

COMUNE DI CARRARA

PROVINCIA DI MASSA CARRARA

PIANO DI COLTIVAZIONE DELLA CAVA DENOMINATA "PRATAZZOLO B" N. 9



redatto ai sensi della l.r. 35/15

ESERCENTE:

Dell'Amico Michele s.r.l.

TITOLO:

RELAZIONE GEOMECCANICA

ILTECNICO:

Dott. Ing. Massimo Gardenato
ingegnere minerario



TAV.:

DATA:

OTTOBRE 2022

FILE:

RelTecStabilità.doc



via G.Pascoli, 44 55032 Castelnuovo Garfagnana (LU) - via Di Turigliano, 24a 54033 Carrara (MS)
Tel. 0585 093077 e fax 0585 842512 e-mail: studio@rocnnet.net



RELAZIONE TECNICA

Premessa

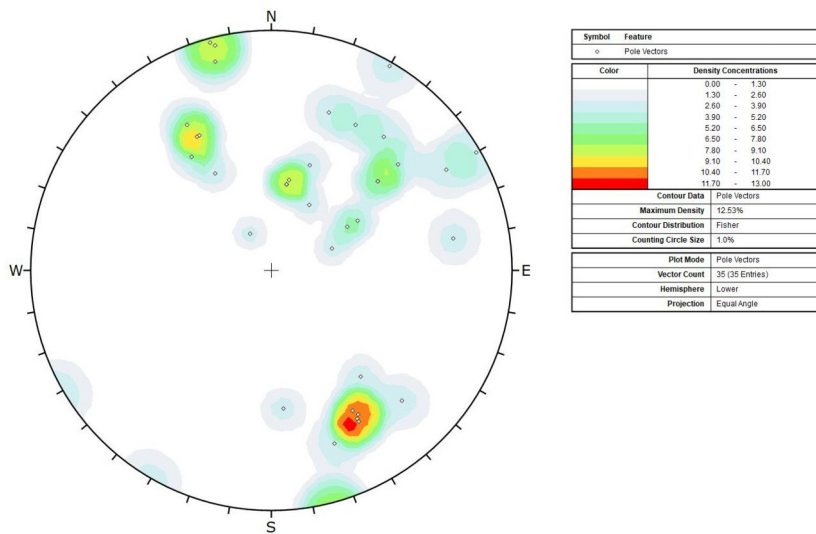
Su incarico della società Dell'Amico Michele s.r.l. esercente la cava Pratazzolo B n° 9, il sottoscritto tecnico ha proceduto ad redigere la presente relazione di stabilità come, analizzando le possibilità cinematiche riscontrabili in funzione dello stato di fratturazione durante la realizzazione del nuovo sotterraneo di progetto.



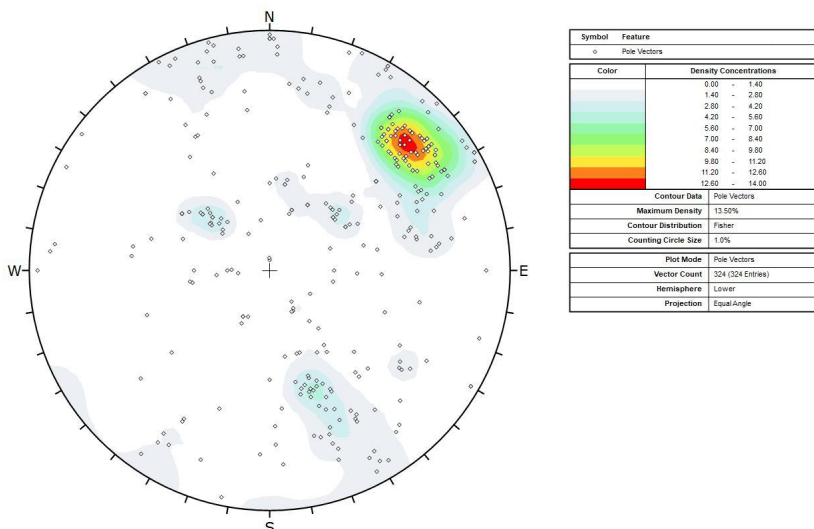
Rilievo strutturale dell'ammasso roccioso.

Il rilievo geomeccanico svolto per l'occasione ha interessato tutte le nuove bancate accessibili con gli sbassi di quota media indicativa 366 m e 372 m ca. della cava, a cui vengono aggiunti i rilievi effettuati in passato con le varie relazioni di stabilità.

Nel seguito si riportano lo stereogramma degli stendimenti effettuati per l'occasione ed lo stereogramma complessivo relativo al totale dei rilievi effettuati fino ad oggi.



Stereogramma polare delle discontinuità riscontrate nel settembre 2022



Stereogramma cumulativo effettuato nell'area di indagine.

Come già espresso nei passati studi: esaminando il fronte principale della cava, si osserva



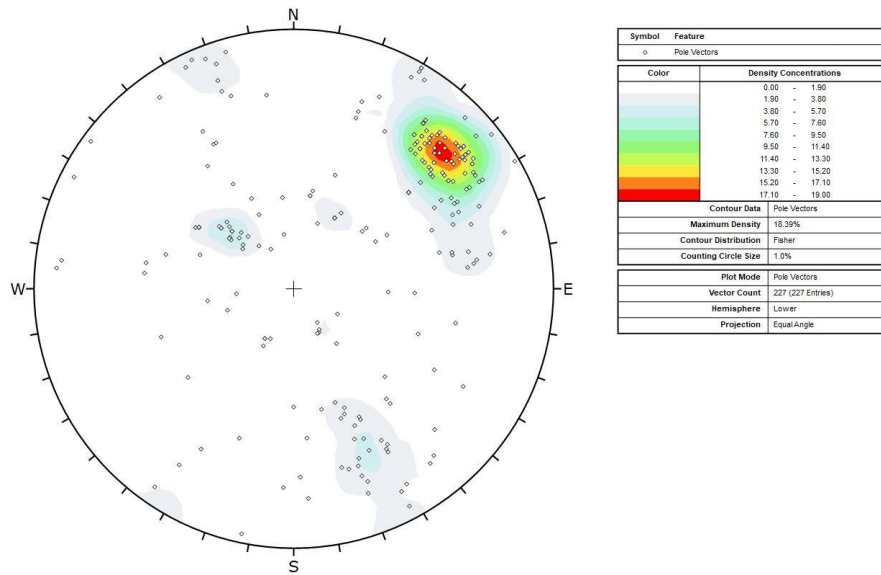
come la discontinuità subverticale indicata nell'immagine seguente e denominata FA, suddivide il giacimento marmoreo in due distinti domini strutturali che nel seguito saranno discussi e analizzati separatamente.

I due domini sono stati nominati Est e West in funzione della posizione spaziale rispetto alla discontinuità citata FA. Com'era lecito attendersi, lo sbasso di quota 375m ca non ha evidenziato cambi in questa suddivisione strutturale.

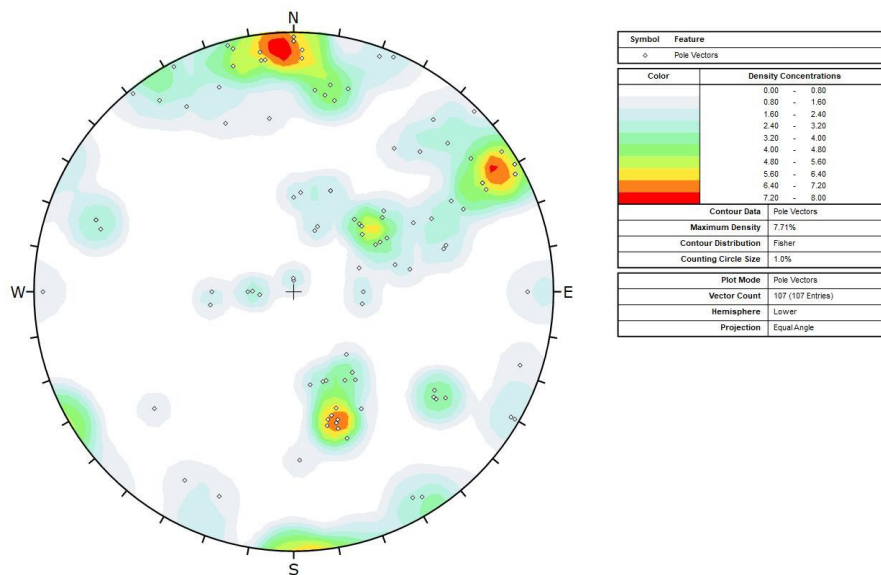


Panoramica del fronte con indicata la discontinuità (fascia finimentosa) FA che suddivide il giacimento in due distinti domini.

Di seguito si riportano come detto gli stereogrammi dei rilievi svolti sino ad oggi, suddivisi per i due domini individuati.



Stereogramma cumulativo Dominio Est.



Stereogramma cumulativo Dominio West.

I dati così ottenuti sono stati raccolti ed elaborati con le usuali tecniche statistiche cercando di determinare la distribuzione e le rispettive caratteristiche delle famiglie di discontinuità nell'ipotesi che i dati siano rappresentati da una distribuzione di tipo normale. Tale assunzione, ovviamente, ha talvolta carattere di arbitrarietà e, del resto, sovente i dati di



campagna non permettono di poter stabilire se la distribuzione possa essere di tipo diverso, pur se concettualmente sia possibile. Tale asserzione trova riscontro anche nelle recenti note “Rock Engineering – course notes by E. Hoek” (2002), laddove si sottolinea come la distribuzione statistica dei parametri geomeccanici sia ben approssimata da una distribuzione di tipo normale, a meno di non avere a disposizione una rilevante mole di dati da cui derivare un tipo diverso di rappresentazione. E’ evidente come spesso i dati ricavati dai rilievi di campagna possano non essere sufficienti per definire una distribuzione in modo sufficientemente corretto o, in altri termini, per avere una distribuzione di tipo significativo. In questi casi, a parere dello scrivente, deve essere la sensibilità del tecnico a stabilire se si è in presenza, ad esempio nel caso di un raggruppamento di discontinuità in un intervallo di valori di immersione ed inclinazione, di un fenomeno per l’appunto significativo e cioè correlato con una reale caratteristica dell’ammasso roccioso, magari anche solo limitata ad una porzione dello stesso, o se invece si è in presenza di una serie di esemplari casuali. La distribuzione di detti esemplari potrà pertanto anche non essere di tipo normale ed essere trattata, ad esempio, come uniforme laddove gli esemplari siano pochi e spazati tra loro, ma questo, a parere dello scrivente, poco sposta rispetto alle successive analisi di tipo previsionale da effettuare.

Pertanto, a margine di quanto sopra, va sottolineato come spesso la definizione di un raggruppamento di discontinuità quale famiglia, possa anche essere, dal punto di vista statistico, fatto privo di significatività.



Caratteristiche di fratturazione Dominio West

Si riportano di seguito i valori medi di immersione ed inclinazione determinati con il presente aggiornamento per quanto riguarda il dominio strutturale West.

<i>Raggruppamento medio</i>	<i>Immersione media</i>	<i>Inclinazione media</i>	<i>Limite variabilità (2σ)</i>
K1.1	184°	83°	20.34
K1.2	150°	85°	18.48
K2	234°	81°	20.80
K3	242°	44°	26.47
K4	161°	22°	49.66
K5	340°	50°	20.39
K6	302°	75°	20.67

Nella quarta colonna si riporta il limite di variabilità calcolato per $\sigma=95.44\%$ (si veda il tabulato riportato successivamente alle figure in cui sono riassunte tutte le caratteristiche dei raggruppamenti medi come evidenziati dal “Dips Document Information” del programma DIPS®).

Il programma utilizzato per il trattamento e lo studio dei dati strutturali raccolti in campagna (DIPS® di Rocscience Inc. Canada) permette di visualizzare mediante rappresentazioni stereografiche la distribuzione della densità dei poli dei piani medi, i raggruppamenti medi individuati, e tutte le informazioni strutturali di ausilio all’analisi.

In particolare si riporta di seguito alle suddette rappresentazioni il documento informativo (“Dips Document Information”) che riassume tutte le caratteristiche del rilievo ed i computi elaborati dal programma.

Dips Analysis Information

Rilievo West Pratazzuolo 2022

Project Summary

- File Name: Rilievo 2022 West Cumulativo
- Last saved with Dips version: 8.019
- Project Title: Rilievo West Pratazzuolo 2022

General Settings

- Data Format: Dip / Dip Direction
- Magnetic Declination (E pos): 0°
- Multiple Data Flag (Quantity): OFF
- Distance Column: OFF
- Extra Data Columns: 13
- Units: Metric



- Poles: 117
- Entries: 117

Global Mean

	Dip	Dip Direction
Unweighted	37.67	223.28
Weighted	37.67	223.28

Global Best Fit

	Unweighted		
	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	80.13	189.47	0.457031
S2	54.77	286.53	0.363243
S3	36.99	86.12	0.179726

Woodcock S1 / S3 = 2.543
 Woodcock K = 0.326
 Woodcock C = 0.933

Weighted

	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	80.13	189.47	0.457031
S2	54.77	286.53	0.363243
S3	36.99	86.12	0.179726

Woodcock S1 / S3 = 2.543
 Woodcock K = 0.326
 Woodcock C = 0.933

Mean Set Planes

ID	Dip	Dip Direction	Label
1m	82.46	182.52	K1 1
2m	85.88	149.94	K1 2
3m	80.77	234.23	K2
4m	43.97	242.75	K3
5m	21.46	155.88	K4
6m	50.42	338.90	K5
7m	74.54	301.84	K6

Set Statistics

Set: 1m: K1 1



- Poles: 20
- Entries: 20
- Fisher's K: 51.6932

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	12.0954°	19.9038°	27.7664°	9.39335°
Confidence Limit	2.72501°	4.47066°	6.2085°	2.11773°

Set: 2m: K1 2

- Poles: 10
- Entries: 10
- Fisher's K: 56.0658

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	11.6125°	19.1043°	26.6409°	9.01882°
Confidence Limit	3.69634°	6.06504°	8.42431°	2.87251°

Set: 3m: K2

- Poles: 16
- Entries: 16
- Fisher's K: 47.3922

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	12.6345°	20.7969°	29.0254°	9.81132°
Confidence Limit	3.18429°	5.22446°	7.25593°	2.47462°

Set: 4m: K3

- Poles: 18
- Entries: 18
- Fisher's K: 29.4459

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	16.0487°	26.4742°	37.0739°	12.4564°
Confidence Limit	3.83303°	6.28946°	8.73632°	2.97872°

Set: 5m: K4

- Poles: 12
- Entries: 12
- Fisher's K: 9.20583



	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	28.9147°	48.3501°	69.3029°	22.376°
Confidence Limit	8.71172°	14.3136°	19.9215°	6.76795°

Set: 6m: K5

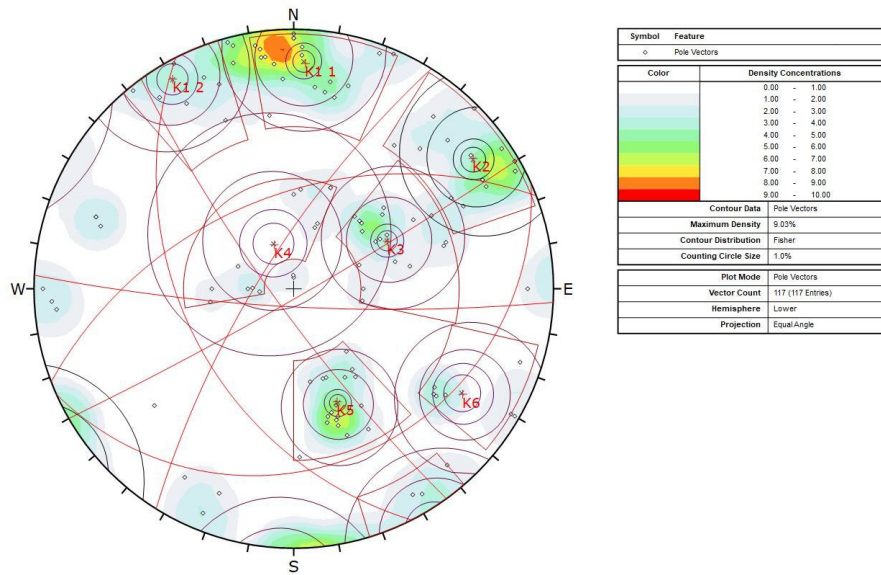
- Poles: 18
- Entries: 18
- Fisher's K: 47.8523

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	12.5734°	20.6956°	28.8825°	9.76393°
Confidence Limit	2.9876°	4.90161°	6.8073°	2.32178°

Set: 7m: K6

- Poles: 6
- Entries: 6
- Fisher's K: 47.9878

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	12.5555°	20.666°	28.8408°	9.7501°
Confidence Limit	5.16228°	8.47275°	11.7735°	4.01146°



Stereogramma delle famiglie presenti per il dominio West.

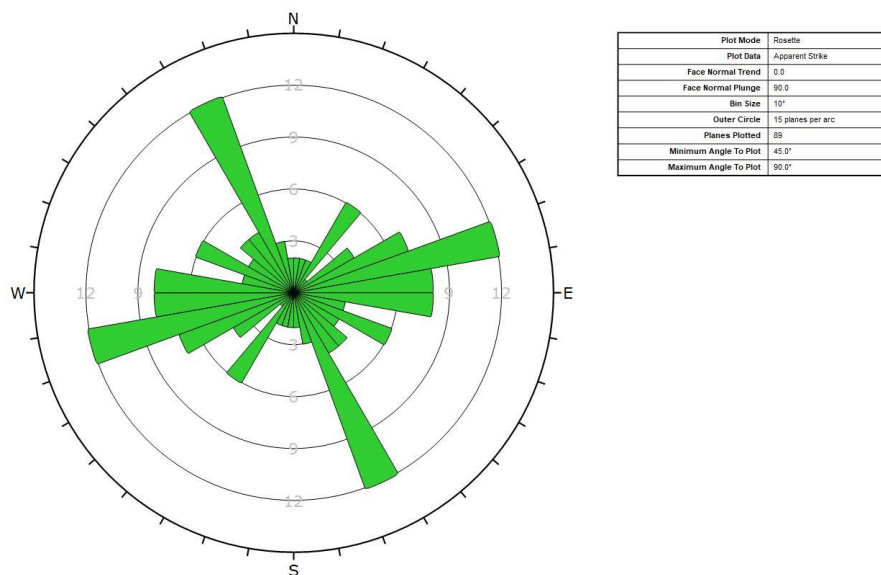


Diagramma a "rosetta" delle direzioni dei piani di frattura rilevati.



Caratteristiche di fratturazione Dominio Est

Si riportano di seguito i valori medi di immersione ed inclinazione determinati con il presente aggiornamento per quanto riguarda il dominio strutturale Est.

<i>Raggruppamento medio</i>	<i>Immersione media</i>	<i>Inclinazione media</i>	<i>Limite variabilità (2σ)</i>
K1.2	154°	88°	20.66
K2	230°	74°	25.5
K4	129°	37°	28.7
K5	340°	64°	23.17
K6	291°	56°	30.10
K7	356°	21°	23.23

Nella quarta colonna si riporta il limite di variabilità calcolato per $\sigma=95.44\%$ (si veda il tabulato riportato successivamente alle figure in cui sono riassunte tutte le caratteristiche dei raggruppamenti medi come evidenziati dal “Dips Document Information” del programma DIPS®).

Il programma utilizzato per il trattamento e lo studio dei dati strutturali raccolti in campagna (DIPS® di Rocscience Inc. Canada) permette di visualizzare mediante rappresentazioni stereografiche la distribuzione della densità dei poli dei piani medi, i raggruppamenti medi individuati, e tutte le informazioni strutturali di ausilio all’analisi.

In particolare si riporta di seguito alle suddette rappresentazioni il documento informativo (“Dips Document Information”) che riassume tutte le caratteristiche del rilievo ed i computi elaborati dal programma.

Dips Analysis Information **Rilievo Est Pratazzuolo 2022**

Project Summary

- File Name: Rilievo 2022 Est Cumulativo
- Last saved with Dips version: 8.019
- Project Title: Rilievo Est Pratazzuolo 2022
- Analysis: Default Title Line 2

General Settings

- Data Format: Dip / Dip Direction
- Magnetic Declination (E pos): 0°
- Multiple Data Flag (Quantity): OFF
- Distance Column: OFF



- Extra Data Columns: 13
- Units: Metric
- Poles: 227
- Entries: 227

Global Mean

	Dip	Dip Direction
Unweighted	42.77	231.93
Weighted	42.77	231.93

Global Best Fit

Unweighted			
	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	70.18	221.16	0.524836
S2	82.48	313.89	0.270075
S3	21.32	63.67	0.205088

Woodcock S1 / S3 = 2.559
 Woodcock K = 2.414
 Woodcock C = 0.940

Weighted			
	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	70.18	221.16	0.524836
S2	82.48	313.89	0.270075
S3	21.32	63.67	0.205088

Woodcock S1 / S3 = 2.559
 Woodcock K = 2.414
 Woodcock C = 0.940

Mean Set Planes

ID	Dip	Dip Direction	Label
1m	88.12	154.21	K1 2
2m	74.37	230.32	K2
3m	37.29	128.71	K4
4m	64.26	339.60	K5
5m	56.19	290.84	K6
6m	20.86	355.91	K7

Set Statistics

Set: 1m: K1 2

- Poles: 16
- Entries: 16
- Fisher's K: 48.0018



	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	12.5537°	20.663°	28.8365°	9.74867°
Confidence Limit	3.16359°	5.19049°	7.20873°	2.45854°

Set: 2m: K2

- Poles: 103
- Entries: 103
- Fisher's K: 31.6954

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	15.4651°	25.501°	35.6881°	12.0046°
Confidence Limit	1.54355°	2.53208°	3.51578°	1.19959°

Set: 3m: K4

- Poles: 33
- Entries: 33
- Fisher's K: 25.0213

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	17.4201°	28.7661°	40.3492°	13.5177°
Confidence Limit	3.08145°	5.05565°	7.02135°	2.39471°

Set: 4m: K5

- Poles: 28
- Entries: 28
- Fisher's K: 38.2932

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	14.0625°	23.1669°	32.375°	10.9181°
Confidence Limit	2.68516°	4.40525°	6.11762°	2.08676°

Set: 5m: K6

- Poles: 7
- Entries: 7
- Fisher's K: 22.8924

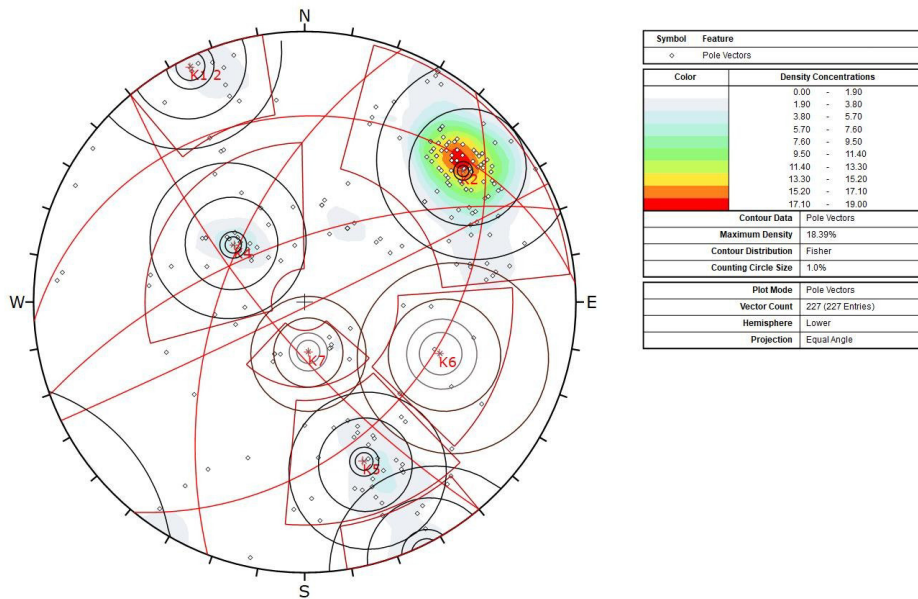
	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	18.2187°	30.1042°	42.2694°	14.1354°
Confidence Limit	6.99348°	11.4838°	15.969°	5.43382°



Set: 6m: K7

- Poles: 9
- Entries: 9
- Fisher's K: 38.1031

	68.26%	95.44%	99.74%	50%
Variability Limit	14.0977°	23.2254°	32.4579°	10.9454°
Confidence Limit	4.74438°	7.78617°	10.818°	3.6868°



Stereogramma cumulativo dei rilievi effettuati nell'area aggiornato per l'occasione.

