2.60%).

Tabella 25: Cinematismi planari per il fronte N 055 subvert. esp. SE del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 26 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1.1-K2.1	178.4338	5.36	
3	K1.1-K2.2	156.7028	10.4	
5	K1.1-K4.1	100.4505	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si
10	K1.2-K4.1	90.5451	0	

				forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
12	K2.1-K2.2	42.6816	9.56	
13	K2.1-K3	25.1982	1.2	
14	K2.1-K4.1	118.0588	0.51	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
16	K2.2-K3	9.5298	0.89	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
17	K2.2-K4.1	111.7405	0.27	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3-K4.1	104.8927	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
21	K4.1-K4.2	137.7336	5.27	
29	K1.1-K2.1+K3	42.0264	5.09	
31	K1.1-K2.1+K4.2	63.6836	5.29	
34	K1.1-K2.2+K3	21.1504	9.93	
36	K1.1-K2.2+K4.2	57.0571	10.24	
78	K2.1-K2.2+K1.2	33.1395	9.51	

Tabella 26: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 055 subvert. esp. SE del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K4.2, caratterizzato da basso peso statistico (5.30%), come evidenziato in Tabella 27 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K4.2	1.40 m	25.45 m

Tabella 27: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 55 subvert. esp. SE del cantiere a cielo.

8.1.3. FRONTE ORIENTATO N 055 SUBVERTICALE ESPOSTO NW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 28 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
7 m	K4.2	0.29	5.92	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (4.30%).

Tabella 28: Cinematismi planari per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 29 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza. Risultati in esteso nei listati allegati.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	12.2147	1.25	
4	K1.1-K3	0.6169	1.23	
6	K1.1-K4.2	26.8997	1.08	
7	K1.2-K2.1	165.6898	3.11	
8	K1.2-K2.2	78.2702	2.4	
9	K1.2-K3	8.5919	1.09	
11	K1.2-K4.2	38.374	0.89	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
15	K2.1-K4.2	2.42	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
18	K2.2-K4.2	8.0406	0.26	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
20	K3-K4.2	31.9621	2.93	

Tabella 29: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K3 e K4.1. quest'ultimo caratterizzato da basso peso statistico (2.60%) come evidenziato in Tabella 30 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K3	1.20 m	24.01 m
K4.1	2.30 m	40.12 m

Tabella 30: Potenziali ribaltamenti identificati attraverso l'analisi grafica per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto della Cava n°17 Ruggetta A.

8.1.4. FRONTE ORIENTATO N 145 SUBVERTICALE ESPOSTO SW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 31 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K1.1	0.49	14.46	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K1.2	0.32	18.66	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K3	0.28	5.56	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi a causa della differenza tra direzione di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 31: Cinematismi planari per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 32 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	146.6155	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie.. Se si forma

				procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
4	K1.1-K3	40.2315	1.1	
5	K1.1-K4.1	35.826	0.5	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
6	K1.1-K4.2	66.5026	1.07	
8	K1.2-K2.2	33.0229	1.04	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
9	K1.2-K3	110.6237	0.94	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
10	K1.2-K4.1	134.2632	1.47	
11	K1.2-K4.2	80.8532	1.04	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
18	K2.2-K4.2	0.1064	0.28	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3-K4.1	1.023	0.12	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
22	K1.1-K1.2+K2.1	134.1168	0.99	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
23	K1.1-K1.2+K2.2	144.8864	0.99	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
38	K1.1-K3+K2.1	29.1611	1.12	
39	K1.1-K3+K2.2	35.2575	1.12	
43	K1.1-K4.1+K2.1	26.3198	0.5	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
44	K1.1-K4.1+K2.2	32.7049	0.5	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
48	K1.1-K4.2+K2.1	45.077	1.09	
49	K1.1-K4.2+K2.2	58.6087	1.08	

Tabella 32: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K2.1 e K2.2, con quest'ultimo caratterizzato da basso peso statistico (5.80%) come evidenziato in Tabella 33 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K2.1	1.50 m	38.86 m
K2.2	1.20 m	47.44 m

Tabella 33: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere a cielo aperto.

8.1.5. FRONTE ORIENTATO N 145 SUBVERTICALE ESPOSTO NE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 34 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K2.1	0.34	8.54	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K2.2	n.d.	0.03	Il cinematisma ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.80%). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 34: Cinematismi planari per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 35 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1.1-K2.1	179.7219	5.35	
3	K1.1-K2.2	105.7283	10.51	
7	K1.2-K2.1	3.3	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie.. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
12	K2.1-K2.2	94.9441	9.34	
13	K2.1-K3	69.7226	1.17	
14	K2.1-K4.1	59.1093	0.51	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
15	K2.1-K4.2	46.2259	0.32	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
16	K2.2-K3	1.7917	0.93	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
17	K2.2-K4.1	0.5285	0.28	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
21	K4.1-K4.2	36.3783	5.35	
27	K1.1-K2.1+K1.2	143.7839	5.3	
32	K1.1-K2.2+K1.2	67.5729	10.43	
123	K4.1-K4.2+K1.2	26.0564	5.31	

Tabella 35: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K1.1, K1.2, K2.2 e K3 come evidenziato in Tabella 36 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Il sistema K2.2 (5.80%) è inoltre caratterizzato da un basso peso statistico che rende raro il verificarsi del cinematisma.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K1.1	1.60 m	38.40 m

K1.2	1.80 m	43.97 m
K2.1	1.50 m	38.86 m
K3	1.20 m	24.01 m

Tabella 36: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

8.1.5.1. FRONTE ORIENTATO N 090 SUBVERTICALE ESPOSTO N

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 37 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K2.1	0.34	8.54	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi a causa della differenza tra direzione di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K2.2	n.d.	0.03	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.80%). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K4.2	n.d.	0.03	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.40%). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 37: Cinematismi planari per il fronte N 90 subvert. esp. N del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 38 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
7	K1.2-K2.1	140.9728	3.11	
8	K1.2-K2.2	49.0528	2.42	
14	K2.1-K4.1	0.0722	0.36	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
15	K2.1-K4.2	14.2561	0.31	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
18	K2.2-K4.2	4.1351	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
21	K4.1-K4.2	37.6789	5.32	
55	K1.2-K2.1+K4.1	73.6753	3.03	
56	K1.2-K2.1+K4.2	38.5242	2.92	
60	K1.2-K2.2+K4.1	32.9675	2.39	
61	K1.2-K2.2+K4.2	18.4849	2.3	
122	K4.1-K4.2+K1.1	21.5656	5.23	
123	K4.1-K4.2+K1.2	27.4249	5.25	
125	K4.1-K4.2+K2.2	16.593	5.1	

Tabella 38: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 90 subvert. esp. N del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K2.1, K2.2 come evidenziato in Tabella 39 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Il sistema K2.2 (5.80%) è inoltre caratterizzato da un basso peso statistico che rende raro il verificarsi del cinematismo.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K1.1	1.60 m	38.40 m
K2.1	1.50 m	38.86 m
K3	1.20 m	24.01 m
K4.1	2.30 m	40.12 m

Tabella 39: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 90 subvert. esp. N del cantiere a cielo aperto.

8.1.5.2. FRONTE ORIENTATO N 090 SUBVERTICALE ESPOSTO S

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 40 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K3	0.28	5.56	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi a causa della differenza tra direzione di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 40: Cinematismi planari per il fronte N 90 subvert. esp. S del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 38 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1.1-K2.1	188,9274	6,69	
3	K1.1-K2.2	171,8282	12,96	
4	K1.1-K3	78,9007	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
5	K1.1-K4.1	28,3626	0,53	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
6	K1.1-K4.2	0,8061	0,67	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
9	K1.2-K3	74,7186	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
10	K1.2-K4.1	51,7788	1,86	
11	K1.2-K4.2	1,4888	1,43	
12	K2.1-K2.2	38,0498	11,99	
13	K2.1-K3	113,6062	1,44	
16	K2.2-K3	102,5696	1,05	
17	K2.2-K4.1	1,9473	0,0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie. Se si forma, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (2.60%), procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3.-K4.1	101,8348	0,32	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione del

				fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
20	K3-K4.2	74,0274	0,36	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
80	K2.1-K2.2+K4.1	5,0469	11,54	
81	K2.1-K2.2+K4.2	17,9058	11,85	

Tabella 41: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 90 subvert. esp. S del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi al sistema K4.2 come evidenziato in Tabella 42 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Il sistema K4.2(5.30%) è inoltre caratterizzato da un basso peso statistico che rende raro il verificarsi del cinematismo.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K4.1	1.40m	25.45 m

Tabella 42: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 90 subvert. esp. S del cantiere a cielo aperto.

8.1.6. CANTIERE SOTTERRANEO

8.1.6.1. FRONTE ORIENTATO N 55 SUBVERTICALE ESPOSTO SE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 43 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
7 m	K3	0.28	5.56	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per la differenza tra direzione media di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$).
	K4.1	0.28	3.86	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.70%).

Tabella 43: Cinematismi planari per il fronte N 55 subvert. esp. SE del cantiere sotterraneo.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 44 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1.1-K2.1	735.979	10.92	
5	K1.1-K4.1	44.0465	1.05	Il basso peso statistico di K4.1 (5.70%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$, procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
10	K1.2-K4.1	53.1038	2.13	
12	K2.1-K2.2	79.583	11.94	
13	K2.1-K3	27.6455	1.32	
14	K2.1-K4.1	20.5671	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4.1 (5.70%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
16	K2.2-K3	8.444	1.02	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$, procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.

17	K2.2-K4.1	27.8839	0.56	Il basso peso statistico di K4.1 (5.70%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3-K4.1	34.6848	0.28	
28	K1.1-K2.1+K2.2	854.7589	10.58	
29	K1.1-K2.1+K3	60.4972	9.96	
31	K1.1-K2.1+K4.2	159.599	10.41	
78	K2.1-K2.2+K1.2	55.5469	11.66	

Tabella 44: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 55 subvert. esp. SE del cantiere sotterraneo.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K4.2, come evidenziato in Tabella 45 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K4.2	1.40 m	25.45 m

Tabella 45: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 55 subvert. esp. SE del cantiere sotterraneo.

8.1.6.2. FRONTE ORIENTATO N 55 SUBVERTICALE ESPOSTO NW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 46 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in mc/m	Note
7 m	K4.2	0.29	5.92	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (4.30%).

Tabella 46: Cinematismi planari per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 47 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	12.2147	1.25	
4	K1.1-K3	0.6169	1.23	
6	K1.1-K4.2	26.8997	1.08	
7	K1.2-K2.1	165.6898	3.11	
8	K1.2-K2.2	78.2702	2.4	
9	K1.2-K3	8.5919	1.09	
11	K1.2-K4.2	38.374	0.89	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
15	K2.1-K4.2	2.42	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie, la scarsa percentuale di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
18	K2.2-K4.2	8.0406	0.26	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
20	K3-K4.2	31.9621	2.93	

Tabella 47: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K3 e K4.1. quest'ultimo caratterizzato da basso peso statistico (2.60%) come evidenziato in Tabella 48 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K3	1.20 m	24.01 m
K4.1	2.30 m	40.12 m

Tabella 48: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 55 subvert. esp. NW del cantiere a cielo aperto.

8.1.6.3. FRONTE ORIENTATO N 145 SUBVERTICALE ESPOSTO SW

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 49 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K1.1	0.49	14.46	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K1.2	0.32	18.66	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K3	0.28	5.56	Il cinematisma ha basso grado di realizzarsi a causa della differenza tra direzione di immersione del fronte e della discontinuità ($\geq 20^\circ$). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 49: Cinematismi planari per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere sotterraneo.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 50 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
1	K1.1-K1.2	368.3988	0.86	Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
4	K1.1-K3	294.7593	1.05	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$, procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
5	K1.1-K4.1	283.9084	0.8	Il basso peso statistico di K4.1 (5.70%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
6	K1.1-K4.2	323.3551	0.96	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
8	K1.2-K2.2	9.9407	0.91	Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
9	K1.2-K3	74.0497	0.99	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
10	K1.2-K4.1	97.7048	1.82	
11	K1.2-K4.2	45.0466	1.03	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
19	K3-K4.1	1.1829	1.25	
22	K1.1-K1.2+K2.1	195.9145	0.84	Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
23	K1.1-K1.2+K2.2	362.8831	0.83	
33	K1.1-K2.2+K2.1	241.5179	24.09	
38	K1.1-K3+K2.1	158.2398	1.05	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
39	K1.1-K3+K2.2	288.1926	1.04	

43	K1.1-K4.1+K2.1	157.5014	0.79	Il basso peso statistico di K4.1 (5.70%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
44	K1.1-K4.1+K2.2	278.8687	0.78	
48	K1.1-K4.2+K2.1	171.8493	0.97	Se si forma, nonostante FS $\approx$ 1 procedere a consolidamento, disgaggio o verifica
49	K1.1-K4.2+K2.2	316.8358	0.96	
63	K1.2-K3+K2.1	52.1308	0.97	
68	K1.2-K4.1+K2.1	63.6076	1.79	Se si forma, nonostante FS $\approx$ 1 procedere a consolidamento, disgaggio o verifica
73	K1.2-K4.2+K2.1	32.4871	1.01	

Tabella 50: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K2.1 e K2.2, come evidenziato in Tabella 51 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K2.1	1.50 m	38.86 m
K2.2	1.20 m	47.44 m

Tabella 51: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 145 subvert. esp. SW del cantiere sotterraneo.

8.1.6.4. FRONTE ORIENTATO N 145 SUBVERTICALE ESPOSTO NE

CINEMATISMI PLANARI

In Tabella 52 si riportano i sistemi soggetti a potenziali scivolamenti planari ricavati mediante l'analisi grafica.

H bancata	SISTEMI	FS sisma	Volume in t/mc/m	Note
7 m	K2.1	0.34	8.54	Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.
	K2.2	n.d.	0.03	Il cinematismo ha basso grado di realizzarsi per il basso peso statistico del sistema (5.80%). Far coincidere preventivamente fronte e discontinuità evita il manifestarsi dell'evento.

Tabella 52: Cinematismi planari per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

In Tabella 53 si riportano le potenziali combinazioni che potrebbero emergere sul fronte in oggetto ed i relativi coefficienti di sicurezza.

Blocco	Comb. Piani	Vol. in mc	FS sisma	Note
2	K1.1-K2.1	179.7219	5.35	
3	K1.1-K2.2	105.7283	10.51	
7	K1.2-K2.1	3.3	0	Il blocco tende a perdere contatto con la superficie.. Se si forma procedere immediatamente a consolidamento, disgaggio o verifica.
12	K2.1-K2.2	94.9441	9.34	
13	K2.1-K3	69.7226	1.17	
14	K2.1-K4.1	59.1093	0.51	Il basso peso statistico di K4.1 (2.60%) limita l'estensione

				del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
15	K2.1-K4.2	46.2259	0.32	Il basso peso statistico di K4.2 (5.30%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
16	K2.2-K3	1.7917	0.93	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
17	K2.2-K4.1	0.5285	0.28	Il basso peso statistico di K2.2 (5.80%), K4.1 (2.60%) limita l'estensione del fenomeno. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio o verifica.
21	K4.1-K4.2	36.3783	5.35	
27	K1.1-K2.1+K1.2	143.7839	5.3	
32	K1.1-K2.2+K1.2	67.5729	10.43	
123	K4.1-K4.2+K1.2	26.0564	5.31	

Tabella 53: Cinematismi tridimensionali per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

POTENZIALI RIBALTAMENTI

L'analisi condotta per via grafica (basata esclusivamente sulle caratteristiche geometriche) mostra potenziali ribaltamenti relativi ai sistemi K1.1, K1.2, K2.2 e K3 come evidenziato in Tabella 54 dove vengono riportati anche i risultati ottenuti dall'applicazione della formula di Timoshenko e Gere. Il sistema K2.2 (5.80%) è inoltre caratterizzato da un basso peso statistico che rende raro il verificarsi del cinematismo.

SISTEMI	Spessore volume colonnare medio (t)	Altezza massima volume (l)
K1.1	1.60 m	38.40 m
K1.2	1.80 m	43.97 m
K2.1	1.50 m	38.86 m
K3	1.20 m	24.01 m

Tabella 54: Potenziali ribaltamenti per il fronte N 145 subvert. esp. NE del cantiere a cielo aperto.

8.2. EFFETTI DELLE DISCONTINUITÀ SULLA POSIZIONE DEI FRONTI

Dalle risultanze ottenute va evidenziato che la posizione di ogni singola bancata riportata negli elaborati progettuali **è da considerarsi indicativa**; in quanto questa è fortemente influenzata dalle caratteristiche della fratturazione locale. Infatti, la presenza di fratture con giacitura inclinata, che interagendo con i fronti possono sviluppare condizioni cinematiche instabili o potenzialmente tali, possono essere le responsabili di un arretramento del fronte, condizione non prevedibile in sede di stesura del progetto o della Scia, comunque di qualsiasi elaborato programmatico della coltivazione.

Tali "variazioni" dipendono direttamente dal fatto che le fratture ascrivibili ai sistemi di discontinuità principali, (K1, K2, K3, K4, vedi Relazione Geomeccanica allegata), sono caratterizzate da valori di inclinazione compresi in un range d'inclinazione ponderato:

K1= 25-60°	K2= 55-90°	K3= 60-90°	K4= 60-90°
------------	------------	------------	------------

l'esistenza del range d'inclinazione per il singolo sistema di fratturazione, comporta che una bancata (altezza compresa tra 3.5-7.0m) può subire gli arretramenti riportati nella sottostante tabella:

Sistema	Altezza fronte (m)	Range Inclinazione (°)	Range Arretramento (m)	Frequenza Sistema (%)
K1	3.5-7.0	25-60	2.0-7.5	37.1
K2	3.5-7.0	55-90	0.0-4.9	24.7
K3	3.5-7.0	60-90	0.0-4.0	25.6
K4	3.5-7.0	60-90	0.0-4.0	12.6

Per tale ragione si cercherà quanto più di "scoprire" le discontinuità persistenti e già affioranti del verso di macchia al fine di non isolare, nel corso degli sbancamenti, volumi per i quali sarebbero necessari interventi di bonifica. Nel contempo come sarà descritto in seguito si prevede un monitoraggio proprio delle principali discontinuità del verso di macchia presenti sulla tecchia ad integrazione di quello già in essere nel cantiere sotterraneo.

9. VERIFICA DEI CANTIERI SOTTERRANEI

Le analisi di stabilità hanno interessato gli elementi di contorno ai vuoti sotterranei e nel dettaglio hanno riguardato il cantiere settentrionale, oggetto del presente progetto, e quello meridionale che sarà esclusivamente tombato e scoperchiato limitatamente ad una porzione della 1°camera.

L'analisi ha riguardato:

- la verifica della copertura minima in funzione delle sollecitazioni a cui è sottoposti in base alle NTC 18;
- la verifica analitica e deterministica dei portali di accesso ai sotterranei;
- la verifica strutturale dei pilastri e dei diaframmi che saranno isolati nel corso della coltivazione sotterranea;
- dimensionamento dell'impianto di ventilazione;
- la verifica dei potenziali cinatismi tridimensionali a cui le discontinuità presenti potrebbero dare origine lungo pareti e tetti delle camere e dei tracciamenti.

9.1.1. VERIFICA GENERALE DELLA SOLETTA DI COPERTURA

Lo Scaled Span Method elaborato da Carter T.G. (1990) prevede di definire in maniera speditiva le condizioni di stabilità della calotta rocciosa a copertura di uno scavo in relazione alla geometria dello stesso ed alle caratteristiche dell'ammasso roccioso in un campo di validità tridimensionale.

In linea teorica la stabilità della calotta può essere definita attraverso la seguente funzione in relazione alla classificazione dell'ammasso roccioso (bRMR):

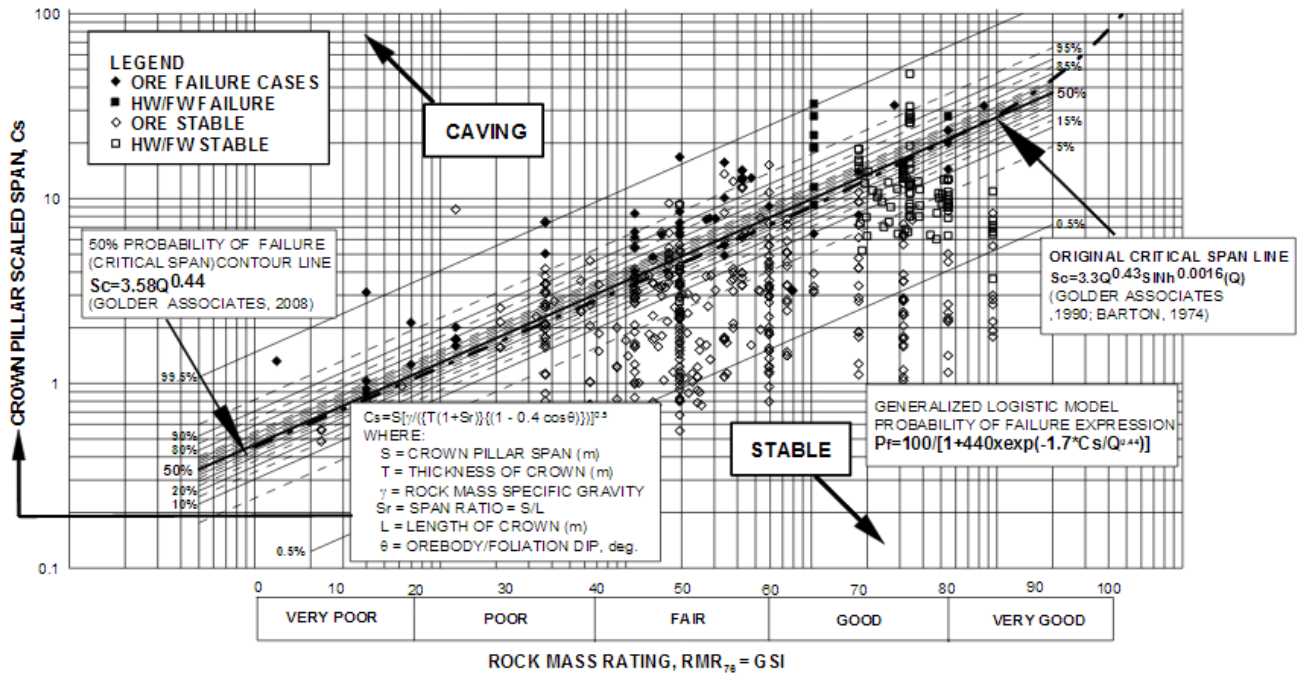
$$C_s = S \left(\frac{\gamma}{T(1+S_R)(1-0.4 \cos \theta)} \right)^{0.5}$$

Dove

a favore della stabilità:
T è lo spessore della calotta;
θ inclinazione del piano di scistosità,
corrispondente al verso di macchia (35-50)

a svantaggio della stabilità:
S è la luce libera della calotta;
S_R = S/L è il rapporto di estensione;
L è la lunghezza totale del
tracciamento;
γ = 2.7 ton/mc è il peso specifico.

Il C_s ottenuto viene confrontato con quello critico $C_{s, \text{crit}}$ definito dalla Golder Associates (2008), in base alla valutazione di una serie di risultati empirici in sito attraverso la seguente formula:



$$S_c = 3.3 \times Q^{0.43} \times \sinh^{0.0016}(Q)$$

Dove Q è l'indice di qualità dello scavo (Norwegian Geotechnical Institute) la cui conversione nel bRMR di Bieniawski (1976) è approntata mediante la seguente formulazione:

$$RMR_{76} = 9 \ln(Q) + 44$$

9.1.2. VERIFICA STRUTTURALE DEI PORTALI DI ACCESSO

I portali di accesso ai cantieri sotterranei sono stati trattati alla stregua di un telaio bidimensionale dotato in sommità di una trave elastica orizzontale vincolata alle estremità attraverso puri incastri o appoggi.

Per le verifiche è stata impostata un'analisi strutturale riducendo il problema alla "teoria della trave elastica" ed "a conci" come proposto da Diederichs e Kaiser (1999).

In particolare la verifica è stata condotta, come previsto dalle Norme Tecniche (NTC18) agli stati limite ultimi (SLU) per le sollecitazioni tensionali, tangenziali e flessionali e agli stati limite di esercizio (SLE) per le deformazioni assiali.

Il metodo semplificato proposto da Diederichs e Kaiser prevede di considerare la parte sospesa dell'arco alla stregua di una "trave elastica".

Per le verifiche strutturali "classiche" la trave risulta soggetta alla sola componente tangenziale del peso proprio ed agli eventuali carichi accidentali (neve e vento trascurabili vista la mole delle grandezze in gioco), in funzione dei quali è stato ricavato il momento flettente massimo in mezzeria, la tensione massima nel lembo superiore e lo sforzo di taglio sulla superficie di contatto con i piedritti, mentre la deformazione massima è quella dovuta all'inflessione in mezzeria. Le varie sollecitazioni e deformazioni sono state ricavate secondo le formule e gli schemi riportate in Figura 8.

Allo scopo di considerare la presenza di discontinuità persistenti che suddividano in più parti la soletta, potenzialmente instabili, è stata sfruttata la teoria della "trave elastica a conci".

In quest'ultima verifica, ipotizzando un basso confinamento laterale, ovvero la presenza di carichi litostatici orizzontali trascurabili, si ritiene che all'interno della trave si possa formare un arco parabolico in compressione che trasmetta i carichi verticali agenti ai piedritti laterali infinitamente rigidi. La bassa tensione di confinamento associata all'ipotetica presenza di fratture persistenti trasversali allo scavo può produrre fenomeni di ribaltamento o schiacciamento, quest'ultimi in caso di rapporto $L/h \geq 10$ contrastabili dalle resistenze meccaniche residuali e dall'esistenza di ponti di roccia.

Studi a riguardo hanno evidenziato che sono sufficienti minime porzioni di continuità dell'ammasso roccioso (0.5% della potenziale sezione della discontinuità) per avere contributi non trascurabili alla stabilità (Diederichs, 2003). Pertanto per ciascuna struttura ad arco "fratturata" saranno affrontate le verifiche a ribaltamento, schiacciamento, all'azione tangenziale, ed alla deformazione per inflessione, attraverso le seguenti formule:

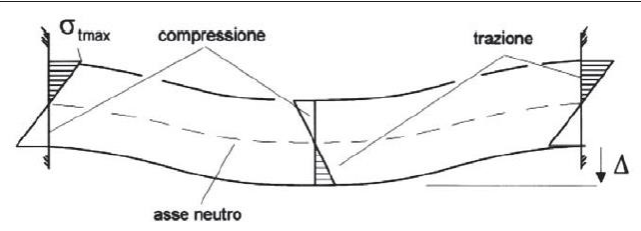
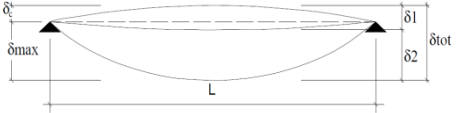
TRAZIONE	TAGLIO	DEFORMAZIONE
		
$\sigma_{tmax} = \frac{M}{Z_x} = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h}{2} = \frac{W \cdot L}{2 \cdot b \cdot h^2} = \frac{\gamma \cdot L^2}{2h}$	$V = \frac{W}{2} = 0.5 \gamma h B L$	$\Delta = \frac{W \cdot L^3}{384 E_{rm} \cdot I_x} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32 E_{rm} \cdot h^2}$
RESISTENZA A TRAZIONE	RESISTENZA TANGENZIALE	DEFORMAZIONE MASSIMA
$\sigma_{r,t}$	$R = c + T \tan \phi = \sigma_{tmax} h (2b + L) \tan \phi$	$\Delta_{lim} = \frac{L}{400}$
VERIFICHE DI SICUREZZA		
$FS_t = \frac{\sigma_{r,t}}{\sigma_{tmax}}$	$FS_\tau = \frac{R}{V}$	$\Delta < \frac{L}{400}$

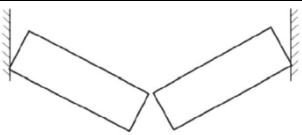
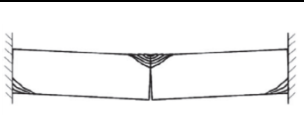
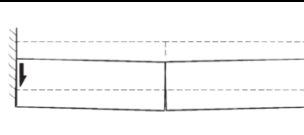
Figura 6: Modello di comportamento di una trave elastica fissata alle estremità (modificato da Diederichs e Kaiser, 1999).

Dove:

- $M = \frac{WL}{12} = \frac{\gamma h B L^2}{12}$ momento flettente agente sulla trave;
- $W = \gamma V$ carico verticale peso proprio della trave e carico accidentale;
- L luce libera della trave;
- h spessore della trave;
- B la profondità della trave;
- $Z_x = \frac{B h^2}{6}$ modulo di resistenza della sezione;
- E_{rm} modulo di elasticità dell'ammasso roccioso;
- c l'angolo d'attrito di picco dell'ammasso roccioso;
- T la componente ortogonale al piedritto.

Per le successive analisi sono state utilizzate le combinazioni di carico ed i coefficienti illustrati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18) e riportati nel capitolo dedicato; mentre per le resistenze del materiale si rimanda ai valori ridotti di Tabella 10. In particolare il portale verrà verificata:

- agli Stati Limiti Ultimi per azioni tensionali, tangenziali e flessionali;
- agli Stati Limiti di Esercizio per le deformazioni flessionali.