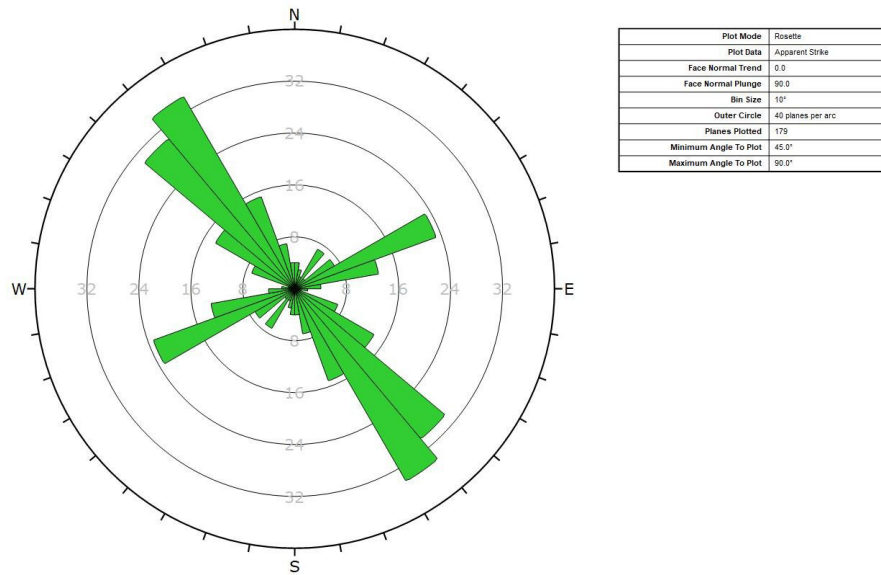


Diagramma a “rosetta” delle direzioni dei piani di frattura rilevati.

La suddivisione in due domini strutturali si fonda principalmente sul dato riscontrato in sito dove le discontinuità del “verso di macchia” nel dominio Est risultano essere presenti con maggiore frequenza, con una spaziatura metrica e discreta persistenza, mentre ad Ovest di FA si diradano e comunque hanno modesta persistenza. Difatti, osservando le foto seguenti, si possono apprezzare sul fronte residuo E, mediamente immergente a 235°, le evidenti tracce delle suddette discontinuità, mentre nelle bancate residue W, mediamente immergenti a 165° e situate a NW della FA, queste siano poco apprezzabili.

Infatti, come visibile negli stereogrammi riportati in precedenza, nel dominio Est queste fratture risultino essere mediamente più ruotate ad E (racchiuse nel raggruppamento medio K2) e si presentano in numero maggiore e con una inclinazione più pronunciata rispetto a quanto riscontrato nel dominio West. In questo dominio, infatti, le discontinuità del verso, contenute nel raggruppamento medio K3, risultano in numero minore e caratterizzate come detto da un'inclinazione minore rispetto alle K2 del dominio Est.



Panoramiche dei fronti laterali dell'anfiteatro Est di cava. Nella foto sono evidenti le tracce delle discontinuità del verso a dominare la struttura dell'ammasso.

Inoltre, dai rilievi eseguiti per l'occasione, si deduce come siano presenti ulteriori differenze sostanziali tra i due domini, ad esempio l'assenza di discontinuità della famiglia K1.1 nel dominio Est dove invece sono state rilevate le discontinuità del raggruppamento K7 a bassissimo angolo di inclinazione.

Nelle foto successive si evidenziano la porzione di cava W dove si nota come le discontinuità del verso appaiano rade e poco persistenti e due fotogrammi lungo la bancata in coltivazione tra quota 372.0 e 378.0 m situata ad Est della FA, le discontinuità K7 con esemplare medio $357^{\circ}/21^{\circ}$ e per confronto il fronte opposto nel dominio West dove queste fratture non sono state riscontrate.



Panoramica fronti W oltre FA con evidente assenza o comunque significatività del “verso”



Nella foto a sx sono evidenti le tracce delle discontinuità K7 mentre in quella a dx si nota come queste non siano presenti.

Un'ulteriore differenza riscontrata è rappresentata dalla differenza di inclinazione riscontrata nel raggruppamento medio K6, intersecante FA, e presente in entrambi i domini. Infatti ad Est risulta mediamente immergente a W con inclinazione media 56° , mentre ad West di FA tende a verticalizzarsi.



Caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e delle discontinuità.

Caratteristiche del materiale roccioso

Per queste si fa riferimento essenzialmente a dati di bibliografia e di laboratorio (Contratto di ricerca Comune di Carrara con CNR-FIRGET (2002) "Analisi di metodologie di calcolo e sperimentali applicabili nelle valutazioni statiche di coltivazioni di pietra ornamentale". Con riferimento al progetto N. 1198 "Ricerca sulle metodologie di controllo geostrutturale e di bonifica delle pareti rocciose per la sicurezza dei fronti di cava nell'escavazione della pietra ornamentale" approvato con D.M. 16/12/1999 (Ministero del lavoro e della previdenza sociale). In sunto si hanno i seguenti valori:

1. Resistenza a compressione uniassiale: 70-100 MPa
2. Resistenza a trazione: 6.6-10 MPa
3. Modulo di elasticità o di Young: 50.000-65.000 MPa
4. Resistenza a taglio della roccia intatta: 15-25 MPa
5. Angolo di attrito interno del materiale: 35°-45°

Classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso e delle discontinuità.

Si precisa che avendo individuato due domini strutturali: Est e West, nel seguito questi saranno trattati separatamente, individuando per ciascun parametro il relativo dominio di appartenenza.

Sulla base dei dati ricavati dai rilievi specifici è stato possibile giungere alla classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso secondo l'indice RMR (Bieniawski).

Detto valore è determinato sulla base della somma di diversi parametri legati alle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

I parametri valutati sono i seguenti:

1. RQD,
2. resistenza a compressione del materiale intatto,
3. spaziatura delle discontinuità,
4. condizioni delle discontinuità,
5. condizioni idrauliche.

Al fine di ottenere un valore statisticamente significativo è opportuno redigere una tabella propedeutica dei rating riferito alle condizioni delle discontinuità famiglia per famiglia,



assegnando altresì a queste un peso per ottenere un rating ponderato complessivo da utilizzare nella classificazione.

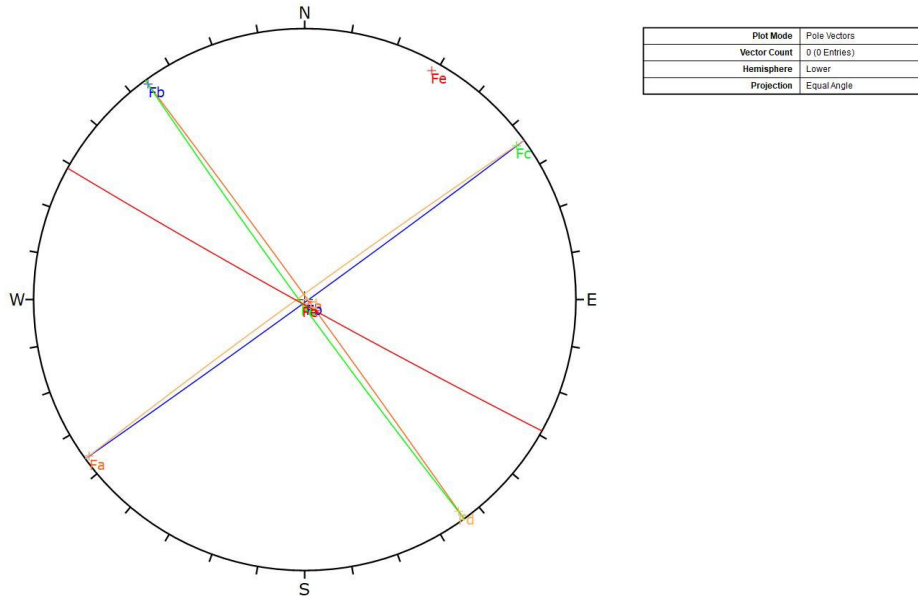
Tabella n.2				
Cava "PRATAZZOLO B" - dominio Est				
RATING RMR RELATIVO ALLE CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'				
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	RATING	PESO
K1,2	Persistenza	> 20 m	0	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	SW	6	
	Circolazione idrica	Dy / Da	11	
	Totale		29	0,08
K2	Persistenza	1-3 m	4	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass / Sf - Hf	3,5	
	Alterazione	HW - SW	3	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		28,5	0,53
K4	Persistenza	1-3 m	4	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	Slightly Rough	3	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		32	0,17
K5	Persistenza	3 - 10 m	2	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	Slightly Rough	3	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		30	0,14
K6	Persistenza	3 - 10 m	2	
	Separazione	> 5 mm	0	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	MW - SW	3	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		28	0,04
K7	Persistenza	> 20 m	0	
	Separazione	0,1 - 1 mm	4	
	Rugosità	Slightly Rough	3	
	Riempimento	Sf - Hf	2	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		27	0,05

Tabella n.2				
Cava "PRATAZZOLO B" - dominio West				
RATING RMR RELATIVO ALLE CONDIZIONI DELLE DISCONTINUITA'				
FAMIGLIA	PARAMETRI	DESCRIZIONE	RATING	PESO
K1,1	Persistenza	1-3	4	
	Separazione	E	6	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy / Da	10	
	Totale		37	0,20
K1,2	Persistenza	1-3 m	4	
	Separazione	0,1- 1 mm	4	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy / Da	10	
	Totale		35	0,10
K2	Persistenza	>20	0	
	Separazione	1 - 5 mm	1	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Sf	2	
	Alterazione	SW	5	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		25	0,16
K3	Persistenza	>20	0	
	Separazione	0,1- 1 mm	4	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		33	0,18
K4	Persistenza	3 - 10 m	2	
	Separazione	C	6	
	Rugosità	smooth	1	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		33	0,12
K5	Persistenza	> 20 m	0	
	Separazione	0,1- 1 mm	4	
	Rugosità	Rough -Slightly Rough	4	
	Riempimento	Ass	6	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		32	0,18
K6	Persistenza	> 20 m	0	
	Separazione	0,1 - 1 mm	4	
	Rugosità	Rough	5	
	Riempimento	Sf - Hf	2	
	Alterazione	UW	6	
	Circolazione idrica	Dy	12	
	Totale		29	0,06

In seguito debbono essere apportate, ove ritenuto necessario, delle correzioni in funzione dell'orientamento delle discontinuità rispetto alle direzioni di scavo preferenziali della cava.

Tali correzioni sono prestabilite nell'ambito del sistema RMR.

I fronti e le direzioni degli stessi utilizzate per le correzioni sono di seguito elencate e riportate nello stereogramma:



stereogramma dei fronti di progetto

Per una migliore leggibilità dei dati anche per queste correzioni è opportuno pertanto redigere una tabella che permetta di ponderare, tramite i medesimi pesi, l'importanza delle famiglie di discontinuità in relazione al fronte di cava. Le coltivazioni di progetto si svolgeranno quasi esclusivamente in sotterraneo per quanto riguarda il dominio Est ed a cielo aperto per quello occidentale; per questo sono stati utilizzati come range di valori di correzione dei fronti quelli previsti per "Tunnel & Mines" per il dominio Est e quello "Slopes" per il dominio West nella tabella di Beniawsky.

Tabella n.3 Cava "PRATAZZOLO B" - dominio Est RATING PONDERATO CORREZIONE ORIENTAZIONE FRONTI					
Famiglia	Peso	FA (54°/90°)	FB (144°/90°)	FC (234°/90°)	FD (324°/90°)
K1.2	0,08	0	-5	0	-2
K2	0,53	0	-5	-5	0
K4	0,17	-2	0	-2	0
K5	0,14	0	-2	0	-5
K6	0,04	0	0	-2	-10
K7	0,05	-2	-5	-2	-10



Cava "PRATAZZOLO B" - dominio West						
RATING PONDERATO CORREZIONE ORIENTAZIONE FRONTI						
Famiglia	Peso	FA (54°/90°)	FB (144°/90°)	FC (234°/90°)	FD (324°/90°)	FE (209°/90°)
K1.1	0,20	0	-25	-5	0	-25
K1.2	0,10	0	-25	0	0	-5
K2	0,16	0	-5	-25	-5	-25
K3	0,18	0	-5	-25	-5	-25
K4	0,12	0	-25	-5	-5	-5
K5	0,18	-25	0	-5	-25	-5
K6	0,06	-5	0	-5	-25	-5

Al fine di procedere alla classificazione occorre determinare il valore di RQD da inserire nel calcolo. In mancanza di carotaggi diretti si utilizza la nota relazione:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

dove J_v rappresenta il numero totale di giunti per m^3 .

Sulla base dei dati del rilievo è possibile calcolare:

$$RQD\% = 50 - 75\%$$

Di seguito sono quindi riportate le tabelle riassuntive che esprimono la classificazione geomeccanica dell'ammasso roccioso nella zona oggetto di studio.

Tabella n.4 Cava "PRATAZZOLO B" - dominio Est CLASSIFICAZIONE RMR SYSTEM		
Parametro	Intervallo di riferimento	Rating RMR
RQD	50% - 75%	13
Resistenza roccia intatta	50 - 100 MPa	7
Spaziatura discontinuità	0,6 - 2 m	15
Rating condizioni discontinuità	-	29,26
Correzione per orientamento giunti		-2,37
RMR₈₉	Tot.	61,89

Tabella n.4 Cava "PRATAZZOLO B" - dominio West CLASSIFICAZIONE RMR SYSTEM		
Parametro	Intervallo di riferimento	Rating RMR
RQD	50% - 75%	13
Resistenza roccia intatta	50 - 100 MPa	7
Spaziatura discontinuità	0,6 - 2 m	15
Rating condizioni discontinuità	-	32,30
Correzione per orientamento giunti		-8,60
RMR₈₉	Tot.	58,70

Il criterio di rottura empirico rappresentativo per l'ammasso roccioso generalmente riconosciuto è il criterio di Hoek-Brown che qui sarà adottato e seguito nella più recente versione (2002).

Va sottolineato come tale criterio sia ampiamente valido laddove la scala dello studio sia notevolmente maggiore rispetto a quella della spaziatura dei sistemi di discontinuità e



comunque richiede che siano presenti almeno tre o più famiglie di fratture. In alcune posizioni vista l'ampia spaziatura riscontrabile potrebbe essere in realtà eccessivamente penalizzante per la verifica in quanto indicherebbe valori di resistenza inferiori a quelli reali.

Sulla base della classificazione geomeccanica sopra riportata si sono ricavati i valori di RMR per l'area oggetto di studio. A detti parametri a cui può essere associato il valore dell'indice GSI della classificazione di Hoek-Brown (1997) che può essere individuato partendo dall'indice RMR_{89} mediante opportuna elaborazione consistente in:

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

Questo indice prende il nome di BMR_{89} , da cui:

$$GSI = BMR_{89} - 5$$

Pertanto per l'area in esame:

Indici caratteristici dell'ammasso roccioso			
	RMR_{89}	BMR_{89}	GSI
Dominio Est	61,9	67,3	62,3
Dominio West	58,7	62,5	57,5

Va puntualizzato che gli autori stessi (Hoek e Brown) sottolineano come sia preferibile individuare un range di variabilità piuttosto che un valore univoco, ad esempio 64 ± 5 .

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

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

con: σ_1 e σ_3 tensioni principali massima e minima (il criterio non tiene conto della tensione intermedia σ_2)

e per $GSI > 25$:

$$m_b = m_i \times e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = 0,5 \quad (\text{da Hoek e Brown, 1990, 1997})$$



dove m_i dipende dalla roccia intatta.

Per il marmo (da prove di Franklin e Hoek) m_i vale 7.7, e σ_{ci} carico monoassiale di rottura materiale roccioso (qui ipotizzato in 100 MPa sulla base della bibliografia).

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

Quindi per i due domini si è ottenuto:

	GSI	m_b	s
<i>Domino Est</i>	62,3	2	0,5
<i>Domino West</i>	57,5	1,69	0,5

Dal criterio così definito può essere ricavato il valore di resistenza a compressione dell'ammasso roccioso. Il procedimento è di tipo analitico mediante calcolo per successivi valori di σ_3 del termine di σ_1 e regressione dei risultati sino alla ricostruzione della curva intrinseca e dell'involuppo di Mohr-Coulomb equivalente:

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

con A e B costanti determinate dalla regressione e dipendenti dalla roccia e σ_{tm} resistenza a "trazione" dell'ammasso roccioso (che riflette in realtà l'interbloccaggio delle particelle costituenti l'ammasso quando non sono libere di dilatarsi) data da:

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

e pari nel caso a:

	σ_{tm} (MPa)
<i>Domino Est</i>	-0,76
<i>Domino West</i>	-0,53

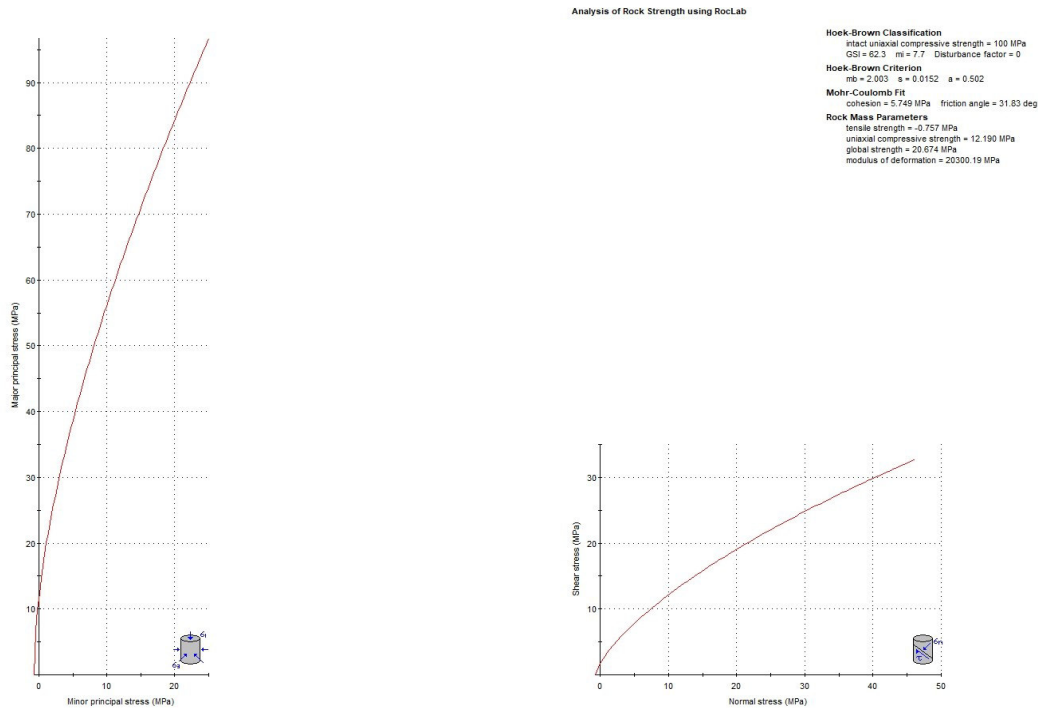
Determinando ϕ e c' sulla base delle relazioni di cui sopra secondo il procedimento di regressione e fitting menzionato, per i cui dettagli si rimanda allo studio di Hoek e Brown (1990, 1997), si ricava il valore di σ_{cm} :

	σ_{cm} (MPa)
<i>Domino Est</i>	20,67



Domino West	18,36
-------------	-------

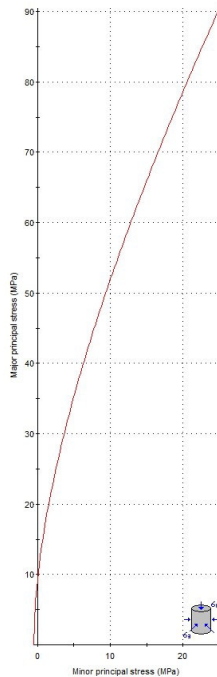
Va sottolineato come tali valori medi sono da utilizzare in applicazioni generali nell'ambito del limite di validità del criterio sopra riportato, mentre nel caso di applicazioni localizzate debbono essere adeguati alle reali condizioni dell'area singola sottoposta a valutazione al fine di non utilizzare coefficienti troppo penalizzanti o, per contro, troppo ottimistici. I valori sono stati ottenuti mediante il codice di calcolo ROCLAB[®] di Rocscience Inc.. Si riporta di seguito l'involuppo di resistenza derivato.



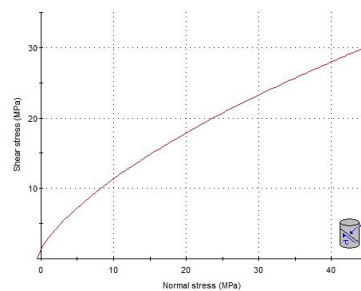
Involuppo di rottura dell'ammasso roccioso per il dominio Est



Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 100 MPa
 GSI = 57.5 mi = 7.7 Disturbance factor = 0
 Hoek-Brown Criterion
 mb = 1.629 s = 0.0089 a = 0.503
 Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 5.249 MPa friction angle = 30.47 deg
 Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.527 MPa
 uniaxial compressive strength = 9.282 MPa
 global strength = 18.357 MPa
 modulus of deformation = 15399.27 MPa



Involuppo di rottura dell'ammasso roccioso per il dominio West

Caratteristiche di resistenza delle discontinuità

Il comportamento delle discontinuità è ben rappresentato dal modello di Barton-Bandis (1982, 1993) che si esprime nella legge di tipo non lineare:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\Phi_b + \text{JRC}_n \log_{10}(\text{JCS}_n / \sigma_n) + i_u)$$

dove:

σ_n carico normale al piano del giunto

Φ_b angolo di attrito di base del materiale

i_u angolo dell'ondulazione su ampia scala della discontinuità

JRC_n e JCS_n i valori alla scala del problema degli omonimi parametri superficiali

Generalmente, a favore di sicurezza, il parametro i_u è spesso considerato pari a 0 data anche la difficoltà nel determinarne il valore.

Nella determinazione di JRC_n si farà riferimento ai dati di campagna raccolti su scala decimetrica (profili di rugosità di Barton e Choubey, 1977) utilizzando la relazione:

$$\text{JRC}_n = \text{JRC}_0 (L_n / L_0)^{-0.02 \text{JRC}_0}$$



dove JRC_0 è desunto dalla media dei valori per famiglia di discontinuità rilevati in campagna. La stima del parametro JCS_n per ciascun raggruppamento medio è stata eseguita mediante una ricerca dei giunti rappresentativi di ciascuna famiglia su cui effettuare una campagna di prove con il martello di Schmidt. La prova è stata eseguita secondo le raccomandazioni ISRM (1978) effettuando cioè una serie di 10 (dieci) battute con lo sclerometro (martello di Schmidt), scartando i 5 (cinque) valori più bassi ed eseguendo poi la media sui restanti valori. Per ottenere la resistenza a compressione dei giunti è stata poi effettuata la conversione dei valori ottenuti in sito con il grafico proposto da Deere and Miller (1966) e mediando per ciascuna famiglia i risultati ottenuti.

I valori forniti dal grafico sono passibili di errore variabile, a seconda dei casi, tra $0 \div \pm 250$ MPa. In favore di sicurezza si è quindi considerata, caso per caso, l'estremo inferiore dell'intervallo di variabilità conseguente.

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori medi ottenuti per ciascuna famiglia dei due domini

Cava "PRATAZZOLO B" - dominio Est					
CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'					
FAMIGLIA	JRC ₀	JCS ₀	JRC _n	JCS _n	peso
K1.2	6,904	25,00	5,0	15,5	0,08
K2	9,977	37,26	6,3	18,7	0,53
K4	7,620	39,87	5,4	23,6	0,17
K5	5,821	38,80	4,5	26,0	0,14
K6	9,366	25,00	6,1	13,1	0,04
K7	3,139	32,60	2,7	26,2	0,05
		media pond.	5,6	20,4	

Cava "PRATAZZOLO B" - dominio West					
CARATTERISTICHE DELLE DISCONTINUITA'					
FAMIGLIA	JRC ₀	JCS ₀	JRC _n	JCS _n	peso
K1.1	6,833	39,10	5,0	24,4	0,20
K1.2	9,000	37,80	5,9	20,3	0,10
K2	7,818	34,80	5,5	20,3	0,16
K3	8,792	37,10	5,9	20,2	0,18
K4	3,028	25,00	2,6	20,3	0,12
K5	3,139	25,00	2,7	20,1	0,18
K6	3,139	25,00	2,7	20,1	0,06
		media pond.	4,5	21,1	

Noti questi, in virtù della possibilità di esprimere l'espressione di Barton Bandis nella forma:

$$\tau = \sigma_n \text{tg}(\Phi_b + i + i_u) = \sigma_n \text{tg}\phi$$

è possibile desumere l'angolo di attrito in funzione del valore dell'angolo d'attrito di base, delle caratteristiche superficiali e del valore della sollecitazione di parete.

Poiché i diversi parametri sono stati espressi come appartenenti ad un intervallo di valori quale migliore descrizione possibile delle reali condizioni delle discontinuità, ed essendo altresì impossibile individuare un unico valore medio rappresentativo proprio in virtù della loro variabilità, si è optato per la determinazione della distribuzione dell'angolo di attrito determinata da quella delle singole componenti la funzione.



La distribuzione dell'angolo di attrito è stata pertanto determinata con il *Rosenbleuth's point estimate method* (Rosenbleuth 1976, Harr 1987). Con questo metodo di stima, tutte le variabili atte a determinare il valore dell'angolo di attrito sono considerate in tutte le possibili combinazioni tra i valori massimi e minimi. Si hanno quindi 2^m possibili combinazioni con m numero delle variabili considerate. Si ottiene così un range di variabilità, dato dall'escursione della deviazione standard attorno al valore medio prodotto dalle 2^m combinazioni, in cui si ritiene possa ricadere il valore effettivo dell'angolo di attrito della discontinuità oggetto di studio. Come si è visto in precedenza, le variabili che compaiono nella formula di Barton Bandis sono l'angolo di attrito di base, i valori di rugosità e resistenza a compressione JRC e JCS e i_u angolo dell'ondulazione su ampia scala della discontinuità. Da quanto detto deriva che le combinazioni possibili sono 16 (2^4). Per l'angolo di attrito di base è stato considerato, a favore di sicurezza un'escursione di 2° , a partire dal valore massimo desunto dallo studio sui marmi Carraresi già più volte menzionato (31° e 33°). I valori di JRC e JCS, come visto, sono stati ottenuti per mezzo di prove in sito con i relativi strumenti e determinando volta per volta l'escursione verso i valori massimi e minimi.

Come già detto, vista la difficoltà per determinarne il valore, il parametro i_u è stato considerato tra un minimo di 0° (a favore di sicurezza) ed un massimo di 4° stimato grossolanamente dai dati di rilievo relativi all'ondulosità su grande scala. Si riportano in successione le tabelle riassuntive dei parametri massimi e minimi utilizzati, delle combinazioni con cui si sono determinati il valore medio e la deviazione standard dell'angolo di attrito di ciascuna famiglia.

	K1		K2.1		K2.2		K3		K4		K5		K6.1		K6.2	
Φ_b	33	31	33	31	33	31	33	31	33	31	33	31	33	31	33	31
JRC	6,4	3,4	6,2	3,2	6,7	3,7	5,6	2,6	5,5	2,5	5,5	2,5	6,9	3,9	7,7	4,7
JCS	40	10	38	10	30	10	49	19	39	10	42	12	28	10	27	10
i_u	4	0	4	0	4	0	4	0	4	0	4	0	4	0	4	0

Valori massimi e minimi attribuiti a ciascuna variabile relativi alle diverse famiglie.

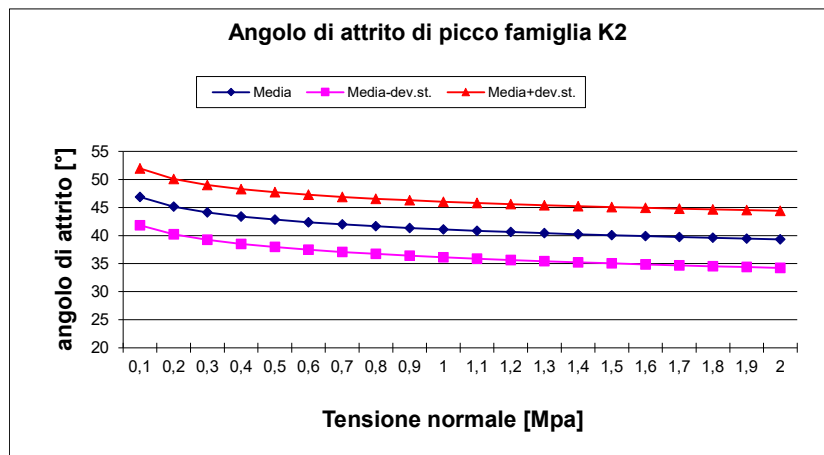
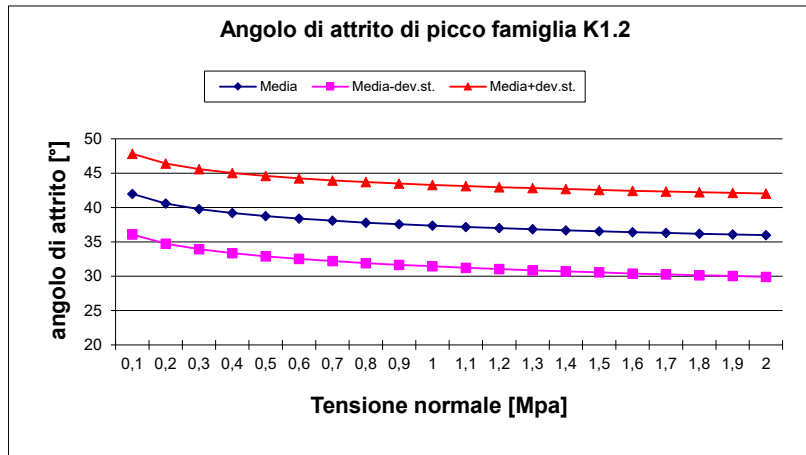
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
ϕ_b	+	+	+	+	-	-	-	-	-	+	+	+	+	-	-	-
JRC	+	+	+	-	+	-	-	-	+	-	+	-	-	+	-	+
JCS	+	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-	+	-	-	+	+
i_u	+	-	+	+	+	-	+	-	-	-	-	-	+	+	+	-

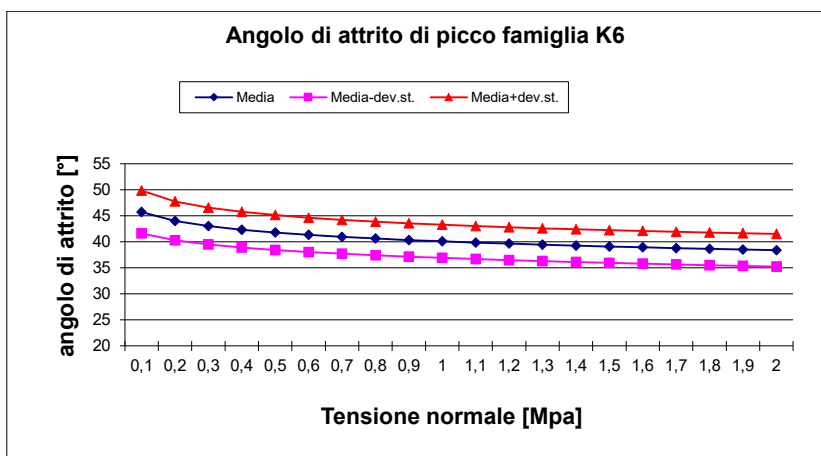
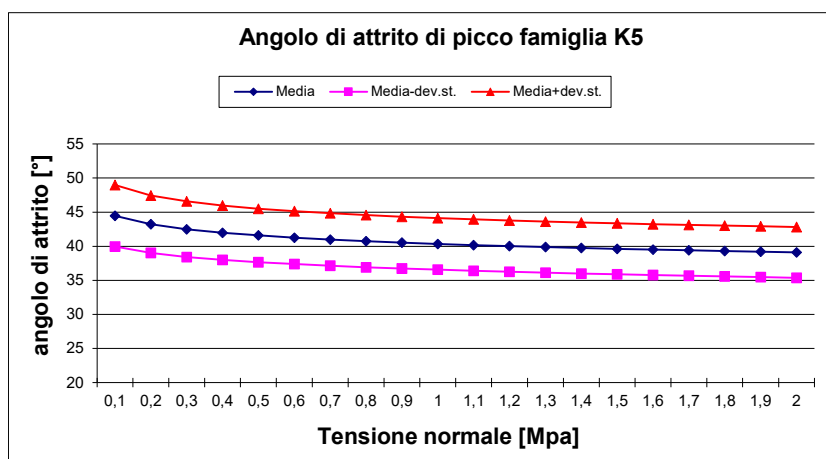
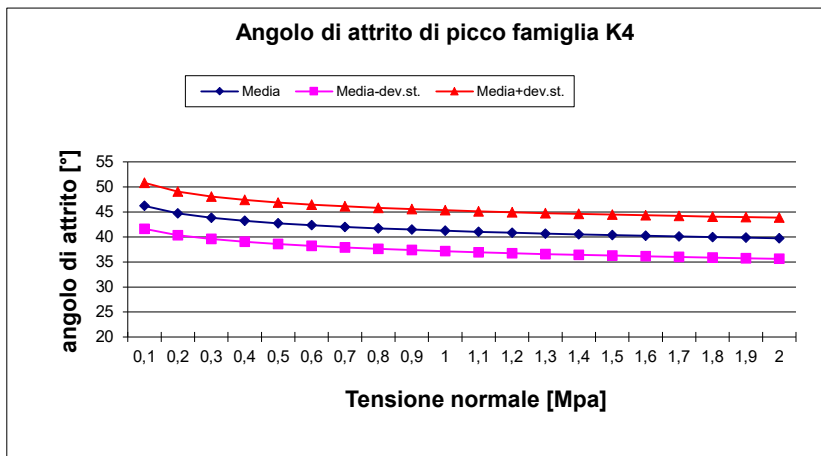
Combinazioni di massimi e minimi.

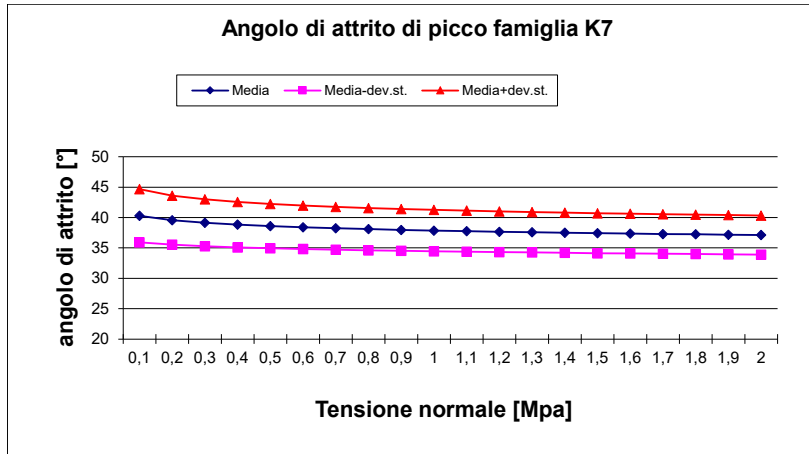


Nelle pagine a seguire si riportano i grafici con gli andamenti dei valori medi dell'angolo di attrito di picco e delle due curve rappresentative del valore medio \pm la deviazione standard relative a ciascuna famiglia analizzata relativi a ciascun dominio strutturale.

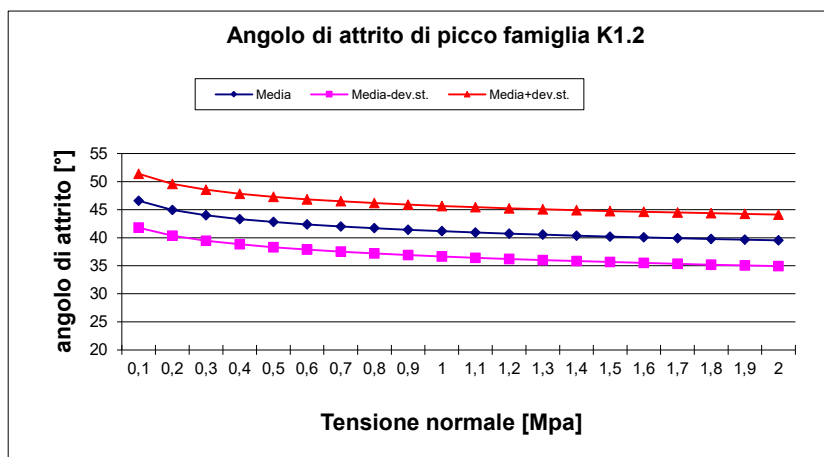
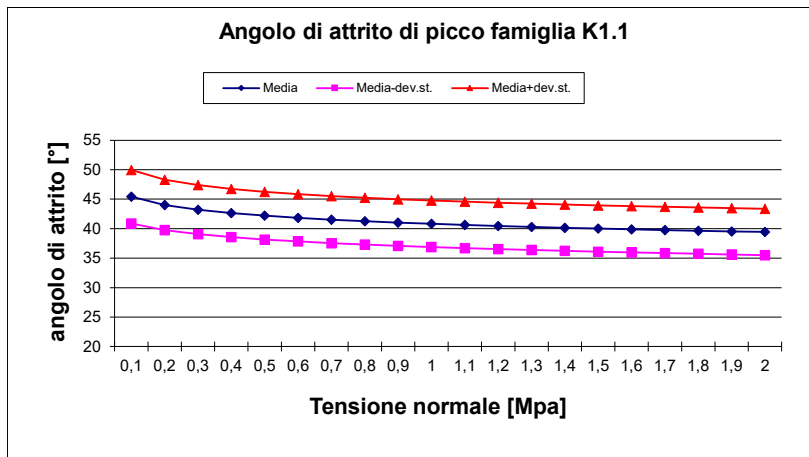
Dominio Est

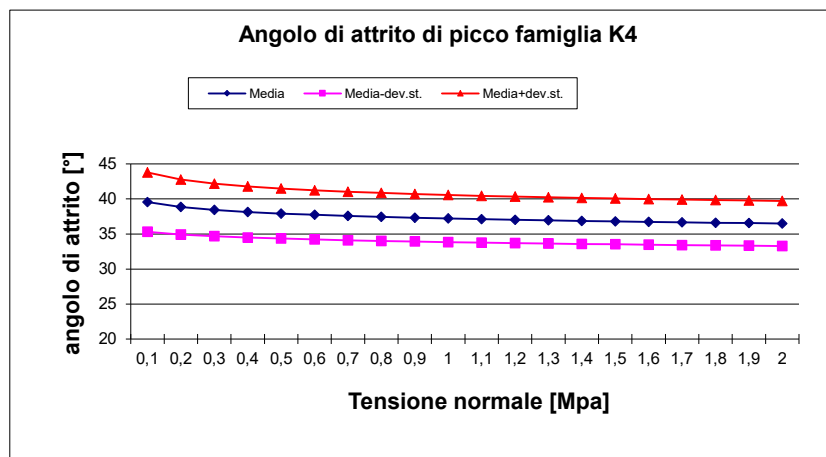
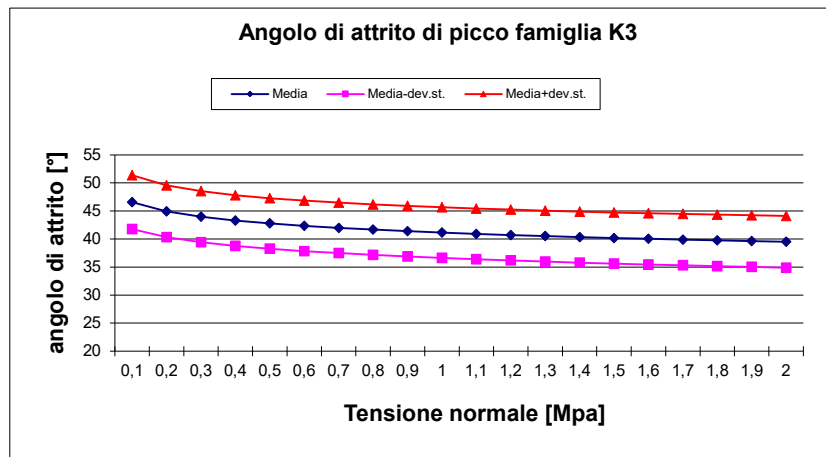
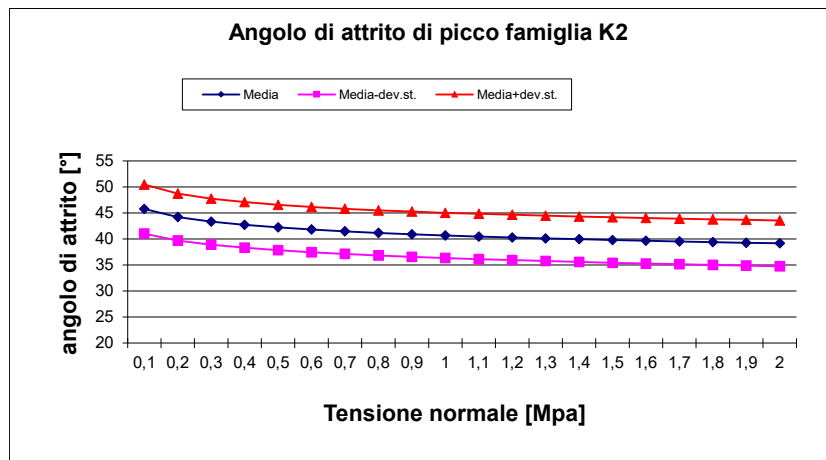


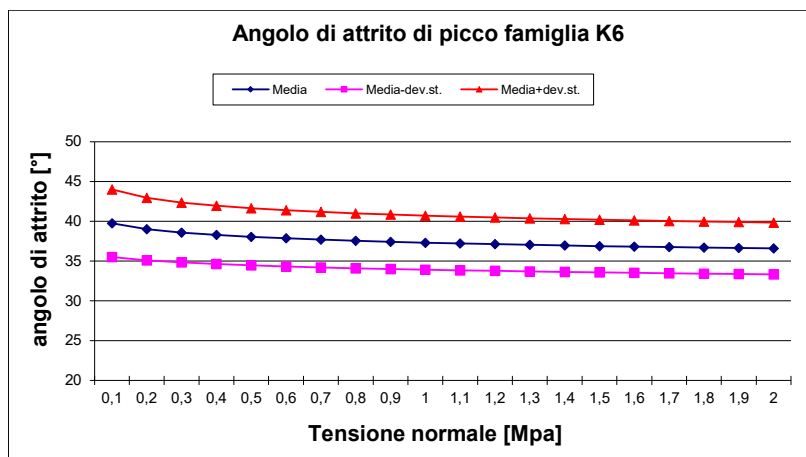
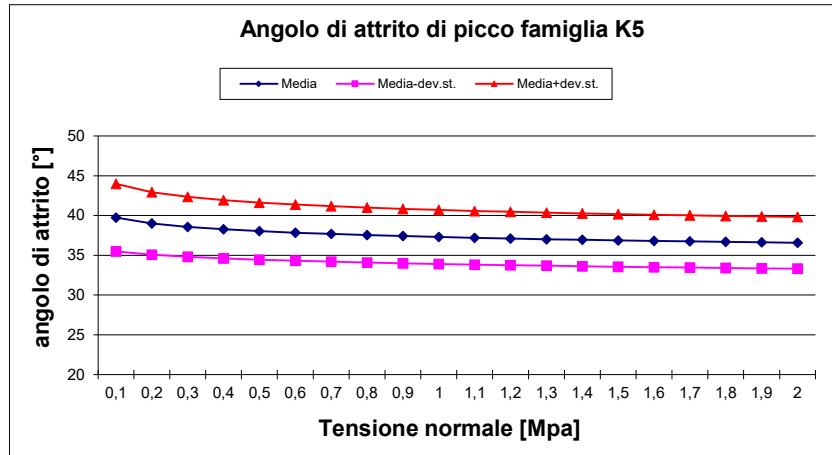




Dominio West









Il carico di parete associabile a delle possibili strutture triangolari variabili tra i 10 e i 30 m di altezza originate da discontinuità, che come emerso dal rilievo assumono inclinazioni variabile tra i 45° e i 90°, varia in un range di 0.03 – 0.13 MPa (peso di volume assunto pari a 27 KN/m³).

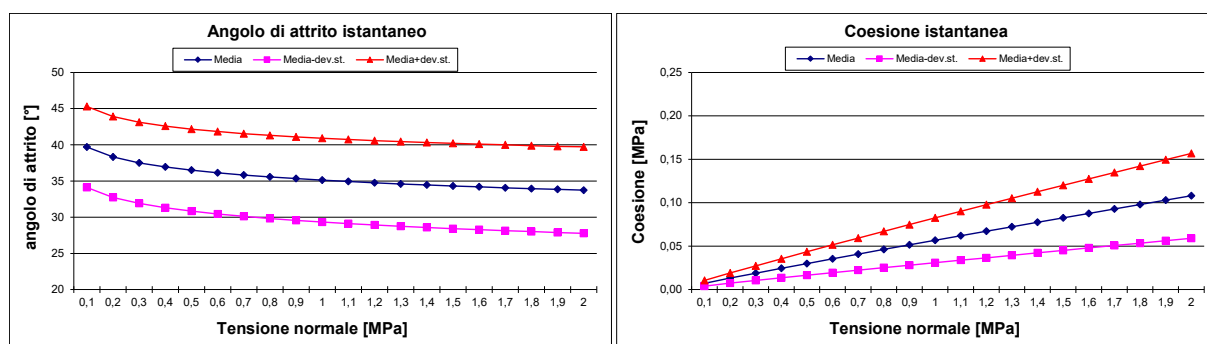
In generale è possibile ricollegare l'angolo di attrito calcolato secondo Barton ai parametri tradizionali di attrito e coesione (parametro questo che nella meccanica delle rocce è collegato alla presenza di ponti di roccia o di porzioni di giunto cementate) espressi nella legge di Mohr-Coulomb, spesso necessari per l'utilizzo di programmi di calcolo e verifica, che possono quindi essere definiti come "valori istantanei" in quanto derivati dalla curva, di tipo non lineare, della legge di Barton-Bandis mediante un metodo analitico teso a determinare intercetta ed angolo della tangente alla suddetta curva in ragione del valore istantaneo di σ_n .

I parametri così determinati, detti appunto istantanei, possono sostituire in modo conveniente la legge di cui sopra nell'ambito di una corretta determinazione dell'intervallo di variazione di σ_n nel problema di volta in volta allo studio.