BUCKLING	SCHIACCIAMENTO	TAGLIO	DEFORMAZIONI
			
MOMENTO FLETTENTE	TENSIONE MASSIMA	TENSIONE TANGENZIALE	INFLESSIONE ELASTICA
$M_w = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h \cdot L^2$	$f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$ (N = 0.50)	$v = 0.5 \gamma_e \cdot L \cdot h$	$\Delta = Z_0 - Z$
MOMENTO RESISTENTE	RESISTENZA CRUSH	RESISTENZA TANGENZIALE	DEF.LIM. SNERVAMENTO
$M_R = \frac{1}{2} \cdot f_{max} \cdot N \cdot h \cdot Z$ (N = 0.75)	$\frac{\sigma_c}{2} = \frac{UCS}{2}$	$R = T \tan \phi =$ $0.5 f_{max} N h \tan \phi$ $0.5 f_{max} \cdot N \cdot h \cdot \tan \phi$ $N = \frac{1}{(0.22 L/h) + 2.7}$	$\Delta_{lim} = 0.1 h$
VERIFICHE DI SICUREZZA			
$FS_{buck} = \frac{M_R}{M_w}$	$FS_{crush} = \frac{UCS}{f_{max}}$	$FS_{\tau} = \frac{R}{V}$	$\Delta < \Delta_{lim}$

Dove: $f_{max} = 0.25 \frac{\gamma L^2}{N Z}$ è la tensione massima di compressione, per cui prima dell'inflessione elastica, N è assunto 0.75 (buckling) e $Z=Z_0$

$Z_0 = h \left(1 - \frac{2}{3} N\right)$ è il braccio del momento per cui;

$Z = Nh$ è lo spessore del lembo di compressione;

dopo l'inflessione elastica (N=0.5 per crushing)

$l = L + \frac{8}{3} \frac{Z_0^2}{L}$ è la lunghezza dell'arco parabolico;

$f_{av} = \frac{1}{3} f_{max} \left(\frac{2}{3} + N\right)$ è il valore medio della tensione di compressione.

$\Delta l = l \frac{f_{av}}{E_{rm}}$ è l'accorciamento elastico dell'arco compresso;

$Z = \sqrt{\frac{3}{8} L \left(\frac{8}{3L} Z_0^2 - \Delta l\right)}$ è il braccio del momento dopo l'accorciamento elastico;

$Z = Z_0 - \Delta_{lim}$ è il valore critico del braccio del momento per cui verificare lo schiacciamento.

9.1.3. VERIFICHE DETERMINISTICHE DEL PORTALE DI ACCESSO

Allo stato attuale risultano realizzati 2 accessi nel cantiere settentrionale ed 1 nel cantiere meridionale. Il progetto prevede la realizzazione di un ulteriore accesso in ciascun cantiere. Per i nuovi portali risulta al momento impossibile effettuare verifiche deterministiche dal momento che i fronti di attacco devono essere ancora attestati.

Gli accessi già realizzati sono già stati oggetto di analisi ed interventi di bonifica/consolidamento nel corso degli anni passati, come evidenziato dalle relazioni di analisi dedicate e dai numerosi interventi di consolidamento corticale e puntuale eseguiti.

Pertanto la Società si riserva la possibilità di presentare uno studio integrativo relativo alle condizioni geostrukturali riscontrate e dei conseguenti accorgimenti tecnici prima dell'apertura dei nuovi accessi sotterranei.

9.1.4. VERIFICHE STRUTTURALI DEI PILASTRI E DEI DIAFRAMMI

Il dimensionamento strutturale dei vuoti sotterranei si basa fondamentalmente su formulazioni empiriche che tengono in considerazione la qualità dell'ammasso roccioso, il che le rende difficilmente applicabili ad altre tipologie geologiche differenti da quelle indagate per calibrare le stesse formule.

Per superare tale problematica Gonzalez-Nicieza et al. hanno realizzato una pubblicazione comparativa di tutte le formulazioni empiriche (2006) ed hanno ricavato due formule generali, valide per ogni tipologia di ammasso, che tenessero conto sia della classificazione geomeccanica, per valutare la resistenza a compressione; sia della presenza di discontinuità persistenti, per valutare l'eventuale resistenza a taglio lungo il piano di fratturazione.

Dal momento che tutti i cantieri sotterranei non sono ancora stati realizzati, la verifica relativa alla resistenza tangenziale, deve essere rimandata ad un secondo momento, quando la ditta operante nella Cava inizierà ad isolare gli elementi di sostegno.

Per meglio valutare l'effettiva condizione strutturale risulta più semplice tradurre le formule di resistenza in un fattore di sicurezza dato dal rapporto tra l'effettiva sollecitazione agente sull'elemento e la resistenza dell'elemento alla stessa.

La resistenza a compressione (R_c) è direttamente proporzionale alla resistenza a compressione uniassiale dell'elemento strutturale, tenendo ovviamente in considerazione l'effetto scala che sussiste tra il provino di laboratorio e l'elemento da verificare.

Le formulazioni empiriche classiche, tuttavia, non tengono conto della qualità dell'ammasso roccioso che può essere più o meno fratturato ed influenzare direttamente la resistenza.

Per ovviare a tale problematica, Sheorey (1997) ha proposto una formula nella quale l'effetto scala introdotto per la resistenza del pilastro diventasse funzione dell'indice RMR di Bieniawski, e nel caso in esame, mediante le opportune conversioni, del GSI di Hoek.

Dal momento che si è già provveduto ad eseguire una stima della resistenza dell'ammasso roccioso mediante il software Rocdata® e che la resistenza a compressione è indipendente dalla geometria degli elementi analizzati, per tutti i cantieri sotterranei la resistenza a compressione utilizzata è di 8.85MPa (6.32MPa ridotta da NTC18).

Il carico agente sul pilastro viene calcolato attraverso la Teoria delle Aree Tributarie che richiede una regolarità in pianta, uno spessore di calotta superiore all'altezza dei pilastri e non tiene in considerazione l'effetto arco.

Il carico medio del pilastro σ_{vo} risulta pertanto:

$$\sigma_{vo} = \frac{Wt_{pi}}{A_{pi}} = \frac{\gamma (A_{pi} h_{pi} + A_{cpi} h_{cpi})}{A_{pi}}$$

Dove: Wt_{pi} (MN) è il carico verticale totale gravante alla base del pilastro i-esimo;
 A_{pi} (mq) è l'impronta in pianta reagente dell'elemento i-esimo;
 $\gamma = 0.0265$ (KN/m³) è il peso specifico del materiale costituente calotta e pilastro;
 h_{pi} (m) è l'altezza media dell'elemento i-esimo;
 A_{cpi} è l'impronta in pianta dell'area tributaria dell'elemento i-esimo (in mq);
 h_{cpi} (m) è lo spessore dell'area tributaria gravante sull'elemento i-esimo.

Tenendo conto delle dovute considerazioni, sopra elencate, il fattore di sicurezza del pilastro soggetto a compressione viene definito come il rapporto tra la resistenza a compressione R_c e la tensione verticale media σ_{vo} che il pilastro deve sorreggere:

$$FS_c = \frac{R_c}{\sigma_{vo}}$$

Per effettuare le verifiche in condizioni sismiche è stata considerata la condizione più gravosa per la stabilità, ovvero con accelerazione sismica verticale verso il basso in modo da incrementare le sollecitazioni a compressioni agenti sugli elementi strutturali.

9.1.5. PROGETTO IMPIANTO DI VENTILAZIONE

All'interno dei cantieri sotterranei, fin tanto che non sarà realizzata la seconda uscita, si renderà necessario assicurare un ricambio d'aria forzato all'interno dei tracciamenti al fine di mantenere l'aria respirabile e con inquinanti diluiti entro i limiti di tollerabilità. E' infatti provato che negli scavi si possano generare naturali correnti d'aria che seguono tutte le traiettorie continue tra i due accessi, e che tale fenomeno è tanto più amplificato quanto più l'orientazione e l'ubicazione degli stessi sia diversificata. I differenziali termici ed eolici dovuti ad una distinta esposizione solare/eolica (E-W, N-S, ombra/sole concorde alle direttrici delle brezze, etc.) consentono infatti l'instaurarsi di gradienti barici tali da poter escludere la necessità di una ventilazione artificiale del sotterraneo.

Tuttavia per assicurare la portata d'aria necessaria a mantenere lo stato di salubrità ottimale occorre che all'interno di ciascuno scavo vi sia una circolazione costante che superi le resistenze dovute all'attrito delle pareti, ai cambiamenti di sezione, ai moti vorticosi ed a tutti gli ostacoli incontrabili.

Le componenti dell'impianto saranno conformi alla direttiva macchine 89/392/CEE, modificata da 31/368/CEE ed alle norme UNI EN 292-294 e CEI EN 60204.

Il sistema di ventilazione prospettato per ciascun cantiere sarà a scopo cautelativo di tipo "premente" al fine di valutare nel dimensionamento l'intera pianta dello scavo.

Allo scopo sono state scelte le seguenti caratteristiche della componentistica:

- condotta circolare in poliestere opportunamente staffata alle pareti o al soffitto di sezione interna ϕ e lunghezza definita in base alla geometria dello scavo.

-
- ING. GIACOMO DEL NERO

Perdite di carico continue dell'aria – CONDOTTI CIRCOLARI “RUGOSI” – $t = 20^\circ\text{C}$, $H = 0 \text{ m}_{\text{slm}}$

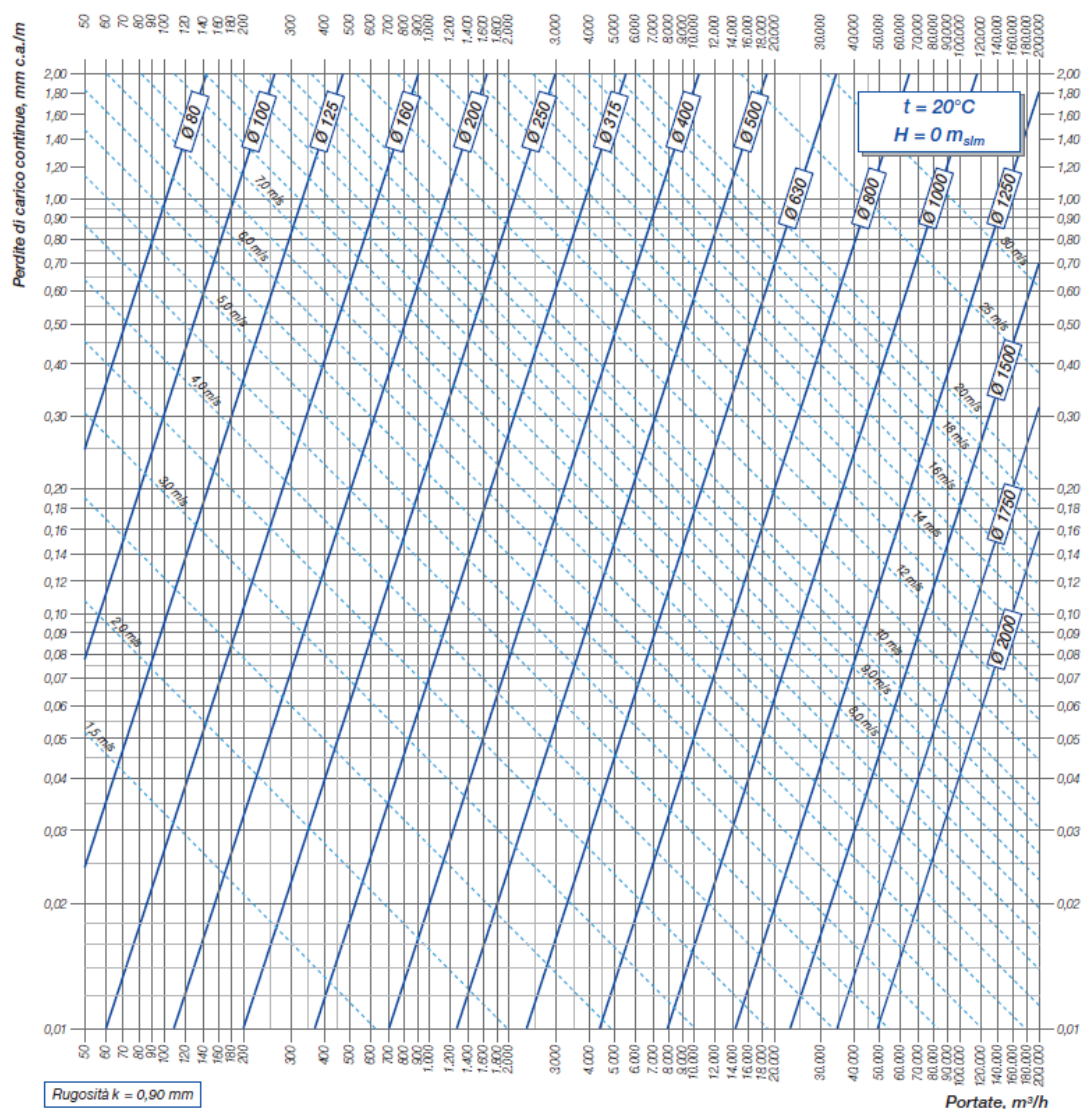


Tabella 55: Abaco delle perdite di carico continue in canali circolari rugosi ($T=20^\circ\text{C}$ $H=1000 \text{ m}_{\text{slm}}$).

- Le formule per il calcolo del coefficiente d'attrito dipendono dal tipo di moto:

- Per moti laminari $Re < 2100$ la formula di Pouiseuille

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

- Per moti turbolenti $Re > 4000$ la formula di Colebrook

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\varepsilon/D}{3.71} \right)$$

Dove: $\varepsilon = 0.9$ è la rugosità del tubo in poliestere .

- La perdita di carico concentrata

$$R_c = \beta \frac{v^2}{2g}$$

Dove β è un coefficiente funzione della tipologia di cambio di direzione, restringimento o allargamento della sezione.

Perdite di carico localizzate per $\Sigma\xi = 1+10$ (temperatura aria = 20°C - H = 0 m_{slm})

v = velocità, m/s		$\Sigma\xi$ = sommatoria coefficienti perdite localizzate, adimensionale										z = perdite di carico localizzate, mm c.a.	
v	$\Sigma\xi$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	$\Sigma\xi$	v
1,0	z	0,06	0,12	0,18	0,25	0,31	0,37	0,43	0,49	0,55	0,61	z	1,0
1,5	z	0,14	0,28	0,41	0,55	0,69	0,83	0,97	1,10	1,24	1,38	z	1,5
2,0	z	0,25	0,49	0,74	0,98	1,23	1,47	1,72	1,96	2,21	2,45	z	2,0
2,5	z	0,38	0,77	1,15	1,53	1,92	2,30	2,68	3,07	3,45	3,83	z	2,5
3,0	z	0,55	1,10	1,66	2,21	2,76	3,31	3,86	4,41	4,97	5,52	z	3,0
3,2	z	0,63	1,26	1,88	2,51	3,14	3,77	4,40	5,02	5,65	6,28	z	3,2
3,4	z	0,71	1,42	2,13	2,84	3,54	4,25	4,96	5,67	6,38	7,09	z	3,4
3,6	z	0,79	1,59	2,38	3,18	3,97	4,77	5,56	6,36	7,15	7,95	z	3,6
3,8	z	0,89	1,77	2,66	3,54	4,43	5,31	6,20	7,08	7,97	8,85	z	3,8
4,0	z	0,98	1,96	2,94	3,92	4,91	5,89	6,87	7,85	8,83	9,81	z	4,0
4,2	z	1,08	2,16	3,24	4,33	5,41	6,49	7,57	8,65	9,73	10,8	z	4,2
4,4	z	1,19	2,37	3,56	4,75	5,94	7,12	8,31	9,50	10,7	11,9	z	4,4
4,6	z	1,30	2,59	3,89	5,19	6,49	7,78	9,08	10,4	11,7	13,0	z	4,6
4,8	z	1,41	2,83	4,24	5,65	7,06	8,48	9,89	11,3	12,7	14,1	z	4,8
5,0	z	1,53	3,07	4,60	6,13	7,66	9,20	10,7	12,3	13,8	15,3	z	5,0
5,2	z	1,66	3,32	4,97	6,63	8,29	9,95	11,6	13,3	14,9	16,6	z	5,2
5,4	z	1,79	3,58	5,36	7,15	8,94	10,7	12,5	14,3	16,1	17,9	z	5,4
5,6	z	1,92	3,85	5,77	7,69	9,61	11,5	13,5	15,4	17,3	19,2	z	5,6
5,8	z	2,06	4,13	6,19	8,25	10,3	12,4	14,4	16,5	18,6	20,6	z	5,8
6,0	z	2,21	4,41	6,62	8,83	11,0	13,2	15,5	17,7	19,9	22,1	z	6,0
6,2	z	2,36	4,71	7,07	9,43	11,8	14,1	16,5	18,9	21,2	23,6	z	6,2
6,4	z	2,51	5,02	7,53	10,0	12,6	15,1	17,6	20,1	22,6	25,1	z	6,4
6,6	z	2,67	5,34	8,01	10,7	13,4	16,0	18,7	21,4	24,0	26,7	z	6,6
6,8	z	2,84	5,67	8,51	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,4	z	6,8
7,0	z	3,00	6,01	9,01	12,0	15,0	18,0	21,0	24,0	27,0	30,0	z	7,0
7,2	z	3,18	6,36	9,54	12,7	15,9	19,1	22,3	25,4	28,6	31,8	z	7,2
7,4	z	3,36	6,72	10,1	13,4	16,8	20,1	23,5	26,9	30,2	33,6	z	7,4
7,6	z	3,54	7,08	10,6	14,2	17,7	21,2	24,8	28,3	31,9	35,4	z	7,6
7,8	z	3,73	7,46	11,2	14,9	18,7	22,4	26,1	29,8	33,6	37,3	z	7,8
8,0	z	3,92	7,85	11,8	15,7	19,6	23,5	27,5	31,4	35,3	39,2	z	8,0
8,5	z	4,43	8,86	13,3	17,7	22,2	26,6	31,0	35,4	39,9	44,3	z	8,5
9,0	z	4,97	9,93	14,9	19,9	24,8	29,8	34,8	39,7	44,7	49,7	z	9,0
9,5	z	5,53	11,1	16,6	22,1	27,7	33,2	38,7	44,3	49,8	55,3	z	9,5
10,0	z	6,13	12,3	18,4	24,5	30,7	36,8	42,9	49,1	55,2	61,3	z	10,0
10,5	z	6,76	13,5	20,3	27,0	33,8	40,6	47,3	54,1	60,8	67,6	z	10,5
11,0	z	7,42	14,8	22,3	29,7	37,1	44,5	51,9	59,4	66,8	74,2	z	11,0
11,5	z	8,11	16,2	24,3	32,4	40,5	48,7	56,8	64,9	73,0	81,1	z	11,5
12,0	z	8,83	17,7	26,5	35,3	44,1	53,0	61,8	70,6	79,5	88,3	z	12,0
12,5	z	9,58	19,2	28,7	38,3	47,9	57,5	67,1	76,6	86,2	95,8	z	12,5
13,0	z	10,4	20,7	31,1	41,4	51,8	62,2	72,5	82,9	93,3	104	z	13,0
13,5	z	11,2	22,3	33,5	44,7	55,9	67,0	78,2	89,4	101	112	z	13,5
14,0	z	12,0	24,0	36,1	48,1	60,1	72,1	84,1	96,1	108	120	z	14,0
14,5	z	12,9	25,8	38,7	51,6	64,5	77,3	90,2	103	116	129	z	14,5
15,0	z	13,8	27,6	41,4	55,2	69,0	82,8	96,6	110	124	138	z	15,0
15,5	z	14,7	29,5	44,2	58,9	73,7	88,4	103	118	133	147	z	15,5
16,0	z	15,7	31,4	47,1	62,8	78,5	94,2	110	126	141	157	z	16,0

Tabella 56: Abaco delle perdite di carico localizzate (T=20°C H=1000 m slm).

Imbocco senza invito $\eta^m = 0,8$	Sbocco senza invito $\eta^m = 1,0$																																
Imbocco senza invito con impedimento frontale <table><tr><th>e/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,2</td><td>2,6</td></tr><tr><td>0,4</td><td>1,5</td></tr><tr><td>0,6</td><td>1,2</td></tr><tr><td>0,8</td><td>1,0</td></tr><tr><td>1,0</td><td>0,8</td></tr></table>	e/d	η^m	0,2	2,6	0,4	1,5	0,6	1,2	0,8	1,0	1,0	0,8	Sbocco senza invito con impedimento frontale <table><tr><th>e/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,4</td><td>1,8</td></tr><tr><td>0,6</td><td>1,4</td></tr><tr><td>0,8</td><td>1,2</td></tr><tr><td>1,0</td><td>1,0</td></tr></table>	e/d	η^m	0,4	1,8	0,6	1,4	0,8	1,2	1,0	1,0										
e/d	η^m																																
0,2	2,6																																
0,4	1,5																																
0,6	1,2																																
0,8	1,0																																
1,0	0,8																																
e/d	η^m																																
0,4	1,8																																
0,6	1,4																																
0,8	1,2																																
1,0	1,0																																
Imbocco con invito $\eta^m = 0,4$	Sbocco con invito $\eta^m = 0,6$																																
Imbocco con invito e impedimento frontale <table><tr><th>e/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,2</td><td>1,2</td></tr><tr><td>0,4</td><td>0,7</td></tr><tr><td>0,6</td><td>0,6</td></tr><tr><td>0,8</td><td>0,5</td></tr><tr><td>1,0</td><td>0,4</td></tr></table>	e/d	η^m	0,2	1,2	0,4	0,7	0,6	0,6	0,8	0,5	1,0	0,4	Sbocco con invito e impedimento frontale <table><tr><th>e/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,4</td><td>1,2</td></tr><tr><td>0,6</td><td>1,0</td></tr><tr><td>0,8</td><td>0,8</td></tr><tr><td>1,0</td><td>0,6</td></tr></table>	e/d	η^m	0,4	1,2	0,6	1,0	0,8	0,8	1,0	0,6										
e/d	η^m																																
0,2	1,2																																
0,4	0,7																																
0,6	0,6																																
0,8	0,5																																
1,0	0,4																																
e/d	η^m																																
0,4	1,2																																
0,6	1,0																																
0,8	0,8																																
1,0	0,6																																
Imbocco con diaframma A = area sezione canale A* = area passaggio diaframma <table><tr><th>A*/A</th><th>0,3</th><th>0,4</th><th>0,5</th><th>0,6</th><th>0,7</th><th>0,8</th><th>0,9</th></tr><tr><td>ξ</td><td>24</td><td>11</td><td>6,2</td><td>3,0</td><td>2,2</td><td>1,4</td><td>1,2</td></tr></table>	A*/A	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	ξ	24	11	6,2	3,0	2,2	1,4	1,2	Sbocco con diaframma A = area sezione canale A* = area passaggio diaframma <table><tr><th>A*/A</th><th>0,3</th><th>0,4</th><th>0,5</th><th>0,6</th><th>0,7</th><th>0,8</th><th>0,9</th></tr><tr><td>ξ</td><td>28</td><td>13</td><td>7,8</td><td>3,6</td><td>2,6</td><td>1,7</td><td>1,4</td></tr></table>	A*/A	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	ξ	28	13	7,8	3,6	2,6	1,7	1,4
A*/A	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9																										
ξ	24	11	6,2	3,0	2,2	1,4	1,2																										
A*/A	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9																										
ξ	28	13	7,8	3,6	2,6	1,7	1,4																										

Curva a 90° <table><tr><th>r/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,50</td><td>0,9</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,5</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,4</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,3</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,2</td></tr></table>	r/d	η^m	0,50	0,9	0,75	0,5	1,00	0,4	1,50	0,3	2,00	0,2	Curve a 30°, 45° e 60° <table><tr><th rowspan="2">r/d</th><th colspan="3">η^m</th></tr><tr><th>$\alpha = 30^\circ$</th><th>$\alpha = 45^\circ$</th><th>$\alpha = 60^\circ$</th></tr><tr><td>0,50</td><td>0,3</td><td>0,5</td><td>0,7</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,3</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,3</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,2</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,1</td><td>0,1</td><td>0,1</td></tr></table>	r/d	η^m			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	0,50	0,3	0,5	0,7	0,75	0,2	0,3	0,3	1,00	0,1	0,2	0,3	1,50	0,1	0,2	0,2	2,00	0,1	0,1	0,1
r/d	η^m																																							
0,50	0,9																																							
0,75	0,5																																							
1,00	0,4																																							
1,50	0,3																																							
2,00	0,2																																							
r/d	η^m																																							
	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$																																					
0,50	0,3	0,5	0,7																																					
0,75	0,2	0,3	0,3																																					
1,00	0,1	0,2	0,3																																					
1,50	0,1	0,2	0,2																																					
2,00	0,1	0,1	0,1																																					
Curva a settori a 90° <table><tr><th>r/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>0,50</td><td>1,1</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,6</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,4</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,3</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,2</td></tr></table>	r/d	η^m	0,50	1,1	0,75	0,6	1,00	0,4	1,50	0,3	2,00	0,2	Curve a settori a 30°, 45° e 60° <table><tr><th rowspan="2">r/d</th><th colspan="3">η^m</th></tr><tr><th>$\alpha = 30^\circ$</th><th>$\alpha = 45^\circ$</th><th>$\alpha = 60^\circ$</th></tr><tr><td>0,50</td><td>0,4</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,3</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,1</td><td>0,2</td><td>0,2</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,1</td><td>0,1</td><td>0,1</td></tr></table>	r/d	η^m			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	0,50	0,4	0,6	0,7	0,75	0,2	0,3	0,4	1,00	0,1	0,2	0,3	1,50	0,1	0,2	0,2	2,00	0,1	0,1	0,1
r/d	η^m																																							
0,50	1,1																																							
0,75	0,6																																							
1,00	0,4																																							
1,50	0,3																																							
2,00	0,2																																							
r/d	η^m																																							
	$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$																																					
0,50	0,4	0,6	0,7																																					
0,75	0,2	0,3	0,4																																					
1,00	0,1	0,2	0,3																																					
1,50	0,1	0,2	0,2																																					
2,00	0,1	0,1	0,1																																					
Curva con spigolo vivo a 90° $\eta^m = 1,4$	Curve con spigolo vivo a 30°, 45° e 60° <table><tr><th colspan="3">η^m</th></tr><tr><th>$\alpha = 30^\circ$</th><th>$\alpha = 45^\circ$</th><th>$\alpha = 60^\circ$</th></tr><tr><td>0,4</td><td>0,7</td><td>1,0</td></tr></table>	η^m			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	0,4	0,7	1,0																														
η^m																																								
$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$																																						
0,4	0,7	1,0																																						
Curva ad un segmento a 90° $\eta^m = 1,3$	Curva a due segmenti a 90° $\eta^m = 1,2$																																							
Curva doppia <table><tr><th>l/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>< 1</td><td>4,0</td></tr><tr><td>1 + 2</td><td>3,0</td></tr><tr><td>> 2</td><td>2,0</td></tr></table>	l/d	η^m	< 1	4,0	1 + 2	3,0	> 2	2,0	Curva e controcurva <table><tr><th>l/d</th><th>η^m</th></tr><tr><td>< 1</td><td>3,5</td></tr><tr><td>1 + 2</td><td>2,7</td></tr><tr><td>> 2</td><td>2,0</td></tr></table>	l/d	η^m	< 1	3,5	1 + 2	2,7	> 2	2,0																							
l/d	η^m																																							
< 1	4,0																																							
1 + 2	3,0																																							
> 2	2,0																																							
l/d	η^m																																							
< 1	3,5																																							
1 + 2	2,7																																							
> 2	2,0																																							