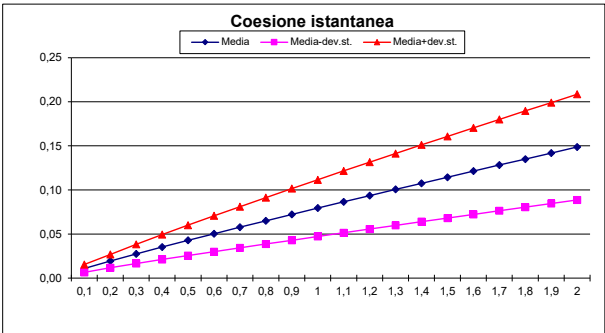
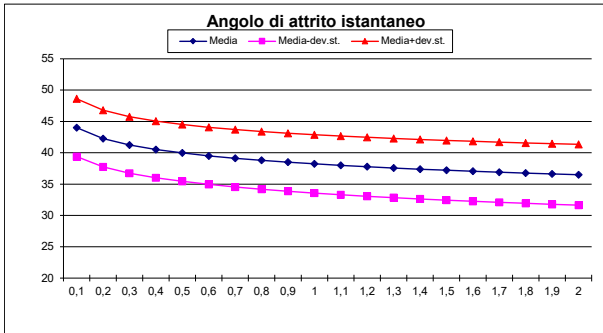
Anche per tali parametri si è voluto determinare un possibile range di variazione utilizzando lo stesso metodo di stima (*Rosenbleuth*) prima enunciato ed utilizzato. Le variabili e quindi le relative combinazioni tra i loro valori massimi e minimi sono le stesse.

A seguire si riporta quindi i grafici con le relative curve rappresentative dell'angolo di attrito e della coesione istantanea.

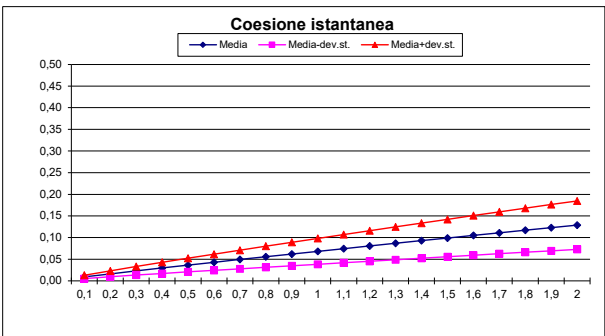
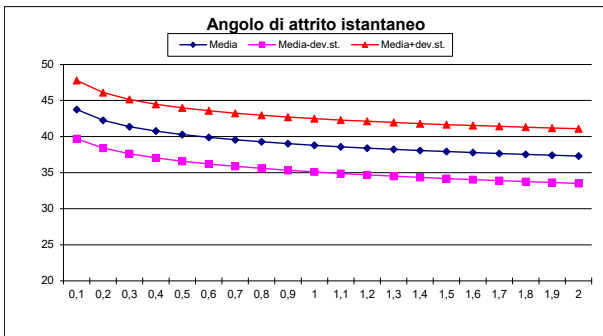
Dominio Est



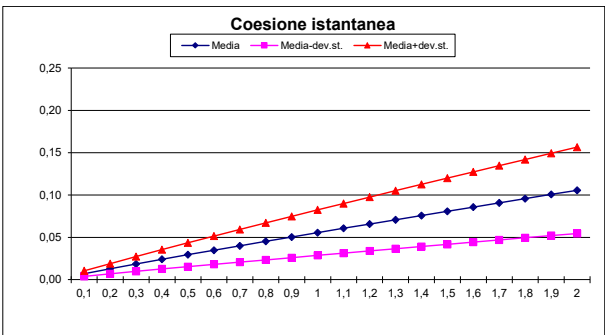
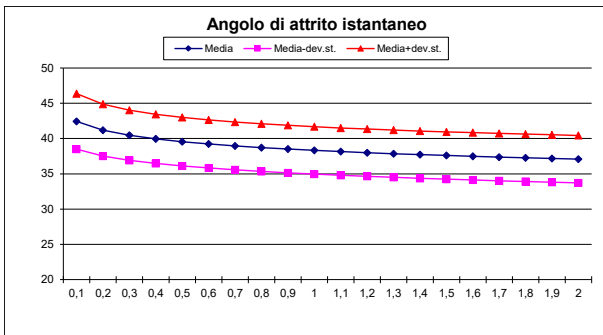
Famiglia K1.2



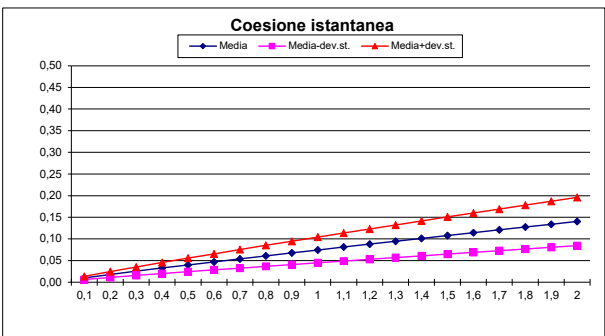
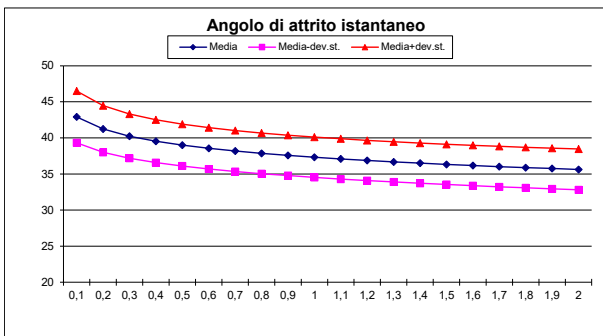
Famiglia K2



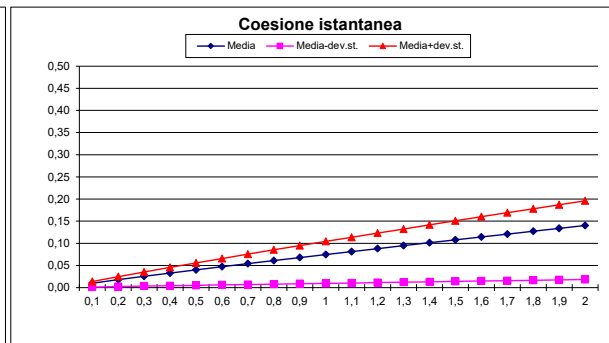
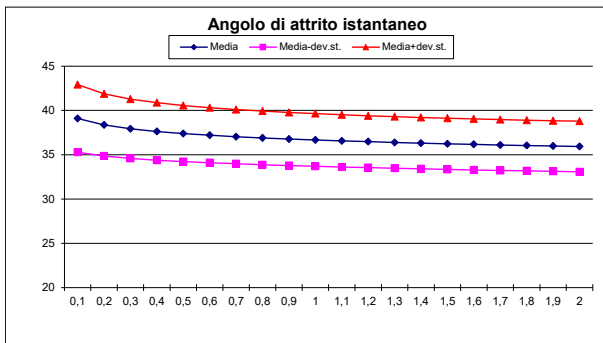
Famiglia K4



Famiglia K5

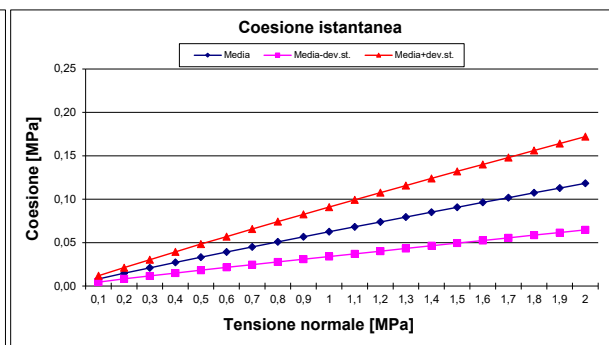
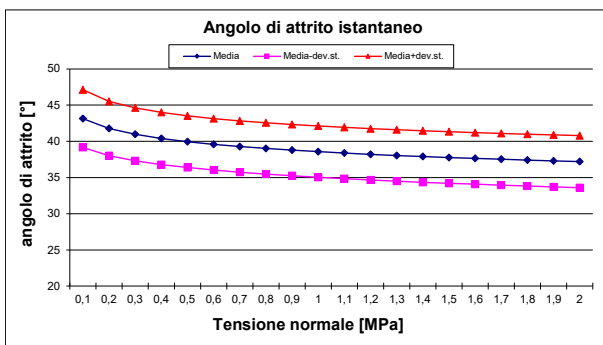


Famiglia K6

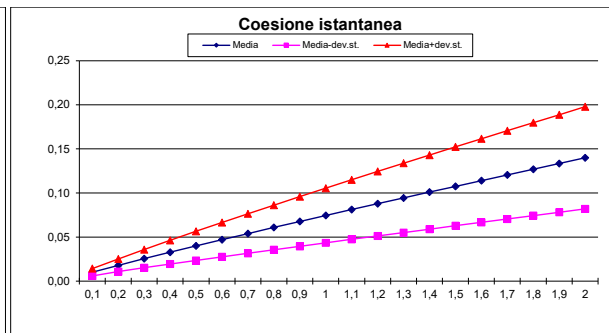
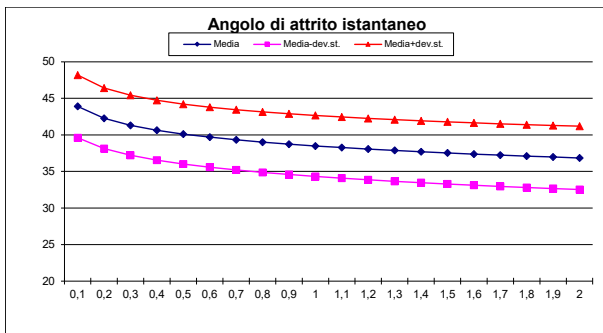


Famiglia K7

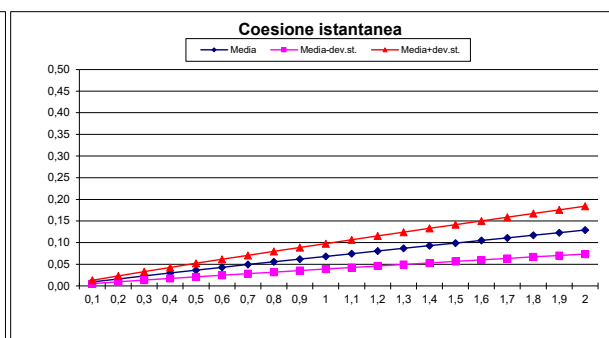
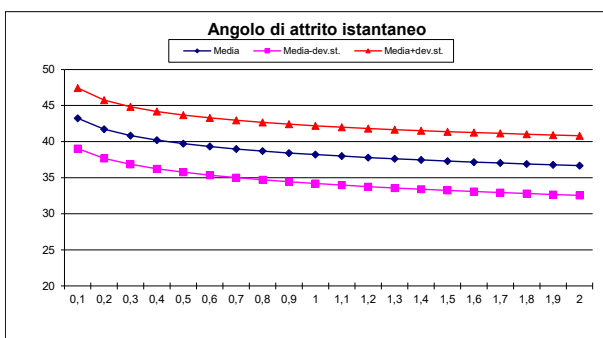
Dominio West



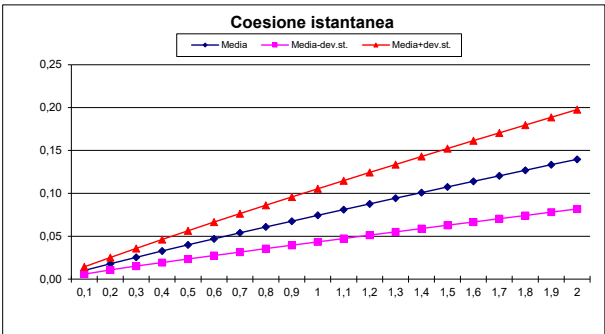
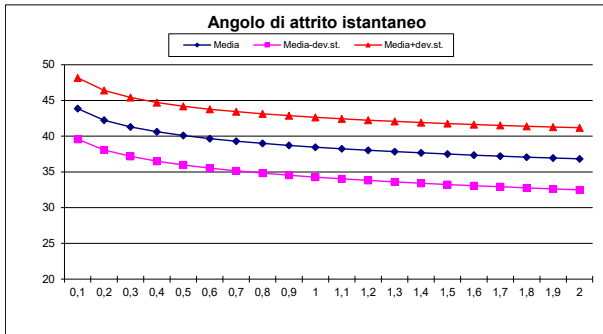
Famiglia K1.1



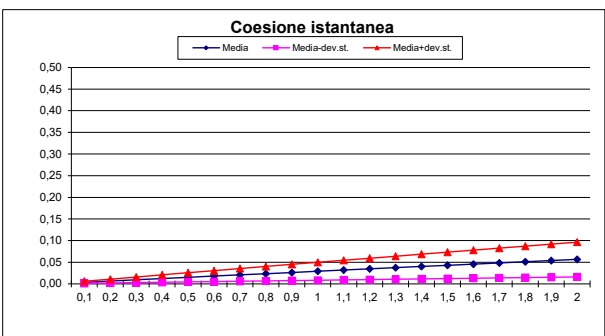
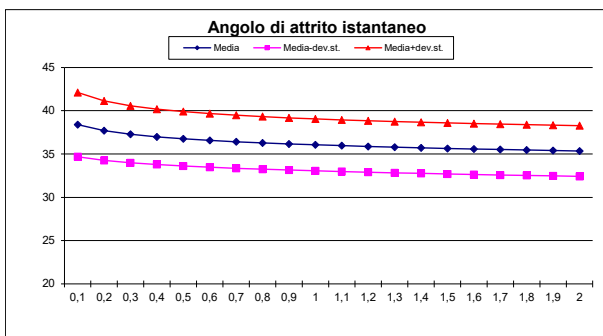
Famiglia K1.2



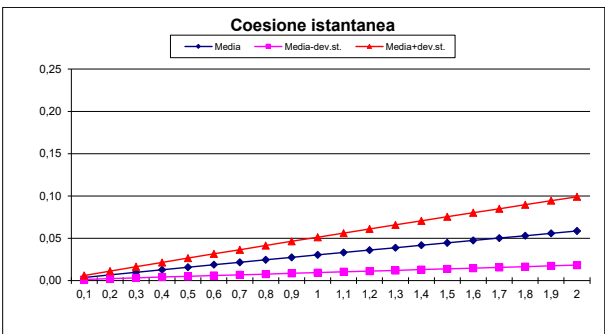
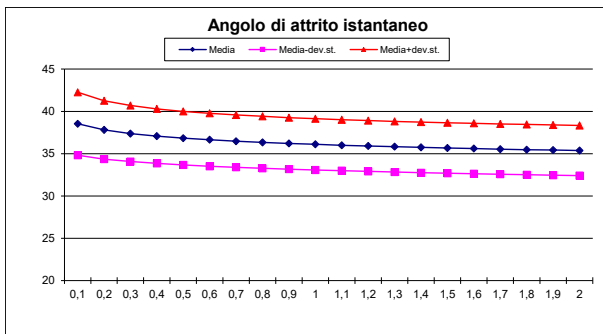
Famiglia K2



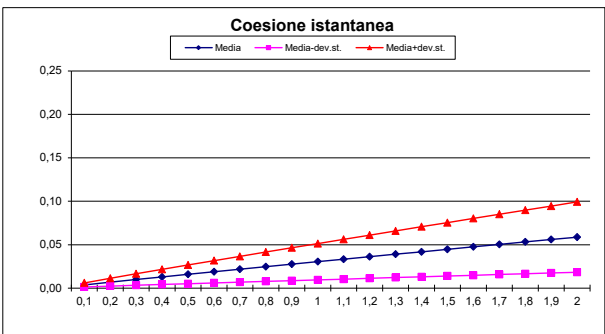
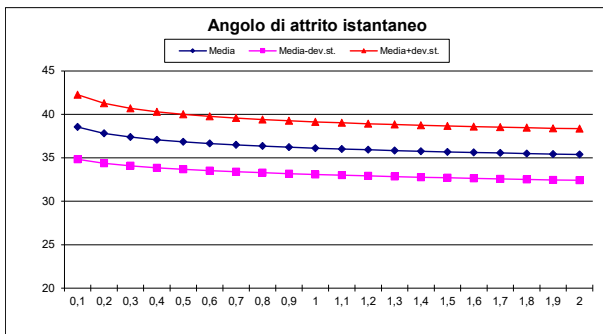
Famiglia K3



Famiglia K4



Famiglia K5



Famiglia K6



Nel caso di materiali molto alterati o con riempimenti softening, l'angolo di base deve essere sostituito o dall'angolo di attrito residuo o da quello caratteristico del materiale di riempimento, ma in questo secondo caso solo qualora l'apertura della discontinuità sia tale da superare l'ampiezza della rugosità superficiale o dell'ondulazioni di medio-grande scala (Barton, 1974 e Hoek, 1999) e sia altresì possibile la dilatazione delle pareti. Le condizioni residuali di resistenza corrispondono ad uno stato in cui è già avvenuto scorrimento e pertanto, dopo la mobilitazione dei parametri di picco e conseguente parziale o completa rottura delle asperità, si sono modificate le caratteristiche superficiali. In questa situazione la legge di Barton Bandis si modifica con l'annullamento teorico dei termini i e i_u , rimanendo quindi espressa in funzione del solo angolo di base del materiale. Da qui la assunzione, non completamente vera, che usualmente si fa circa la corrispondenza tra angolo di base ed angolo residuo. In realtà neanche i_u è necessariamente nullo, a meno che la massa non possa dilatarsi come già espresso sopra.

Generalmente, comunque, a seconda delle dimensioni delle asperità rotte, dell'alterazione delle pareti e della maggiore o minore apertura, con la possibilità quindi che via sia anche una certa quantità di materiale estraneo che si miscela con quello derivante dallo scorrimento, l'angolo di resistenza residua può variare in un range che trova come estremo superiore l'angolo di picco, e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell'eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità, transitando per l'angolo di base del materiale quale valore intermedio.

C'è inoltre da sottolineare che non sempre l'elevata apertura delle discontinuità è conseguente ad un avvenuto scorrimento, e quindi da considerarsi sinonimo di condizioni di resistenza residua. E' vero infatti che una discontinuità può essere aperta in ragione di elevati sforzi di trazione che ha subito la roccia e quindi è altrettanto vero che è essa da considerarsi in condizioni di resistenza di picco in relazione alle dimensioni della rugosità su ampia scala e/o alla percentuale di discontinuità aperta (spesso le aperture si alternano ai contatti). In questo caso la rugosità superficiale non è alterata e pertanto solo l'ingresso di materiale di basse caratteristiche (limo o terra), laddove l'apertura interessi l'intera persistenza o quasi, può giustificare l'utilizzo nell'analisi di condizioni non di picco e, comunque, solo se vi sono tutte



le condizioni atte a consentire una dilatazione delle pareti durante il movimento, così da non porre in gioco la rugosità su ampia scala.

Per tali motivi si ritiene di poter definire le caratteristiche di resistenza delle discontinuità come “ridotte”, ma pur sempre di picco.

L’angolo di attrito “ridotto” può variare in un range che trova come estremo superiore l’angolo di base del materiale roccioso e come inferiore quello derivante dalle caratteristiche dell’eventuale materiale cuscinetto che si è formato al contatto, in relazione alla sua quantità. In alcuni casi, però, si è riscontrato come il materiale elastico interno già presente o prodotto nello scorrimento sia in grado di incidere le superfici “arandole”, ovvero creando una nuova rugosità, così che l’angolo di attrito residuo rimanga comparabile con quello di picco. Di tale fenomeno esistono evidenze sperimentali sia nei marmi dei bacini carraresi che degli altri marmi apuani.

Considerando sia fratture che potrebbero trovarsi in condizioni con riempimento di terra che fratture delimitanti blocchi per i quali si sia verificato uno scorrimento con abrasione delle superfici, è corretto, in via conservativa, ipotizzare nelle valutazioni un angolo “ridotto” compreso tra:

$$\phi_{rid} = 25^{\circ} \div 33^{\circ}$$

Generalmente in condizioni residue la coesione è da considerarsi nulla in quanto eventuali ponti di roccia o zone cementate sono scomparse per effetto dello spostamento intercorso. Nel caso specifico, visto che le condizioni ridotte sono da attribuirsi massimamente alla natura del riempimento piuttosto che ad un avvenuto scorrimento (che implica la rottura di ponti di roccia), si ritiene opportuno assegnare alla coesione istantanea un valore che compreso in un intervallo tra 0 e il 50% dei valori istantanei di picco.

Sulla scorta di quanto sopra può essere redatta la seguente tabella di riferimento per i calcoli di stabilità in relazione alle discontinuità esaminate nella cava Pratazzolo B.



cava "Pratazzolo B" n°9 - dominio Est									
Famiglia	IMM (°)	INCL. (°)	σ	2σ	φp (°)	φi (°)	ci (MPa)	φ rid (°)	c rid (MPa)
K1.2 $\sigma_n = 0,001 \div 0,065$	154	88	12,6	20,7	43 ÷ 52	41+50	0.00012÷0.00493	25+33	0 ÷ 0.002465
K2 $\sigma_n = 0,001 \div 0,398$	230	74	15,5	25,5	43 ÷ 59	40+56	0.000242÷0.037175	25+33	0 ÷ 0.018588
K4 $\sigma_n = 0,024 \div 2,808$	129	37	17,4	28,8	38 ÷ 50	36+47	0.00256÷0.12685	25+33	0 ÷ 0.063425
K5 $\sigma_n = 0,001 \div 0,398$	340	64	14,1	23,2	42 ÷ 54	40+51	0.000118÷0,025446	25+33	0 ÷ 0.012723
K6 $\sigma_n = 0,001 \div 1,416$	291	56	18,2	30,1	39 ÷ 58	36+55	0.0001998÷0.1092287	25+33	0 ÷ 0.0546144
K7 $\sigma_n = 0,068 \div 9,175$	356	21	14,1	23,2	35 ÷ 41	34+40	0.002631÷0.1092287	25+33	0 ÷ 0.0546144

cava "Pratazzolo B" n°9 - dominio West									
Famiglia	IMM (°)	INCL. (°)	σ	2σ	φp (°)	φi (°)	ci (MPa)	φ rid (°)	c rid (MPa)
K1.1 $\sigma_n = 0,001 \div 0,065$	183	82	12,1	19,9	38+55	38+55	0.000145÷0.021120	25 +33	0 ÷ 0.01056
K1.2 $\sigma_n = 0,001 \div 0,065$	150	86	11,6	19,1	48+58	45+56	0.000208÷0.00689	25 +33	0 ÷ 0.00345
K2 $\sigma_n = 0,001 \div 0,398$	234	81	12,6	20,8	42+57	40+54	0.0001733÷0.03169	25 +33	0 ÷ 0.01585
K3 $\sigma_n = 0,024 \div 2,808$	243	44	16	26,5	34+50	35+47	0.000289÷0.206	25 +33	0 ÷ 0.103
K4 $\sigma_n = 0,024 \div 9,175$	156	21	28,9	48,4	35+41	33+40	0.000919÷0,268	25 +33	0 ÷ 0.134
K5 $\sigma_n = 0,014 \div 1,416$	339	50	12,6	28,7	36+42	35+41	0.00058÷0.04633	25 +33	0 ÷ 0.0227
K6 $\sigma_n = 0,001 \div 0,182$	302	75	12,6	20,7	39+45	34+43	0.0000489÷0.006541	25 +33	0 ÷ 0.00327

Successivamente saranno effettuate le analisi di stabilità relativamente ai possibili cinematismi di scivolamento di diverse tipologie di strutture quali cunei, prismi o blocchi che presuppongono l'utilizzo di diversi codici di calcolo. Le caratteristiche di discontinuità sopra determinate saranno quindi introdotte nello specifico software di analisi in funzione delle peculiarità del software stesso.

Per le analisi deterministiche dei prismi e dei blocchi, i codici di calcolo necessitano di valori puntuali di angolo di attrito e coesione per cui si sono effettuate delle scelte all'interno del range determinato (per i valori di volta in volta attribuiti si rimanda agli specifici paragrafi). Il programma utilizzato nell'analisi dei cunei (Swedge) consente invece una trattazione statistico probabilistica delle possibili strutture, ragion per cui sia l'angolo di attrito che la coesione sono state introdotte con l'intero range di variabilità sopra determinato.



Analisi di stabilità

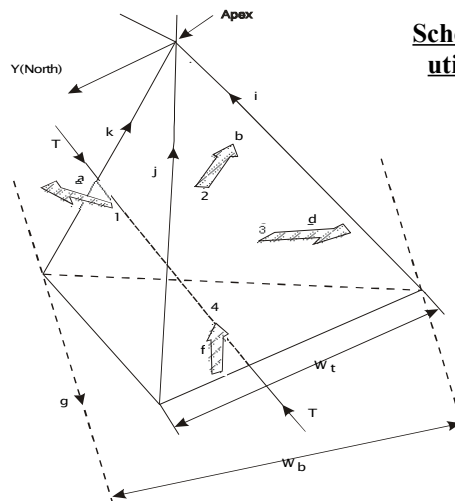
L'analisi di stabilità è stata mirata all'individuazione dei possibili cinematismi lungo le direzioni dei fronti di progetto a cui le famiglie di discontinuità individuate potrebbero dare origine.

L'analisi di stabilità è stata condotta andando a determinare e verificare i possibili fenomeni di instabilità che si potrebbero venire a creare. In particolare sono stati analizzati i prismi e i cunei potenzialmente instabili, e i possibili fenomeni di toppling a cui i giunti presenti nell'ammasso potrebbero dare origine.

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

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

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



**Schema di analisi dei prismi
utilizzato dal programma
"Unwedge"**

T - bolt force
 Y_r - unit weight of rock
 U - average water pressure on discontinuities
 N, S - normal and shear reactions on plane carried rock contacts
 C, ϕ - cohesion and angle of friction
 F_3 - factor of safety



In modo particolare si ritiene utile evidenziare come in accordo con i primi tre punti il cuneo o il prisma idealmente formati devono essere posti in relazione alla morfologia della cava e dell'area circostante. In altri termini il cuneo o il prisma deve risultare abbastanza piccolo da far sì che le fratture che lo individuano si sviluppino completamente all'interno delle pareti di cava ed analogamente l'andamento morfologico della superficie topografica sopra il ciglio del fronte deve permettere l'emersione delle suddette fratture, diversamente il cuneo non potrà muoversi o perché "fermato" dai fronti laterali della cava (se è troppo grande) o perché fisicamente congiunto con l'ammasso roccioso se le fratture non emergono sulla superficie superiore esterna. Differente invece è il problema dei cunei isolabili in situazioni di coltivazione di gradoni in cui alle superfici verticali, magari due concorrenti, del fronte si correlano le superfici orizzontali delle bancate così da far realizzare la possibilità di "chiusura" delle superfici isolanti il cuneo roccioso. In questo caso possono realizzarsi con relativa facilità le condizioni di cui sopra si è fatto un parziale elenco. Nel caso delle coltivazioni di cava a cielo aperto, la valutazione di stabilità viene effettuata con i metodi classici di equilibrio al limite allo scivolamento di cunei cinematicamente rimovibili e dell'analisi dei prismi di parete rimovibili. Per l'analisi dei cunei è stato utilizzato il programma SWEDGE[®] di Rocscience Inc. sviluppato dal Dipartimento di Ingegneria delle Rocce dell'Università di Toronto sotto la supervisione del Dr. E. Hoek. Analogamente, per i prismi di parete si è utilizzato il programma software UNWEDGE[®], sempre di Rocscience Inc., che applica il medesimo metodo alle equazioni vettoriali adattato all'approccio del problema (vedasi fig. soprastante) così come illustrato da Hoek e Bray (1980, Underground excavations in rock). Anche questo software, comunque, utilizza la formulazione di Goodman e Shi per la determinazione dei prismi rimovibili e delle modalità cinematiche di movimento. In linea di principio possono crearsi anche configurazioni più complesse dovute al sommarsi di più piani di discontinuità (teoria dei blocchi di Goodman e Shi), ma è anche vero che l'esperienza degli ammassi marmorei apuani insegna come siano molto più probabili i fenomeni di instabilità legati allo scoscendimento di cunei o prismi di parete. Questa teoria formulata in termini esclusivamente topologici e di giaciture, permette una valutazione delle condizioni di stabilità dei blocchi in accordo a cinematismi semplici di scivolamento. L'analisi è basata su ipotesi semplificative di discontinuità ubiquitarie e totalmente persistenti

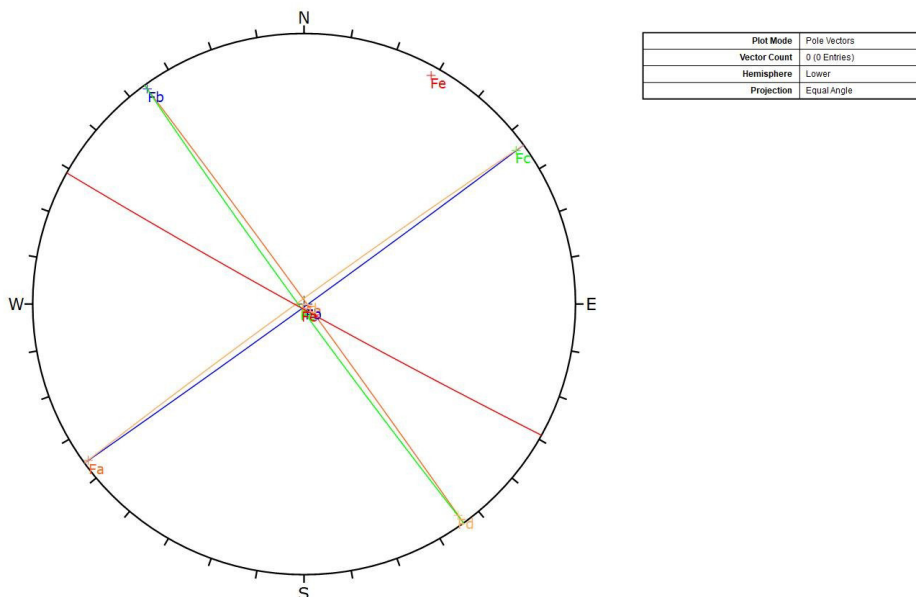


all'interno dell'ammasso roccioso, prive di coesione e con giacitura corrispondente a quella media della famiglia cui appartengono.

La teoria dei blocchi permette di operare per via grafica considerando le giaciture dei sistemi di discontinuità presenti in un dato settore di massa rocciosa e le giaciture delle pareti libere che lo delimitano. Affinché un blocco possa muoversi dalla massa rocciosa non può che farlo entro l'insieme delle direzioni libere, che viene definito come spazio della piramide SP, comprendente le direzioni poste al di sopra dei piani rappresentanti il fronte e il piano superiore orizzontale. Tra i blocchi di tipo rimovibile solo quelli in grado di sviluppare una direzione \hat{s} compatibile e configurante la minore apertura angolare $0 \leq \theta = \cos^{-1}(\hat{s} \times \hat{r}) < 90$ con il versore \hat{r} della risultante delle forze attive, possono eventualmente lasciare la loro sede, o staccandosi da tutti i piani o scivolando su uno o su due piani.

Il verso di possibile eventuale movimento è detto *modo* e per il potenziale scivolamento di un blocco possono sussistere due tipi di modi: lo scivolamento su un piano (modo *i*) o quello lungo la linea di intersezione di due piani (modo *ij*). Per cui tutte le possibili strutture, anche le più complesse, sono delle strutture sottoinsieme di quelle più semplici (il cuneo in particolare) idealizzate da un'eventuale terza, quarta o quinta frattura che riduce una struttura "base" suddividendola in due o più figure. Non a caso il modo di distacco (o tipo di movimento) di queste strutture si riconduce sempre ad uno scivolamento su una superficie o sull'intersezione di due di esse. Queste considerazioni consentono di eseguire l'analisi in forma parametrica alla ricerca di una modalità generale di dissesto delle diverse strutture identificate con i software di cui sopra, approccio che consente di mantenere le valutazioni su un piano il più generale possibile. L'analisi è stata condotta, come si osserva nell'estratto planimetrico successivo, per le direzioni dei fronti attuali che rappresentano, con una variabilità di $\pm 10^\circ$ le direzioni di coltivazione della cava.

Le immersioni medie ad inclinazione subverticale utilizzate nell'analisi sono 54° (Fa), 144° (Fb), 234° (Fc), 324° (Fd) e 209° (Fe). Per l'identificazione si rimanda all'estratto planimetrico seguente.



Direzioni di immersione dei fronti di analisi

Dall'immagine di cui sopra, si evince come si sia scelto di mantenere le medesime direzioni di progetto anche in galleria (Fa Fb Fc ed Fd).

Nella tabelle sottostanti sono indicati i possibili cinematismi di scivolamento per ciascuna delle possibili combinazioni a due a due e a tre a tre delle famiglie di discontinuità relativamente ai due domini strutturali sia a cielo aperto sia in sotterraneo.

Dominio Est

n°	Combinazione	Fa (imm. 54°)	Fb (imm.144°)	Fc (imm. 234°)
1	K1.2 - K2	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
2	K1.2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su K4 (129°/37°)	non si forma
3	K1.2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	non si forma
4	K1.2 - K6	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)
5	K1.2 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K7 (64°/8°)	Scivola su intersezione K1.2 - K7 (64°/8°)	non si forma
6	K2 - K4	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K4 (152°/35°)	Scivola su K2 (230°/74°)
7	K2 - K5	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)
8	K2 - K6	non si forma	non si forma	Scivola su K6 (291°/56°)
9	K2 - K7	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K7 (315°/16°)
10	K4 - K5	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su K4 (129°/37°)	non si forma
11	K4 - K6	non si forma	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)
12	K4 - K7	Scivola su intersezione K4 - K7 (54°/11°)	Scivola su K4 (129°/37°)	non si forma
13	K5 - K6	non si forma	non si forma	Scivola su K6 (291°/56°)
14	K5 - K7	Scivola su intersezione K5 - K7 (66°/7°)	Scivola su intersezione K5 - K7 (66°/7°)	non si forma
15	K6 - K7	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	non si forma	non si forma



n°	Combinazione	Fd (imm. 324°)	Fe (imm. 209°)
1	K1.2 - K2	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su K2 (230°/74°)
2	K1.2 - K4	non si forma	non si forma
3	K1.2 - K5	non si forma	non si forma
4	K1.2 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)
5	K1.2 - K7	non si forma	non si forma
6	K2 - K4	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K4 (152°/35°)
7	K2 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)
8	K2 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)
9	K2 - K7	Scivola su intersezione K2 - K7 (315°/16°)	non si forma
10	K4 - K5	non si forma	non si forma
11	K4 - K6	non si forma	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)
12	K4 - K7	non si forma	non si forma
13	K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (296°/56°)	Scivola su K6 (291°/56°)
14	K5 - K7	non si forma	non si forma
15	K6 - K7	Scivola su K7 (356°/21°)	non si forma

combinazioni a due a due

n°	Combinazione	Fa (imm. 54°)	Fb (imm. 144°)	Fc (imm. 234°)
1	K1.2 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su K2 (230°/74°)
2	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
3	K1.2 - K2 - K6	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
4	K1.2 - K2 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K7 (64°/8°)	Scivola su intersezione K1.2 - K7 (64°/8°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
5	K1.2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Stabile
6	K1.2 - K4 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)
7	K1.2 - K4 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Stabile	Stabile
8	K1.2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su K6 (291°/56°)
9	K1.2 - K5 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	Stabile
10	K1.2 - K6 - K7	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Scivola su intersezione K1.2 - K7 (64°/8°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)
11	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su K2 (230°/74°)
12	K2 - K4 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K2 - K4 (152°/35°)	Scivola su K2 (230°/74°)
13	K2 - K4 - K7	Scivola su intersezione K4 - K7 (54°/11°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su K2 (230°/74°)
14	K2 - K5 - K6	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
15	K2 - K5 - K7	Scivola su intersezione K5 - K7 (66°/7°)	Scivola su intersezione K5 - K7 (66°/7°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
16	K2 - K6 - K7	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Stabile	Scivola su K6 (291°/56°)
17	K4 - K5 - K6	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su K6 (291°/56°)
18	K4 - K5 - K7	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Stabile
19	K4 - K6 - K7	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Scivola su K4 (129°/37°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)
20	K5 - K6 - K7	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Scivola su intersezione K5 - K7 (66°/7°)	Scivola su K6 (291°/56°)

n°	Combinazione	Fd (imm. 324°)	Fe (imm. 209°)	Tetto
1	K1.2 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	non si forma	Scivola su K1.2 (154°/88°)
2	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	falling wedge
3	K1.2 - K2 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
4	K1.2 - K2 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	falling wedge
5	K1.2 - K4 - K5	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)
6	K1.2 - K4 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	Scivola su K1.2 (154°/88°)
7	K1.2 - K4 - K7	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)
8	K1.2 - K5 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K6 (291°/56°)	falling wedge
9	K1.2 - K5 - K7	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)
10	K1.2 - K6 - K7	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	falling wedge
11	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)	falling wedge
12	K2 - K4 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)	Scivola su K2 (230°/74°)
13	K2 - K4 - K7	Scivola su intersezione K2 - K7 (315°/16°)	Scivola su K2 (230°/74°)	falling wedge
14	K2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
15	K2 - K5 - K7	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)
16	K2 - K6 - K7	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
17	K4 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (296°/56°)	Scivola su K6 (291°/56°)	falling wedge
18	K4 - K5 - K7	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)
19	K4 - K6 - K7	Scivola su K7 (356°/21°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)	falling wedge
20	K5 - K6 - K7	Scivola su intersezione K5 - K6 (296°/56°)	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)

combinazioni a tre a tre

COMMITTENTE: Dell'Amico Michele s.r.l.
OGGETTO: Relazione geomeccanica di stabilità - cava Pratazzolo B n°6
DATA: 01/10/2022



Dominio West

n°	Combinazione	Fa (imm. 54°)	Fb (imm. 144°)	Fc (imm. 234°)
1	K1.1 - K1.2	non si forma	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
2	K1.1 - K2	non si forma	Scivola su K1.1 (183°/82°)	non si forma
3	K1.1 - K3	non si forma	non si forma	Scivola su K3 (243°/44°)
4	K1.1 - K4	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	non si forma
5	K1.1 - K5	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)
6	K1.1 - K6	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
7	K1.2 - K2	non si forma	Scivola su K1.2 (150°/86°)	non si forma
8	K1.2 - K3	non si forma	non si forma	scivola su intersezione K1.2 - K3 (236°/44°)
9	K1.2 - K4	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)
10	K1.2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	non si forma
11	K1.2 - K6	non si forma	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
12	K2- K3	non si forma	non si forma	non si forma
13	K2- K4	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K4 (147°/21°)	non si forma
14	K2- K5	non si forma	non si forma	non si forma
15	K2- K6	non si forma	non si forma	non si forma
16	K3 - K4	non si forma	Scivola su K4 (156°/21°)	non si forma
17	K3 - K5	non si forma	non si forma	Scivola su K3 (243°/44°)
18	K3 - K6	non si forma	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)
19	K4 - K5	Scivola su intersezione K4 - K5 (68°/1°)	Scivola su intersezione K4 - K5 (68°/1°)	non si forma
20	K4 - K6	non si forma	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (215°/11°)
21	K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	non si forma	non si forma

n°	Combinazione	Fd (imm. 324°)	Fe (imm. 209°)
1	K1.1 - K1.2	non si forma	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
2	K1.1 - K2	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (215°/81°)
3	K1.1 - K3	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)	Scivola su K3 (243°/44°)
4	K1.1 - K4	non si forma	non si forma
5	K1.1 - K5	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)
6	K1.1 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
7	K1.2 - K2	non si forma	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (215°/81°)
8	K1.2 - K3	Scivola su K3 (243°/44°)	scivola su intersezione K1.2 - K3 (236°/44°)
9	K1.2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)
10	K1.2 - K5	non si forma	non si forma
11	K1.2 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
12	K2- K3	Scivola su intersezione K2 - K3 (322°/10°)	non si forma
13	K2- K4	non si forma	Scivola su K4 (156°/21°)
14	K2- K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)	non si forma
15	K2- K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
16	K3 - K4	non si forma	Scivola su intersezione K3 - K4 (175°/20°)
17	K3 - K5	Scivola su intersezione K3 - K5 (286°/35°)	Scivola su K3 (243°/44°)
18	K3 - K6	non si forma	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)
19	K4 - K5	non si forma	non si forma
20	K4 - K6	non si forma	Scivola su intersezione K4 - K6 (215°/11°)
21	K5 - K6	Scivola su K5 (339°/50°)	non si forma

combinazioni a due a due



n°	Combinazione	Fa (imm. 54°)	Fb (imm. 144°)	Fc (imm. 234°)
1	K1.1 - K1.2 - K2	Stabile	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)	non si forma
2	K1.1 - K1.2 - K3	Stabile	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
3	K1.1 - K1.2 - K4	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
4	K1.1 - K1.2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
5	K1.1 - K1.2 - K6	Stabile	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
6	K1.1 - K2 - K3	Stabile	Scivola su K1.1 (183°/82°)	Scivola su K2 (234°/81°)
7	K1.1 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su K1.1 (183°/82°)	Scivola su intersezione K1.1 - K2 (216°/81°)
8	K1.1 - K2 - K5	Stabile	Scivola su K1.1 (183°/82°)	Scivola su K2 (234°/81°)
9	K1.1 - K2 - K6	Stabile	Scivola su K1.1 (183°/82°)	Scivola su K2 (234°/81°)
10	K1.1 - K3 - K4	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su intersezione K4 (156°/21°)	Scivola su K3 (243°/44°)
11	K1.1 - K3 - K5	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)
12	K1.1 - K3 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
13	K1.1 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)
14	K1.1 - K4 - K6	Scivola su intersezione K1.1 - K4 (94°/10°)	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
15	K1.1 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	Stabile	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
16	K1.2 - K2 - K3	Stabile	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su K2 (234°/81°)
17	K1.2 - K2 - K4	Stabile	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
18	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su K2 (234°/81°)
19	K1.2 - K2 - K6	Stabile	Scivola su K1.2 (150°/86°)	Scivola su K2 (234°/81°)
20	K1.2 - K3 - K4	Stabile	Scivola su K4 (156°/21°)	scivola su intersezione K1.2 - K3 (236°/44°)
21	K1.2 - K3 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su K3 (243°/44°)
22	K1.2 - K3 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (236°/44°)
23	K1.2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)
24	K1.2 - K4 - K6	Stabile	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
25	K1.2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (61°/10°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
26	K2 - K3 - K4	Stabile	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su K2 (234°/81°)
27	K2 - K3 - K5	Stabile	Stabile	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)
28	K2 - K3 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)
29	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K4 - K5 (68°/1°)	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)	Scivola su K2 (234°/81°)
30	K2 - K4 - K6	Stabile	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su K2 (234°/81°)
31	K2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	Stabile	Scivola su intersezione K2 - K6 (289°/75°)
32	K3 - K4 - K5	Scivola su intersezione K4 - K5 (68°/1°)	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su K3 (243°/44°)
33	K3 - K4 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)
34	K3 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)	Scivola su K3 (243°/44°)
35	K4 - K5 - K6	Scivola su intersezione K5 - K6 (18°/43°)	Scivola su K4 (156°/21°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (215°/11°)

n°	Combinazione	Fd (imm. 324°)	Fe (imm. 209°)
1	K1.1 - K1.2 - K2	Stabile	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
2	K1.1 - K1.2 - K3	Scivola su K3 (243°/44°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
3	K1.1 - K1.2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
4	K1.1 - K1.2 - K5	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
5	K1.1 - K1.2 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (253°/68°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
6	K1.1 - K2 - K3	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (215°/81°)
7	K1.1 - K2 - K4	Stabile	Scivola su intersezione K1.1 - K2 (216°/81°)
8	K1.1 - K2 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)	Scivola su intersezione K1.1 - K2 (216°/81°)
9	K1.1 - K2 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (289°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
10	K1.1 - K3 - K4	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)	Scivola su K3 (243°/44°)
11	K1.1 - K3 - K5	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)	Scivola su intersezione K1.1 - K3 (266°/42°)
12	K1.1 - K3 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
13	K1.1 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)	Scivola su intersezione K1.1 - K5 (270°/23°)
14	K1.1 - K4 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (215°/81°)
15	K1.1 - K5 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.1 - K6 (253°/68°)
16	K1.2 - K2 - K3	Scivola su K3 (243°/44°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
17	K1.2 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
18	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (314°/47°)	Scivola su intersezione K1.1 - K1.2 (215°/81°)
19	K1.2 - K2 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (289°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
20	K1.2 - K3 - K4	Scivola su K3 (243°/44°)	scivola su intersezione K1.2 - K3 (236°/44°)
21	K1.2 - K3 - K5	Scivola su K3 (243°/44°)	Scivola su K3 (243°/44°)
22	K1.2 - K3 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (236°/44°)
23	K1.2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (240°/2°)
24	K1.2 - K4 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
25	K1.2 - K5 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (234°/55°)
26	K2 - K3 - K4	Scivola su intersezione K2 - K3 (322°/10°)	Scivola su K4 (156°/21°)
27	K2 - K3 - K5	Scivola su intersezione K2 - K6 (314°/47°)	Scivola su K3 (243°/44°)
28	K2 - K3 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
29	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K2 - K4 (147°/21°)	Scivola su K4 (156°/21°)
30	K2 - K4 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
31	K2 - K5 - K6	Scivola su K6 (302°/75°)	Scivola su K2 (234°/81°)
32	K3 - K4 - K5	Scivola su intersezione K3 - K5 (286°/35°)	Scivola su K3 (243°/44°)
33	K3 - K4 - K6	Stabile	Scivola su intersezione K3 - K6 (226°/43°)
34	K3 - K5 - K6	Scivola su K5 (339°/50°)	Scivola su K3 (243°/44°)
35	K4 - K5 - K6	Scivola su K5 (339°/50°)	Scivola su intersezione K4 - K6 (215°/11°)

combinazioni a tre a tre

Per quanto riguarda il dominio Est i possibili diversi modi di scivolamento cui fanno riferimento le diverse possibili combinazioni di cui sopra, lungo le direzioni di analisi sono complessivamente 15, mentre per il dominio West risultano essere complessivamente 21.