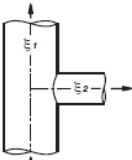
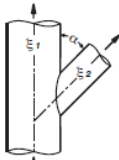
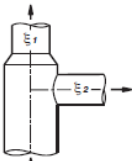
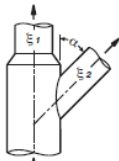
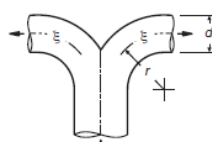
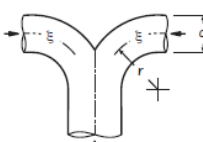
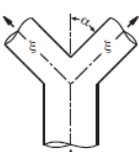
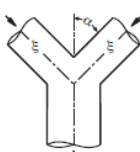
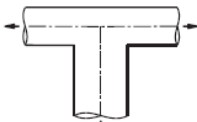
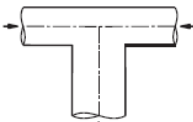
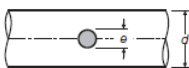
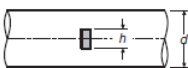
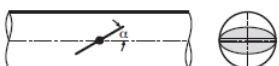
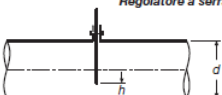
Derivazione a 90°  $\xi_1 = 0,2 \quad \xi_2 = 1,3$	Derivazioni a 30°, 45° e 60°  $\xi_1 = 0,2$ <table><tr><th colspan="3">ξ_2</th></tr><tr><th>$\alpha = 30^\circ$</th><th>$\alpha = 45^\circ$</th><th>$\alpha = 60^\circ$</th></tr><tr><td>0,4</td><td>0,7</td><td>0,9</td></tr></table>	ξ_2			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	0,4	0,7	0,9																											
ξ_2																																					
$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$																																			
0,4	0,7	0,9																																			
Derivazione con riduzione a 90°  $\xi_1 = 0,4 \quad \xi_2 = 1,3$	Derivazioni con riduzione a 30°, 45° e 60°  $\xi_1 = 0,4$ <table><tr><th colspan="3">ξ_2</th></tr><tr><th>$\alpha = 30^\circ$</th><th>$\alpha = 45^\circ$</th><th>$\alpha = 60^\circ$</th></tr><tr><td>0,4</td><td>0,7</td><td>0,9</td></tr></table>	ξ_2			$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$	0,4	0,7	0,9																											
ξ_2																																					
$\alpha = 30^\circ$	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 60^\circ$																																			
0,4	0,7	0,9																																			
Derivazione a doppia curva  <table><tr><th>r/d</th><th>ξ</th></tr><tr><td>0,50</td><td>1,2</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,6</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,4</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,3</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,2</td></tr></table>	r/d	ξ	0,50	1,2	0,75	0,6	1,00	0,4	1,50	0,3	2,00	0,2	Confluenza a doppia curva  <table><tr><th>r/d</th><th>ξ</th></tr><tr><td>0,50</td><td>1,1</td></tr><tr><td>0,75</td><td>0,5</td></tr><tr><td>1,00</td><td>0,3</td></tr><tr><td>1,50</td><td>0,2</td></tr><tr><td>2,00</td><td>0,2</td></tr></table>	r/d	ξ	0,50	1,1	0,75	0,5	1,00	0,3	1,50	0,2	2,00	0,2												
r/d	ξ																																				
0,50	1,2																																				
0,75	0,6																																				
1,00	0,4																																				
1,50	0,3																																				
2,00	0,2																																				
r/d	ξ																																				
0,50	1,1																																				
0,75	0,5																																				
1,00	0,3																																				
1,50	0,2																																				
2,00	0,2																																				
Derivazione ad Y  <table><tr><th>α</th><th>ξ</th></tr><tr><td>30°</td><td>0,3</td></tr><tr><td>45°</td><td>0,7</td></tr><tr><td>60°</td><td>1,0</td></tr></table>	α	ξ	30°	0,3	45°	0,7	60°	1,0	Confluenza a Y  <table><tr><th>α</th><th>ξ</th></tr><tr><td>30°</td><td>0,3</td></tr><tr><td>45°</td><td>0,6</td></tr><tr><td>60°</td><td>0,9</td></tr></table>	α	ξ	30°	0,3	45°	0,6	60°	0,9																				
α	ξ																																				
30°	0,3																																				
45°	0,7																																				
60°	1,0																																				
α	ξ																																				
30°	0,3																																				
45°	0,6																																				
60°	0,9																																				
Derivazione a T  $\xi_1 = 1,4$	Confluenza a T  $\xi_1 = 1,3$																																				
Restringimento senza invito  <table><tr><th>A_2/A_1</th><th>ξ</th></tr><tr><td>0,2</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,4</td><td>0,4</td></tr><tr><td>0,6</td><td>0,3</td></tr><tr><td>0,8</td><td>0,2</td></tr></table>	A_2/A_1	ξ	0,2	0,5	0,4	0,4	0,6	0,3	0,8	0,2	Restringimento con invito  $\xi = 0,2$																										
A_2/A_1	ξ																																				
0,2	0,5																																				
0,4	0,4																																				
0,6	0,3																																				
0,8	0,2																																				
Allargamento senza invito  <table><tr><th>A_2/A_1</th><th>ξ</th></tr><tr><td>0,1</td><td>0,9</td></tr><tr><td>0,2</td><td>0,7</td></tr><tr><td>0,4</td><td>0,4</td></tr><tr><td>0,6</td><td>0,2</td></tr></table>	A_2/A_1	ξ	0,1	0,9	0,2	0,7	0,4	0,4	0,6	0,2	Allargamento con invito  <table><tr><th>A_2/A_1</th><th>ξ</th></tr><tr><td>0,1</td><td>0,5</td></tr><tr><td>0,2</td><td>0,3</td></tr><tr><td>0,4</td><td>0,2</td></tr><tr><td>0,6</td><td>0,2</td></tr></table>	A_2/A_1	ξ	0,1	0,5	0,2	0,3	0,4	0,2	0,6	0,2																
A_2/A_1	ξ																																				
0,1	0,9																																				
0,2	0,7																																				
0,4	0,4																																				
0,6	0,2																																				
A_2/A_1	ξ																																				
0,1	0,5																																				
0,2	0,3																																				
0,4	0,2																																				
0,6	0,2																																				
Diaframma di equilibratura  A = area sezione canale A* = area passaggio diaframma <table><tr><th>A*/A</th><td>0,20</td><td>0,25</td><td>0,30</td><td>0,35</td><td>0,40</td><td>0,45</td><td>0,50</td><td>0,55</td><td>0,60</td></tr><tr><th>ξ</th><td>50</td><td>30</td><td>20</td><td>15</td><td>8</td><td>7</td><td>4</td><td>3</td><td>2</td></tr></table>	A*/A	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	ξ	50	30	20	15	8	7	4	3	2	Tubi e barre che attraversano canali  <table><tr><th>e/d</th><td>0,10</td><td>0,25</td><td>0,50</td></tr><tr><th>ξ</th><td>0,2</td><td>0,6</td><td>2,0</td></tr></table>  <table><tr><th>h/d</th><td>0,10</td><td>0,25</td><td>0,50</td></tr><tr><th>ξ</th><td>0,7</td><td>1,4</td><td>4,0</td></tr></table>	e/d	0,10	0,25	0,50	ξ	0,2	0,6	2,0	h/d	0,10	0,25	0,50	ξ	0,7	1,4	4,0
A*/A	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60																												
ξ	50	30	20	15	8	7	4	3	2																												
e/d	0,10	0,25	0,50																																		
ξ	0,2	0,6	2,0																																		
h/d	0,10	0,25	0,50																																		
ξ	0,7	1,4	4,0																																		
Regolatore a farfalla  <table><tr><th>α</th><td>0°</td><td>10°</td><td>20°</td><td>30°</td><td>40°</td><td>45°</td><td>50°</td><td>55°</td><td>60°</td></tr><tr><th>ξ</th><td>0,2</td><td>0,6</td><td>1,8</td><td>4,4</td><td>11</td><td>21</td><td>35</td><td>65</td><td>105</td></tr></table>	α	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	55°	60°	ξ	0,2	0,6	1,8	4,4	11	21	35	65	105	Regolatore a serranda  <table><tr><th>h/d</th><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,5</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><th>ξ</th><td>30</td><td>11</td><td>5,2</td><td>2,2</td><td>1,3</td><td>0,5</td></tr></table>	h/d	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	ξ	30	11	5,2	2,2	1,3	0,5		
α	0°	10°	20°	30°	40°	45°	50°	55°	60°																												
ξ	0,2	0,6	1,8	4,4	11	21	35	65	105																												
h/d	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7																															
ξ	30	11	5,2	2,2	1,3	0,5																															
Rete di protezione  A = area sezione canale A* = area netta passaggio aria <table><tr><th>A*/A</th><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,5</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><th>ξ</th><td>17</td><td>6,5</td><td>3,0</td><td>1,7</td><td>1,0</td><td>0,8</td></tr></table>	A*/A	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	ξ	17	6,5	3,0	1,7	1,0	0,8	Lamiera forata  A = area sezione canale A* = area netta passaggio aria <table><tr><th>A*/A</th><td>0,2</td><td>0,3</td><td>0,4</td><td>0,5</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><th>ξ</th><td>60</td><td>22</td><td>9,0</td><td>4,0</td><td>2,2</td><td>1,0</td></tr></table>	A*/A	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	ξ	60	22	9,0	4,0	2,2	1,0								
A*/A	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7																															
ξ	17	6,5	3,0	1,7	1,0	0,8																															
A*/A	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7																															
ξ	60	22	9,0	4,0	2,2	1,0																															

Tabella 57: Coefficienti di forma delle perdite di carico concentrate per sezioni circolari.

9.2.2. VERIFICA GENERALE SOLETTA DI COPERTURA

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche utilizzate per il calcolo del coefficiente di Carter.

VERIFICA DELLA CALOTTA DI COPERTURA CANTIERE ATTUALE SOTTERRANEO CAVA N17 RUGGETTA					
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PARAMETRICHE DI VERIFICA		CAMERE		ACCESSO ATTUALE	NUOVO ACCESSO
PESO SPECIFICO AMMASSO ROCCIOSO	γ (ton/mc)	2.70			
ALTEZZA SEZIONE	H (m)	9.00	30.00	23.00	8.00
LUCE LIBERA SEZIONE	S (m)	10.00	15.00	9.60	6.50
LUNGHEZZA TRACCIAMENTI	L (m)	45.00	100.00	20.00	12.00
SPESSORE COPERTURA=CALOTTA	T (m)	15.00	40.00	16.00	16.00
PIANO DI FOLIAZIONE MARMO	(°)	45.00			

Tabella 58: Caratteristiche geometriche dello scavo e parametri dell'ammasso roccioso utilizzati nelle verifiche delle calotte di copertura per il cantiere sotterraneo ATTUALE della Cava RUGGETTA.

A seguito dell'elaborati dei dati è risultato:

Per le camere di coltivazione Cs risulta variabile tra 2.7 e 7.0m.

Per le gallerie di accesso Cs risulta variabile tra 2.5 e 3.6m.

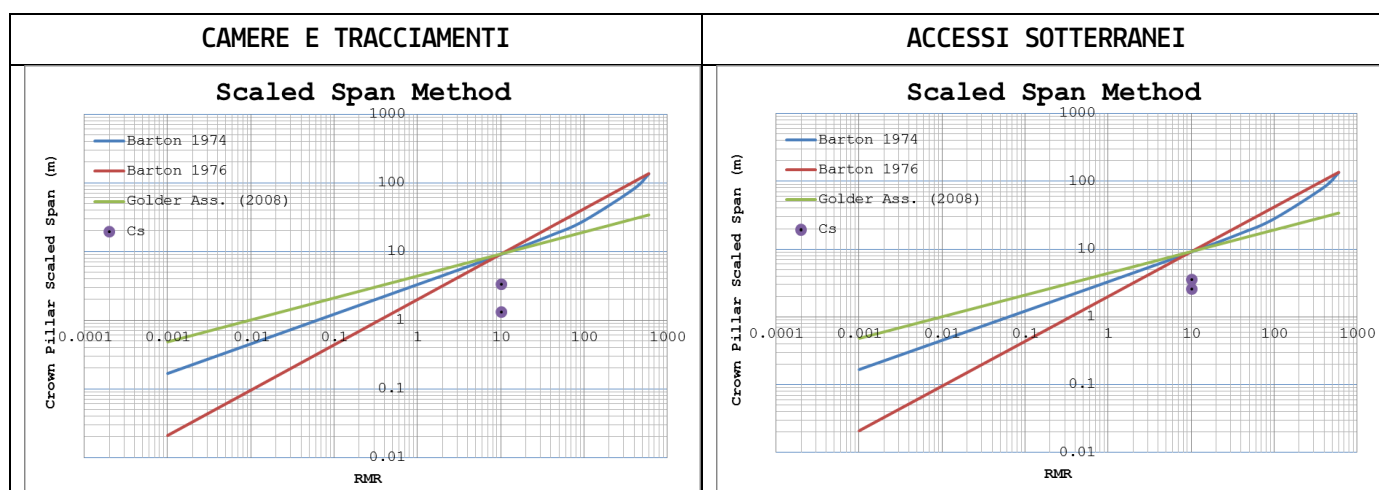


Figura 7: Scala bi-logaritmica dell'intervallo di variabilità del Crown Pillar Scaled Span (Cs) e confronto con i limiti di criticità (Barton 1974, 1976 e Golder Ass. 2008) per i tracciamenti e le gallerie di accesso del cantiere sotterraneo attuale della Cava n.17 Ruggetta.

Confrontando i risultati ottenuti con la classificazione geomeccanica del materiale (RMR=65) si nota che il range di variabilità dell'indice è indipendente dall'altezza dei vuoti ed è sempre inferiore limite critico determinato attraverso le metodologie di Barton (1974 e 1976) e della Golder Associates (2008), riportati in Figura 7.

Traducendo i risultati ottenuti in termini di Fattore di Sicurezza si ottiene:

- per le camere di coltivazione (luce libera 10.0-15.0m) FS = 1.3-3.3;
- per le gallerie di accesso (luce libera 6.5-10 m) Fs=2.5-3.6

In tali condizioni si ritiene che le geometrie delle coperture rocciose attuali siano idonee ad auto-portarsi sopra i vuoti del cantiere sotterraneo attuale.

9.2.2.1. VERIFICA STRUTTURALE DELLA SOLETTA DEL NUOVO ACCESSO

Viste le condizioni in sito, le verifiche della soletta del nuovo accesso vengono di seguito riportate ipotizzando che la trave abbia uno spessore di 10.0m e sia portante fino al piano di calpestio (16.0m).

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI ACCESSO CANTIERE SOTTERRANEO ATTUALE - CAVA RUGGETTA A										
NUOVO ACCESSO										
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			CARICHI			CARATTERISTICHE MECCANICHE				
profondità (b)	10.00	m	permanententi	26.50	KN/mc	angolo attrito A.R.	49°	Modulo Elastico	13335 MPa	
altezza (h)	15.00	m	accidentale	2.00	KN/mq	coesione A.R.	1.1 MPa	res. Compres	8.85 MPa	
altezza trave (h)	15.00	m	carichi totali	34.65	KN/mc	angolo attrito fr.	35°	res. Tang.	1.26 MPa	
luce (L)	10.00	m	coeff. Permanententi	1.30		coesione fr.	5 Kpa	res. trax	0.41 MPa	
Volume	3000.00	mc	coeff. Accidentali	1.50		inclinazione fr.	89°	stratificazione	45°	
SOLLECITAZIONI			G (MN)	Q acc (MN)	V (MN)	Mc (MNm)	VERIFICA A RIBALTAMENTO ORIZZONTALE (SLU) buckling			
			103.35	0.30	51.83	86.38				
VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA	VERIFICA A TRAZIONE (SLU)					VERIFICA TRAVE ELASTICA A CONCI	MOMENTO RESISTENTE		M _r	8.61 MPa
	RESISTENZA		σ _{r,tx}	0.41 MPa	MOMENTO FLETTENTE		M _w	5.48 MPa		
	SOLLECITAZIONE		σ _{tx} max	0.23 MPa	FATTORE DI SICUREZZA		F _s buck	1.57		
	FATTORE DI SICUREZZA		F _s trax	1.77	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO (SLU) crushing/snap-through					
	VERIFICA A TAGLIO (SLU)						rapporto span/spessore		L/h	0.67 NO POT ROTTURA
	RESISTENZA		R	37.80 MN	RESISTENZA		σ _{crush}	8.85 MPa		
	SOLLECITAZIONE		v	5.18 MN	SOLLECITAZIONE		f max	0.20 MPa		
	FATTORE DI SICUREZZA		F _s tang	7.29	FATTORE DI SICUREZZA		F _s crush	43.34		
	VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)						VERIFICA A TAGLIO (SLU) slip			
	DEF. LIMITE		Δ _{lim}	25.00 mm	RESISTENZA		R	0.70 MN		
	DEFORMAZIONE		Δ	0.00 mm	SOLLECITAZIONE		V	3.67 MN		
	FATTORE DI SICUREZZA		F _S Δcont	9.06E+03	FATTORE DI SICUREZZA		F _S m	0.19 -2.98		
					VERIFICA DEFORMAZIONE SNERVAMENTO (SLE)					
				DEF. LIMITE SNERVAMENTO			Δ _{lim}	2.E+03 mm		
				DEFORMAZIONE			Δ	0.02 mm		
				FATTORE DI SICUREZZA		F _S Δdiscr	6.22E+04			

Dalle analisi si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale, mentre la trave a conci non risulta verificata a slipping (scorrimento di taglio).

Il cinematismo si potrebbe verificare nel caso di presenza di discontinuità del contro scontrato (K2) che tagliano il portale, eventualità che al momento non è possibile verificare. Rimandando solo ad una effettiva valutazione deterministica la concreta possibilità che tali cinematismi si possano manifestare, a scopo cautelativo è stato dimensionato un sistema di consolidamento puntuale atto ad impedirne lo sviluppo costituito di tiranti DYWIDAG 950/1050 nel portale dello scavo al fine di compensare il differenziale tra resistenze e sollecitazioni (3.0MN).

Allo scopo di ottenere FS=1.1 si ritiene necessaria l'installazione di 9 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Ø40mm di lunghezza 6.0m, installati in posizione sub-orizzontale, sub-paralleli all'asse dello scavo su due file a circa 1.5-2.5m dall'intradosso della galleria.

9.2.3. VERIFICA STRUTTURA DEI PILASTRI E DEI DIAFRAMMI

9.2.4. PILASTRO P1

Il pilastro P1 è ubicato in prossimità dell'entrata al cantiere e rappresenta l'elemento principale con un'impronta in pianta, escludendo i volumi mancanti, di circa 341.4mq. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di circa 929.5 mq e spessore medio di circa 17.0m.

9.2.4.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 59.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P1, risulta di circa 715 MN.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

PILASTRO P1			
Sezione orizzontale reagente	Sp1	341.4	mq
Altezza Pilastro (428-394.4 m s.l.m.)	hp1	33.5	m
Peso Totale solo Pilastro	Wp1	303.08	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P1			
Area tributaria di competenza	Acp1	929.5	mq
Spessore Copertura Medio (16-18 m)	hcp1	16.7	m
Peso Copertura	Wcp1	411.35	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	Wtp1	714.43	MN

Tabella 59: Caratteristiche del pilastro P1 e della soletta di copertura di competenza del pilastro P1.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE			P1
	CARICO VERTICALE	Wtotd1	714.43 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	9.4 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.045	FSc
SLU	CARICO PROGETTO	Wdd1	714.43 MN	4.49
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vo}	2.09 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsd1	746.58 MN	4.30
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	2.19 MPa	

Tabella 60: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P1 della Cava Ruggetta, alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Dalle verifiche riportate in Tabella 60 il pilastro P1 risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche, rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 4.5 e 4.3.

9.2.4.2. VERIFICA DELLA RESISTENZA TANGENZIALE

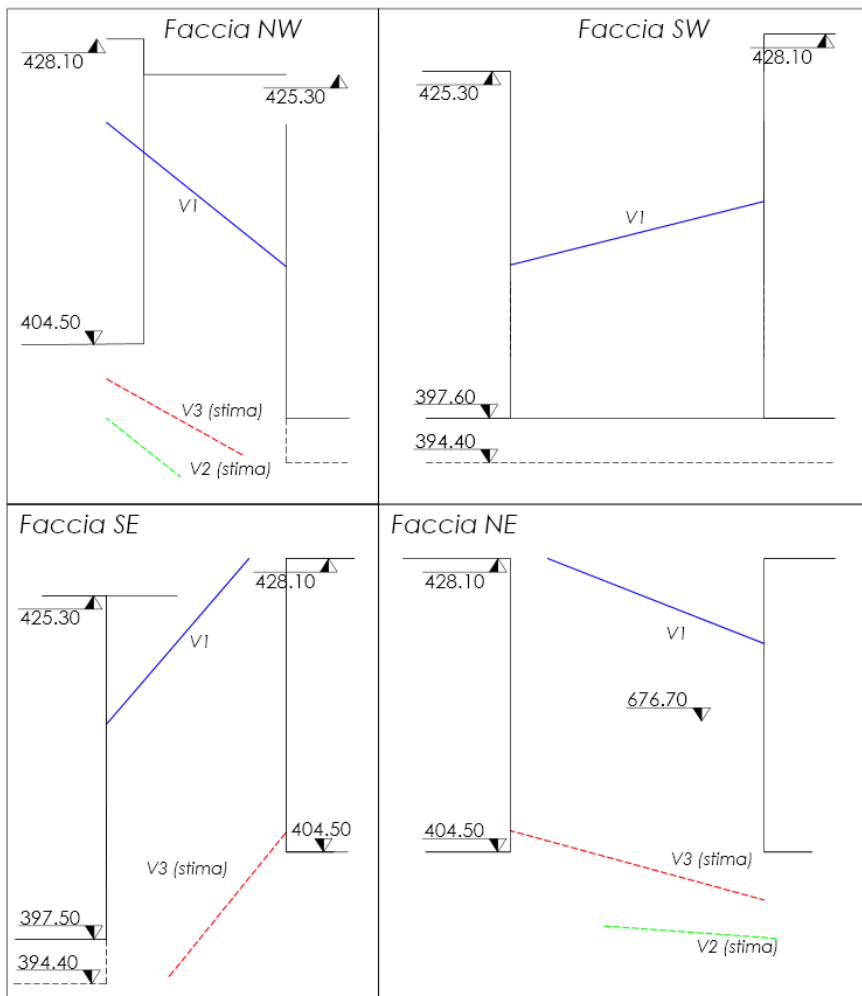


Figura 8: Schema delle fratture principali sul pilastro P1

La discontinuità V1 non subisce variazioni significative tra la condizione attuale e di progetto dal momento che la stessa risulta ad oggi già emergente su tutte le facce del pilastro ed oggetto di sistema di consolidamento puntuale realizzato in passato.

Le discontinuità V2 e V3 invece, in base a quanto è stato possibile rilevare sull'ultimo ribasso delle facce del pilastro, si ritiene che perdano di persistenza e/o aumentino di verticalità e non emergano a franappoggio sulla faccia SW del pilastro.

Pertanto il volume parzialmente isolato formatosi tra le discontinuità persistenti V1-V3 risulta VERIFICATO per la presenza di ponti di roccia intatti alla base del pilastro stesso.

9.2.5. PILASTRO P2

Il pilastro P2 è ubicato al centro del cantiere e possiede un'impronta in pianta di circa 160.8 mq. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 684.7 mq e spessore variabile da 15.8 m a 23.5 m.

9.2.5.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 61:

PILASTRO P2			
Sezione orizzontale reagente	Sp2	160.8	mq
Altezza Pilastro	hp2	35	m
Peso Totale solo Pilastro	Wp2	149.14	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P2			
Area tributaria di competenza	Acp2	684.7	mq
Spessore Copertura Medio (15-17 m)	hc2p	16	m
Peso Copertura	Wcp2	290.31	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	Wtp2	439.45	MN
PESO TOTALE di PROGETTO (base pilastro)	Wdp2	439.45	MN

Tabella 61: Caratteristiche del pilastro P2 e della soletta di copertura di competenza del pilastro P2.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P2, risulta di circa 439.5 MN.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE			P2
	CARICO VERTICALE	Wtotp2	439.45 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	9.4 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.045	
SLU	CARICO PROGETTO	Wdp2	439.45 MN	3.44
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vo}	2.73 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsp2	459.23 MN	3.29
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	2.86 MPa	

Tabella 62: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P2 della Cava Ruggetta alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Dalle verifiche riportate in 62il pilastro P2 risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche, rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 3.4 e 3.3.

9.2.5.2. VERIFICA DELLA RESISTENZA TANGENZIALE

Per tutte le discontinuità V1, V2 e V3 non vi sono variazioni significative tra la condizione attuale e di variante dal momento che ad oggi emergono già su tutte le facce del pilastro P2 e sono state oggetto di consolidamento puntuale opportunamente dimensionato.

Sulla faccia SW e SE è affiorata una macchia lenta (V4) che è stata opportunamente consolidata con barre DIWIDAG $\phi 40\text{mm}$ e $\phi 32\text{mm}$ preventivamente all'avanzamento dei ribassi assentiti. Tali interventi, realizzati nel 2023, sono già stati illustrati nella relazione di aggiornamento della stabilità (gennaio 2024). Dall'osservazione dell'elemento risulta che l'intervento progettuale non possa portare all'affioramento o all'emersioni di ulteriori discontinuità.

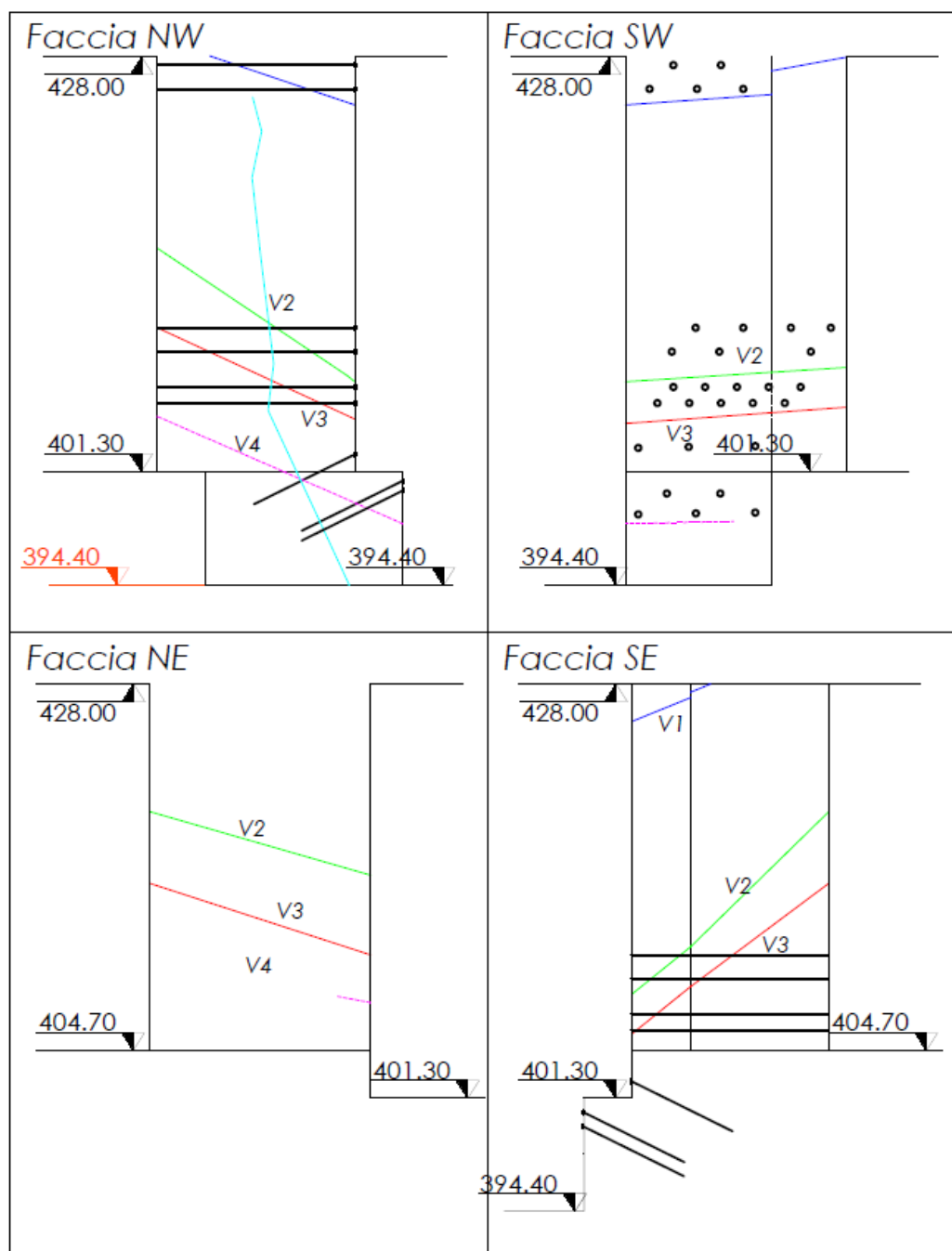


Figura 9: Schema delle fratture principali sul pilastro P2

9.2.6. PILASTRO P3

Il pilastro P3 è ubicato nel settore settentrionale del cantiere e possiede un'impronta in pianta di circa 154.3mq. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 559 mq e spessore variabile da 15 m a 24 m.

9.2.6.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 63.

PILASTRO P3			
Sezione orizzontale reagente	Sp3	154.3	mq
Altezza Pilastro	hp3	35	m
Peso Totale solo Pilastro	Wp3	143.11	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P3			
Area tributaria di competenza	Acp3	558.8	mq
Spessore Copertura Medio (15-24 m)	hcp3	20	m
Peso Copertura	Wcp3	296.16	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	Wtp3	439.28	MN
PESO TOTALE di PROGETTO (base pilastro)	Wdd1	439.28	MN

Tabella 63: Caratteristiche del pilastro P3 e della soletta di copertura di competenza del pilastro P3.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P3, risulta di circa 439 MN.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE			P3
	CARICO VERTICALE	Wtotp3	439.28 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	9.4 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.045	FSc
SLU	CARICO PROGETTO	Wdp3	439.28 MN	3.30
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vo}	2.85 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsp3	459.04 MN	3.16
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	2.98 MPa	

Tabella 64: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P3 della Cava Ruggetta, alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Dalle verifiche riportate in Tabella 64 il pilastro P3 risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche, rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 3.3 e 3.1.