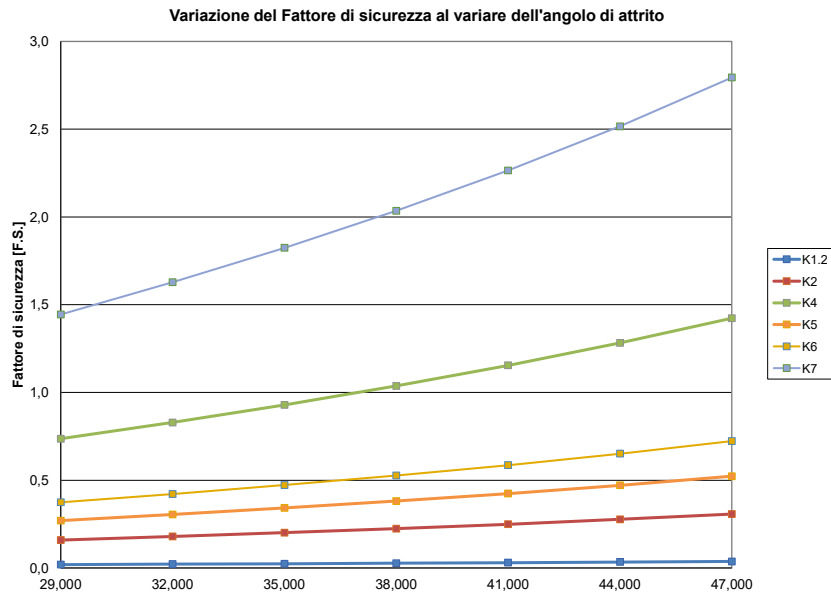
COMMITTENTE: Dell'Amico Michele s.r.l.
OGGETTO: Relazione geomeccanica di stabilità - cava Pratazzolo B n°6
DATA: 01/10/2022



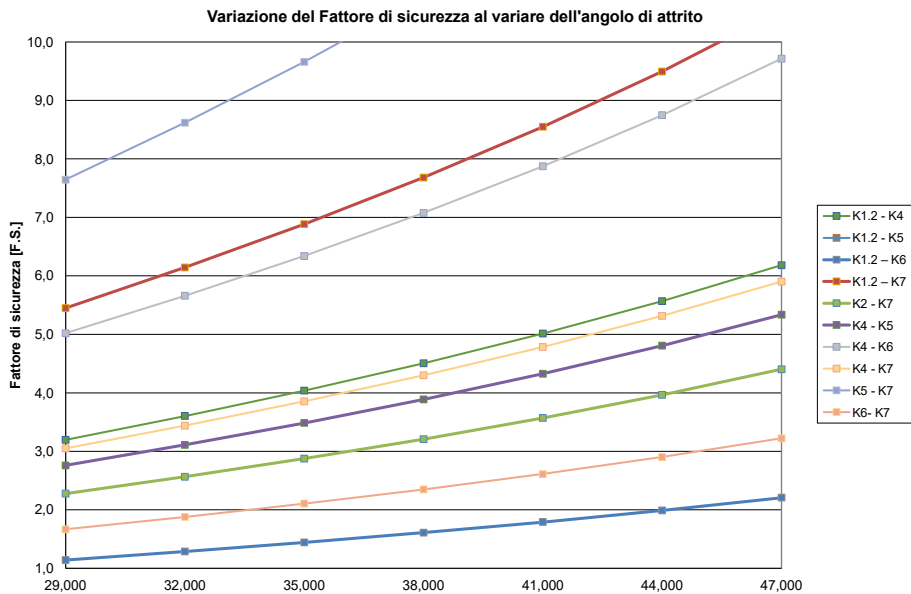
Proprio perché, come detto sopra, strutture per quanto complesse sono sempre riconducibili a modi più semplici di possibilità cinematica è possibile eseguire un'indagine mirata e significativa sui modi stessi piuttosto che su ogni singola diversa struttura. A partire dal modo di scivolamento prima determinato è stata quindi compiuta un'analisi di tipo parametrico così da rendersi indipendenti dalle dimensioni della struttura. Allo scopo, in favore di sicurezza, si è considerata nulla la coesione. Tale condizione cautelativa consente, infatti, di condurre un'analisi che è indipendente dal peso della struttura. L'espressione del fattore di sicurezza diventa quindi funzione solamente dell'angolo di attrito e dell'inclinazione della superficie di scivolamento, nel caso di scivolamento planare, mentre nel caso di scivolamento su linea di intersezione è funzione dell'attrito su entrambi i piani coinvolti nonché dell'angolo compreso fra le due discontinuità intersecantesi e l'orientazione generale delle stesse in rapporto alla geometria complessiva della struttura. In questo modo l'analisi di tipo parametrico permette di individuare per tutta l'area in esame quali sono i giunti su cui si può creare una possibile instabilità e allo stesso tempo permette di definire un fattore di sicurezza "parametrizzato" in funzione del solo angolo di attrito. A tal proposito è stata poi compiuta un'analisi sensitiva ove per ciascun cinematismo si è definita la variazione del fattore di sicurezza al variare tra 29° e 47° dell'angolo di attrito. La forbice scelta contiene al suo interno il valore il limite inferiore dell'angolo di attrito di base (31°) e quello superiore dell'angolo di attrito (45°) così come determinato in precedenza.

Come deducibile dalle tabelle e dai grafici riportati di seguito, i cinematismi di scivolamento su giunto singolo risultano caratterizzati da un fattore di sicurezza critico solo nel caso in cui la superficie su cui avviene lo scivolamento planare fosse più inclinata dell'angolo di attrito minimo mentre nel caso opposto si avrebbe una situazione di completa stabilità. Si ricorda che l'analisi parametrica esclude ogni contributo della coesione istantanea e che comunque ogni struttura reale deve essere nel caso puntualmente verificata.

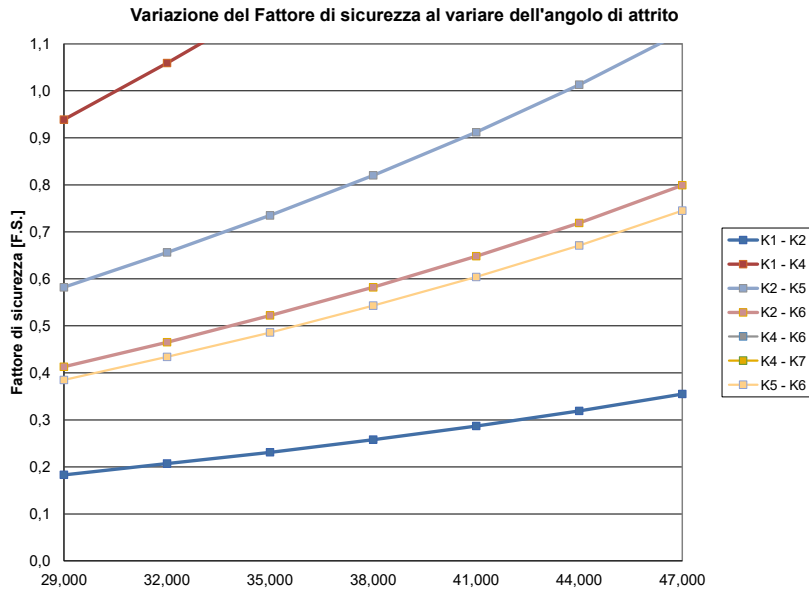
Dominio Est



Variation of the safety factor (F.S. < 1,3) at varying friction angle– Scivolamento su giunto singolo dominio Est

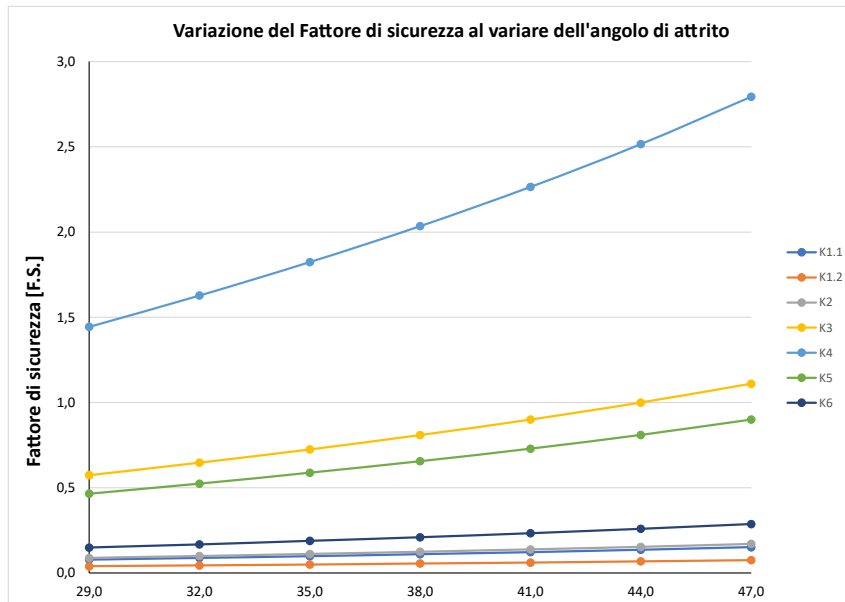


Variation of the safety factor (F.S. > 1,3) at varying friction angle– Scivolamento su giunto singolo dominio Est

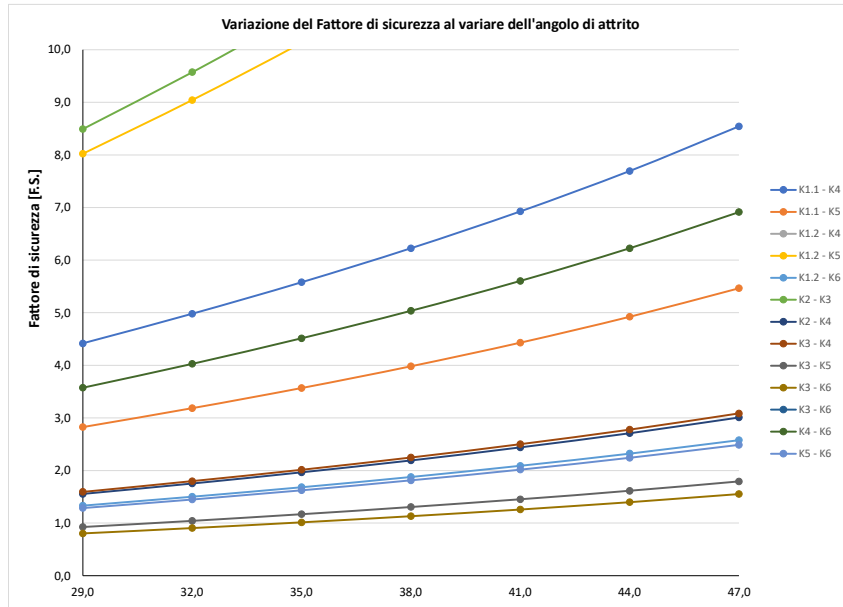


Variatione del fattore di sicurezza (F.S. < 1,3) al variare dell'angolo di attrito – Scivolamento su intersezione dominio Est

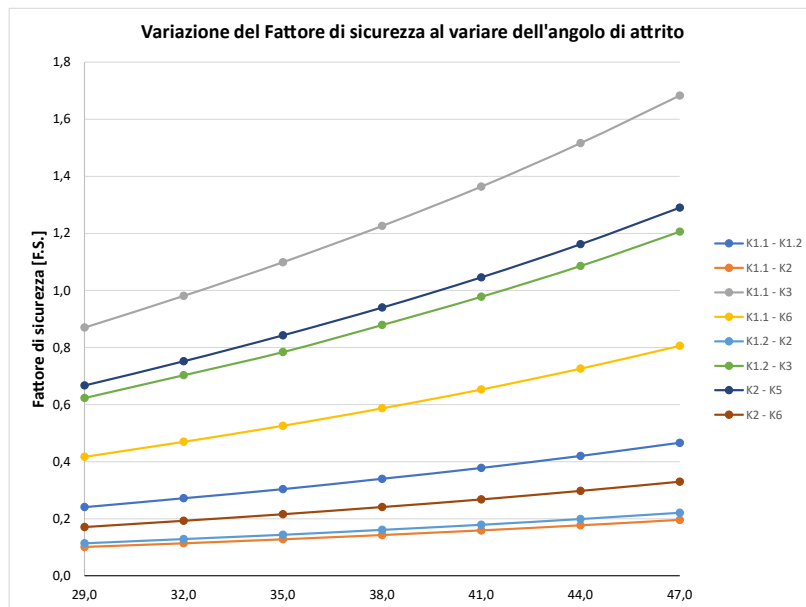
Dominio West



Variatione del fattore di sicurezza (F.S. < 1,3) al variare dell'angolo di attrito – Scivolamento su giunto singolo dominio West



Variazione del fattore di sicurezza (F.S. > 1,3) al variare dell'angolo di attrito– Scivolamento su giunto singolo dominio West



Variazione del fattore di sicurezza (F.S. < 1,3) al variare dell'angolo di attrito – Scivolamento su intersezione dominio West

Dai grafici sopra riportati si evince come il dominio Est vi siano 10 teorici cinematismi potenzialmente instabili caratterizzati da scivolamento su linea di intersezione o giunto



singolo avente fattore di sicurezza inferiore ad 1.3, mentre sono 11 i cinematismi teorici che presentano un fattore di sicurezza maggiore di 1.3.

Per quanto riguarda per il dominio denominato West invece, sono stati individuati 12 teorici cinematismi potenzialmente instabili caratterizzati da scivolamento su linea di intersezione o giunto singolo aventi fattore di sicurezza inferiore ad 1.3, mentre sono 14 i cinematismi teorici che presentano un fattore di sicurezza maggiore di 1.3.

Si ricorda che l'identificazione di tali cinematismi serve da linea guida per la possibile previsione di eventuali strutture instabili durante la realizzazione degli avanzamenti che debbono essere verificati puntualmente al momento.



Analisi del fenomeno di ribaltamento colonnare (“toppling”)

Il fenomeno del ribaltamento colonnare è subordinato alla presenza di una stratificazione verticale o comunque ad una fitta presenza di giunti subverticali, caratterizzati da immersione opposta al fronte, come facilmente reperibile anche dalla bibliografia in merito. Anche la classica analisi grafica con cui si determina la zona dei poli delle discontinuità che possono dare origine a fenomeni di ribaltamento colonnare è rappresentata dai piani di frattura con immersione opposta al fronte ($\pm 30^\circ$) ed un'inclinazione pari a $\varphi-30$ (φ = inclinazione del fronte).

Svariati meccanismi di ribaltamento (*toppling*) sono stati descritti in modo dettagliato da Goodman & Bray, 1976 ed Hoek & Bray, 1981, soprattutto in relazione alle relative implicazioni legate all'ingegneria delle pareti in roccia naturali e di scavo. La distinzione tra ribaltamento e scivolamento è basata sul rapporto tra larghezza (b) del blocco e altezza (h).

In accordo con Freitas&Watters (1973) il criterio di scivolamento di un singolo blocco su di un piano inclinato è dato da:

$\alpha < f$ e $b/h > \tan\alpha$ il blocco è stabile

$\alpha > f$ e $b/h > \tan\alpha$ il blocco scivola ma non ribalta

$\alpha < f$ e $b/h < \tan\alpha$ il blocco non scivola ma ribalta

$\alpha > f$ e $b/h < \tan\alpha$ il blocco scivola e ribalta

Con α angolo di inclinazione del pendio, ed f il suo angolo di attrito.

Secondo la terminologia di Varnes 1958 (classificazione maggiormente diffusa dei movimenti franosi in roccia) i principali tipi di *rock topple* sono: il *flexural toppling* (figura 1a) caratterizzato da un sistema prevalente di discontinuità verticali che accomuna anche il *block toppling* (figura 2); il *block-flexure toppling* (figura. 1c e figura 2) caratterizzato da flessione pseudo continua di colonne (anche in questo caso determinate da un pseudo stratificazione verticale) già interessate da numerosi giunti trasversali che, raddrizzati a seguito della flessione, possono dar luogo a successivo scivolamento.

Il fenomeno complesso dello scivolamento conseguente al toppling, ossia un *complex rock topple-rock*, è ancora più evidente nel *chevron topple* (figura 1 b) una tipologia di *block topple* che si può manifestare su versanti piuttosto acclivi è caratterizzata da inclinazione circa costante delle colonne, ruotate verso valle attorno a punti di cerniera tali da configurare una



vera e propria discontinuità non conforme né alla giacitura dei piani di strato né a quella dei giunti trasversali.

La figura 3 (Hoek & Bray, 1981) rappresenta ulteriori classi secondarie di movimenti, sempre con toppling, quali ad esempio: *slide head topple*, il *slide base toppling*, il *slide toe topple*, il *toppling and slumping* o il *tension crack topple* in cui un tipo di movimento, ad es. lo scivolamento, induce il ribaltamento in zone differenti della frana originando quindi un fenomeno composito, oppure la creazione di fratture di trazione che può originare in parete blocchi sottili in condizione di ribaltare.

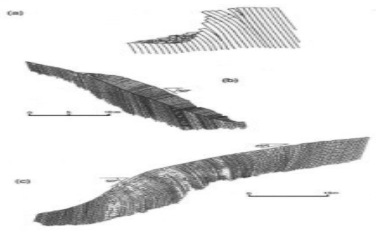


Figura 1 - Tipologie di *toppling* a),b),c)(Cruden & Varnes, 1996);

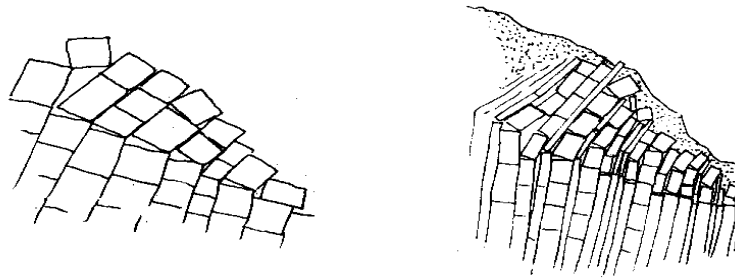


Figura 2: Block toppling a sinistra e block flexure toppling a destra

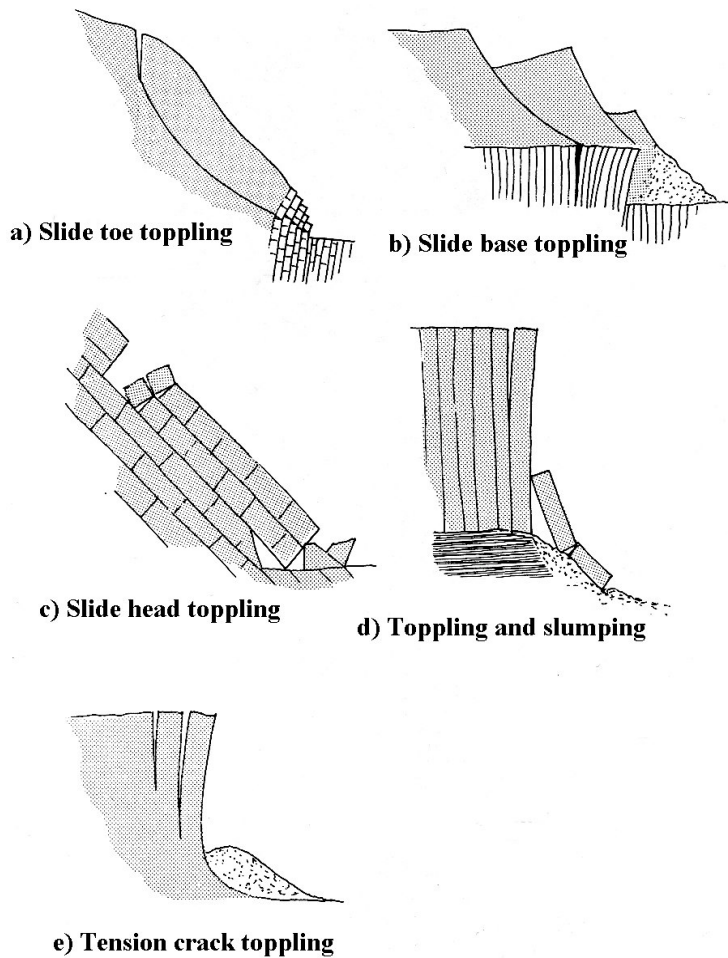


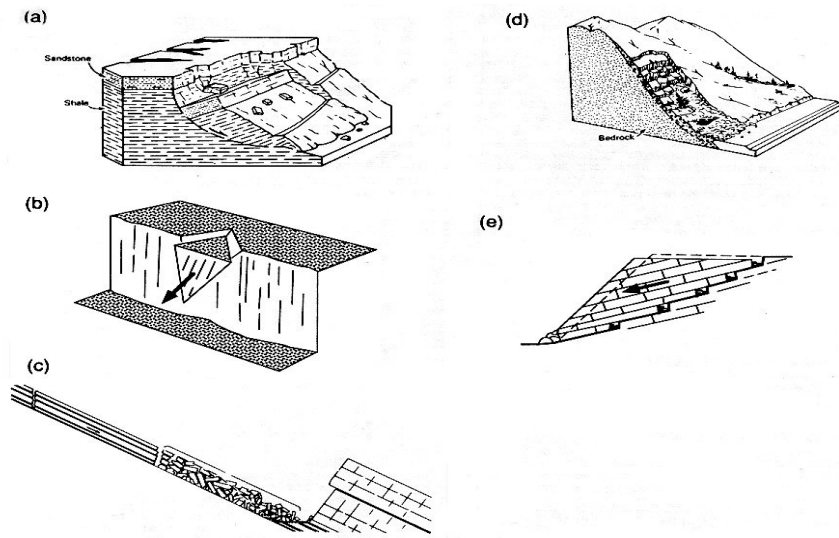
Figura 3: Tipologie secondarie di toppling (Hoek e Bray, 1981).

Le principali condizioni di ribaltamento reperite in bibliografia presuppongono perciò, in ogni caso, una fitta presenza di giunti subverticali, e comunque con immersione opposta al fronte di analisi, in grado di determinare delle porzioni tabulari di roccia. Poiché il cinematismo possa avvenire è necessaria inoltre la concomitante presenza di una frattura o una stratificazione al piede, sia naturale che indotta, che tagli l'elemento tabulare oltre ovviamente ad altre fratture sub - verticali che lo isolino lateralmente.

In secondo luogo, ma non ultimo, è da sottolineare come l'eventuale presenza di una frattura o di una sorta di stratificazione al piede può causare ancor prima, anziché un fenomeno di collasso per ribaltamento, l'innescò di un movimento di scivolamento. I movimenti franosi per scivolamento (*slide*) sono caratterizzati da movimento localizzato prevalentemente su *superfici di rottura* o entro *zone* sottili di intensa *deformazione di taglio* (Figura 4). Esse



costituiscono, probabilmente, la categoria più diffusa, ed anche la prima ad essere studiata, di fenomeni di instabilità (Chen, 1995). Lo scivolamento, a meno che si tratti di un singolo monolito, non inizia simultaneamente in tutti i punti di ciò che infine costituirà la superficie di rottura, infatti i primi segni visibili della possibile instabilità sono spesso costituiti da rotture di trazione (*tension crack* che nel caso di ammassi stratificati verticalmente possono essere ricondotte alle discontinuità subverticali che li caratterizzano) sulla superficie di monte del pendio che favoriscono l'infiltrazione d'acqua.



Varie tipologie di scivolamenti (*slide*) rotazionali e traslazionali (a,c,d da Cruden & Varnes, 1996 – b, e da Kovari & Fritz, 1984).



Nelle pagine successive si riportano le stereografie dedicate all'analisi del fenomeno per l'individuazione di possibili ribaltamenti colonnari di porzioni rocciose ("toppling") per il complesso delle direzioni medie rappresentative dei fronti di cava nei due domini Est ed West. In tali stereografie è riportata la classica analisi grafica con cui si determina la zona dei poli delle discontinuità che possono dare origine a fenomeni di ribaltamento colonnare.

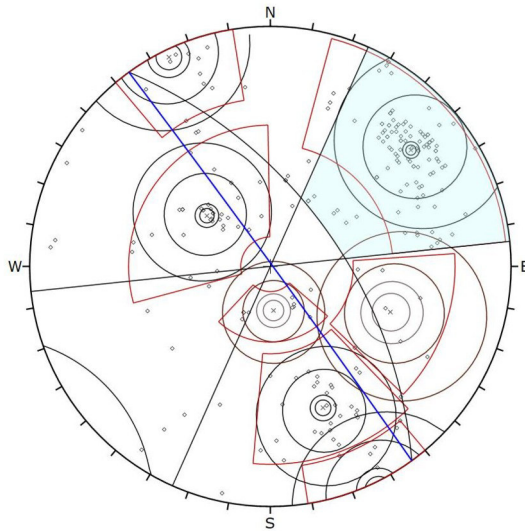
Dall'analisi degli stereogrammi in cui si è analizzata la situazione relativa ai possibili fenomeni di ribaltamento colonnare nel dominio Est si evince come i poli potenzialmente instabili per il fronte Fa, immergente mediamente a 54° , siano i giunti appartenenti alla famiglia K2, per i fronti Fb (imm. 144°) invece la famiglia K5, e per i fronti Fd invece sono le famiglie K1.2 3 K4 (i fronti Fc ed Fe invece non danno luogo a ribaltamento colonnare de non di giunti isolati).

Per quanto riguarda il dominio West i giunti dei gruppi K2 e K3 possono dar luogo a fenomeni di ribaltamento colonnare per il fronte Fa le famiglie K1.2 e K4 per i fronti Fb ed i giunti K5 e K1.2 per il fronti Fd; anche per questo dominio i fronti Fc ed Fe invece non danno luogo a ribaltamento colonnare se non per giunti isolati.

Dall'analisi degli stereogrammi in cui si è analizzata la situazione relativa ai possibili fenomeni di ribaltamento colonnare nel dominio West si evince come anche in questo caso non vi siano poli potenzialmente instabili per il fronte F4, mentre per quanto riguarda il fronte F5, immergente mediamente a 165° , i poli instabili siano quelli appartenenti alla famiglia K5, mentre i giunti che potrebbero inciderli al piede delimitando strutture tabulari soggette a fenomeni di ribaltamento colonnare sono quelli debolmente inclinati che appartengono alla famiglia K4.

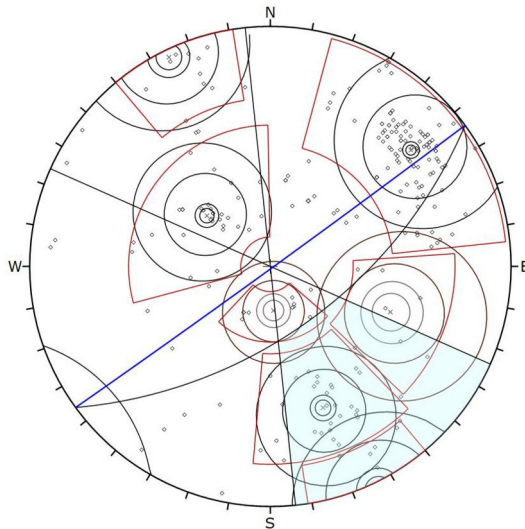


Toppling Dominio Est



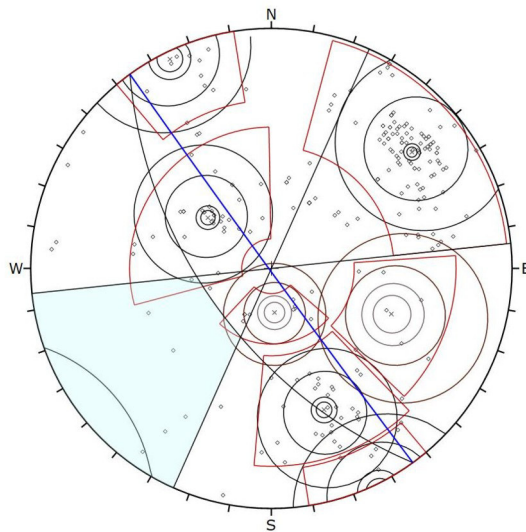
Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Toppling			
Slope Dip	89		
Slope Dip Direction	54		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (A6)	109	227	48.02%
Flexural Toppling (Set 2: K2)	100	103	97.09%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	227 (227 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato F avente immersione media 54° nel dominio Est.



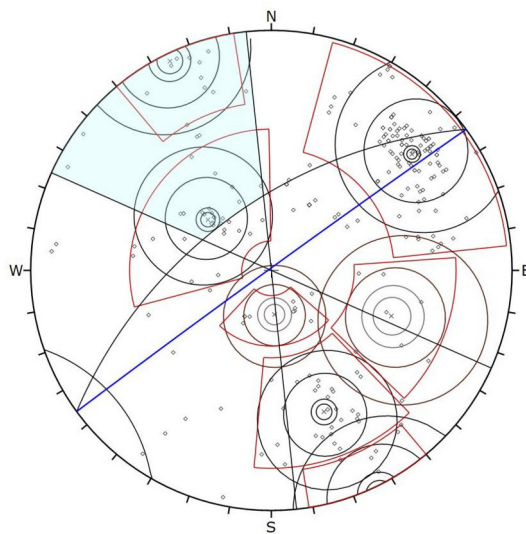
Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Toppling			
Slope Dip	89		
Slope Dip Direction	144		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (A6)	33	227	14.54%
Flexural Toppling (Set 1: K1 Z)	6	16	37.50%
Flexural Toppling (Set 4: K4)	23	28	82.14%
Flexural Toppling (Set 5: K5)	3	7	42.86%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	227 (227 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fb avente immersione media 144° nel dominio Est.



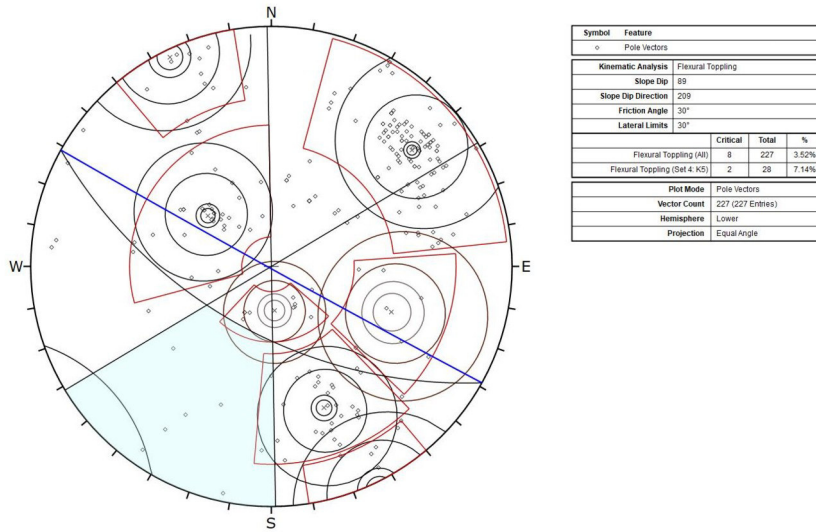
Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Topping			
Slope Dip	88		
Slope Dip Direction	234		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Topping (A1)	6	227	2.64%
Flexural Topping (Set 3: K4)	1	33	3.03%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	227 (227 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fc avente immersione media 234° nel dominio Est.



Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Topping			
Slope Dip	88		
Slope Dip Direction	324		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Topping (A1)	36	227	15.88%
Flexural Topping (Set 1: K1 2)	10	16	62.50%
Flexural Topping (Set 3: K4)	21	33	63.64%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	227 (227 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

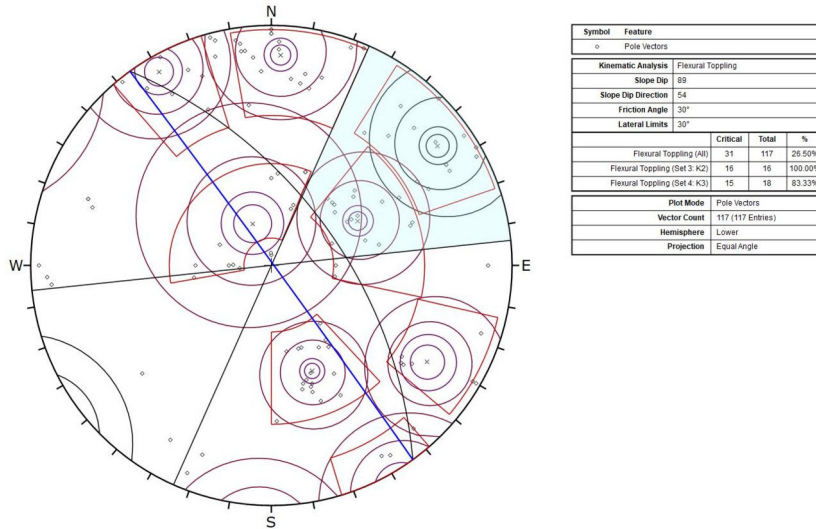
Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fd avente immersione media 324° nel dominio Est.



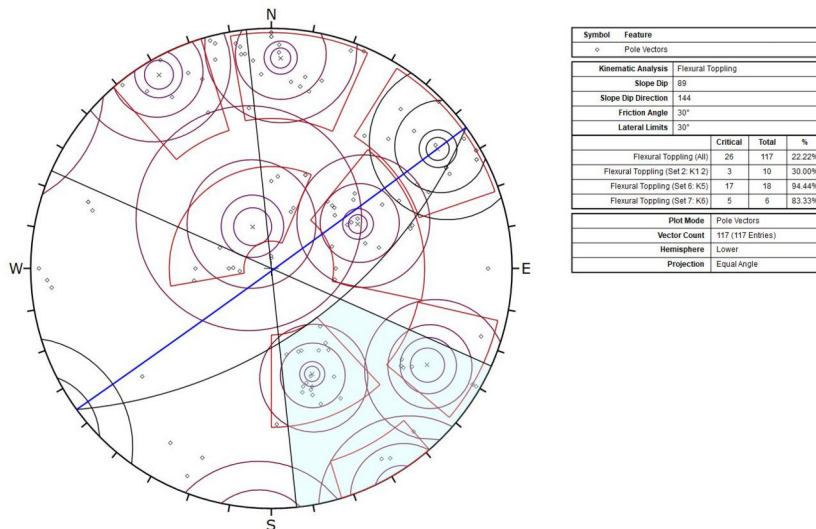
Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fe avente immersione media 209° nel dominio Est.



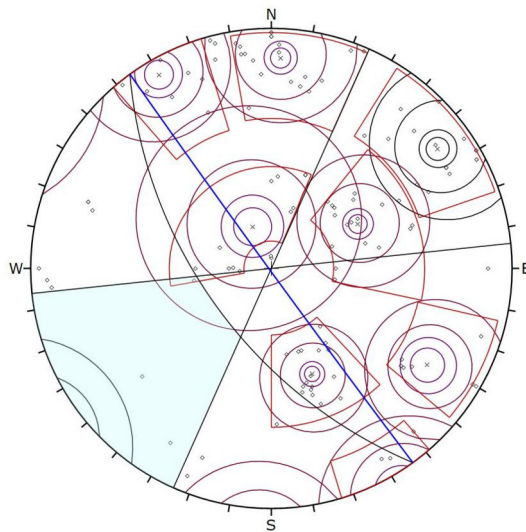
Toppling Dominio West



Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato F avente immersione media 54° nel dominio West.

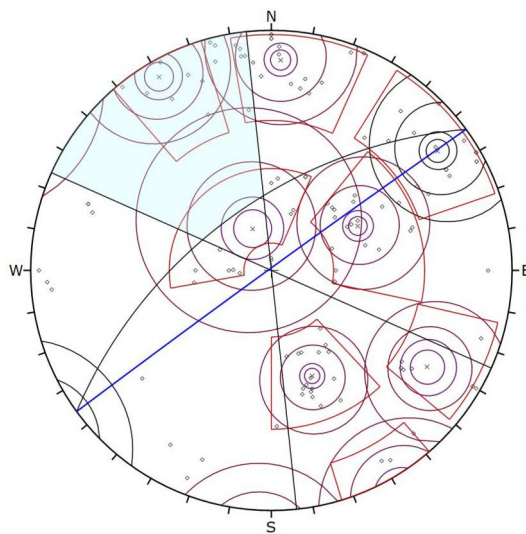


Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fb avente immersione media 144° nel dominio West.



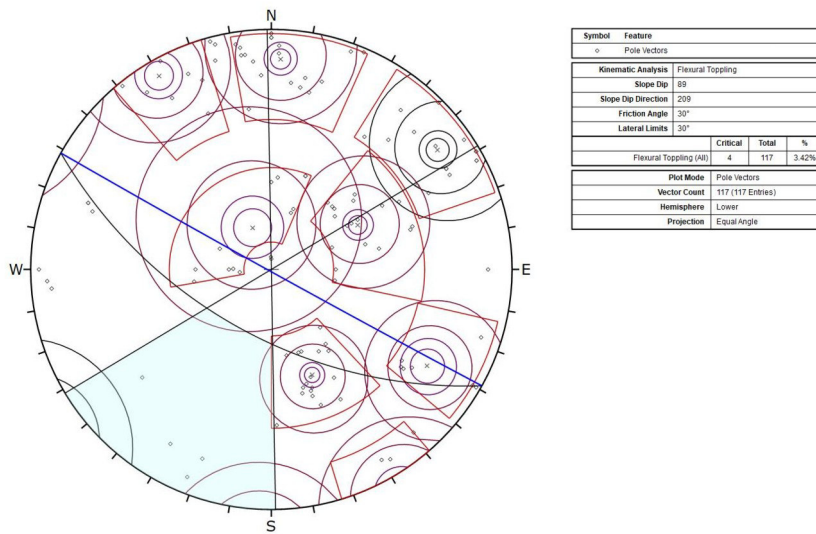
Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Toppling			
Slope Dip	88		
Slope Dip Direction	234		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (A8)	3	117	2.56%
Flexural Toppling (Set S: K4)	1	12	8.33%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	117 (117 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fc avente immersione media 234° nel dominio West.



Symbol	Feature		
o	Pole Vectors		
Kinematic Analysis Flexural Toppling			
Slope Dip	88		
Slope Dip Direction	324		
Friction Angle	30°		
Lateral Limits	30°		
	Critical	Total	%
Flexural Toppling (A8)	15	117	12.82%
Flexural Toppling (Set 1: K1 1)	5	20	25.00%
Flexural Toppling (Set 2: K1 2)	7	10	70.00%
Plot Mode Pole Vectors			
Vector Count	117 (117 Entries)		
Hemisphere	Lower		
Projection	Equal Angle		

Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fd avente immersione media 324° nel dominio West.



Evidenziata l'area dei poli potenzialmente stabili per il fronte denominato Fe avente immersione media 209° nel dominio West.



Analisi cinematica dei nuovi portali di progetto

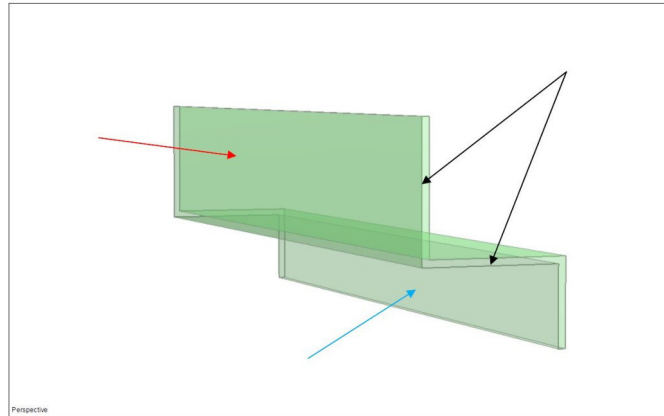
Dalla configurazione di progetto, si deduce la necessità di realizzare 2 nuovi portali, posizionati sul fronte immergente a NE del gradone di quota media indicativa 372 m.



Estratto planimetrico con l'indicazione del nuovo sotterraneo di progetto e la posizione dei nuovi portali da realizzare .

Nel seguito quindi si è proceduto ad esaminare preliminarmente i possibili cinematismi che possono innescarsi lungo i piedritti e gli spigoli di tetto dei nuovi portali.

L'analisi è stata compiuta con il software Unwedge che consente di effettuare tale analisi considerando unicamente una larghezza indefinita dell'apertura così come rappresentato nel seguito.



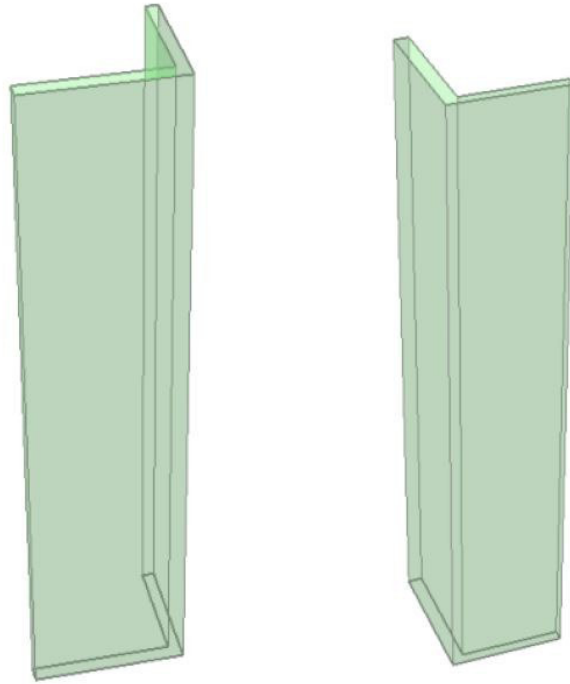
Esemplificazione di calcolo con cui è stato idealizzato lo spigolo di tetto. La freccia rossa indica la parete esterna, la freccia celeste il fronte di avanzamento in sotterraneo e le frecce nere l'area di spigolo in cui si potrebbero eventualmente realizzare strutture cinematicamente rimovibili.

I risultati dell'analisi cinematica sono riportati nelle tabelle seguenti in cui laddove è indicato tetto o parete si fa riferimento a possibili blocchi che si formano nelle singole superficie e non all'intersezione tra le stesse (spigolo).

E' da evidenziare che la formazione dei blocchi di spigolo che si potrebbero formare a cielo del sotterraneo è da mettere in correlazione con le dimensioni dell'apertura del sotterraneo.

E' evidente come blocchi di larghezza maggiore delle aperture di progetto (9 m ca.) siano in realtà sempre e comunque non rimovibili in quanto poggiati sui due piedritti laterali, non rappresentabili e configurabili con il software utilizzato nell'analisi.

Come già specificato sopra sono stati anche analizzati tutti i possibili cinematismi di scivolamento che potrebbero originarsi lungo i due piedritti laterali delle aperture di progetto. L'analisi è stata compiuta con il medesimo software Unwedge che consente di effettuare tale analisi mediante una ricostruzione grafica di cui nell'immagine seguente si riporta un estratto.



Esemplificazione di calcolo con cui sono stati idealizzati i due piedritti laterali destro e sinistro di ciascuna delle aperture di progetto.

L'analisi è stata condotta su tutti i piedritti dei 2 ingressi, classificandoli rispettivamente in funzione della posizione del portale (E e W) e della loro posizione rispetto all'asse della galleria (NE - SW).

Si specifica che , essendo gli ingressi posizionati sullo stesso fronte di coltivazione, i modi di scivolamento ottenuti, intesi come analisi statistica delle possibili criticità cinematiche realizzabili, risultano uguali per entrambi i portali.



ingresso NE				
n°	Combinazione	Piedritto NE	Piedritto SW	Spigolo di tetto
1	K1.2 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su K1.2 (154°/88°)
2	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
3	K1.2 - K2 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
4	K1.2 - K2 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (207°/49°)	Scivola su K7 (356°/21°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
5	K1.2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)
6	K1.2 - K4 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	falling wedge
7	K1.2 - K4 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	falling wedge
8	K1.2 - K5 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su K6 (291°/56°)
9	K1.2 - K5 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	non si forma
10	K1.2 - K6 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Scivola su K6 (291°/56°)
11	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	falling wedge
12	K2 - K4 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)
13	K2 - K4 - K7	Scivola su intersezione K2 - K7 (315°/16°)	Scivola su K7 (356°/21°)	falling wedge
14	K2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
15	K2 - K5 - K7	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)
16	K2 - K6 - K7	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
17	K4 - K5 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	falling wedge
18	K4 - K5 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su K5 (340°/64°)
19	K4 - K6 - K7	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	falling wedge
20	K5 - K6 - K7	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	non si forma

ingresso SW				
n°	Combinazione	Piedritto NE	Piedritto SW	Spigolo di tetto
1	K1.2 - K2 - K4	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su K1.2 (154°/88°)
2	K1.2 - K2 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
3	K1.2 - K2 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
4	K1.2 - K2 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (207°/49°)	Scivola su K7 (356°/21°)	Scivola su intersezione K1.2 - K2 (237°/74°)
5	K1.2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)
6	K1.2 - K4 - K6	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	falling wedge
7	K1.2 - K4 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K4 (65°/18°)	falling wedge
8	K1.2 - K5 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su K6 (291°/56°)
9	K1.2 - K5 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K1.2 - K5 (65°/11°)	non si forma
10	K1.2 - K6 - K7	Scivola su intersezione K1.2 - K6 (242°/44°)	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	Scivola su K6 (291°/56°)
11	K2 - K4 - K5	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	falling wedge
12	K2 - K4 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K2 (230°/74°)
13	K2 - K4 - K7	Scivola su intersezione K2 - K7 (315°/16°)	Scivola su K7 (356°/21°)	falling wedge
14	K2 - K5 - K6	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	non si forma	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
15	K2 - K5 - K7	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	Scivola su intersezione K2 - K5 (295°/56°)
16	K2 - K6 - K7	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)	Scivola su intersezione K2 - K6 (295°/56°)
17	K4 - K5 - K6	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	falling wedge
18	K4 - K5 - K7	Stabile	Scivola su intersezione K4 - K5 (62°/16°)	Scivola su K5 (340°/64°)
19	K4 - K6 - K7	Scivola su intersezione K4 - K6 (207°/9°)	Scivola su intersezione K6 - K7 (6°/21°)	falling wedge
20	K5 - K6 - K7	Scivola su K6 (291°/56°)	Scivola su K5 (340°/64°)	non si forma

Tabella riassuntiva delle combinazioni eseguite per la verifica dei piedritti e dello spigolo di tetto dei futuri ingressi del sotterraneo di cava 6 “Pratazzolo B”.

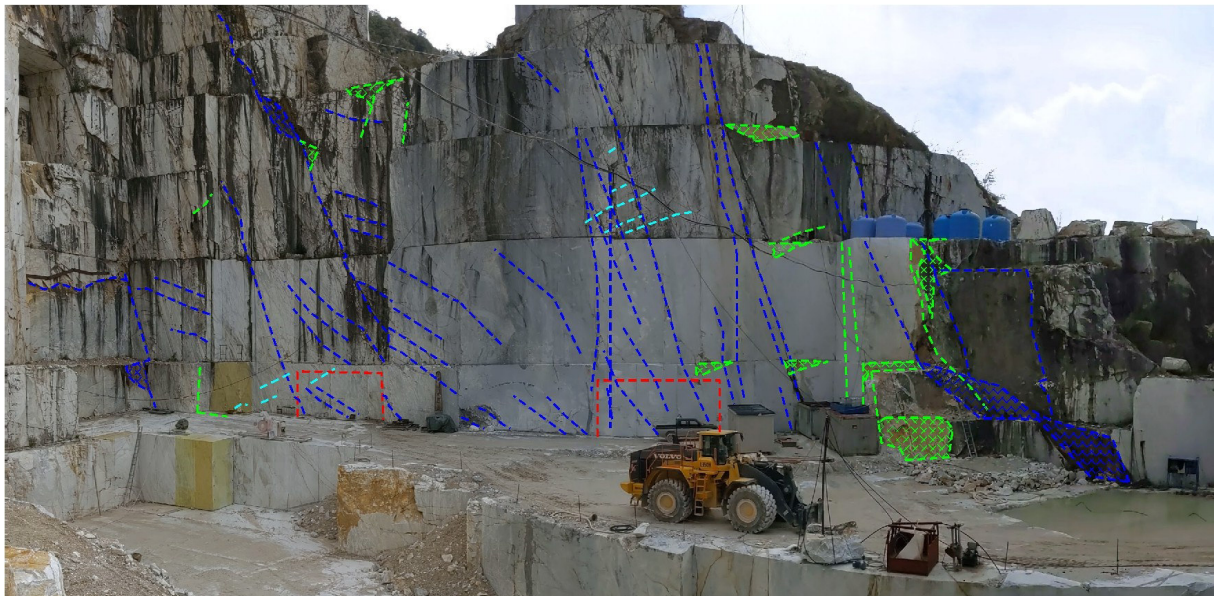
Per cui, le combinazioni più probabili di scivolamento possono avvenire lungo le discontinuità K2 (275°/72°) e l'intersezione K1.2-K2 (237°/74°) per i piedritti di NE e lungo la discontinuità K5 (340°/64°) e le intersezioni K1.2-K4(65°/18°) e K2-K6 (295°/56°) per i piedritti di SW, mentre l'analisi agli spigoli di tetto ha individuato un'elevata possibilità di cinematismi di tetto (falling wedge) in entrambe le aperture. Comunque, quanto scritto sopra serve da linea guida nel momento in cui si realizzeranno le nuove aperture.