9.2.6.2. VERIFICA DELLA RESISTENZA TANGENZIALE

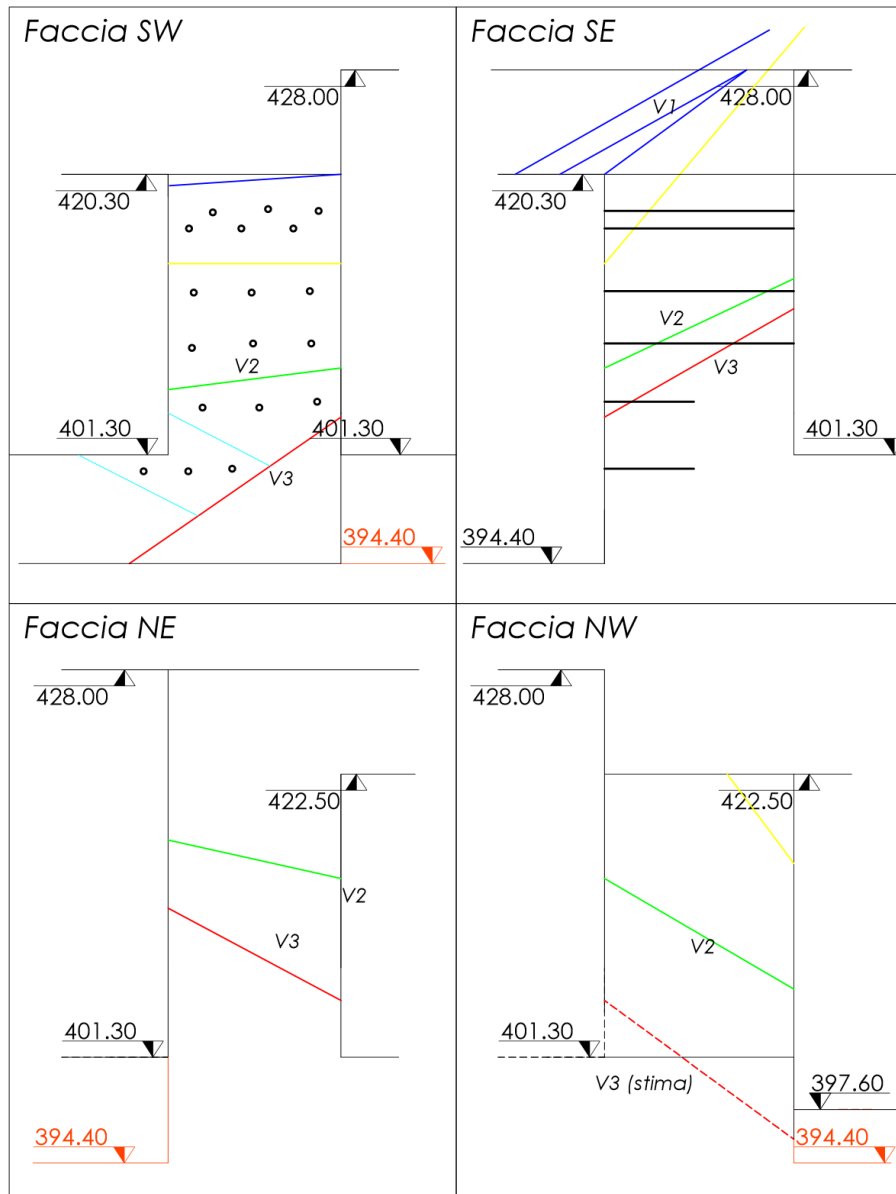


Figura 10: Schema delle fratture principali sul pilastro P3

Per le discontinuità V1, K2.1 e V2 non vi sono variazioni significative tra la condizione attuale e di progetto dal momento che le stesse fratture risultano ad oggi già emergenti su tutte le facce del pilastro P3 anche si deve denotare un generico "immarramento" delle stesse nel settore occidentale dello stesso.

Come illustrato in Figura 14, l'avanzamento progettuale ha prodotto la completa emergenza delle fratture V3, attraverso il completamento del ribasso di q.398.0 s.l.m..

Nonostante da precedenti verifiche l'elemento ricompreso tra le fratture V2-Ve in P3 richiedeva di intervenire con 3 tiranti DYWIDAG 950/1050 $\phi 40$ mm prima di realizzare il ribasso di q.394.4m s.l.m., la Società, a scopo cautelativo ha installato 5 barre DYWIDAG 950/1050 $\phi 40$ mm, come da ripresa fotografica successiva (gennaio 2024).

Dall'osservazione dell'elemento non risulta che l'intervento progettuale possa portare all'affioramento o all'emersioni di ulteriori discontinuità.

9.3. CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE

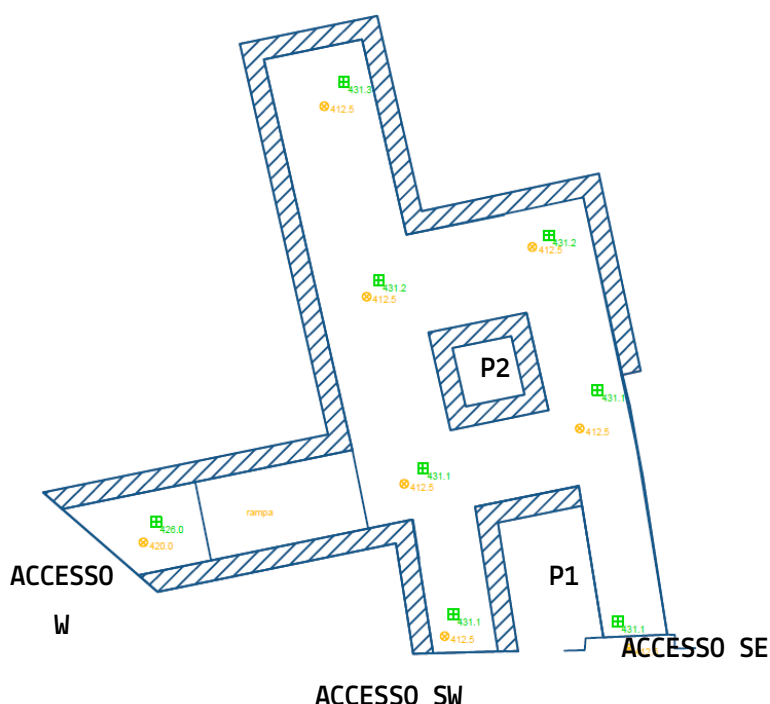


Figura 11: Estratto planimetrico del nuovo cantiere sotterraneo con indicata la fascia di tolleranza planimetrica.

sviluppo della coltivazione porterà all'isolamento di tre pilastri P1, P2.

Nel contempo si prevede la coltivazione dello stesso attraverso ribassi ricompresi tra 3.5-6.5m fino alle q. 420.0m e 412.5m s.l.m..

Le caratteristiche tecniche ed operative dei mezzi impiegati producono difformità plano-altimetriche nel corso della coltivazione non quantificabili in sede progettuale. A questo si deve aggiungere la necessità di poter impostare i tracciamenti in funzione delle condizioni geostrutturali e giacimentologiche al fine di garantire la sicurezza dello scavo e nel contempo aumentarne al massimo la redditività. Si è pertanto ritenuto plausibile definire una fascia di tolleranza planimetrica di $\pm 3.0m$ ed altimetrica di $\pm 1.5m$ nell'intorno dei vuoti, mantenendo inalterati i volumi escavati e le dimensioni delle opere strutturali.

9.3.1. IMPIANTO DI VENTILAZIONE

Per il nuovo cantiere sotterraneo è stato progettato un impianto di ventilazione in fase di allestimento. L'impianto prevede un ramo principale in corrispondenza dell'accesso SE dal quale si staccano tre derivazioni a 90° in corrispondenza dei rami SW-NE.

L'impianto avrà uno sviluppo lineare di circa 210.0m. Per il dimensionamento ipotizzando l'impiego di 3 addetti a tempo pieno ed 1 mezzo meccanico (450Kw) per mezza giornata lavorativa, risulta necessario un impianto che garantisca circa 36mc/min di ricambio d'aria, ovvero circa 2'200mc/ora.

Nel fronte residuale meridionale dell'ex cava n.14 Pescina B a circa q. 426.0m s.l.m.-432.0m s.l.m. è stato aperto il nuovo cantiere esplorativo sotterraneo. A seguito dello sviluppo dei rami esplorativi si prevede la realizzazione di due camere in direzione NW-SE e due corridoi di collegamento SW-NE, nonché la realizzazione di un ulteriore accesso sotterraneo pari quota (in corso) e l'apertura di un ulteriore a q.420.0m s.l.m..

Gli accessi avranno luce libera 9.5-12.0m, mentre i tracciamenti avranno ampiezza 12.0-15.0m. Lo

Dall'abaco delle perdite distribuite si ricavano, per una tubazione $\Phi 630\text{mm}$ circa 0.01mm/m , mentre le perdite concentrate ammontano a circa 6.5mm ; la perdita di carico totale, considerando la vetustà, risulta 5.7mm .

E' quindi necessario un ventilatore che per portata di $2'200\text{mc}$ presenta perdite inferiori a 5.5mm ed una condotta in poliestere avente $\Phi 630\text{mm}$ e lunghezza 210.0 m .

9.3.2. VERIFICA GENERALE SOLETTA DI COPERTURA

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche utilizzate per il calcolo del coefficiente di Carter.

VERIFICA DELLA CALOTTA DI COPERTURA CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE CAVA N17 RUGGETTA A				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PARAMETRICHE DI VERIFICA		TRACCIAMENTI		ACCESSO
PESO SPECIFICO AMMASSO ROCCIOSO	γ (ton/mc)	2.70		
ALTEZZA SEZIONE	H (m)	6.0-18.0		
LUCE LIBERA SEZIONE	S (m)	12.0-15.0	9.5-12.0	
LUNGHEZZA TRACCIAMENTI	L (m)	25.0-150.0	15.00	
SPESSORE COPERTURA=CALOTTA	T (m)	20.00	80.00	10.0-15.0
PIANO DI FOLIAZIONE MARMO	(°)	40 W-SW		

Tabella 65: Caratteristiche geometriche dello scavo e parametri dell'ammasso roccioso utilizzati nelle verifiche delle calotte di copertura per il cantiere sotterraneo settentrionale della Cava RUGGETTA.

A seguito dell'elaborati dei dati è risultato:

Per i tracciamenti Cs risulta variabile tra 2.2 e 6.3m .

Per la galleria di accesso Cs risulta variabile tra 3.9 e 6.2m .

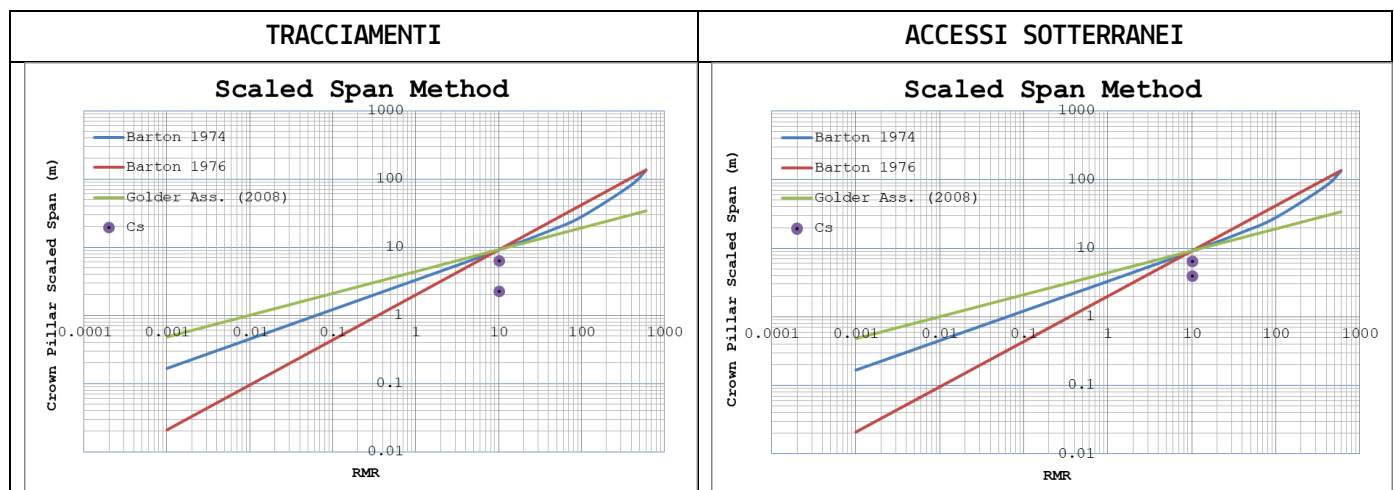


Figura 12: Scala bi-logaritmica dell'intervallo di variabilità del Crown Pillar Scaled Span (Cs) e confronto con i limiti di criticità (Barton 1974, 1976 e Golder Ass. 2008) per i tracciamenti e le gallerie di accesso del cantiere sotterraneo settentrionale della Cava n.17 Ruggetta.

Confrontando i risultati ottenuti con la classificazione geomeccanica del materiale ($\text{RMR}=65$) si nota che il range di variabilità dell'indice è indipendente dall'altezza dei

vuoti ed è sempre inferiore limite critico determinato attraverso le metodologie di Barton (1974 e 1976) e della Golder Associates (2008), riportati in Figura 7.

Traducendo i risultati ottenuti in termini di Fattore di Sicurezza si ottiene:

- per i tracciamenti (luce libera 12.0-15.0m) $FS = 1.4-4.2$;
- per la galleria di accesso (luce libera 9-12m) $Fs=2.3$

In tali condizioni si ritiene che le geometrie delle coperture rocciose attuali siano idonee ad auto-portarsi sopra i vuoti del cantiere sotterraneo settentrionale.

9.3.3. VERIFICA STRUTTURALE DELLE SOLETTE DI ACCESSO

9.3.3.1. ACCESSO SE

Per l'accesso SE, già realizzato, è stata effettuata un'analisi deterministica prima della sua aperutra.

In relazione all'andamento medio delle discontinuità ed alla traccia del sotterraneo sono stati definiti una serie di elementi che potrebbero influenzare la stabilità del portale di accesso. Nei successivi stralci vengono numerati e riportati in planimetria e sezione gli elementi discreti costituenti il portale di accesso al cantiere sotterraneo.

In base al calcolo grafico gli elementi presentano le caratteristiche geometriche di seguito riportate. In particolare in relazione alla forma dedotta dalla planimetria e dalla sezione è stato possibile definirne il volume e la superficie intatta reagente.

ELEMENTO	VOLUME				SUPERFICIE INTATTA				NOTE
	S (mq)	H(L) (m)	coeff.	VOLUME (mc)	Bi (m)	Hi (m)	coeff	Si (mq)	
1	27.90	6.60	0.62	114.35	7.20	6.00	1.00	43.20	mensola
2	61.10	6.60	1.00	403.26	6.60	5.90	2.00	77.88	trave inclinata
3	45.90	6.60	1.00	302.94	6.60	4.60	2.00	60.72	trave inclinata
4	21.90	6.60	1.00	144.54	6.60	1.60	2.00	21.12	trave inclinata
5	17.80	4.00	1.50	106.80	4.00	3.25	2.00	26.00	trave inclinata
6	21.90	2.80	1.00	61.32	6.00	1.80	1.00	11.40	mensola
7	13.35	3.30	0.50	22.03	5.15	3.25	0.50	8.97	mensola
8	9.75	6.60	0.50	32.18	0.80	1.70	1.00	1.96	mensola

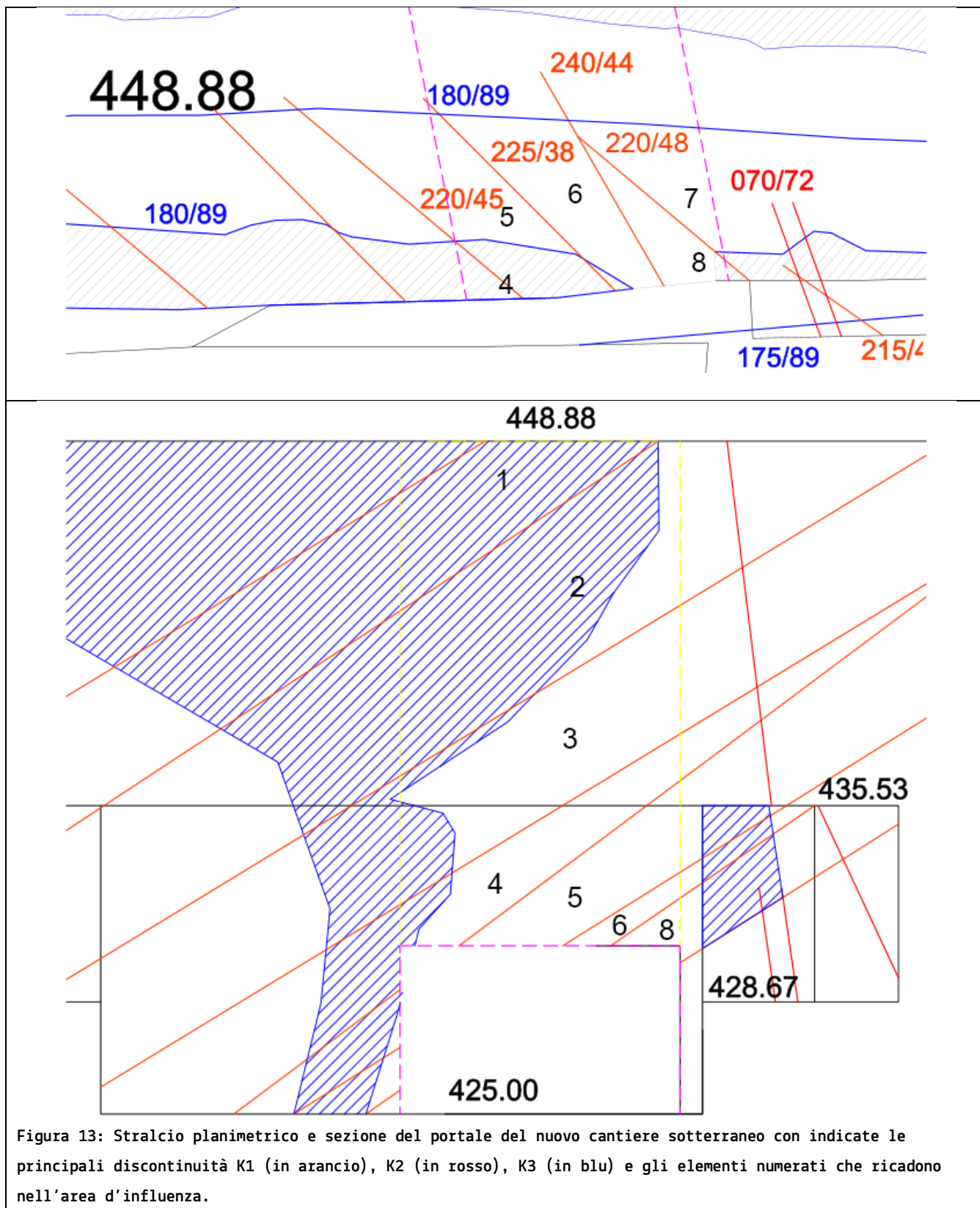


Figura 13: Stralcio planimetrico e sezione del portale del nuovo cantiere sotterraneo con indicate le principali discontinuità K1 (in arancio), K2 (in rosso), K3 (in blu) e gli elementi numerati che ricadono nell'area d'influenza.

9.3.3.2. ELEMENTO 1

L'elemento 1 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una mensolata vincolata all'estremità occidentale di volume **V = 90.78 mc**, e carico **Wd = 3.03 MN**

Considerando la resistenza a trazione e taglio offerta dalla superficie intatta di collegamento, di circa 22.15mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

FSt_{min} = 12.71 a taglio;

FSt_{min} = 4.13 a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 1			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	3.03	2.94	3.12	2.94	3.12
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	43.63				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	13.09	13.49	12.71	13.49	12.71
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	14.26				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	14.49				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	3.10	3.01	3.19	3.01	3.19
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	4.25	4.38	4.13	4.38	4.13

9.3.3.3. ELEMENTO 2

L'elemento 2 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume **V = 403.26mc**, e carico di **Wd = 10.69MN**.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superfici intatte, di circa 77.88mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

FSt_{min} = 6.50 a taglio;

FSt_{min} = 2.50 a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 2			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	10.69	10.37	11.01	10.37	11.01
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	78.66				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	6.69	6.90	6.50	6.90	6.50
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	25.70				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	12.64				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	4.45	4.32	4.59	4.32	4.59
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	2.58	2.66	2.50	2.66	2.50

9.3.3.4. ELEMENTO 3

L'elemento 3 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume **V = 302.94mc**, e carico di **Wd = 8.03MN**.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superfici intatte, di circa 60.72mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

FSt_{min} = 6.74 a taglio;

FSt_{min} = 2.03 a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 3			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	8.03	7.79	8.27	7.79	8.27
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	61.33				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	6.94	7.16	6.74	7.16	6.74
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	20.04				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	7.68				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	3.34	3.24	3.45	3.24	3.45
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	2.09	2.15	2.03	2.15	2.03

9.3.3.5. ELEMENTO 4

L'elemento 4 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 144.54mc$, e carico di $Wd = 3.83MN$.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 4			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	3.83	3.72	3.95	3.72	3.95
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	21.33				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	5.06	5.22	4.92	5.22	4.92
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	6.97				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	0.93				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	1.60	1.55	1.64	1.55	1.64
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.53	0.55	0.51	0.55	0.51

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superfici intatte, di circa 60.72mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FSt_{min} = 4.92$ a taglio;

$FSt_{min} = 0.51$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm con inclinazione sub-orizzontale, al fine di compensare il momento flettente.

La differenza tra momento resistente minimo e momento flettente risulta essere

$$\Delta M_{MAX} = M_S - M_{RMIN} = 0.98MNm$$

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 4			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	4.98	4.83	5.13	4.83	5.13
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	26.61				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	4.86	5.01	4.72	5.01	4.72
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	8.66				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	1.15				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	2.07	2.01	2.14	2.01	2.14
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.51	0.42	0.40	0.42	0.40
DIFFERENZIALE MOMENTI		ΔMm	0.92	0.86	0.98	0.86	0.98
CONSOLIDAMENTO AUSILIARIO		Φ	DIWIDAG 32mm				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		Rtd	0.83				
NUMERO FERRI	3.00	nTd	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00
BRACCIO (m)		Ltd	1.00	3.00	5.00	7.00	9.00
MOMENTO RESISTENTE PARZIALE		Mrtldi	0.00	0.83	1.38	1.94	0.00
MOMENTO RESISTENTE TOTALE CONSOLIDAMENTO		Mrtld	4.15				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	9.00				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	2.56	2.64	2.48	2.64	2.48

Tale differenza può essere compensata mediante l'installazione di 3 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm di lunghezza utile minima 9.00m.0m aventi resistenza complessiva $nTd=0.83$ MN alla distanza di 3.0, 5.0 e 7.0m dai piedritti (poli della flessione) per generare un incremento di momento resistente di 4.15MNm ed un $FS_{MIN} = 2.48$.

9.3.3.6. ELEMENTO 5

L'elemento 5 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 106.80mc$, e carico di $Wd = 2.83MN$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superficie intatte, di circa 26.00mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FSt_{min} = 8.19$ a taglio;

$FSt_{min} = 1.74$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 5			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	2.83	2.75	2.92	2.75	2.92
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	26.26				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	8.43	8.70	8.19	8.70	8.19
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	8.58				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	2.32				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	1.18	1.14	1.21	1.14	1.21
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	1.79	1.85	1.74	1.85	1.74

9.3.3.7. ELEMENTO 6

L'elemento 6 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una mensola vincolata all'estremità di volume $V = 61.32mc$, e carico di $Wd = 1.62MN$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superficie intatta, di circa 11.40mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FSt_{min} = 6.25$ a taglio;

$FSt_{min} = 0.52$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 6			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	1.62	1.58	1.67	1.58	1.67
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	11.51				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	6.44	6.64	6.25	6.64	6.25
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	3.76				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	1.07				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	1.81	1.75	1.86	1.75	1.86
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.54	0.55	0.52	0.55	0.52

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm con inclinazione sub-orizzontale, al fine di compensare il momento flettente. La differenza tra momento resistente minimo e momento flettente risulta essere

$$\Delta M_{MAX} = M_S - M_{RMIN} = 0.98MNm$$

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 6			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	2.11	2.05	2.18	2.05	2.18
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	14.36				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	6.18	6.37	6.00	6.37	6.00
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	4.67				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	1.33				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	2.35	2.28	2.42	2.28	2.42
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.51	0.43	0.40	0.43	0.40
DIFFERENZIALE MOMENTI		ΔMm	1.02	0.95	1.09	0.95	1.09
CONSOLIDAMENTO AUSILIARIO		Φ	DIWIDAG 32mm				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		Rtd	0.55				
NUMERO FERRI	2.00	nTd	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
BRACCIO (m)		Ltd	1.00	2.50	5.00	7.00	9.00
MOMENTO RESISTENTE PARZIALE		Mrt di	0.00	0.69	1.38	0.00	0.00
MOMENTO RESISTENTE TOTALE CONSOLIDAMENTO		Mrt d	2.08				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	9.00				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.45	1.50	1.41	1.50	1.41

Tale differenza può essere compensata mediante l'installazione di 2 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ32mm di lunghezza utile minima 9.00m.0m aventi resistenza complessiva $nTd=0.55$ MN alla distanza di 2.5 e 5.0m dal piedritto di destra (polo della flessione) per generare un incremento di momento resistente di 2.49MNm ed un $FS_{MIN} = 1.41$.

La barra a circa 6.0m dal piedritto orientale sarà installata, a scopo cautelativo, al fine di consolidare precauzionalmente anche l'elemento 5.

9.3.3.8. ELEMENTO 7

L'elemento 7 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una mensola vincolata all'estremità di volume $V = 22.03mc$, e carico di $Wd = 0.58MN$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superficie intatta, di circa 11.40mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FS_{\tau_{min}} = 13.70$ a taglio;

$FS_{t_{min}} = 8.14$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA' PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 7			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	0.58	0.57	0.60	0.57	0.60
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	9.06				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	14.11	14.54	13.70	14.54	13.70
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	2.96				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	2.99				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	0.32	0.31	0.33	0.31	0.33
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	8.39	8.65	8.14	8.65	8.14

9.3.3.9. ELEMENTO 8

L'elemento 8 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una mensola vincolata all'estremità di volume $V = 32.18mc$, e carico di $Wd = 0.85MN$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superficie intatta, di circa 11.40mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FS_{\tau_{min}} = 2.05$ a taglio;

$FS_{t_{min}} = 0.15$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA' PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 8			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	0.85	0.83	0.88	0.83	0.88
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	1.98				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	2.11	2.18	2.05	2.18	2.05
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	0.65				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	0.13				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	0.76	0.74	0.78	0.74	0.78
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.15	0.16	0.15	0.16	0.15

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm con inclinazione sub-orizzontale, al fine di compensare il momento flettente. La differenza tra momento resistente minimo e momento flettente risulta essere

$$\Delta M_{MAX} = M_S - M_{RMIN} = 0.98 \text{ MNm}$$

Tale differenza può essere compensata mediante l'installazione di 2 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm di lunghezza utile minima 9.00m.0m aventi resistenza complessiva $nTd=0.55$ MN alla distanza di 1.0 e 2.5m dal piedritto di destra (polo della flessione) per generare un incremento di momento resistente di 0.97MNm ed un $FS_{MIN} = 1.11$.

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 8			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	1.11	1.08	1.14	1.08	1.14
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	2.47				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	2.03	2.09	1.97	2.09	1.97
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	0.80				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	0.16				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	0.99	0.96	1.01	0.96	1.01
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.15	0.12	0.11	0.12	0.11
DIFFERENZIALE MOMENTI		ΔMm	0.83	0.80	0.86	0.80	0.86
CONSOLIDAMENTO AUSILIARIO		Φ	DIWIDAG 32mm				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		Rtd	0.55				
NUMERO FERRI	2.00	nTd	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
BRACCIO (m)		Ltd	1.00	2.50	5.00	6.00	9.00
MOMENTO RESISTENTE PARZIALE		Mrttdi	0.28	0.69	0.00	0.00	0.00
MOMENTO RESISTENTE TOTALE CONSOLIDAMENTO		Mrttd	0.97				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	9.00				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.14	1.18	1.11	1.18	1.11

La barra a circa 2.5m dal piedritto orientale coinciderà con quella già dimensionata per l'elemento 6 dal momento che la verifica cumulativa degli elementi 6+8 ha confermato che 3 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm di lunghezza utile minima 9.00m alla distanza di 1.0, 2.5 e 5.0m dal piedritto di destra (polo della flessione) generano un incremento di momento resistente di 2.35MNm ed $FS_{MIN} = 1.41$.

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 6+8			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	3.22	3.12	3.32	3.12	3.32
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	16.83				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	4.75	4.90	4.61	4.90	4.61
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	5.48				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	2.84				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	3.58	3.47	3.69	3.47	3.69
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.72	0.60	0.56	0.60	0.56
DIFFERENZIALE MOMENTI		ΔMm	0.74	0.64	0.85	0.64	0.85
CONSOLIDAMENTO AUSILIARIO		Φ	DIWIDAG 32mm				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		Rtd	0.83				
NUMERO FERRI	3.00	nTd	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
BRACCIO (m)		Ltd	1.00	2.50	5.00	6.00	9.00
MOMENTO RESISTENTE PARZIALE		Mrt di	0.28	0.69	1.38	0.00	0.00
MOMENTO RESISTENTE TOTALE CONSOLIDAMENTO		Mrt d	2.35				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	9.00				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.45	1.49	1.41	1.49	1.41

9.3.3.10. ANALISI DEL PIEDRITTO DESTRO

Il piedritto destro si presenta sezionato da discontinuità del verso di macchia (35-50°) a franappoggio verso W-SW e discontinuità del contro (70-80°) a reggipoggio.



La combinazione di tali sistemi isolano un elemento di circa 60mc in appoggio su una superficie di circa 9.00mq inclinato 42° ed ascrivibile al sistema del verso di macchia K1.2.

Considerando le resistenze offerte dal piano di scivolamento la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce un **FS_{min}=0.55**.

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da 2 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 Φ 32 mm con inclinazione sub-verticale al fine di compensare il carico tangenziale senza possibilità di sfilarsi per condizioni geometriche d'installazione ed aventi lunghezza di circa 12.0m al fine di superare la macchia lenta più bassa visibile in parete.

Figura 14: Fotorestituzione della spalla destra con indicate le principali discontinuità rintracciate e l'elemento da consolidare.

VERIFICA DI STABILITA' PRELIMINARE A2+M2+R2				spalla dx nuova galleria			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	9.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	1.18		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)	Ed,sc	1.06	1.09	1.13	1.00	1.04	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)	Rd,sc	0.70	0.74	0.69	0.71	0.66	
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)	Rd,tau	0.00					
FATTORE DI SICUREZZA	FS	0.60	0.61	0.55	0.65	0.58	

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				spalla dx nuova galleria			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	9.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	1.18		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)	Ed,sc	1.38	1.42	1.47	1.29	1.35	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)	Rd,sc	0.86	0.91	0.85	0.88	0.82	
FATTORE DI SICUREZZA	FS	0.62	0.64	0.58	0.68	0.61	
AZIONE RESIDUA (MN)	Ed,sc,res	0.52	0.51	0.62	0.42	0.53	
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)	α	-89.00					
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,t	0.39	0.38	0.47	0.32	0.40	
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,n	-0.34	-0.33	-0.41	-0.27	-0.35	
NUMERO ANCORAGGI	n	2.00					
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)	L	4.50					
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)	nTd	0.55					
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)	Rsfil	2.09					
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO	FS tg	1.15	1.16	1.08	1.24	1.15	

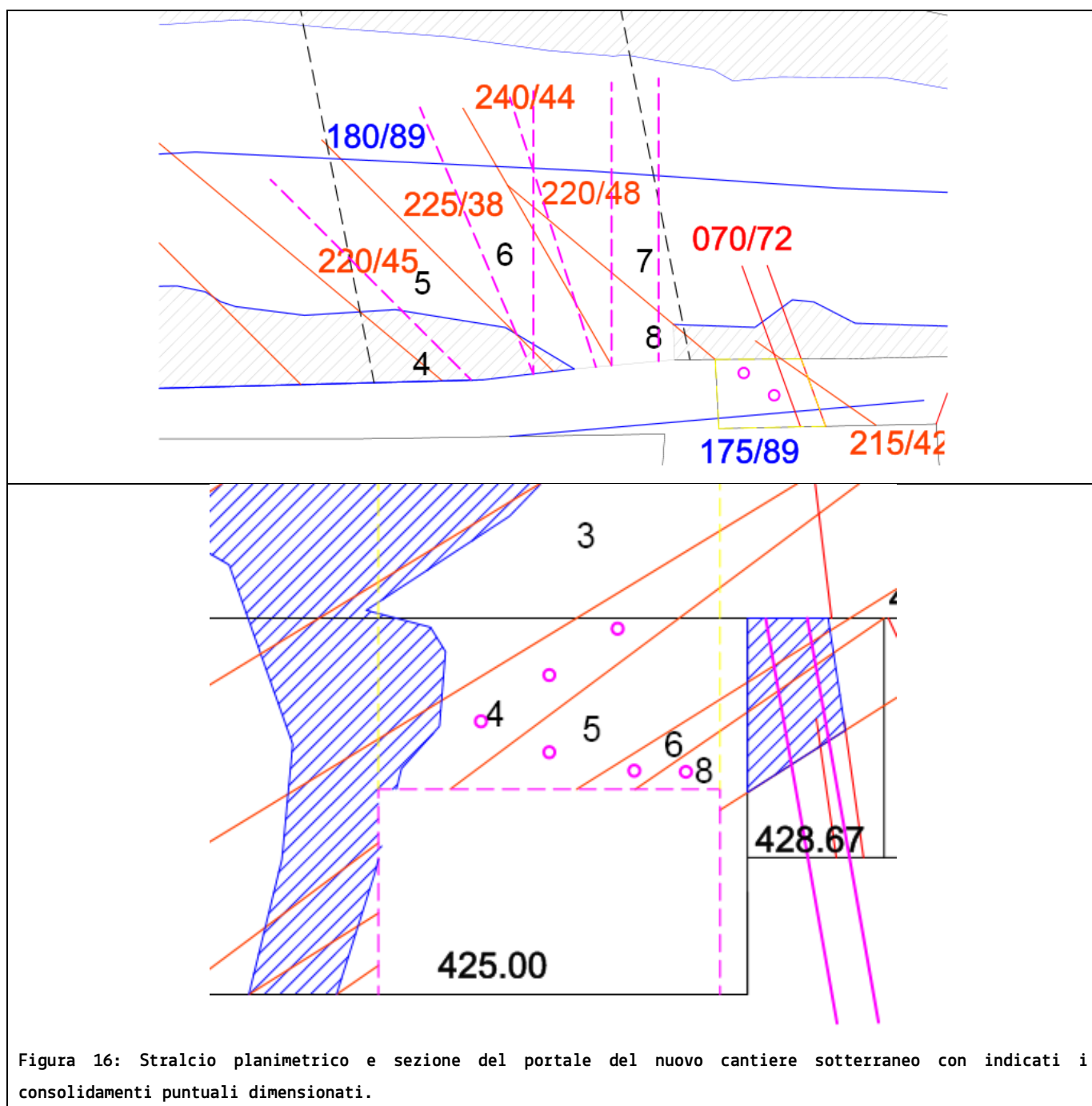
9.1. INDICAZIONI E SCHEMA D'INSTALLAZIONE

In relazione alle analisi effettuate è stato predisposto un sistema di consolidamento del portale e della spalla destra dell'accesso al nuovo cantiere sotterraneo della Cava n.17 Ruggetta A.

Di seguito si riporta, in magenta, lo schema d'intervento previsto in planimetria e sezione.



Figura 15: Condizione attuale del nuovo cantiere sotterraneo ove si evincono i consolidamenti realizzati e precedentemente dimensionati.



9.1.1.1. ACCESSO SW

Per l'accesso SW, già realizzato, è stata effettuata un'analisi deterministica prima della sua apertura.

In relazione all'andamento medio delle discontinuità ed alla traccia del sotterraneo sono stati definiti una serie di elementi che potrebbero influenzare la stabilità del portale di accesso.

Nei successivi stralci vengono numerati e riportati in planimetria e sezione gli elementi discreti costituenti il portale di accesso al cantiere sotterraneo.

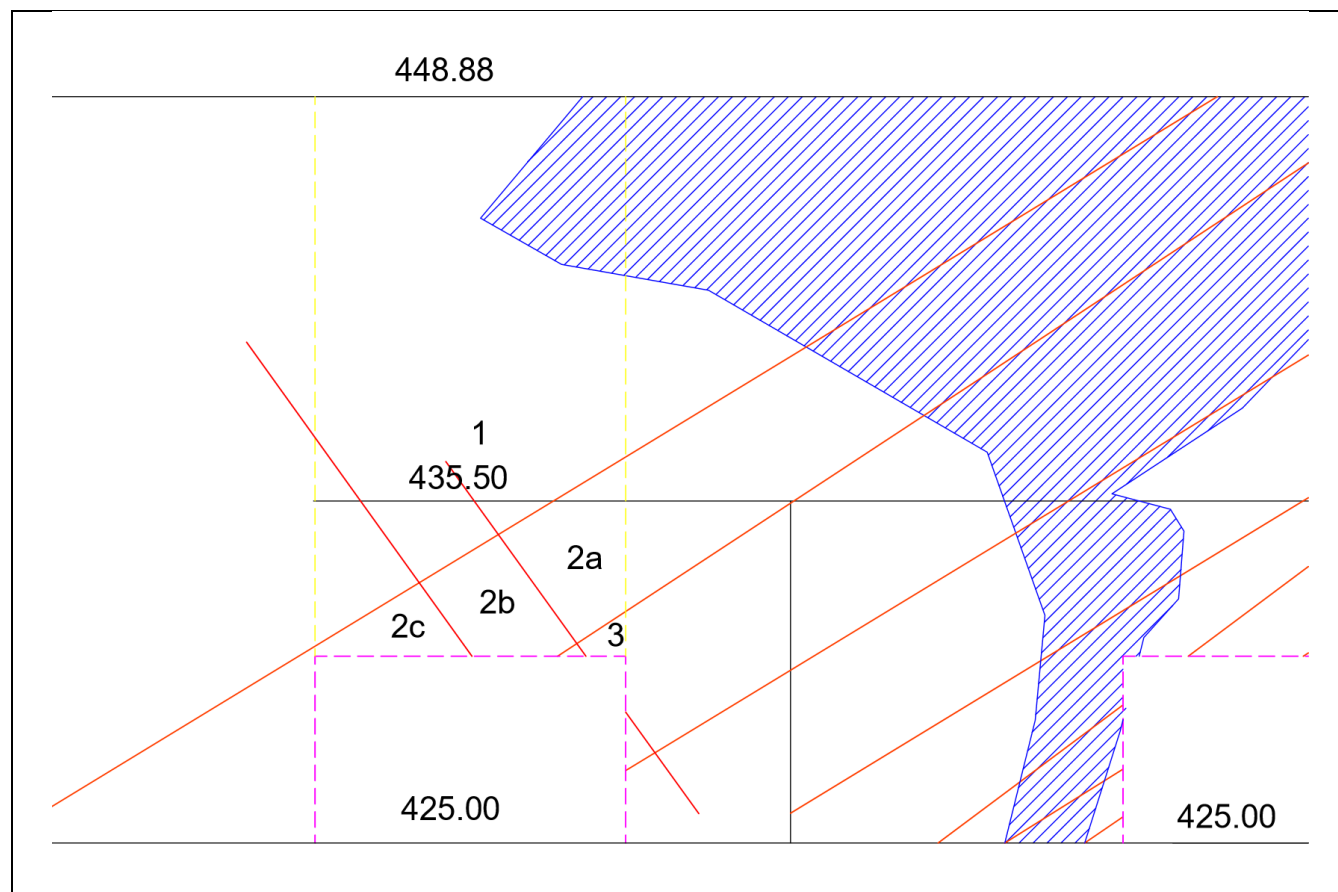


Figura 17: Stralcio planimetrico e sezione del portale del nuovo cantiere sotterraneo con indicate le principali discontinuità K1 (in arancio), K2 (in rosso), K3 (in blu) e gli elementi numerati che ricadono nell'area d'influenza.

In base al calcolo grafico gli elementi presentano le caratteristiche geometriche di seguito riportate. In particolare in relazione alla forma dedotta dalla planimetria e dalla sezione è stato possibile definirne il volume e la superficie intatta reagente.

ELEMENTO	VOLUME				SUPERFICIE INTATTA				NOTE
	S (mq)	H(L) (m)	coeff.	VOLUME (mc)	Bi (m)	Hi (m)	coeff	Si (mq)	
1	146.30	5.00	1.00	731.50	14.60	5.00	2.00	146.00	trave inclinata
2a	14.30	5.00	1.00	71.50	5.00	5.00	1.00	25.00	mensola
2b	11.30	5.00	1.00	56.50	7.30	5.00	0.00	0.00	concio isolato
2c	6.50	5.00	1.00	32.50	0.30	5.00	1.00	1.50	mensola
3	1.60	5.00	1.00	8.00	1.40	5.00	1.00	7.00	mensola

9.1.1. ELEMENTO 1

L'elemento 1 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 731.5 \text{ mc}$, e carico di $Wd = 19.4 \text{ MN}$.

Considerando la resistenza a trazione e taglio offerta dalla superficie intatta di collegamento, di circa 29.2 mq , la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FSt_{\min} = 6.7$ a taglio;

$FSt_{\min} = 3.4$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 1			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	19.38	18.80	19.97	18.80	19.97
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	147.46				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	6.92	7.13	6.71	7.13	6.71
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	48.18				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	58.62				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	15.35	14.89	15.81	14.89	15.81
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	3.47	3.58	3.37	3.58	3.37

9.1.2. ELEMENTO 2A

L'elemento 2 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 71.5 \text{ mc}$, e carico di $Wd = 1.9 \text{ MN}$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superfici intatte, di circa 25.0 mq , la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FSt_{\min} = 11.8$ a taglio;

$FSt_{\min} = 3.1$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 2a			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	1.89	1.84	1.95	1.84	1.95
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	25.25				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	12.11	12.49	11.76	12.49	11.76
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	8.25				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	6.88				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	1.94	1.88	2.00	1.88	2.00
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	3.22	3.32	3.12	3.32	3.12

9.1.3. ELEMENTO 2B

L'elemento 2b da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 56.5\text{mc}$, e carico di $Wd = 1.49\text{MN}$.

L'elemento risulta isolato, in appoggio su una superficie di circa 15.0mq e contrastato dall'elemento 3 solidale alla spalla destra dell'accesso.

Considerando le resistenze offerte dal piano di scivolamento la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce un $FS_{\min}=0.45$.

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da 3 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm con inclinazione sub-orizzontale al fine di compensare il carico tangenziale s ed aventi lunghezza di circa 9.0m al fine di superare la discontinuità del "secondo" all'interno dell'ammasso roccioso.

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 2b			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	15.00	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	0.86		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO TANGENZIALE (MN)	Ed,sc	1.59	1.61	1.69	1.50	1.58	
RESISTENZA TANGENZIALE DISCONTINUITA' (MN)	Rd,sc	0.77	0.81	0.75	0.79	0.74	
FATTORE DI SICUREZZA	FS	0.48	0.50	0.45	0.52	0.47	
AZIONE RESIDUA (MN)	Ed,sc,res	0.82	0.80	0.93	0.71	0.84	
INCLINAZIONE ANCORAGGI (° RIF ORIZZONTALE)	α	0.00					
AZIONE RESIDUA TANGENZIALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,t	0.67	0.66	0.77	0.58	0.69	
AZIONE RESIDUA NORMALE ALL'ANCORAGGIO (MN)	Ed,sc,n	0.47	0.46	0.54	0.41	0.48	
NUMERO ANCORAGGI	n	3.00					
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)	L	4.00					
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)	nTd	0.83					
RESISTENZA A SFILAMENTO (MN)	Rsfil	2.79					
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO	FS tg	1.12	1.13	1.05	1.20	1.11	
FATTORE DI SICUREZZA A SFILAMENTO	FS sfil	3.54	3.52	3.33	3.77	3.55	

9.1.4. ELEMENTO 2C

L'elemento 2c da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una trave vincolata alle estremità di volume $V = 32.5\text{mc}$, e carico di $Wd = 0.86\text{MN}$.

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 2c			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)	Ed,sc	0.86	0.84	0.89	0.84	0.89	
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)	Rd,tau	1.52					
FATTORE DI SICUREZZA	FS	1.60	1.65	1.55	1.65	1.55	
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)	Rd,tx	0.50					
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)	Mm	0.02					
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)	Md,tm	1.08	1.04	1.11	1.04	1.11	
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA	FS	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superfici intatte, di circa 1.5mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FS_{\tau_{min}} = 1.55$ a taglio;

$FS_{\sigma_{min}} = 0.02$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

Allo scopo è stato dimensionato un sistema di consolidamento costituito da BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm con inclinazione sub-orizzontale, al fine di compensare il momento flettente.

La differenza tra momento resistente minimo e momento flettente risulta essere

$$\Delta M_{MAX} = M_S - M_{R_{MIN}} = 1.37 \text{ MNm}$$

VERIFICA DI STABILITA' A1+M1+R3 E DIMENSIONAMENTO CONSOLIDAMENTO				ELEMENTO 2c			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV (parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	1.12	1.09	1.15	1.09	1.15
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	1.89				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	1.53	1.58	1.49	1.58	1.49
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	0.62				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	0.03				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	1.40	1.21	1.29	1.21	1.29
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
DIFFERENZIALE MOMENTI		ΔMm	1.37	1.18	1.26	1.18	1.26
CONSOLIDAMENTO AUSILIARIO		Φ	DIWIDAG 32mm				
RESISTENZA TANGENZIALE ANCORAGGI (MN)		Rtd	0.55				
NUMERO FERRI	2.00	nTd	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
BRACCIO (m)		Ltd	0.50	1.25	2.50	3.75	5.00
MOMENTO RESISTENTE PARZIALE		Mrt di	0.00	0.00	0.69	1.04	0.00
MOMENTO RESISTENTE TOTALE CONSOLIDAMENTO		Mrt d	1.73				
LUNGHEZZA D'INFISSIONE (m)		L	9.00				
FATTORE DI SICUREZZA A TAGLIO		FS tg	1.26	1.45	1.37	1.45	1.37

Tale differenza può essere compensata mediante l'installazione di 2 BARRE DIWIDAG Y1050H 950/1050 $\Phi 32$ mm di lunghezza utile minima 5.00m aventi resistenza complessiva $nTd=0.55$ MN alla distanza di 2.5 e 3.75 dal piedritto sinistro (polo della flessione) per generare un incremento di momento resistente di 1.73MNm ed un $FS_{MIN} = 1.26$.

9.1.5. ELEMENTO 3

L'elemento 3 da calcolo deterministico ottenuto a livello grafico si presenta come una mensola vincolata alla estremità di volume $V = 8.0mc$, e carico di $Wd = 0.2MN$.

Considerando la resistenza a trazione e flessione offerta dalla superficie intatta, di circa 7.00mq, la verifica di stabilità preliminare secondo la Combinazione 1: Approccio 2 riconosce i seguenti fattori di sicurezza minimi:

$FS_{\tau_{min}} = 29.4$ a taglio;

$FS_{\sigma_{min}} = 6.6$ a flessione (rottura per trazione da momento flettente).

VERIFICA DI STABILITA'PRELIMINARE A2+M2+R2				ELEMENTO 3			
SUPERFICIE DISCONTINUITA' (mq)	S	Rtd	SLU	SLV(parametri minimi intervallo)			
CARICO NORMALE (MN)	Wn,d	nTd		Comb (++)	Comb (-+)	Comb (+-)	Comb (--)
CARICO (MN)		Ed,sc	0.21	0.21	0.22	0.21	0.22
RESISTENZA TANGENZIALE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tau	7.07				
FATTORE DI SICUREZZA		FS	30.32	31.25	29.43	31.25	29.43
RESISTENZA TRAZIONE AMMASSO ROCCIOSO (MN)		Rd,tx	2.31				
MOMENTO RESISTENTE AMMASSO ROCCIOSO (MNm)		Mm	0.58				
MOMENTO FLETTENTE MASSIMO (MNm)		Md,tm	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
FATTORE DI SICUREZZA MEZZERIA		FS	6.76	6.97	6.56	6.97	6.56

9.2. INDICAZIONI E SCHEMA D'INSTALLAZIONE

In relazione alle analisi effettuate è stato predisposto un sistema di consolidamento del portale e della spalla destra dell'accesso al nuovo cantiere sotterraneo della Cava n.17 Ruggetta A.

Di seguito si riporta, in magenta, lo schema d'intervento previsto in planimetria e sezione.

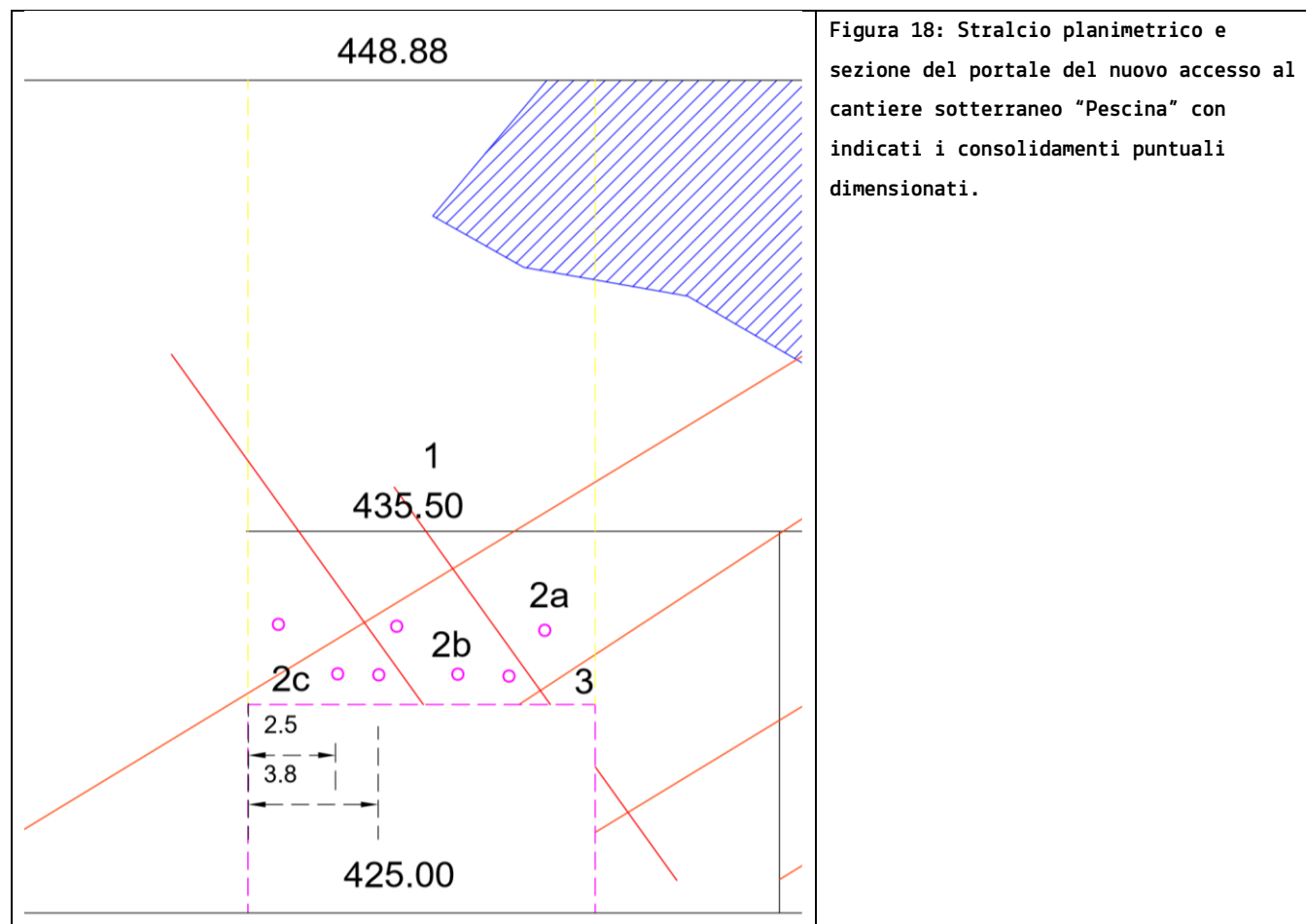




Figura 19: Ripresa dell'accesso SW del cantiere sotterraneo settentrionale.

A seguito della realizzazione del primo avanzamento la valutazione geostrutturale ha permesso di rilevare un "cappello di prete" isolato tra discontinuità del verso di macchia, discontinuità del contro e discontinuità del secondo.

Per il consolidamento del cappello di prete si è provveduto ad installare 2 barre $\phi 32\text{mm}$ DYWIDAG 950/1050 di lunghezza circa 3.0m sub-verticali da realizzare in corrispondenza del gradone superiore all'apertura.

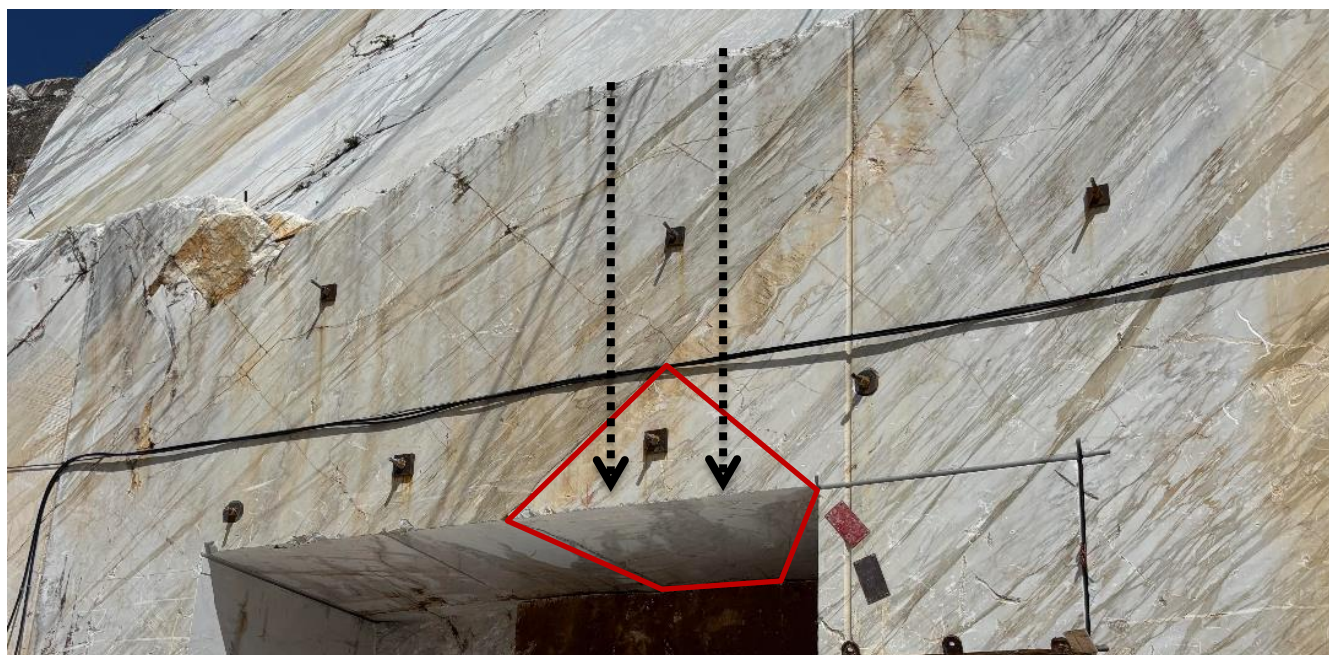


Figura 20: Ripresa planimetrica dei consolidamenti integrativi

9.2.1.1. ACCESSO W

Viste le condizioni in sito, le verifiche della soletta del nuovo accesso vengono di seguito riportate ipotizzando che la trave abbia uno spessore di 10.0m.

VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA E A CONCI ACCESSO W CANTIERE SOTTERRANEO SETTENTRIONALE CAVA RUGGETTA A											
ACCESSO UNICO											
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			CARICHI			CARATTERISTICHE MECCANICHE					
profondità (b)	15.00	m	permanenti	26.50	KN/mc	angolo attrito A.R.	49°	Modulo Elastico	13335	MPa	
altezza (h)	10.00	m	accidentale	2.00	KN/mq	coesione A.R.	1.1	MPa	res. Compres	8.85	MPa
altezza trave (h)	10.00	m	carichi totali	34.75	KN/mc	angolo attrito fr.	35°		res. Tang.	1.26	MPa
luce (L)	12.00	m	coeff. Permanenti	1.30		coesione fr.	5	Kpa	res. trax	0.41	MPa
Volume	3600.00	mc	coeff. Accidentali	1.50		inclinazione fr.	89°		stratificazione	45°	
SOLLECITAZIONI			G (MN)	Q acc (MN)	V (MN)	Mc (MNm)	VERIFICA A RIBALTAMENTO ORIZZONTALE (SLU) buckling				
			124.02	0.54	62.28	124.56	MOMENTO RESISTENTE	M _x	8.29	MPa	
VERIFICA TRAVE ELASTICA CONTINUA	VERIFICA A TRAZIONE (SLU)						MOMENTO FLETTENTE	M _w	5.28	MPa	
	RESISTENZA	σ _{r,tx}	0.41	MPa			FATTORE DI SICUREZZA	F _{s buck}	1.57		
	SOLLECITAZIONE	σ _{tx max}	0.50	MPa			VERIFICA A SCHIACCIAMENTO (SLU) crushing/snap-through				
	FATTORE DI SICUREZZA	F _{strax}	0.82		-0.09		rapporto span/spessore	L/h	1.20	NO POT ROTTURA	
	VERIFICA A TAGLIO (SLU)						RESISTENZA	σ _{crush}	8.85	MPa	
	RESISTENZA	R	25.20	MN			SOLLECITAZIONE	f _{max}	0.44	MPa	
	SOLLECITAZIONE	v	4.15	MN			FATTORE DI SICUREZZA	F _{s crush}	20.01		
	FATTORE DI SICUREZZA	F _{stang}	6.07				VERIFICA A TAGLIO (SLU) slip				
	VERIFICA DEFORMAZIONE (SLE)						RESISTENZA	R	0.98	MN	
	DEF. LIMITE	Δ _{lim}	30.00	mm			SOLLECITAZIONE	v	2.95	MN	
	DEFORMAZIONE	Δ	0.01	mm			FATTORE DI SICUREZZA	F _S	0.33	-1.96	
	FATTORE DI SICUREZZA	F _{SΔcont}	2.33E+03				VERIFICA DEFORMAZIONE SNERVAMENTO (SLE)				
							DEF. LIMITE SNERVAMENTO	Δ _{lim}	1.E+03	mm	
							DEFORMAZIONE	Δ	0.07	mm	
							FATTORE DI SICUREZZA	F _{SΔdiscr}	1.52E+04		

Dalle analisi si evince che la trave continua è verificata dal punto di vista strutturale ad eccezione della resistenza a trazione (F_{Smin}=0.82), mentre la trave a conci non risulta verificata a slipping (scorrimento di taglio F_S=0.33).

Il cinematismo si potrebbe verificare nel caso di presenza di discontinuità del secondo che tagliano il portale, eventualità che al momento non è possibile verificare. Solo a seguito dell'attestamento del fronte di attacco sarà possibile effettuare una valutazione deterministica e la concreta possibilità che tali cinematismi si possano manifestare.

A scopo cautelativo è stato comunque dimensionato un sistema di consolidamento puntuale atto ad impedirne lo sviluppo costituito di tiranti DYWIDAG 950/1050 nel portale dello scavo al fine di compensare il differenziale tra resistenze e sollecitazioni (1.96MN).

Allo scopo di ottenere FS=1.1 si ritiene necessaria l'installazione di 6 TIRANTI DYWIDAG 950/1050 Ø40mm di lunghezza 6.0m, installati in posizione sub-orizzontale, sub-paralleli all'asse dello scavo su due file a circa 1.5-2.5m dall'intradosso della galleria.

9.2.2. VERIFICA STRUTTURA DEI DIAFRAMMI

9.2.3. PILASTRO P1_N

Il pilastro P1_N p è ubicato tra i due accessi del cantiere sotterraneo e possiede un'impronta in pianta di circa 246mq. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 480 mq e spessore variabile da 5 m a 35 m.

9.2.3.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 66.

PILASTRO P1_N			
Sezione orizzontale reagente	Sp1	194	mq
Altezza Pilastro (420.5-431.0 m s.l.m.)	hp1	10.5	m
Peso Totale solo Pilastro	Wp1	53.98	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P1			
Area tributaria di competenza	Acp1	480	mq
Spessore Copertura Medio (4-35 m)	hcp1	18	m
Peso Copertura	Wcp1	228.96	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	Wtp1	282.94	MN

Tabella 66: Caratteristiche del pilastro P1_N e della soletta di copertura di competenza del pilastro P1_N.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P1_N, risulta di circa 283 MN.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE			P1_N
	CARICO VERTICALE	Wtotd1	282.94 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	9.4 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.045	
SLU	CARICO PROGETTO	Wdd1	282.94 MN	6.45
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vo}	1.46 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsd1	295.67 MN	6.17
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	1.52 MPa	

Tabella 67: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P1_N della Cava Ruggetta, alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Dalle verifiche riportate in Tabella 67 il pilastro P1_N risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche, rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 6.4 e 6.1.

9.2.1. PILASTRO P2_N

Il pilastro P2_N possiede un'impronta in pianta di circa 225mq. In base al teorema delle Aree Tributarie l'elemento risulta soggetto al carico di una soletta di copertura avente superficie di circa 885 mq e spessore variabile da 30 m a 50 m.

9.2.1.1. VERIFICA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Per la definizione dei carichi gravanti sul pilastro in esame sono state definite le caratteristiche di Tabella 68.

PILASTRO P2_N			
Sezione orizzontale reagente	Sp1	225	mq
Altezza Pilastro (420.5-431.0 m s.l.m.)	hp1	10.5	m
Peso Totale solo Pilastro	Wp1	62.61	MN
SOLETTA COPERTURA PILASTRO P2			
Area tributaria di competenza	Acp1	885	mq
Spessore Copertura Medio (30-50 m)	hcp1	40	m
Peso Copertura	Wcp1	938.10	MN
PESO TOTALE (base pilastro)	Wtp1	1000.71	MN

Tabella 68: Caratteristiche del pilastro P2_N e della soletta di copertura di competenza del pilastro P2_N.

Il peso totale gravante alla base del pilastro, dato dalla sommatoria tra il peso della copertura ed il peso dello stesso pilastro P2_N, risulta di circa 1'000 MN.

Per l'analisi in condizioni sismiche risulta cautelativo considerare la sola condizione di inerzia sismica concorde al carico orizzontale.

	VERIFICA RESISTENZA A COMPRESSIONE			P2_N
	CARICO VERTICALE	Wtotd1	1000.71 MN	
	RESISTENZA PILASTRO	Rc	9.4 MPa	
	COEFF.SISMICO VERTICALE	kv	0.045	FSc
SLU	CARICO PROGETTO	Wdd1	1000.71 MN	2.11
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vo}	4.45 MPa	
SLV	CARICO PROGETTO	Wdsd1	1045.74 MN	2.02
	SOLLECITAZIONE A COMPRESSIONE	σ_{vs}	4.65 MPa	

Tabella 69: Verifica allo stato attuale della resistenza a compressione del pilastro P1_p della Cava Ruggetta, alle condizioni di stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita.

Dalle verifiche riportate in Tabella 69 il pilastro P2_N risulta VERIFICATO a Compressione sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche, rispettivamente con Fattori di Sicurezza di 2.0 e 2.1.

9.3. ANALISI STATISTICA DEI CUNEI TRIDIMENSIONALI

Per l'analisi dei cunei tridimensionali potenzialmente instabili nei cantieri sotterranei sono stati considerate le massime geometrie previste dal piano di coltivazione per i tracciamenti aventi le caratteristiche di seguito riportate.

VERIFICHE CUNEI 3D TRACCIAMENTI CANTIERI SOTTERRANEI CAVA N17 RUGGETTA					
NUM	TREND/PLUNGE	BASE	ALTEZZA	LUNGHEZZA	CANTIERE
T1	055-235/0	15.0	35.0	80.0	Meridionale
T2	145-325/0	15.0	35.0	80.0	Meridionale
T3	080-260/0	12.0	6.0	40.0	Settentrionale
T4	350-170/0	12.0	6.0	145.0	Settentrionale

L'analisi ha permesso di definire le dimensioni massime di tutti i potenziali cinematismi che si verrebbero a creare nel corso della realizzazione dei vari cantieri.

Dal momento che tutti i cantieri sotterranei devono ancora essere aperti la realizzazione dei tracciamenti esplorativi permetterà di scoprire eventuali situazioni potenzialmente instabili prima che queste raggiungano dimensioni ingestibili, ovvero intervenire mediante interventi di consolidamento, riduzioni delle luce libere autorizzate o realizzazione di sostegni supplementari.

9.3.1. TRACCIAMENTO N325/0 (N145/0)

In Tabella 74 si riportano le verifiche con $FS < 2$ relative al tracciamento 325-145/0.

COMBINAZIONE			ZONA	FS	V (MC)	NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2.1	CALOTTA	0	0.198	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K1.2	K2.1	PARETE SE	0.613	22.753	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.1	K1.2	K2.2	PARETE SE	0.623	19.436	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.1	K1.2	K4.1	PARETE SE	0.775	3.29	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.1	K2.1	K3	PARETE NW	1.719	1.142	
K1.1	K2.1	K4.1	PARETE NW	1.282	6.36	
K1.1	K2.1	K4.2	CALOTTA	0	3.74	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K2.1	K4.2	PARETE SE	1.05	8.707	Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.1	K2.2	K3	PARETE NW	1.642	0.833	
K1.1	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.414	6.226	
K1.1	K2.2	K4.2	PARETE SE	1.391	6.394	

K1.1	K3	K4.1	PARETE NW	0.379	10.16	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.1	K3	K4.1	PARETE SE	1.505	10.16	
K1.1	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.25	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma, procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	CALOTTA	0	0.9	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di k1.2 (8.1%), K2.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE NE	0.469	4.949	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE SW	0.906	4.949	
K1.2	K2.1	K3	CALOTTA	0	38.24	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE NE	0.545	24.69	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE SE	0.621	2.212	
K1.2	K2.1	K3	PARETE SW	0.78	24.69	
K1.2	K2.1	K3	PARETE NW	1.399	2.212	
K1.2	K2.1	K4.1	CALOTTA	0	36.248	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE SW	0.75	29.449	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE NE	1.016	29.449	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE NW	1.416	4.746	
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE SE	1.918	4.746	
K1.2	K2.1	K4.2	PARETE SE	1.188	7.601	
K1.2	K2.2	K3	PARETE SW	0.336	28.718	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.2	K3	PARETE SE	0.621	1.432	
K1.2	K2.2	K3	PARETE NW	1.369	1.432	
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE SW	0.273	21.383	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.338	6.839	
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE SE	1.51	6.839	
K1.2	K2.2	K4.2	PARETE SE	1.623	5.022	
K1.2	K3	K4.1	PARETE NW	0.3	9.761	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K3	K4.1	PARETE SE	0.493	9.761	
K1.2	K3	K4.1	PARETE SW	1.601	2.408	
K1.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.388	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica

K2.1	K2.2	K3	PARETE NW	1.699	3.313	
K2.1	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.323	2.658	
K2.1	K2.2	K4.2	CALOTTA	0	14.202	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE SE	0.986	4.425	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ e nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.1	K3	K4.1	PARETE NW	1.727	2.816	
K2.1	K3	K4.2	CALOTTA	0	18.525	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K3	K4.2	PARETE SE	0.893	9.338	Se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.1	K3	K4.2	PARETE NW	1.049	9.338	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K3	K4.2	PARETE NW	0.851	11.069	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K3	K4.2	PARETE SE	1.016	11.069	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.442	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), K4.1(5.7%) se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.2	K4.1	K4.2	PARETE SW	1.218	0.345	
K3	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	0.996	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1(5.7%)se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K3	K4.1	K4.2	PARETE NW	0.238	0.024	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.

Tabella 70: Verifica con $FS < 2$ dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 325/0 del cantiere sotterraneo ATTUALE della Cava Ruggetta.

9.3.2. TRACCIAMENTO N055/0 (N235/0)

In Tabella 75 si riportano le verifiche con $FS < 2$ relative al tracciamento 055-235/0.

COMBINAZIONE			ZONA	FS V (MC)		NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2.1	CALOTTA	0	0.198	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K1.2	K2.1	PARETE SE	0.613	22.753	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.1	K1.2	K2.2	PARETE SE	0.623	19.436	
K1.1	K1.2	K4.1	PARETE SE	0.775	3.29	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.1	K2.1	K3	PARETE NW	1.719	1.142	
K1.1	K2.1	K4.1	PARETE NW	1.282	6.36	
K1.1	K2.1	K4.2	CALOTTA	0	3.74	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica

K1.1	K2.1	K4.2	PARETE SE	1.05	8.707	Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.1	K2.2	K3	PARETE NW	1.642	0.833	
K1.1	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.414	6.226	
K1.1	K2.2	K4.2	PARETE SE	1.391	6.394	
K1.1	K3	K4.1	PARETE NW	0.379	10.16	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K3	K4.1	PARETE SE	1.505	10.16	
K1.1	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.25	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	CALOTTA	0	0.9	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE NE	0.469	4.949	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE SW	0.906	4.949	
K1.2	K2.1	K3	CALOTTA	0	38.24	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE NE	0.545	24.69	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE SE	0.621	2.212	
K1.2	K2.1	K3	PARETE SW	0.78	24.69	
K1.2	K2.1	K3	PARETE NW	1.399	2.212	
K1.2	K2.1	K4.1	CALOTTA	0	36.248	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE SW	0.75	29.449	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE NE	1.016	29.449	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante $FS \approx 1$ procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE NW	1.416	4.746	
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE SE	1.918	4.746	
K1.2	K2.1	K4.2	PARETE SE	1.188	7.601	
K1.2	K2.2	K3	PARETE SW	0.336	28.718	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.2	K3	PARETE SE	0.621	1.432	
K1.2	K2.2	K3	PARETE NW	1.369	1.432	
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE SW	0.273	21.383	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.338	6.839	
K1.2	K2.2	K4.1	PARETE SE	1.51	6.839	
K1.2	K2.2	K4.2	PARETE SE	1.623	5.022	
K1.2	K3	K4.1	PARETE NW	0.3	9.761	Il basso peso statistico di K1.2(8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K3	K4.1	PARETE SE	0.493	9.761	

K1.2	K3	K4.1	PARETE SW	1.601	2.408	
K1.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.388	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K3	PARETE NW	1.699	3.313	
K2.1	K2.2	K4.1	PARETE NW	1.323	2.658	
K2.1	K2.2	K4.2	CALOTTA	0	14.202	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2(8.1%) renda difficile il manifestarsi se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE SE	0.986	4.425	Il basso peso statistico di K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo.Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.1	K3	K4.1	PARETE NW	1.727	2.816	
K2.1	K3	K4.2	CALOTTA	0	18.525	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K3	K4.2	PARETE SE	0.893	9.338	Se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.1	K3	K4.2	PARETE NW	1.049	9.338	Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K3	K4.2	PARETE NW	0.851	11.069	Il basso peso statistico di K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo.Se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K3	K4.2	PARETE SE	1.016	11.069	Il basso peso statistico di K2.2(8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo.Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.442	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2(8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.2	K4.1	K4.2	PARETE SW	1.218	0.345	
K3	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	0.996	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi se si forma procedere a disgiaggio se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K3	K4.1	K4.2	PARETE NW	0.238	0.024	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo.Se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica.

Tabella 71: Verifica con FS<2 dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento 055/00 del cantiere sotterraneo ATTUALE della Cava Ruggetta.

9.3.3. TRACCIAMENTO N350/00 (N170/0)

In Tabella 75 si riportano le verifiche con FS<2 relative al tracciamento 000-180/0.

COMBINAZIONE			ZONA	FS V (MC)		NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2.1	CALOTTA	0	0.198	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K1.2	K2.2	PARETE W	0.519	0.016	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgiaggio e/o verifica

K1.1	K1.2	K3	PARETE E	8.658	0.182	
K1.1	K1.2	K4.1	PARETE E	1.485	3.211	
K1.1	K2.1	K3	PARETE W	1.24	8.136	
K1.1	K2.1	K3	PARETE E	1.317	8.136	
K1.1	K2.1	K4.1	PARETE E	0.913	4.968	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.1	K2.1	K4.1	PARETE W	1.309	4.968	
K1.1	K2.1	K4.2	CALOTTA	0	3.74	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K2.2	K4.2	PARETE W	2.827	1.651	
K1.1	K3	K4.2	PARETE E	4.107	0.463	
K1.1	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.25	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K4.1	K4.2	PARETE E	0.913	6.705	Il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.1	K4.1	K4.2	PARETE W	6.724	6.705	
K1.2	K2.1	K2.2	CALOTTA	0	0.9	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE E	1.986	11.169	
K1.2	K2.1	K2.2	PARETE W	8.122	11.169	
K1.2	K2.1	K3	CALOTTA	0	38.24	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE E	0.455	17.638	Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE W	1.142	17.638	
K1.2	K2.1	K4.1	CALOTTA	0	36.248	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE E	0.455	12.848	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%). K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgaggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K4.1	PARETE W	0.996	12.848	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.2	K2.2	K4.2	PARETE W	2.242	2.144	
K1.2	K3	K4.2	PARETE E	5.335	0.33	
K1.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.388	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K4.1	K4.2	PARETE E	1.061	17.865	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgaggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K1.2	K4.1	K4.2	PARETE W	5.974	17.865	
K2.1	K2.2	K4.2	CALOTTA	0	14.202	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi

						del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE E	1.293	0.839	
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE W	2.473	0.839	
K2.1	K3	K4.2	CALOTTA	0	18.525	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K3	K4.2	PARETE E	1.293	1.766	
K2.1	K3	K4.2	PARETE W	2.647	1.766	
K2.1	K4.1	K4.2	PARETE E	0.484	1.122	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgiaggio e/o verifica
K2.2	K3	K4.2	PARETE E	0.317	9.9	Il basso peso statistico di K2.2 (8.1%)rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgiaggio e/o verifica
K2.2	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	1.442	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K3	K4.1	K4.2	CALOTTA	0	0.996	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K3	K4.1	K4.2	PARETE E	17.744	0.023	
K3	K4.1	K4.2	PARETE W	40.06	0.023	

Tabella 72: Verifica con FS<2 dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 180/00 del cantiere sotterraneo NUOVO della Cava Ruggetta.

9.3.4. TRACCIAMENTO N080/00 (N260/0)

In Tabella 75 si riportano le verifiche con FS<2 relative al tracciamento 000-180/0.

COMBINAZIONE			ZONA	FS V (MC)		NOTE
Joint_A	Joint_B	Joint_C				
K1.1	K1.2	K2.1	TETTO	0	0.198	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K2.1	K2.2	PARETE SUD	10.149	0.018	
K1.1	K2.1	K3	PARETE SUD	0.517	5.303	Se si forma procede a consolidamento, disgiaggio e/o verifica
K1.1	K2.1	K4.1	PARETE SUD	0.202	3.02	Il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgiaggio e/o verifica
K1.1	K2.1	K4.2	TETTO	0	2.957	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.1	K2.2	K4.2	PARETE NORD	1.415	0.835	
K1.1	K2.2	K4.2	PARETE SUD	2.07	0.835	
K1.1	K4.1	K4.2	TETTO	0	1.25	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K2.2	TETTO	0	0.9	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K2.2(8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgiaggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K3	TETTO	0	38.24	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il

						basso peso statistico di K1.2(8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE SUD	0.475	5.586	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.2	K2.1	K3	PARETE NORD	1.939	5.586	
K1.2	K2.1	K4.1	TETTO	0	36.248	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2(8.1%), K4.1 (5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K1.2	K2.1	K4.2	PARETE SUD	0.282	50.085	Il basso peso statistico di K1.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K1.2	K2.2	K4.2	PARETE SUD	2.602	0.648	
K1.2	K2.2	K4.2	PARETE NORD	3.929	0.648	
K1.2	K4.1	K4.2	TETTO	0	1.388	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K1.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K3	PARETE SUD	1.734	4.776	
K2.1	K2.2	K4.1	PARETE SUD	0.202	12.464	Il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K2.1	K2.2	K4.2	TETTO	0	11.33	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE SUD	0.937	2.424	Il basso peso statistico di K2.2 (8.1%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K2.1	K2.2	K4.2	PARETE NORD	9.058	2.424	
K2.1	K3	K4.1	PARETE SUD	0.564	12.093	Il basso peso statistico di K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procede a consolidamento, disgreggio e/o verifica
K2.1	K3	K4.2	TETTO	0	18.525	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.2	K3	K4.2	PARETE NORD	0.395	2.248	Il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K3	K4.2	PARETE SUD	1.039	2.248	
K2.2	K4.1	K4.2	TETTO	0	1.442	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica
K2.2	K4.1	K4.2	PARETE SUD	0.937	0.972	Il basso peso statistico di K2.2 (8.1%), K4.1(5.7%) rende difficile il manifestarsi del cinematismo. Se si forma, nonostante FS≈1 procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica.
K2.2	K4.1	K4.2	PARETE NORD	2.284	0.972	
K3	K4.1	K4.2	TETTO	0	0.996	Il volume tende a perdere contatto con al superficie, nonostante il basso peso statistico di K4.1(5.7%) renda difficile il manifestarsi del cinematismo se si forma procedere a disgreggio, consolidamento o ulteriore verifica

Tabella 73: Verifica con $FS < 2$ dei volumi potenzialmente instabili per il tracciamento orientato 180/00 del cantiere sotterraneo NUOVO della Cava Ruggetta.

9.3.5. OSSERVAZIONI AI CINEMATISMI TRIDIMENSIONALI

Le verifiche sopra riportate hanno evidenziato che i tracciamenti, nonostante siano stati contemplati al fine di interferire il meno possibile con l'assetto geostrutturale dell'ammasso roccioso, generano potenziali cinematismi tridimensionali.

In particolare per tutti i tracciamenti si riscontrano potenziali distacchi di volumi in calotta a causa della combinazione di uno dei sistemi principali K1.1 o K2 con i due sistemi secondari K3 e K4, ed in due circostanze a causa della combinazione di K2.1 con K1.1 o K2.1 e K4.2. Nel dettaglio, l'analisi ha evidenziato, chiaramente con le dovute cautele, la formazione di piramidi in calotta aventi volume compreso tra 1.0 e 50 m³.

Tali volumi potenzialmente instabili si intendono ancora da formarsi, mentre nelle camere esistenti allo stato attuale i cunei potenzialmente instabili si sono già formati nella fase di avanzamento iniziale dei tracciamenti e pertanto si deve ritenere che siano già stati o siano in procinto di essere messi in sicurezza per mezzo di disgaggio o consolidamento e se così non fosse si ritiene necessaria almeno un'ulteriore verifica deterministica specifica.

Per quanto riguarda l'intero cantiere sotterraneo si deve invece prestare particolare attenzione ai volumi potenzialmente instabili isolati in parete dalla terna di sistemi K2 o K1.1 con K3 e K4 ed il contorno dello scavo. Per tutte le terne di combinazione si deve comunque prestare la massima cautela in fase di coltivazione o avanzamento dei tracciamenti e seguendo le considerazioni esposte in precedenza procedere ad eventuali verifiche di dettaglio in funzione di quanto riscontrato in sito.

10. ANALISI DELLE TECCHIE

Si premette che dall'analisi geotrutturale condotta è emerso che l'ammasso roccioso costituente le tecchie della Cava n.17 presentano un'elevata omogeneità risultata indipendentemente dall'area in esame, pertanto il parametro che può essere adottato al fine di semplificarne la loro descrizione è quello morfologico.

In funzione della forma attuale e che andrà ad assumere nel corso della coltivazione queste possono essere suddivise in tre domini:

- Dominio Morfologico del Settore Meridionale;
- Dominio Morfologico del Settore Centrale;
- Dominio Morfologico del Settore Settentrionale;

Il presente piano di coltivazione interesserà maggiormente il settore centrale, mentre il settore settentrionale e meridionale non sarà interessato da ulteriori interventi.

Allo scopo, nei capitoli precedenti, sono stati definiti i piani rappresentativi dei sistemi di discontinuità presenti all'interno dell'unità estrattiva, ed in relazione alla classificazione geomeccanica elaborata, sono stati definiti i parametri di resistenza, sia dell'ammasso roccioso che delle discontinuità.

Si ricorda che condizione necessaria affinché si producano potenziali cinematismi è che una o due discontinuità delimitanti la porzione rocciosa intersechino la superficie della tecchia e che il valore dell'inclinazione di tali discontinuità sia superiore alle resistenze attrittive e coesive delle discontinuità stesse.

Inoltre, affinché possa originarsi cinematismo, devono presentarsi le seguenti ulteriori condizioni:

- mancanza di continuità laterale della massa rocciosa;
- persistenza totale dei piani che isolano la massa, senza presenza di ponti di roccia;
- dimensioni della volumetria in studio compatibile con le dimensioni dei fronti, dei piazzali e della stessa cava.

Una costante osservazione delle bancate residue, da parte del personale, fa sì che vengano messi in luce potenziali situazioni di rischio, così da intervenire disgiungendo o stabilizzando l'eventuale massa rocciosa, con quest'ultimo intervento che generalmente è condotto in corrispondenza dei fronti residui.

10.1.SETTORE SETTENTRIONALE

Nella tecchia N 090/85° S di altezza circa 22.0m e ricompresa tra un gradone abbandonato a q.451.0m e la q. di arrivo della viabilità di accesso in cava a q.425.0m s.l.m.. Il fronte residuale, come illustrato in Figura 21, è in parte coincidente con una frattura K3 (franappoggio) e per l'intera ampiezza è attraversato da discontinuità K2.1 e macchie del verso, in parte lente ed in parte immarmate a trasverpoggio.

La tecchia è stata oggetto di:

- interventi di messa in sicurezza e bonifica atti a ripulire la discontinuità K3 nella parte occidentale andando ad effettuare tagli inclinati a filo diamantato;
- interventi di consolidamento puntuali che hanno interessato elementi isolati dalla terna di discontinuità sopra elencati.
- interventi di consolidamento strutturale che hanno interessato i portali di accesso del cantiere sotterraneo come riportato nel capitolo dedicato;



Figura 21: Particolare della tecchia settentrionale con i sistemi di consolidamento installati, degli interventi di bonifica (agosto 2021) e dell'apertura dei due accessi.

- interventi di consolidamento corticale del materiale incoerente presente all'interno dell'impluvio naturale ricompreso tra Crestola e Ruggetta, attraverso intervento di personale specializzato in lavori su funi (Apian), mediante installazione di consolidamenti corticali e rete in piedi zincate filo $\Phi 2.7\text{mm}$ maglia 8*10 a doppia torsione sostenuta da cavi $\Phi 12\text{mm}$ al fine di proteggere il cantiere attivo a cielo aperto dal potenziale trasporto solido del materiale incoerente presente (si veda relazione di fine lavori allegata).

- interventi di regimazione/deviazione dell'acqua meteorica dilavante al fine di limitare l'afflusso meteorico all'interno del piazzale principale mediante canalizzazione delle

acque dilavanti lungo la viabilità di arroccamento che, risalendo le gradonature residuale, conduce dall'area servizi alla cima del versante. L'intervento, come riportato nelle sottostanti fotografie, sfruttando le gradonature residuali ed i tornanti settentrionali esistenti, mediante canalizzazioni in materiale incoerente sigillato, permette di convogliare gli apporti idrici verso il Fosso di Pescina impedendone il ruscellamento all'interno del cantiere attivo.



Figura 22:
ripresa
dell'intervento
di canalizzazione
in corrispondenza
del gradone
residuale di q.
471.9m s.l.m..



Figura 23:
ripresa
dell'intervento
di canalizzazione
in corrispondenza
del gradone
residuale di q.
464.2m s.l.m..

A livello progettuale si prevedE la messa in sicurezza per adeguamento logistico della viabilità di accesso ai cantieri attivi ed all'area servizi/impianti. Tale intervento consiste nella rimozione della porzione occidentale, ascrivibile alla classe del cappellaccio, al fine di adeguare la viabilità alle nuove quote raggiunte mantenendone una pendenza $<20^\circ$ ed un'ampiezza della carreggiata adeguata ai mezzi impiegati. L'intervento arriverà pressappoco a ripulire la prima frattura del verso di macchia e successivamente al completamento della precedente lavorazione si potrà valutare la necessità di consolidamenti mirati. L'intervento di bonifica presenta volume di circa **13'200mc**;

10.2.SETTORE CENTRALE

La tecchia del settore centrale è stata realizzata nel corso delle passate attività di coltivazione/bonifica e delimita ad Est i piazzali di q. 429.0m e 445.0m s.l.m..

Le gradonature residuali sono orientate con direzione da N160/75° SW a N180/65° SW e presentano uno sviluppo verticale di circa 90.0m.

Vista l'importanza, l'analisi è stata suddivisa nella **parte settentrionale** dove si prevede di realizzare anche alcune tecchie esposte NW limitate a circa 25.0m e nella **parte meridionale**.

10.2.1. PARTE SETTENTRIONALE

TECCHIA PRINCIPALE

La parte settentrionale è ricompresa tra la tecchia precedente ed un'importante fascia cataclastica con direzione circa E-W; a seguito dell'approfondimento della coltivazione, la struttura ha intersecato altri finimenti ed ha incrementato la propria potenza fino a raggiungere gli attuali 40-45m di spessore riscontrabili sia a cielo aperto che nel settore settentrionale del cantiere sotterraneo.

Dal punto di vista geostrutturale si riconoscono:

- fratture sub-verticali ascrivibili al sistema K2 (in azzurro) molto pervasive e per lo più chiuse stabili per geometria a traverspoggio;
- discontinuità sub-persistenti K3(in verde);
- fratture ascrivibili al sistema K1 "verso di macchia" (una delle quali V1) a franappoggio con caratteristiche molto variabili (in arancio).

Nella parte centrale e superiore i tagli hanno intercettato alcune strutture lenticolari di marmo grigio che per le superiori caratteristiche meccaniche hanno rappresentato elementi di maggior contrasto alla propagazione della deformazione rigida

In tal senso è evidente che le stesse abbiano influito sulla variabilità delle caratteristiche delle macchie del verso (persistenza, apertura, riempimento, alterazione etc.) e sulla forma ondulata sia apiccola che a grande scala.

Nella parte inferiore invece, la rimozione del materiale detritico ha riportato alla luce i vecchi fronti e con essi le discontinuità del verso di macchia.

La discontinuità superiore (V1) W 35-45° risulta "sgambata" a partire dal gradone residuale di q.437.0m s.l.m. ad elevata ondulazione e riduce di apertura e pervasività nella parte centrale e settentrionale dove si divide in macchie lente più sottili a tratti aperte ed a tratti chiuse o con ponti di roccia integri.

La discontinuità inferiore (V2?) SW 35-45°, visibile nell'angolo NE della tecchia, presenta una macchia più definita con spessore di circa 1.0m e forma più lineare in direzione SW e prede subito di pervasività nella tecchia settentrionale;

La presenza delle discontinuità del secondo in combinazione con le macchie lente/fratture del verso hanno generato potenziali elementi trapezoidi che si presentano

per lo più stabili per geometria quando completamente all'interno del fronte. Tuttavia nelle porzioni ove è mancato il confinamento laterale (frattura del secondo esposta) si è provveduto progettare un sistema di consolidamento dimensionato dallo scrivente ai sensi delle NTC 18 al fine di evitare un allentamento della tensione lungo le discontinuità del secondo e scongiurare il potenziale toppling o scivolamento di elementi tabulari.

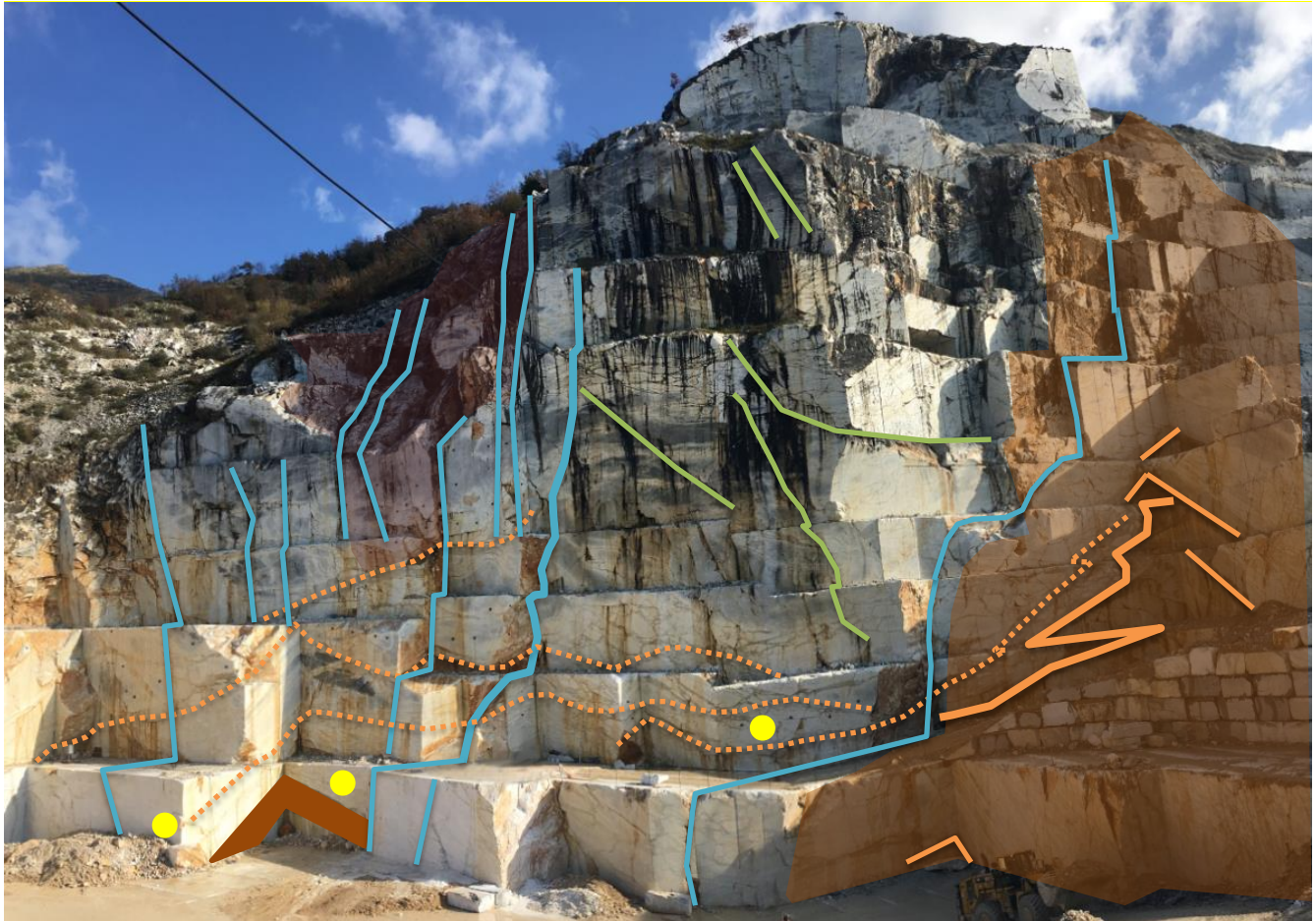


Figura 24: Ripresa panoramica della tecchia centrale settore settentrionale con indicate le principali discontinuità rintracciate e l'ubicazione degli estensimetri monobase.

L'evoluzione progettuale ha portato all'arretramento del gradone di q. 437.0m s.l.m. nella posizione finale e contestuali interventi di consolidamento preventivi a partire dal dicembre 2020 (già presentati all'interno di precedenti studi). Al fine di limitare l'interferenza tenso-deformativa dello scavo si è ritenuto opportuno allineare i fronti alle discontinuità del secondo arretrandoli fino alle fratture del verso e lasciando in posto gradoni residuali di almeno 2.5m a reggenza della soprastante struttura.



Figura 25: Ripresa panoramica della tecchia centrale settore settentrionale con indicate le principali discontinuità rintracciate a seguito degli interventi di messa in sicurezza/consolidamento.

Allo scopo di monitorare lo stato deformativo della struttura si è provveduto, a partire da aprile 2021, ad installare un nuovo sistema di monitoraggio in continuo mediante 3 estensimetri monobase che sono andati ad intercettare sub-orizzontalmente la frattura del verso affiorante in tecchia, secondo lo schema indicato in Figura 24.

Tra il 2020-2024 sono stati realizzati interventi di consolidamento puntuale e corticale della tecchia. L'evoluzione progettuale non comporterà sostanziali modifiche rispetto allo stato assentito.

Nella zona meridionale, come da progetto assentito si verrà a formare la nuova tecchia, ricompresa tra il piazzale di q.444.0-446.0m s.l.m. ed il piazzale attivo che arriverà fino a q. 412.5m s.l.m.. In questa zona, si proseguirà all'arretramento dei gradoni di q. 435.0m, 427.0m e 420.0m s.l.m.. a quest'ultima quota è prevista la realizzazione del nuovo accesso al cantiere sotterraneo meridionale. Nella zona occidentale invece, in corrispondenza della Cabina elettrica MT/BT, è presente uno sprone spondale caratterizzato da un'estesa area cataclastica.

Al fine di rimuovere definitivamente il pericolo costituito dall'elevato grado di fratturazione di questa zona si prevede di rimuovere anche questa porzione di ammasso roccioso. A tal fine, la parte finimentosa, **quantificata in circa 12'526mc**, sarà rimossa mediante tagli a catena dentata ed aperti con l'uso di cuscini divaricatori, sfogliati mediante escavatore cingolato equipaggiato con benna.



Figura 26: Ripresa panoramica della tecchia ricompresa tra i piazzali principali e la cabina elettrica con indicate le fasce cataclastiche e molto alterate..

In questa fase l'attività di bonifica permetterà di rimuovere la porzione esposta dell'area cataclastica (circa 12'526mc) che altrimenti, rimanendo in sito poiché priva di resa merceologica, rappresenterebbe un elemento di potenziale criticità alle condizioni di sicurezza del sottostante piazzale.

Per quanto riguarda il portale della galleria, le attuali condizioni morfologiche non permettono di effettuare valutazioni di tipo deterministico e pertanto si rimanda al termine dell'attestamento dei fronti, alle quote previste di apertura, per studi specifici.

10.2.2. PARTE MERIDIONALE

La parte meridionale è costituito da gradonature residuali più ampie che ne diminuiscono l'acclività ed interessano il piazzale di q.445.0m s.l.m..

La tecchia coincide con una zona ad elevata fratturazione corrispondente:

- nel settore meridionale alla frattura del verso V1 che nel fianco esposto a S mostra l'elevata ondulazione delle macchie che la costituiscono;
- nel settore settentrionale dalla fascia cataclastica vista in precedenza.

Al centro della tecchia sono presenti i residui inferiori di una struttura lenticolare della varietà merceologica dei marmi grigi, che come già detto in precedenza presenta caratteristiche meccaniche migliori rispetto all'intorno (assenza di finimento).

Al piede della frattura V1 è stata lasciata in posto una limitata "zampa" di contrasto che tuttavia è attraversata dalla fascia cataclastica principale ed in passato è già stata oggetto di interventi di sfogliatura per rimuoverne gli elementi instabili di ridotte dimensioni. Vista la presenza in affiancamento della viabilità di accesso al cantiere sono stati installati anche fogli di rete metallica non strutturali a contenimento agli elementi

di ridotte dimensioni che si potrebbero distaccare dai fronti residuali, come schematicamente riportato a lato.



Figura 27: Ripresa della parte meridionale del settore centrale della tecchia con indicate le principali fratture e fasce cataclastiche.



Figura 28: Intervento di messa in sicurezza del fianco settentrionale della "zampa" al settore centrale della tecchia (Relazione fine lavori Apian dicembre 2021).

10.3.SETTORE MERIDIONALE

Lo stato attuale e finale di progetto per questo settore coincidono.

Il settore presenta esposizione N-NW-NE ed altezze comprese tra 25.0m-7.0m:

- La parte esposta a N è attraversata da discontinuità del verso V1-V2 tra le quali è presente una fascia cataclastica, mentre la parte occidentale coincide con una discontinuità K2 per la quale è già stato predisposto ed autorizzato un intervento di bonifica (SCIA 2020);

La parte esposta a NW coincide anch'essa con un'area intensamente fratturata da discontinuità K2 o K3 che impediscono di realizzare materiale commerciabile.

La parte esposta a NE coincide con una sponda residuale di finimento/cappellaccio che è già stata bonificata nel corso della coltivazione.

In questa zona si prevede di rimuovere le sponde residue a q.453.50m (190mc) ed a q.446.0m s.l.m. (591mc) secondo procedura specifica che prevede il fermo delle attività nel cantiere sotterraneo e l'inibizione della viabilità di accesso all'altezza della cabina elettrica. Il completamento del taglio pari con tagliatrice a catena e la rimozione mediante escavatore cingolato equipaggiato con martello demolitore/benna.



Figura 29: Ripresa del settore meridionale con indicate le principali fratture e fasce cataclastiche.

11. INTERVENTI SULLA VIABILITÀ

11.1. VIABILITÀ DELL'AREA SERVIZI-ACCESSO IN CAVA-CABINA ELETTRICA

Al fine di mantenere l'accessibilità dei cantieri attivi e delle aree servizi mantenendo una viabilità doppia, ampia ($>7.0\text{m}$) e a pendenze contenute ($<20\%$) sarà necessario intervenire mediante la rimodellazione del versante.

L'intervento riprende le precedenti varianti non sostanziali (2024) e progetto di coltivazione autorizzato (2021), che prevedevano l'adeguamento della viabilità andando a rimodellare il versante detritico per raggiungere il piazzale attivo e l'area servizi/impianti. Gli interventi riguarderanno aree detritiche ed in subordine di cappellaccio/finimento per volumi di circa **27'200.0mc** (di cui circa **7'500.0mc** in Area PGME-PGE).

Al fine di coordinare le infrastrutture all'avanzamento della coltivazione ma nel contempo mantenere l'area servizi si prevede di:

- ampliamento piazzola di q. 446.80m s.l.m. e ripristino rampa verso area servizi/impianti;
- ampliamento piazzola di q. 436.00m s.l.m. verso monte;
- ripristino rampa da q. 436.0m a q. 446.80m s.l.m.;
- ampliamento verso monte gradone carrabile q. 431.7m s.l.m.;
- realizzazione nuova pista verso gradone carrabile di q.431.7m s.l.m.;
- partendo dalla viabilità sul ravaneto del Fosso di Pescina realizzare una pista fino a q. 428.0m s.l.m. rimuovere il detrito/cappellaccio mediante tagli verticali con terna

- (3.0m di altezza) ed escavatore cingolato equipaggiato di martello demolitore/benna fino a raggiungere il piazzale di cava e la viabilità già presente;
- adeguamento dalla viabilità della pista fino a q. 424.0m s.l.m. e successivamente 420.0m s.l.m., rimuovendo il detrito/cappellaccio mediante tagli verticali con terna (3.0m di altezza) ed escavatore cingolato equipaggiato di martello demolitore/benna fino a raggiungere il piazzale di cava;
 - adeguamento della viabilità rimuovendo il detrito/cappellaccio fino a raggiungere il piazzale di cava di q.412.0m s.l.m.;
 - realizzazione nuova pista verso gradone di q.420.0m s.l.m.;
 - realizzazione nuova pista verso gradone di q.427.0m s.l.m.;

11.2. VIABILITÀ ACCESSO CAVA TORNANTE FOSSO DI PEScina

Si prevede lo smontaggio del bastione e la realizzazione di una doppia viabilità a scopo logistico/sicurezza asportando/movimentando circa **100'000mc** di materiale detritico di cui **67'000mc** in aree PGME-PGE e le rimanenti soprastanti e quindi da rimuovere in un primo momento per evitarne l'instabilità.

11.3. VERIFICHE ED ANALISI DI STABILITÀ DEI RAVANETI E DELLE RAMPE

La viabilità di arroccamento e accesso ai cantieri sarà prevalentemente costituita di materiale detritico proveniente direttamente dalle attività di coltivazione ed in subordine coinciderà con i piazzali ed i gradoni. Per le rampe in materiale detritico si cercherà di privilegiare la realizzazione di rilevati in materiale detritico inclinati con angolo di natural riposo (38-45°); mentre, ove le condizioni logistiche del cantiere riducono gli spazi di ingombro i rilevati saranno sostituiti da muri di sostegno costituiti di elementi lapidei riquadrati direttamente realizzati in cava e costituiti di materiale avente scarsa valenza merceologica (marmi scuri o ibridi).

Per le verifiche e le analisi di stabilità dei corpi detritici presenti in sito si rimanda ai vecchi studi (Risistemazione Idraulica del Fosso di Pescina, 2015) ed al PIANO DI GESTIONE dei RAVANETI, STUDIO DI STABILITA'.

11.4. STABILITÀ DEI MURI DI CONTENIMENTO/SOSTEGNO (BASTIONI)

Nel corso della coltivazione per ragioni logistiche o di stabilità potrebbe essere necessario sostituire i rilevati detritici a contenimento delle rampe con muri di sostegno in materiale lapideo riquadrato, detti bastione, con funzione strutturale. Per quanto possibili tali opere avranno altezze inferiori a 4.0m e dovranno contenere rampe di ampiezza compresa tra 6-8m con sovraccarico dovuto ai mezzi che la percorrono.

Per quanto prospettato le opere strutturali, ovvero le barriere (bastioni), rientrano in quelle elencate nell'Allegato B della D.G.R.T. n.663 del 20.05.2019 essendo:

- assimilabili a gabbionate, muri cellulari, etc... di cui alle Nuove Costruzioni A4;
- avendo altezze inferiori a 4.0m;

- essendo riempite con terrapieni aventi inclinazioni medie sull'orizzontale <15°;
- non essendo presenti carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta;
- non pregiudicando, in caso di collasso, il funzionamento di infrastrutture a monte o a valle;

Si ritiene che le opere strutturali ricadano negli **interventi privi di rilevanza** nei riguardi della pubblica incolumità di cui all'Art.94bis comma 1 lett.c) del DPR 380/01 e s.m.i. L.156 del 12.12.2019 e D.G.R. n.587 del 11.09.2020.

Poiché l'intervento ricade in quelli "privi di rilevanza", è necessario il solo deposito presso il SUAP prima dell'inizio delle attività ed il certificato di collaudo viene sostituito dalla dichiarazione di regolare esecuzione resa dal direttore dei lavori ai sensi dell'Art.67 del DPR 380/01. Pertanto la Terna di Collaudatori è omessa.

Inoltre:

- Le opere strutturali previste saranno collocate su piazzali e gradoni residuali di ammasso roccioso, che allo stato indisturbato erano sollecitati dal campo tensionale in sito, costituito, nella migliore delle ipotesi, dalla sola pressione litostatica. Poiché gli interventi dimensionati non determineranno comunque un aumento di carico significativo sulle fondazioni, ma anzi risulteranno trascurabili rispetto allo stato tensionale litostatico, agente in sito, e poiché non si prevedono modifiche alla tipologia di fondazione, che rimarrà costituita di ammasso roccioso compatto, ai sensi dell'Art.3 Comma 3 della L.R. 36 del 09.07.2009 le opere risultano di limitata importanza statica e pertanto vengono omessi gli allegati previsti al Comma 2 lettere c) e d), rappresentati da relazione geologica, geotecnica e sulle fondazioni.
- Come illustrato nella successiva Relazione di Calcolo, dal momento che gli interventi non necessitano di elaborazioni complesse, ma saranno dimensionati attraverso un semplice foglio di calcolo .xls, ai sensi dell'Art.3 Comma 4 della L.R. 36 del 09.07.2009, l'allegato previsto al Comma 2 lettera e): fascicolo dei calcoli viene omesso.
- Non essendo presenti strutture prefabbricate o opere d'importanza artistica i relativi certificati non risultano necessari e/o esigibili.
- Nonostante, ai sensi dell'Art.7 Comma 3 della 36/R 2009, l'intervento ricada nella classe d'indagine n.2 per volumetrie inferiori a 1'500mc ed altezza in gronda inferiore a 10.0m, le indagini geologiche sono state omesse essendo assenti geometrie sepolte.
- Per quanto riguarda la fondazione, o meglio il piano di posa, sono state utilizzate le caratteristiche meccaniche precedentemente determinate. Essendo ivi presente una problematica di stabilità opera-"pendio", la relazione di calcolo ne tratterà la verifica di stabilità ai sensi delle NTC 2018.

All'interno delle verifiche di stabilità in condizioni sismiche, essendo stato impiegato in modello pseudo-statico, saranno omesse le modellazioni sismiche complesse.

Nel caso l'evoluzione del cantiere necessiti di interventi di dimensioni differenti si provvederà a trattare le opere alla stregua degli interventi di minore rilevanza ai sensi dell'Art.94bis comma 1 lett.b) del DPR 380/01 e s.m.i. L.156 del 12.12.2019 e D.G.R. n.587 del 11.095.2020.

I vuoti dell'attuale cantiere sotterraneo verranno saturati con materiale detritico selezionato e gli accessi saranno chiusi con muri di contenimento di altezza rispettivamente 26.0m e 4.0m come di seguito descritto e dimensionato.

Nel caso dell'accesso secondario si ritiene che l'intervento possa ricadere in quelli previsti con le rampe, mentre per l'accesso principale, viste le dimensioni, si procederà al momento ad una verifica specifica, ma dal momento che l'opera è una nuova costruzione ordinaria ricadente in classe sismica 3, possiede caratteristiche tali da ricadere negli **interventi di minor rilevanza** ai sensi dell'Art.94bis del DPR 380/01 e s.m.i., e pertanto prima della sua realizzazione si procederà a deposito sorteggiabile presso il Settore Sismico della Regione Toscana.

11.4.1. VERIFICHE

L'intervento ipotizza la realizzazione di muri di contenimento/sostegno, detti "bastioni" costituiti ciascuno di 3 file elementi lapidei riquadrati per un'altezza massima di 4.0m. Ai sensi del DPR 380/2001 il muro di contenimento in blocchi a contenimento del materiale detritico di riporto, quale ripristino/risistemazione è definito all'Art.54 comma 1 lett.d), comma 2 lett.a), ovvero **"struttura in muratura nella quale la muratura ha funzione portante"**.

Allo scopo gli edifici in muratura devono presentare adeguate caratteristiche di solidarietà tra gli elementi strutturali che le compongono e di rigidità complessiva ai sensi dell'Art.83 delle norme tecniche, e nel caso specifico l'opera, ricade all'interno degli interventi **"privi di rilevanza"** ai sensi dell'Art.94bis Comma 1) lett.c) del DPR 380/2001, essendo incluso nell'Allegato B del D.G.R.T. n.663 del 20.05.2019, quale gabbionate, muri cellulari, etc.: aventi altezza inferiore a 4.0m, essendo a contenimento di terrapieni aventi inclinazioni medie sull'orizzontale ($<15^\circ$), non essendo soggetti a carichi permanenti direttamente agenti sul cuneo di spinta, non pregiudicando, in caso di collasso il funzionamento di infrastrutture a monte o a valle.

Nonostante l'ubicazione e le caratteristiche intrinseche dell'opera a scopo cautelativo, le verifiche sono state effettuate per livelli di prestazione ordinari e normale affollamento.

Le verifiche agli stati limite sono state condotte in condizioni statiche e sismiche secondo la metodologia pseudo-statica, avvalendosi dei coefficienti sismici orizzontale e verticale precedentemente ricavati per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Tra le quattro orientazioni possibili della forza sismica (up-left, down-left, up-right, down-right) sono state scelte le due condizioni nella direzione di massima pendenza

del pendio che possono maggiormente aggravarne la stabilità; infatti, se da un lato la condizione "down" aumenta i carichi verticali del terreno, ma anche del sostegno, dall'altro la condizione "up" li diminuisce e non è possibile a priori conoscere quale sia la situazione peggiorativa dal momento che gli stessi carichi influenzano anche le resistenze attrittive. Poiché tutti i bastioni avranno sezioni identiche si è scelto di eseguire un'unica verifica per le tre strutture.

11.4.1.1. VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di appoggio della bastionatura consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione, imposto da normativa ($F_s \geq 1$).

Il piano sul quale scorre l'opera di sostegno è rappresentato dal piano sub-orizzontale di posa della bastionatura costituito da ammasso roccioso affiorante.

Definendo s il piano di scorrimento sub-orizzontale ed n , normale ad s , sub-verticale, si considerano tutte le forze verticali V ed orizzontali H che agiscono sulla bastionatura.

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del bastione ed il suolo sottostante, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il sostegno, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data dalla seguente formulazione:

$$R = F_R = (V \pm S_{V_v} + P_{av}) \tan \varphi \pm S_{pav} F_p S_p + F_c A C$$

Dove:

V è il peso dell'opera di sostegno;

$S_{V_h} = K_h V$ è l'inerzia sismica verticale dovuta al peso proprio del sostegno;

φ' è l'angolo di attrito interno terreno-base di fondazione;

P_{av} è la componente verticale della spinta attiva;

S_{pav} è l'inerzia sismica verticale dovuta alla spinta attiva;

S_p è la componente della spinta passiva sub-orizzontale che si mobilita nel terreno di valle;

A è l'area di base della bastionatura;

C è l'aderenza terreno-base di fondazione;

F_p e F_c sono fattori riduttivi compresi tra 0 e 1.

Per le caratteristiche meccaniche del terreno e le modalità costruttive i valori di F_c ed F_p sono trascurabili dal momento che la coesione blocco/terreno è stata assunta nulla per ragioni cautelative, ed il contributo della spinta passiva (S_p), in virtù del puro appoggio dei blocchi sul piano di posa, è anch'esso assente.

Le azioni instabilizzanti previste, sono invece dovute alla spinta attiva del versante e degli eventuali sovraccarichi, al carico idrostatico dell'acqua, nonché per estensione al

caso sismico, alle azioni derivanti dall'inerzia del deposito detritico e dell'opera di sostegno.

Per calcolare le spinte attive è stato ipotizzato:

- la presenza di due sovraccarichi concentrati di circa 15.0ton ciascuno corrispondenti ai punti di scarico (gomme o cingoli) dei mezzi meccanici carichi;
- un rinfranco con falda sospesa ad 1.00 metro dal piano di posa nel detrito di monte ed assente sul lato a valle del sostegno.

Quest'ultima condizione è sicuramente molto più gravosa rispetto alle reali condizioni attese in sito, dal momento che le ridotte dimensioni dell'opera impediscono il verificarsi di una falda a tale livello neppure a seguito di intense e prolungate precipitazioni.

Di conseguenza i bastioni di sostegno sono sollecitati da una spinta attiva dovuta al peso (saturo per ragioni cautelative) dell'unità di volume calcolata attraverso la Teoria di Rankine, dalla spinta idrostatica della falda freatica, nonché dai contributi orizzontali dell'inerzia sismica.

$$S = F_I = P_{a_h} + P_{a_w} + S_{P_{a_h}} + S_{P_{a_w}} + S_{V_h}$$

Dove: $P_{a_h} = \cos\varphi \left(\frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \right)$ è la componente orizzontale della spinta attiva calcolata considerando il peso specifico del corpo detritico saturo (γ_s) per un'altezza totale incidente pari a quella del sostegno (H) ed utilizzando il coefficiente di spinta attiva (K_a) per pendii inclinati in condizioni statiche secondo la soluzione di Coulomb ed in condizioni sismiche secondo la soluzione di Mononobe-Okabe.

SOLUZIONE DI COULOMB
(condizioni statiche)

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \varphi') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi') + \sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - \varphi') \sin(\beta + i)}} \right]^2}$$

SOLUZIONE DI MONONOBE-OKABE
(condizioni sismiche)

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta - \varphi') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi') + \sin(\varphi - i - \theta)}{\sin(\beta - \theta - \varphi') \sin(\beta + i)}} \right]^2}$$

Dove:

β è l'inclinazione del sostegno, nel nostro caso subverticale;

φ è l'angolo di attrito interno del materiale di rinfranco;

φ' è l'angolo di attrito tra muro e terreno che per poco addensati coincide con l'angolo di attrito del terreno, mentre per terreni ben addensati $\varphi' < \varphi$, di solito $\varphi' = 2/3 \varphi$;

θ è il rapporto tra i coefficienti sismici ricavato da $\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$

i è l'angolo di inclinazione del pendio.

$P_{a_w} = \frac{1}{2} \gamma_w H_w^2$ è la spinta idrostatica dell'acqua avente:

$\gamma_w = 9.81 \text{ KN/m}^3$ peso specifico del fluido;

$H_w = 1.00 \text{ m}$ altezza della falda freatica dal piano di posa del bastione.

$S_{P_{a_h}} = K_h P_{a_h}$ è l'inerzia sismica orizzontale della spinta attiva del corpo detritico;

$S_{P_{a_w}} = K_h P_{a_w}$ è l'inerzia sismica orizzontale dovuta alla spinta idrostatica;

$S_{V_h} = K_h V$ è l'inerzia sismica orizzontale dovuta al peso proprio del sostegno.

Di seguito si riportano i coefficienti di spinta attiva che saranno utilizzati in funzione dello stato limite e della combinazione di verifica.

K _A	COEFFICIENTE DI APPROCCIO	
	M1 (1.0)	M2 (1.25)
STATO di VERIFICA		
SLU e SLE statici	0.1986	0.2366
SLV	0.2284	0.2641
SLE S	0.2119	0.2490

Tabella 74: Coefficienti di spinta attiva K_A utilizzati nelle verifiche.

La verifica effettuata agli stati limite risulta soddisfatta, riferendosi ai valori di calcolo ed ai coefficienti parziali relativi all'Approccio 2: A1+M1+R3, se: $R_d \geq S_d$

11.4.1.2. VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento consiste nell'imporre l'equilibrio alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Per ipotesi un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, può avvenire per rotazione attorno allo spigolo di valle della base del sostegno (definito in sezione come punto 0); tale scelta è giustificata anche dall'assenza di spinta passiva che, da evidenze sperimentali, avrebbe potuto innescare rotazioni in condizioni dinamiche a quote superiori rispetto alla base.

In generale la spinta che il corpo detritico esercita sull'opera di contenimento è data dalla forza ribaltante P_a, e dai contributi inerziali orizzontali S_h dovuti al peso proprio del corpo detritico e dell'opera di sostegno; la forza stabilizzante è rappresentata invece dal peso proprio del bastione V e dal contributo inerziale verticale S_v dovuto al peso dello stesso elemento di sostegno (positivo o negativo in funzione della direzione del sisma).

Chiamati b_{ji} le braccia delle forze i-esime lungo l'asse j-esimo rispetto ad 0, e considerando positivi i momenti in senso antiorario, vengono definiti il Momento Resistente R ed il Momento Sollecitante S:

$$R = M_R = (V + S_{V_v}) b_{V_x} + S_{P_{a_v}} b_{P_x}$$

$$S = M_S = (P_{a_h} + S_{P_{a_h}}) b_{P_y} + S_{V_h} b_{V_y}$$

E' opportuno notare che per ragioni cautelative si è scelto di non considerare le componenti verticali della spinta attiva che sarebbero andate a diminuire il Momento Sollecitante; e per la stessa ragione si è scelto di considerare l'inerzia verticale dovuta al sisma solo nel caso in cui vada a diminuire il Momento Resistente ("up").

Da studi pregressi è infatti risultato che, per angoli di attrito struttura/terreno molto elevati, come nel caso in esame, il momento della spinta attiva risulta stabilizzante portando fattori di sicurezza $FS = \frac{R}{S}$ tendenti all'infinito.

Inoltre considerare la componente verticale della spinta attiva come stabilizzante rappresenta un errore dal punto di vista concettuale in quanto si attribuisce una "doppia natura" ad una forza da ritenersi solo negativa.

Dal momento che lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione delle resistenze del terreno di appoggio dei bastioni, questo viene trattato come uno Stato Limite di Equilibrio di corpo rigido utilizzando i coefficienti parziali EQU per le azioni ed M2 per le spinte.

La verifica effettuata agli stati limite risulta soddisfatta se $R_d \geq S_d$.

11.4.1.3. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica della capacità portante del complesso bastione/piano di appoggio è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera di sostegno al terreno sottostante, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare.

Il carico limite viene determinato mediante l'espressione trinomia di Terzaghi, modificata da Brinch-Hansen e Vesic.

$$q_{lim} = c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma B$$

Dove: il primo termine rappresenta il contributo della coesione lungo la superficie di scorrimento e risulta nullo in virtù dell'ipotesi di assenza di coesione ($c=0$);

il secondo termine rappresenta l'effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione, tuttavia non sussistendone uno spessore apprezzabile sotto il p.c. ($D=0$), anche questo contributo è nullo;

il terzo termine rappresenta il contributo della resistenza attritiva dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento e rappresenta l'unico effetto stabilizzante valido:

N_c , N_q ed N_γ sono i fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio, la cui determinazione è affidata frequentemente alle formule riportate in Figura 27.

s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma;

d_c , d_q e d_γ sono i fattori di profondità;

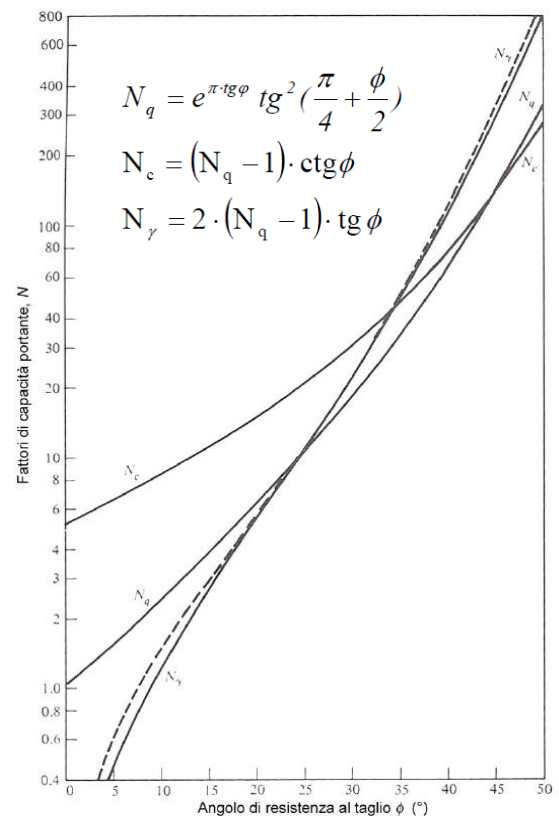


Figura 30: Fattori di capacità portante in funzione dell'angolo di resistenza al taglio per fondazioni superficiali.

i_c , i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico;
 b_c , b_q e b_γ sono i fattori di inclinazione della base;
 g_c , g_q e g_γ sono i fattori di inclinazione del piano campagna;
 B' è la larghezza equivalente per carico eccentrico.

In funzione delle condizioni geometriche che si andranno ad analizzare, i termini s_γ , d_γ , b_γ e g_γ vengono assunti unitari, mentre il termine riduttivo dovuto al carico (Vesic, 1975) vale $i_\gamma = \left(1 - \frac{F_S}{F_R}\right)^3$, dove F_R ed F_S sono le forze resistenti e sollecitanti viste per la verifica a trascinamento.

In virtù dell'eccentricità (e) e dell'inclinazione del carico (dovuta all'inclinazione del pendio e delle pressioni), la capacità portante subisce una riduzione. Per tener conto di questo effetto si assume che lo spessore di base resistente a rottura (B') sia quella porzione dello spessore totale (B) per la quale il carico a compressione risulta centrato:

$$B' = B - 2e$$

Per la condizione di sostegno nastriforme, (quale sono gli elementi progettati) la risultante dei carichi ha un'eccentricità e pari a:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_R - M_S}{(\sum V)}$$

Dove:

- M_R ed M_S rappresentano i momenti resistenti e stabilizzanti visti per la verifica del ribaltamento;
- V sono le forze verticali agenti direttamente sul terreno sottostante l'opera di sostegno comprese quelle inerziali.

Per verificare se il centro delle pressioni ricada o meno all'interno del nocciolo centrale d'inerzia si utilizza il metodo del trapezio delle tensioni, per una sezione nastriforme.

Nell'ipotesi che $e \leq \frac{B}{6}$, il centro delle pressioni ricade all'interno del nocciolo centrale d'inerzia; assumendo $\sigma_{\max}$ al lembo più compresso (di valle) e $\sigma_{\min}$ al lembo meno compresso (di monte) ed imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale ed alla rotazione risulta:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ \sigma_{\min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{4\sum V}{3(B-2e)} \\ B^* = 3e - \frac{B}{2} \end{cases}$$

Nell'ipotesi che l'eccentricità sia $\frac{B}{6} < e \leq \frac{B}{2}$, il centro delle pressioni è esterno al nocciolo centrale d'inerzia ma si è comunque nella condizione tale da poter affrontare il problema. L'asse neutro taglia la sezione, parzializzandola e dato che non si ritiene il terreno capace di resistere a trazione, si considera la sola parte compressa (B^*).

La verifica effettuata agli stati limite risulta soddisfatta, riferendosi ai valori di calcolo ed ai coefficienti parziali relativi all'Approccio 2: A1+M1+R3, se: $R_d \geq S_d$

Dove: $R_d = \frac{B'(B^*)q_{lim}}{\gamma_R}$ $S_d = \sum V$

11.4.2. VERIFICHE DEI BASTIONI DELLE RAMPE

11.4.2.1. DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE CONDIZIONI AL CONTOURNO

Poiché i muri di sostegno sono costituiti da file indipendenti di blocchi riquadrati (elementi discreti) le verifiche di seguito illustrate hanno riguardato ciascuna fila costituente il bastione. Le singole file sono state verificate esclusivamente a scorrimento e ribaltamento mentre è stata omessa la verifica a capacità portante dal momento che il piano di posa, rappresentato da ammasso roccioso o blocchi, presenta rigidità indefinita rispetto alle sollecitazioni in gioco.

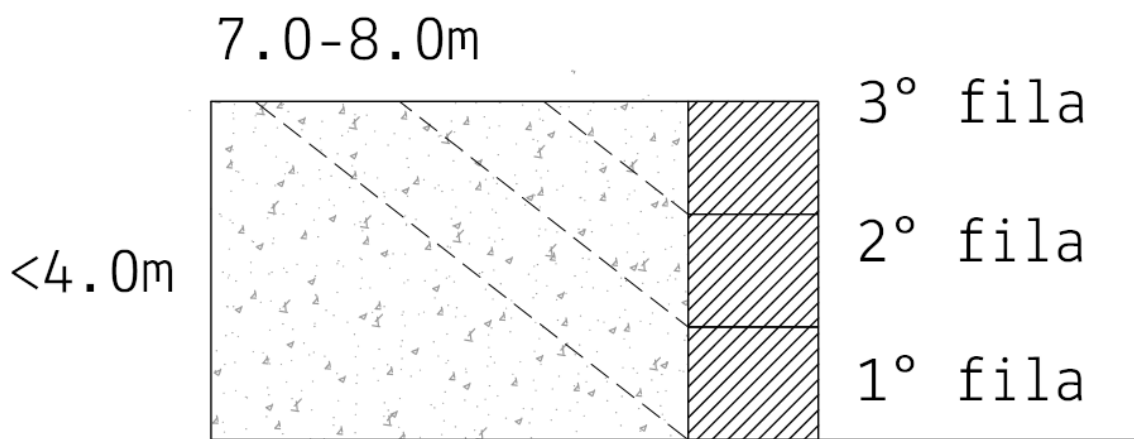


Figura 31 sezione tipo dei muri di contenimento.

In considerazione del fatto che in tutti i bastioni esiste un solo lato suscettibile a potenziale instabilità, che gli spessori del materiale detritico nei lati delle opere è compreso tra i 6.0-8.0m e che l'altezza è corrispondente all'altezza del bastione di 4.0m, a scopo cautelativo, nelle successive verifiche è stata considerata l'altezza massima del muro e del riempimento ed è stata trascurata la profondità del riempimento.

Nelle verifiche, per ciascuna fila, è stata ipotizzata un'opera subverticale con spessore di base equivalente allo spessore di colmo; è tuttavia pratica comune, durante la sua realizzazione, cercare di conferire all'opera un'inclinazione verso l'interno e posizionare nella parte inferiore elementi più spessi e successivamente quelli più fini conferendo all'opera una sezione trapezia.

Al fine di considerare l'eventuale passaggio di mezzi meccanici carichi è stato inoltre considerata cautelativamente la presenza di due carichi concentrati da 150 KN cadauno.

Come già esposto nel corso del sopralluogo ed illustrato nel successivo quadro riepilogativo le verifiche delle file superiori risultano superflue, sia per il principio di equivalenza che per le condizioni cautelative adottate nel corso del dimensionamento.

Nelle successive tabelle si riassumono le caratteristiche geometriche e geotecniche di base del bastione e del conoide detritico utilizzati per le verifiche.

CARATTERISTICHE DETRITO		
PESO SPEC. SECCO	γ_d (KN/m ³)	19.00
PESO SPEC. SATURO	γ_s (KN/m ³)	21.00
ANGOLO ATTRITO INTERNO	ϕ (°)	45.00
ALTEZZA DETRITO	h (m)	4.00
COESIONE	c' (KN/m)	0.00
PESO SPEC. ACQUA	γ_w (KN/m ³)	9.81
ALTEZZA IDRICA	H_w (m)	1.00
ANGOLO PENDIO	i	0.00
SOVRACCARICHI		
CARICO CONCENTRATI	Q (KN/m)	2.00
CARATTERISTICHE BASTIONE		
PESO SPEC. BLOCCHI	γ_b (KN/m ³)	26.50
ANGOLO ATTRITO TERR/FOND	ϕ' (°)	30.00
COESIONE TERR/FOND	c' (KN/m)	0.00
SPESSORE BASE	S (m)	1.80-1.30
ALTEZZA FILA	H_n (m)	1.30
ALTEZZA MASSIMA	H (m)	4.00
SEZIONE UNITARIA	A (m ²)	variabile
INCLINAZIONE SOSTEGNO	β (°)	89.00

Tabella 75: caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche di base dei materiali costituenti i bastioni ed il riempimento detritico.

11.4.2.2. QUADRO RIEPILOGATIVO

Nelle successive tabelle si riportano tutte le combinazioni di verifica effettuate per ciascuna delle 3 file costituenti la sezione rappresentativa del muro di sostegno ove si evidenzia che tutti i fattori di sicurezza sono superiori ai valori limite previsti da normativa.

FILA 1°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 2°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	4.62	11.82	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.72	5.08
	SLV +	3.12	8.92		SLV +	2.71	4.09
	SLV -	10.26	8.39		SLV -	6.78	3.85
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	6.58		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	5.15	
	SLE QS S+	5.04			SLE QS S+	4.16	
	SLE QS S-	4.42			SLE QS S-	3.64	
	SLE FR	6.97			SLE FR	5.45	
	SLE FR S+	5.04			SLE FR S+	4.16	
	SLE FR S-	4.42			SLE FR S-	3.64	
	SLE R	6.97			SLE R	5.45	
	SLE R S+	5.04			SLE R S+	4.16	
	SLE R S-	4.42			SLE R S-	3.64	
FILA 3°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	verifica capacità portante			
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.79	2.51	17.23			
	SLV +	2.22	2.17	18.99			
	SLV -	4.29	2.04	20.92			
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.81		30.22			
	SLE QS S+	3.25		24.50			
	SLE QS S-	2.84		24.51			
	SLE FR	4.03		30.22			
	SLE FR S+	3.25		24.50			
	SLE FR S-	2.84		24.51			
	SLE R	4.03		30.22			
	SLE R S+	3.25		24.50			
	SLE R S-	2.84		24.51			

Tabella 76: Quadro riepilogativo delle verifiche per le file costituenti le opere di contenimento.

11.4.3. VERIFICHE DEL MURO DI CHIUSURA DELL'ACCESSO PRINCIPALE

11.4.3.1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Come già anticipato nel progetto è programmata la tombatura del cantiere sotterraneo mediante apposizione di circa 111'264mc di materiale inerte, selezionato e preventivamente accumulato in sito allo scopo. Una volta completati i lavori di coltivazione, o anche prima, se la logistica interna lo permette, si procederà al prelievo del materiale dalle aree di stoccaggio all'interno del cantiere ed alla sua messa in opera nel sotterraneo.

Si sottolinea che l'operazione di tombatura della galleria ha lo scopo di realizzare un "materasso di contenimento" atto a ricevere la successiva rimozione della marmo costituente la soletta; operazione che necessita di una corretta miscela dei materiali componenti il riempimento (mix design). In tal modo si potrà disporre di un "riempimento" idoneo a sostenere il marmo della soletta in fase di taglio e di poterlo sostenere, una volta tagliato, senza subire cedimenti differenziali.

La composizione granulometrica del materiale costituente il "materasso di contenimento" è di fondamentale importanza per l'esito positivo dell'operazione stessa.

Infatti, una miscela detritica composta da soli, e/o prevalenti, elementi grossolani impedisce un corretto costipamento/addensamento della stessa durante la fase di riempimento dei vuoti sotterranei; mentre una miscela composta da soli, o prevalenti, elementi fini non avrebbe capacità portante sufficiente a sorreggere i volumi una volta che gli stessi siano isolati dalle strutture portanti (pilastri, diaframmi o soletta). Per tali ragioni si ritiene che sia necessario realizzare un "materasso di contenimento" elastico costituito da un ampio spettro granulometrico, ed i cui componenti possano spaziare tra una struttura di elementi grossolani, atta a sostenere i pesi del marmo separato, abbinata ad una miscela eterogenea a fine granulometria, variabile tra una ghiaia e un limo, idonea a occludere i vuoti generati dalla struttura grossolana.

A tal fine si ritiene che la miscela da utilizzare sia simile a quella costituente i ravaneti in loco, classificati R1 e R2 nel PABE, in quanto possiedono buone caratteristiche granulometriche e geotecniche. L'utilizzo di una si fatta miscela è motivata anche dal fatto che non genera nessun impatto ambientale col suo uso e che lo stesso strumento urbanistico ne contempla anche la permanenza all'interno del sito estrattivo.

Allo scopo si ritiene di:

- utilizzare gli elementi a bastione, nonché le scogliere ed altri elementi detritici di dimensioni superiori ai ciottoli (256mm) direttamente recuperati dalle zone di rimozione del materiale detritico o derivanti dal materiale derivato della coltivazione per la realizzazione del supporto clastico;
- utilizzare parte del sottogriglia accumulato in cava per la saturazione dei vuoti tra gli elementi trasportando il rimanente all'esterno del sito estrattivo;

- utilizzare il materiale costituente il ravaneto "antico" Ruggetta e Crestola prelevati dalla zona sottostante l'area servizi e dalla zona limitrofa al piazzale di cava;

I rapporti del mix design al fine di ottenere un supporto stabile per i futuri sviluppi dovranno essere i seguenti:

- 40'000 mc di ravaneto "antico"
- 30'000 mc di ravaneto "moderno"
- 21'000 mc di sottogriglia;
- 21'000 mc tra elementi riquadrati, scogliere e massi ciclopici non commerciabili recuperati dalle bastionature presenti e dal derivato del materiale da taglio.

Dalle proporzioni delle tipologie di materiale detritico impiegato si ottiene il seguente mix-design:

MIX DESIGN RIEMPIMENTO	Volume (mc)	ciclopici (%)	ghiaia (%)	sabbia (%)	limo-argilla (%)
ravaneto antico	40000	65.00%	15.00%	13.00%	7.00%
ravaneto moderno	30000	28.00%	30.00%	18.00%	24.00%
sottogriglia	21000	0.00%	56.00%	28.00%	16.00%
bastioni, scogliere, ciclopici	21000	100.00%	0.00%	0.00%	0.00%
TOTALE	112000	49.46%	23.89%	14.71%	11.93%

Dalle proporzioni si evince che oltre il 70% del materiale è ascrivibile a classi granulometriche superiori alla ghiaia e solo il 12% è ascrivibile a materiale fine, valore prossimo a quello dei ravaneti presenti in sito e soggetti a tutela.

Al fine di evitare che il materiale fine (limo) contenuto nel mix design possa essere trasportato dalle acque percolanti nel sotterraneo all'interno dell'ammasso roccioso, saranno presi i seguenti accorgimenti:

- sigillatura di tutte le discontinuità beanti presenti sul piano di calpestio del cantiere sotterraneo mediante malte cementizie ad espansione;
- sigillatura di tutte le discontinuità beanti sulle pareti del cantiere sotterraneo per un'altezza di circa 3.0m;
- sigillatura di tutte le discontinuità beanti sul piazzale di q. 445.0-447.0m s.l.m. al fine di limitare la percolazione dal tetto nel cantiere sotterraneo;

realizzazione in corrispondenza dell'attuale accesso al cantiere all'esterno del bastione di chiusura, di una vasca di sedimentazione a q.400.0m s.l.m., con capacità di **110.00mc** e dotata di pompa ad immersione sospesa dal fondo atta a convogliare le acque eventualmente percolanti, così da impedire, anche nell'improbabile caso di infiltrazioni idriche, l'innalzamento del livello idrico all'interno del sotterraneo, nel caso di eventi meteorici significativi, evitandone la tracimazione e quindi impedire il trasporto del materiale fine sospeso verso l'esterno.

In questo modo l'intero cantiere, e con esso il materiale di riempimento contenuto, saranno completamente isolati dal punto di vista idraulico dal resto dell'ammasso roccioso.

11.4.3.2. DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA E DELLE CONDIZIONI AL CONTORNO

Poiché il muro di sostegno è costituito da file indipendenti di blocchi riquadrati (elementi discreti) le verifiche di seguito illustrate hanno riguardato ciascuna fila costituente il bastione. Le singole file sono state verificate esclusivamente a scorrimento e ribaltamento mentre è stata omessa la verifica a capacità portante dal momento che il piano di posa, rappresentato da ammasso roccioso o blocchi, presenta rigidità indefinita rispetto alle sollecitazioni in gioco.

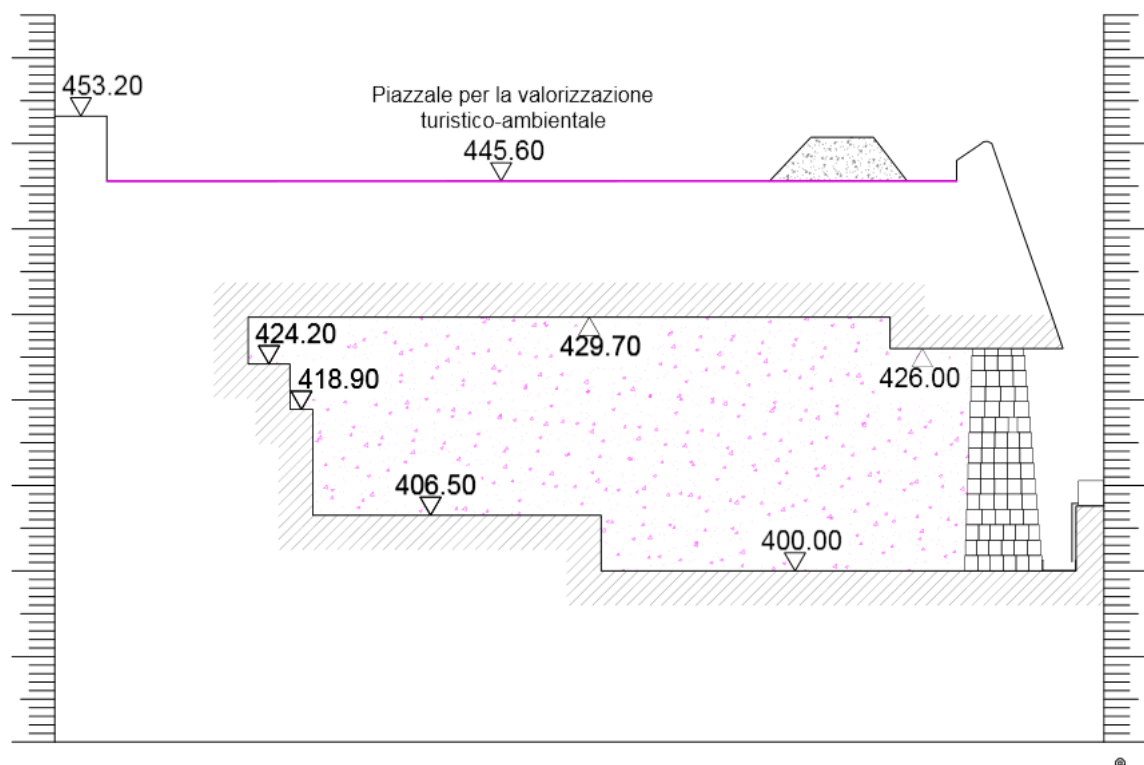


Figura 32 sezione tipo del muro di contenimento a chiusura del cantiere sotterraneo.

In considerazione del fatto che nel muro di contenimento esiste un solo lato suscettibile a potenziale instabilità, che gli spessori del materiale detritico nei lati delle opere sono sempre superiori alla base del triangolo di spinta nelle successive verifiche è stata considerata l'altezza massima del muro e del riempimento ed è stata trascurata la profondità del riempimento.

Nelle verifiche, per ciascuna fila, è stata ipotizzata un'opera inclinata a circa 85° con spessore di base 9.0m e spessore di colmo 6.0m, conferendo all'opera una sezione trapezia.

Al fine di considerare l'eventuale passaggio di mezzi meccanici carichi è stato inoltre considerata cautelativamente la presenza di due carichi concentrati da 150 KN cadauno.

Come già esposto nel corso del sopralluogo ed illustrato nel successivo quadro riepilogativo le verifiche delle file superiori risultano superflue, sia per il principio di equivalenza che per le condizioni cautelative adottate nel corso del dimensionamento.

Nelle successive tabelle si riassumono le caratteristiche geometriche e geotecniche di base del bastione mentre per il detrito sono state utilizzate le medesime caratteristiche riportate in Tabella 79.

CARATTERISTICHE BASTIONE		
PESO SPEC. BLOCCHI	γ_b (KN/m ³)	26.50
ANGOLO ATTRITO TERR/FOND	ϕ' (°)	30.00
COESIONE TERR/FOND	c' (KN/m)	0.00
SPESSORE BASE	S (m)	6.0-9.0
ALTEZZA FILA	H_n (m)	1.60
ALTEZZA MASSIMA	H (m)	26.00
SEZIONE UNITARIA	A (m ²)	variabile
INCLINAZIONE SOSTEGNO	β (°)	85.00

Tabella 77: caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche di base dei materiali costituenti il muro di chiusura dell'accesso ed il riempimento detritico.

Per quanto riguarda l'altro muro di contenimento, questo avrà dimensioni similari a quelle degli elementi verificati per i muri di sostegno alle rampe a cielo aperto e pertanto si rimanda alle precedenti verifiche per la relativa analisi.

11.4.3.3. QUADRO RIEPILOGATIVO

Nelle successive tabelle si riportano tutte le combinazioni di verifica effettuate per ciascuna delle 16 file costituenti la sezione rappresentativa del muro di sostegno ove si evidenzia che tutti i fattori di sicurezza sono superiori ai valori limite previsti da normativa.

FILA 1°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 2°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.02	1.31	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.11	1.48
	SLV +	1.75	1.22		SLV +	1.81	1.36
	SLV -	2.78	1.14		SLV -	2.96	1.28
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	2.76		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	2.90	
	SLE QS S+	2.47			SLE QS S+	2.57	
	SLE QS S-	2.21			SLE QS S-	2.30	
	SLE FR	2.90			SLE FR	3.04	
	SLE FR S+	2.47			SLE FR S+	2.57	
	SLE FR S-	2.21			SLE FR S-	2.30	
	SLE R	2.90			SLE R	3.04	
	SLE R S+	2.47			SLE R S+	2.57	
	SLE R S-	2.21			SLE R S-	2.30	
FILA 3°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 4°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.16	1.54	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.25	1.69
	SLV +	1.85	1.41		SLV +	1.90	1.54
	SLV -	3.04	1.33		SLV -	3.20	1.45
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	2.96		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.08	
	SLE QS S+	2.62			SLE QS S+	2.71	
	SLE QS S-	2.34			SLE QS S-	2.43	
	SLE FR	3.11			SLE FR	3.23	
	SLE FR S+	2.62			SLE FR S+	2.71	
	SLE FR S-	2.34			SLE FR S-	2.43	
	SLE R	3.11			SLE R	3.23	
	SLE R S+	2.62			SLE R S+	2.71	
	SLE R S-	2.34			SLE R S-	2.43	
FILA 5°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 6°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.38	1.96	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.51	2.23
	SLV +	1.98	1.76		SLV +	2.06	1.99
	SLV -	3.46	1.66		SLV -	3.71	1.87
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.26		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.44	
	SLE QS S+	2.85			SLE QS S+	2.98	
	SLE QS S-	2.55			SLE QS S-	2.67	
	SLE FR	3.43			SLE FR	3.62	
	SLE FR S+	2.85			SLE FR S+	2.98	
	SLE FR S-	2.55			SLE FR S-	2.67	
	SLE R	3.43			SLE R	3.62	
	SLE R S+	2.85			SLE R S+	2.98	
	SLE R S-	2.55			SLE R S-	2.67	
FILA 7°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 8°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.64	2.55	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.81	2.99
	SLV +	2.14	2.24		SLV +	2.24	2.59
	SLV -	4.00	2.11		SLV -	4.37	2.44
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.64		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.87	
	SLE QS S+	3.13			SLE QS S+	3.29	
	SLE QS S-	2.79			SLE QS S-	2.95	
	SLE FR	3.82			SLE FR	4.07	
	SLE FR S+	3.13			SLE FR S+	3.29	
	SLE FR S-	2.79			SLE FR S-	2.95	
	SLE R	3.82			SLE R	4.07	
	SLE R S+	3.13			SLE R S+	3.29	
	SLE R S-	2.79			SLE R S-	2.95	

FILA 9°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 10°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.98	3.48	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.19	4.22
	SLV +	2.34	2.98		SLV +	2.45	3.54
	SLV -	4.77	2.80		SLV -	5.32	3.34
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	4.12		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	4.43	
	SLE QS S+	3.47			SLE QS S+	3.68	
	SLE QS S-	3.10			SLE QS S-	3.30	
	SLE FR	4.33			SLE FR	4.66	
	SLE FR S+	3.47			SLE FR S+	3.68	
	SLE FR S-	3.10			SLE FR S-	3.30	
	SLE R	4.33			SLE R	4.66	
	SLE R S+	3.47			SLE R S+	3.68	
	SLE R S-	3.10			SLE R S-	3.30	
FILA 11°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 12°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.43	5.23	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.67	6.57
	SLV +	2.58	4.31		SLV +	2.70	5.31
	SLV -	5.99	4.05		SLV -	6.73	4.99
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	4.78		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	5.15	
	SLE QS S+	3.92			SLE QS S+	4.16	
	SLE QS S-	3.51			SLE QS S-	3.73	
	SLE FR	5.03			SLE FR	5.42	
	SLE FR S+	3.92			SLE FR S+	4.16	
	SLE FR S-	3.51			SLE FR S-	3.73	
	SLE R	5.03			SLE R	5.42	
	SLE R S+	3.92			SLE R S+	4.16	
	SLE R S-	3.51			SLE R S-	3.73	
FILA 13°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 14°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.87	8.46	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.95	11.11
	SLV +	2.81	6.71		SLV +	2.85	8.75
	SLV -	7.47	6.32		SLV -	7.82	8.23
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	5.51		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	5.71	
	SLE QS S+	4.39			SLE QS S+	4.51	
	SLE QS S-	3.94			SLE QS S-	4.06	
	SLE FR	5.79			SLE FR	6.01	
	SLE FR S+	4.39			SLE FR S+	4.51	
	SLE FR S-	3.94			SLE FR S-	4.06	
	SLE R	5.79			SLE R	6.01	
	SLE R S+	4.39			SLE R S+	4.51	
	SLE R S-	3.94			SLE R S-	4.06	
FILA 15°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento	FILA 16°	TIPO	verifica a scorrimento	verifica a ribaltamento
STATI LIMITE ULTIMI	SLU	3.67	14.57	STATI LIMITE ULTIMI	SLU	2.52	18.31
	SLV +	2.73	11.70		SLV +	2.10	16.33
	SLV -	6.95	11.01		SLV -	3.91	15.37
STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	5.44		STATI LIMITE ESERCIZIO	SLE QS	3.84	
	SLE QS S+	4.34			SLE QS S+	3.26	
	SLE QS S-	3.91			SLE QS S-	2.94	
	SLE FR	5.72			SLE FR	4.02	
	SLE FR S+	4.34			SLE FR S+	3.26	
	SLE FR S-	3.91			SLE FR S-	2.94	
	SLE R	5.72			SLE R	4.02	
	SLE R S+	4.34			SLE R S+	3.26	
	SLE R S-	3.91			SLE R S-	2.94	

Carrara, 30.07.2025

Il Tecnico

Dott. Ing. Giacomo DEL NERO

APPENDICE A: CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA

PARAMETRI			AMPO VALORI						
Resistenza roccia	carico di punta		100 g/cm ^q	0-100 g/cm ^q	0-40 g/cm ^q	0-20 g/cm ^q	non applicabile		
	compressione uniassiale		2500 Kg/cm ^q	1000-2500 Kg/cm ^q	100-1000 Kg/cm ^q	50-500 g/cm ^q	0-250 g/cm ^q	0-50 g/cm ^q	10 g/cm ^q
INDICE			5	2					
QD			0-100%	5-90%	0-75%	5-50%	25%		
INDICE			0	7	3				
PAZIATURA			2 m	.6-2 m	00-600 mm	0-200mm	60 mm		
INDICE			0	5	0				
CONDIZIONE GIUNTI Valore valutato in base alla sez. E)			superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	superfici scabre apertura <1 mm pareti roccia lurata	superfici scabre apertura < 1mm pareti roccia alterata	superfici lisce o laminate o riempimento <5mm apertura 1-5 mm giunti continui	rammentazione tenero spessore > 5 mm o giunti aperti > 5 mm giunti continui		
INDICE			0	5	0	10			
CONDIZIONI IDRAULICHE	efflusso per 10 m lunghezza tunnel		Assente	10	0-25 litri/min	5-125 litri/min	125 litri/min		
	app.: tra Pressione acqua nei giunti su ol. Nat. In situ		0	0.1	.1-0.2	.2-0.5	.0.5		
	condizioni generali		complet. sciutto	ebol. mido	olo umidità	acqua in debole pressione	everi problemi idraulici		
	INDICE		5	0			)		

Tabella 78: Parametri di classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

N = Σ ni	0-21	21-40	41-60	61-80	81-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELLO AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c Kg/cm ^q	>1.0	1.0-2.0	2.0-3.0	3.0-4.0	>4.0
φ	<15°	15°-25°	25°-35°	35°-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DELLO SCAVO	nessuna difficoltà	può essere scavato facilmente frammentazione notevole	discrete difficoltà	si cava con difficoltà frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T	30 min	10 ore	7 giorni	1 anno	20 anni
L	1 m	2.5 m	5 m	10 m	15 m

Tabella 79: Classificazione degli ammassi rocciosi (After Bienawski, 1989).

APPENDICE B: PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

EdiLus-MS - Servizio Rilevazione Pericolosità Sismica - ACCA s.r.l.

<http://www.acca.it/EdiLus-MS/>

EdiLus-MS

Mappe Sismiche



EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità italiana direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta l'area di interesse e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "Contrada Rosole, 13 BAGNOLI IRPINO"

Cava n° 17 Ruggetta A, Bacino n°2 di Torano - Com

Latitudine (WGS84)

44.09772947

Longitudine (WGS84)

10.10759354

Latitudine (ED50)

44.099494

Longitudine (ED50)

10.108673

Altitudine (mt)

442

Classe dell'edificio

II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti...

Vita Nominale Struttura

50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica

50

Parametri di pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	30	0.051	2.451	0.240
Danno	50	0.064	2.470	0.252
Salvaguardia Vita	475	0.160	2.395	0.288
Prevenzione Collasso	975	0.205	2.383	0.296

[Termini e Condizioni di utilizzo di EdilLus-MS](#)


44.09856738, 10.10906607



Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it