Analisi dei portali di progetto

Nel seguito si analizzeranno puntualmente i due portali di progetto previsti, i quali saranno realizzati sul fronte immergente mediamente a NW, partendo entrambi dal gradone di quota media indicativa di 372,5 m e dirigendosi poi verso SE.

Come mostrato nell'immagine seguente l'area rientra nel cosiddetto Dominio Est ed è perciò caratterizzata dalla massiccia presenza di giunti K2 ($230^\circ/74^\circ$) i quali si presentano con elementi molto persistenti e ben distanziati, intervallati da altri giunti di simile giacitura ma minore inclinazione i quali sovente presentano anche elementi con minori persistenze e spaziature. Un'altra famiglia che presenta un buon numero di fratture nell'area è la famiglia K5 ($340^\circ/64^\circ$) che sul fronte medesimo si presentano come superfici esposte ma con una persistenza più ridotta rispetto alle K2 (perlopiù metrica in parete e decametrica se ci si sposta verso la porzione più meridionale di cava n°9). Sono state altresì individuate alcune K1.2 ($154^\circ/88^\circ$) e K4 ($129^\circ/37^\circ$) aventi per entrambe le famiglie ridotte persistenza e spaziatura.



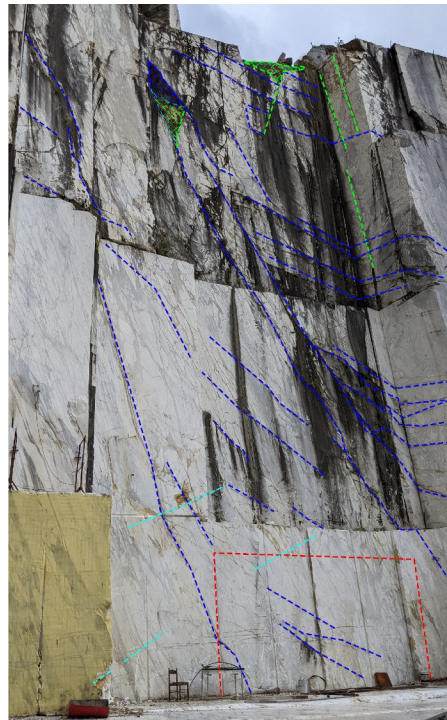
Panoramica del fronte immergente a NW di cava Pratazzolo n.) con individuati in rosso le posizioni indicative dei nuovi portali di progetto. In blu le principali discontinuità del gruppo K2 ($270^\circ/74^\circ$), in verde le K5 ($340^\circ/64^\circ$) ed in ciano le K4 ($129^\circ/37^\circ$).



Analisi del portale di progetto NE

Come mostrato dall'immagine seguente: l'area risulta interessata perlopiù da discontinuità del gruppo K2 ($230^\circ/74^\circ$) (individuate in blu), le quali mostrano una buona persistenza, anche decametrica, e talvolta presentano elementi con minori inclinazioni (comprese tra 45° e 50°) i quali attraversano il banco residuo soprastante il futuro piazzale di quota indicativa 372,5 m. Inoltre, nella porzione apicale della parete residua (tecchia) si notano come fratture esposte alcune K5($340^\circ/64^\circ$), individuate in verde, mentre sono presenti delle sporadiche K4($129^\circ/37^\circ$) individuate in ciano nella foto di seguito.

Tale configurazione fa presupporre sufficiente l'interposizione di 7 tiranti tipo Dydwidag del grado 950/1050, diametro 40 mm e lunghezza 9 m che saranno installati prima delle procedure di apertura della galleria come consolidamento preventivo.



Fotografia del fronte immergente a NW che ospiterà il futuro portale nordorientale (individuato in rosso), in blu sono individuate le discontinuità maggiormente presenti appartenenti al gruppo K2 di giacitura $230^\circ/74^\circ$, in verde sono segnate le discontinuità K5 ($340^\circ/64^\circ$) mentre in ciano la K4($129^\circ/37^\circ$).

I tiranti saranno realizzati su due file in posizione sfalsata a ca. 80 e 150 cm sopra la quota di cielo.



Analisi del portale di progetto SW

Anche in questo caso, l'area risulta interessata perlopiù da discontinuità del gruppo K2 ($230^\circ/74^\circ$) (individuate in blu), le quali mostrano una buona persistenza, anche decametrica, e talvolta presentano elementi con minori inclinazioni (comprese tra 45° e 50°) i quali attraversano il banco del piazzale di quota indicativa 372,5 m. Inoltre, nella porzione apicale e meridionale della parete residua (tecchia), si notano come fratture esposte alcune K5($340^\circ/64^\circ$) caratterizzate da superfici esposte e persistenza plurimetrica, mentre sono sporadiche le K4($129^\circ/37^\circ$) e K1.2($155^\circ/88^\circ$) con inclinazioni minori rispetto alla media (individuate in ciano nella foto di seguito).

Anche in questo caso appare sufficiente l'interposizione di 7 tiranti tipo Dydwidag grado 950/1050, del diametro 40 mm e lunghezza 9 m che saranno installati prima delle procedure di apertura della galleria come consolidamento preventivo.



Fotografia del fronte immergente a NW che ospiterà il futuro portale sudoccidentale (individuato in rosso), in blu sono individuate le discontinuità maggiormente presenti appartenenti al gruppo K2 di giacitura $230^\circ/74^\circ$, in verde sono segnate le discontinuità K5 ($340^\circ/64^\circ$) mentre in ciano la K4($129^\circ/37^\circ$).

I tiranti saranno realizzati su due file in posizione sfalsata a ca. 80 e 150 cm sopra la quota di cielo.

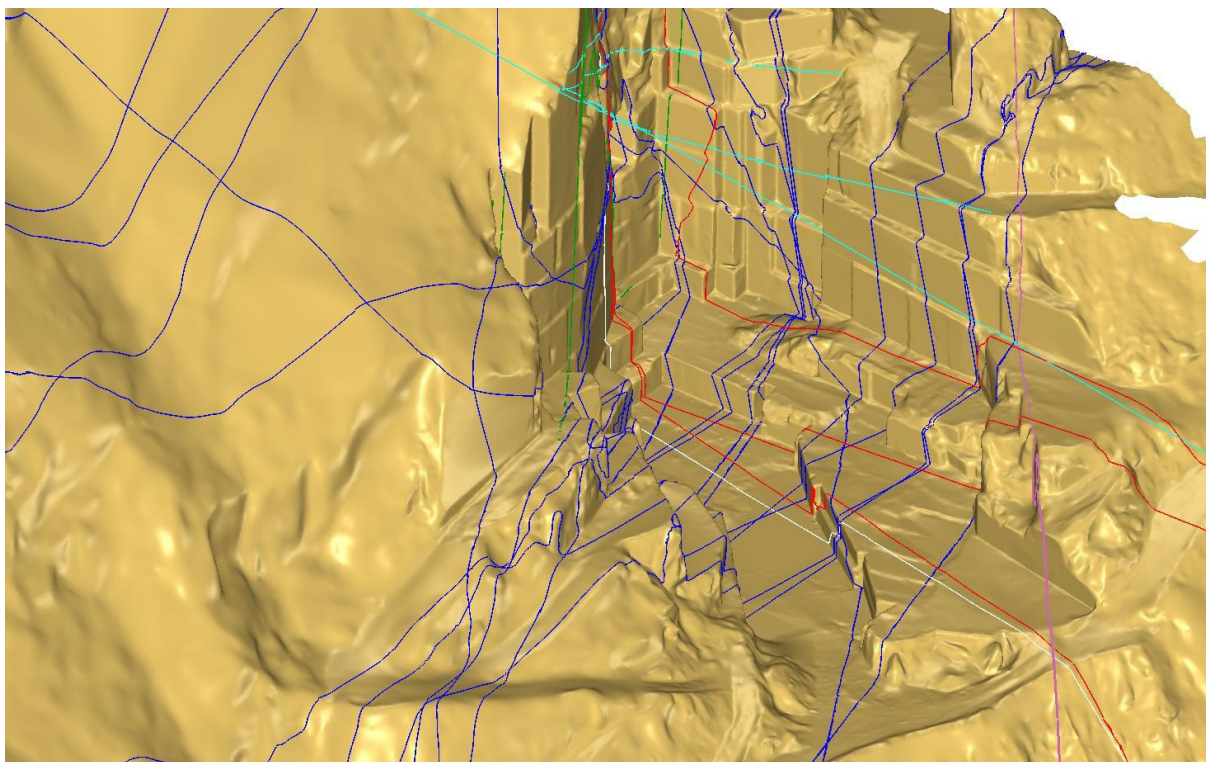


Estratto planimetrico con individuati in rosso le possibili posizioni dei consolidamenti preventivi alla realizzazione degli ingressi di progetto

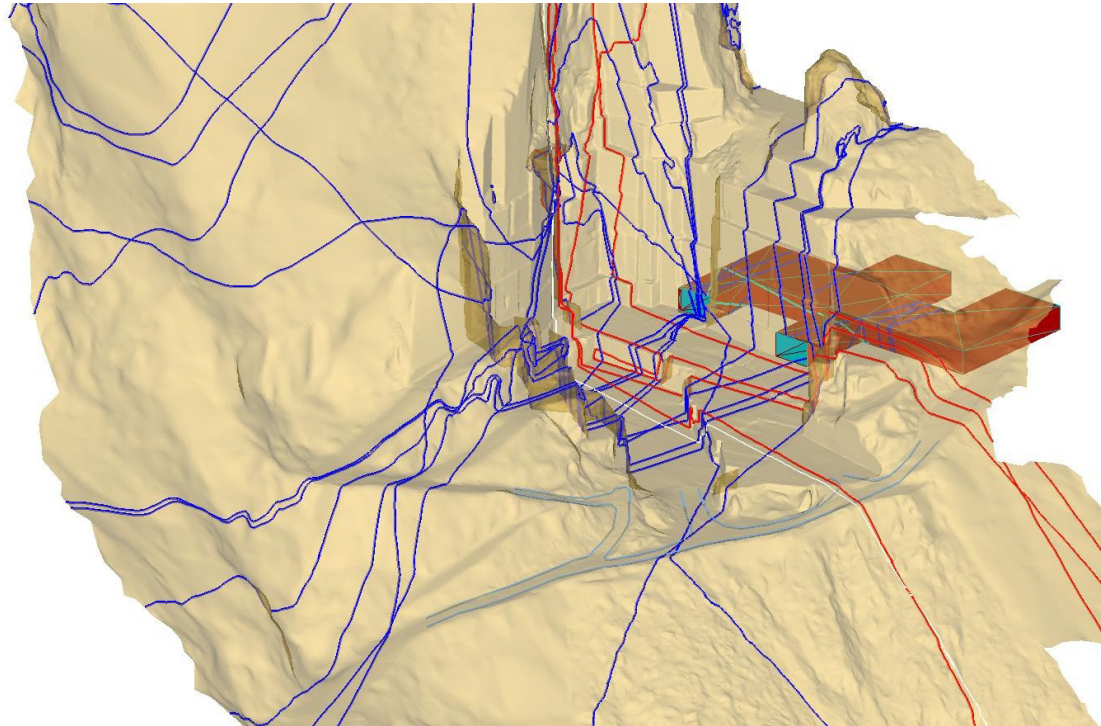


Proiezioni dei principali elementi fragili al tetto della galleria di progetto

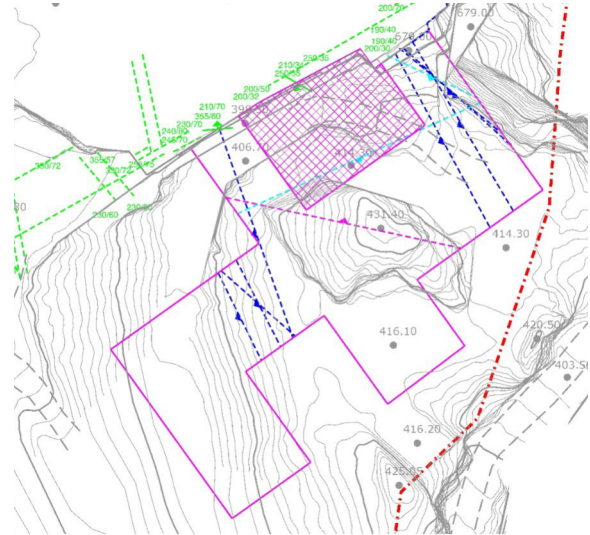
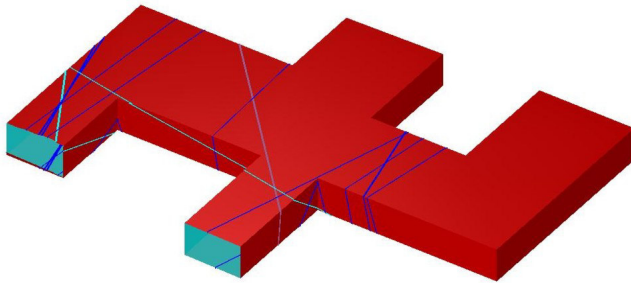
Al fine di valutare la stabilità alla grande scala del tetto della galleria, sono stati proiettati come piani indefinitamente persistenti i principali elementi fragili individuati nell'allegato I. Per ciò si è costruito il modello 3D del sotterraneo di progetto mediante il software 3DResheaper (con il quale precedentemente si sono individuate le tracce dei principali elementi fragili) quindi, sono stati proiettati gli elementi fragili che interessano l'area di escavazione sul tetto del modello tridimensionale, ottenendo così le possibili tracce delle discontinuità al livello del tetto della galleria di progetto.



Individuazione sul modello allo stato attuale delle tracce delle principali discontinuità attraversanti la porzione di ammasso in cui sarà realizzata la nuova galleria di cava 9.



proiezione ed intersezione dei principali elementi fragili con il modello tridimensionale del sotterraneo di progetto.



A sinistra:ricostruzione tridimensionale del sotterraneo di progetto con individuate le principali discontinuità proiettate come piani indefinitamente persistenti, mentre a destra è stato riportato l'estratto planimetrico del sotterraneo di progetto con le proiezioni degli stessi elementi fragili sul tetto dello stesso

Come si osserva dalle immagini precedenti, e dagli Allegati I e II non si ha la formazione di cinematismi di tetto di dimensioni significative alla grande scala legate alla presenza ed intersezione dei principali elementi fragili.



Analisi puntuali

Dall'analisi visiva dei fronti eseguita durante i rilievi giaciturali non sono stati individuati cinematismi di parete alla grande scala. Tuttavia, l'elevata presenza di giunti K2 intervallati da sporadiche K5 (porzione apicale e meridionale della parete immergente a NW) e K4 o K1.2 (soprattutto nella parte centrale della parete), insieme alla modesta altezza della copertura (circa 36 m) suggerisce allo scrivente di predisporre un accurato controllo delle pareti soprastanti i futuri ingressi mediante discese su fune da parte di personale qualificato (tecchiaoli).

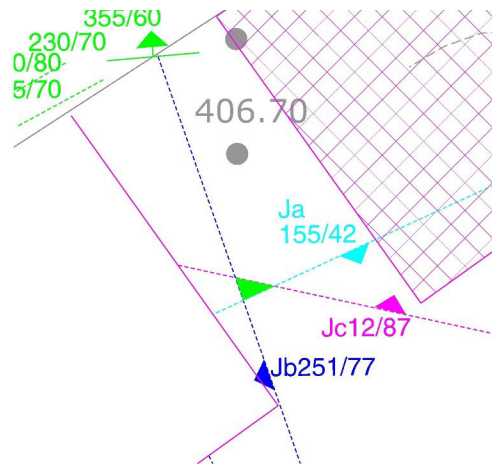
Infatti, come osservabile dalle tabelle precedenti, l'intersezione a cielo aperto dei giunti K2-K1.2, K2-K4 e K2-K5 su fronti immergenti verso NW (nei calcoli chiamati Fd, con immersione media 324°) danno possibilità di scivolamento sulle rispettive intersezioni, per cui si ritiene cautelativo eseguire delle discese su funi, per valutare in maniera accurata l'effettivo stato di fratturazione e predisporre nel caso un consolidamento preventivo o una bonifica del materiale ritenuto instabile.

Tali verifiche andranno eseguite prima della realizzazione dei consolidamenti preventivi per la realizzazione degli ingressi.

Blocco di tetto nel ramo di ingresso SW

Come osservabile dall'immagine precedente relativa alle proiezioni a tetto delle principali discontinuità (a dall'Allegato II); è stato individuato un unico prisma di tetto a sezione triangolare come intersezione di una K2 ($251^\circ/77^\circ$ denominata Ja) una K1.2 ($155^\circ/42^\circ$ denominata Jb) ed un giunto di giacitura $12^\circ/60^\circ$ (assimilabile ad una isolata K7 e denominata Jc)

Dalla lunghezza teorica delle tracce, ed ipotizzando le superfici planari e persistenti, si è calcolato il volume del blocco in $0,3 \text{ m}^3$ e considerando il peso specifico del materiale $\gamma=27 \text{ kN}$ si ottiene un peso del prisma di circa 548 kN.



Dettaglio in pianta del blocco di tetto (segnato in verde) individuato dall'intersezione delle tracce degli elementi fragili Ja, Jb ed Jc.

Le dimensioni sono teoricamente minimali e quindi un consolidamento speditivo appare più che sufficiente, in ogni caso una verifica puntuale come sempre sarà necessaria per valutare l'effettivo intervento.



Pilastro di progetto

Il nuovo sotterraneo, come mostrato dalle tavole di progetto, sarà sostenuto da un unico pilastro a forma rettangolare di dimensioni circa 18x22 m .

Sia in virtù della tipologia di discontinuità tendenzialmente subverticali che delle modeste coperture, per la verifica del sostegno si è scelto di usare il metodo delle aree di influenza, (il quale garantisce una certa sovrastima delle tensioni in gioco a favore della sicurezza in condizioni ancora non perfettamente stabilite).

Per cui, si è calcolata la relativa sollecitazione di compressione come funzione della massima copertura e dell'area di influenza competente al pilastro, individuata come area compresa dalla poligonale delle semiluci delle camere intorno al sostegno. Quindi è stato calcolato il volume di roccia soprastante l'area di influenza come prodotto tra la copertura e l'area d'influenza. Moltiplicando il volume per il peso specifico del materiale roccioso (stimato 27 KN/m³ da dati reperiti dalla letteratura) si ottiene il peso gravante sul pilastro . Ne seguono tre diverse sollecitazioni di compressione del pilastro σ_{cp} variabili tra 1,2 ~ 6,2 Mpa, come mostrato nella tabella seguente ,

	Pilastro
<i>h (m)</i>	36,8
<i>Area d'influenza (mq)</i>	850
<i>γ (kN/mq)</i>	27
<i>Peso (MN)</i>	845
<i>Area pilastro (mq)</i>	377
<i>σ_{cp}(MPa)</i>	2,24

Tabella delle aree di influenza e sollecitazione di compressioni dei sostegni di progetto di cava “Pratazzolo B” n°9.

Dalla tabella soprastante, la sollecitazione indotta dal peso dell'ammasso sul sostegno risulta essere di circa 2,24 Mpa. Data la differenza dei valori in atto tra la maggiore sollecitazione calcolata subita dal pilastro (2,24 MPa) e la resistenza a compressione monoassiale del materiale marmoreo, compresa tra i 70-100MPa (vedasi paragrafi precedenti), si considera pleonastica l'applicazione di altre più sofisticate metodologie di verifica del sostegno descritto.



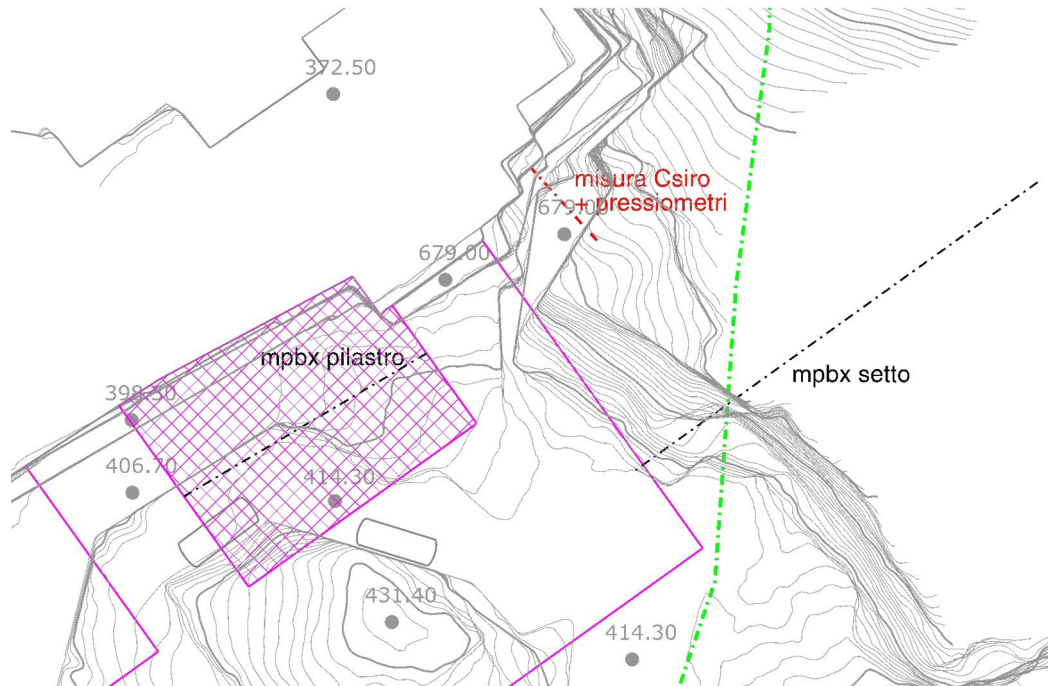
Monitoraggio

Viste le modeste coperture, che implicano un basso carico gravitativo (vedasi il paragrafo precedente) e il mediamente elevato stato di fratturazione della porzione di ammasso roccioso soggetta all'escavazione in sotterraneo, si ritiene poco significativo eseguire una misura di stato tensionale tridimensionale all'interno del futuro pilastro del sotterraneo.

Questa invece, sarà realizzata nella porzione di ammasso roccioso posta poco più a NE del futuro ingresso, con direzione parallela all'asse di galleria, così da misurare lo stato di sforzo in una porzione limitrofa dell'ingresso e soggetta a maggiori coperture data la presenza del versante soprastante. Consecutivamente alla misura, verranno installati in un foro adiacente (realizzato con medesima direzione dell'asse di misura) due pressiometri a corda vibrante al fine di monitorare nel tempo le eventuali variazioni di spinta verticale ed orizzontale.

Per quanto riguarda il pilastro centrale invece, si propone di installare un estensometro multibase da foro con 4/5 basi di misura che sarà realizzato con direzione circa NE-SW , ovvero subortogonale alle principali discontinuità presenti (linea tratteggiata nera).

Un secondo estensometro multibase sarà posizionato alla quota esterna superiore di 416 ca. sul fronte immergente a SW (linea tratteggiata nera) e con direzione opposta al primo (quindi SW-NE), di lunghezza circa 40 m per poter così valutare gli eventuali effetti delle lavorazioni a livello di versante.



Estratto planimetrica con individuate in nero le posizioni indicative dei bulloni estensometrici (mpbx) previsti ed in rosso la posizione indicativa della misura di stato tensionale ed il futuro asse di misura con i pressimetri a corda vibrante.

Questa strumentazione sarà poi collegata mediante opportuni cavi multipolari schermati ad una centralina di acquisizione registrazione ed invio dei dati che sarà alimentata da un sistema di accumulatori a 12 V ricaricati a loro volta da un pannello solare.

Carrara, ottobre 2022

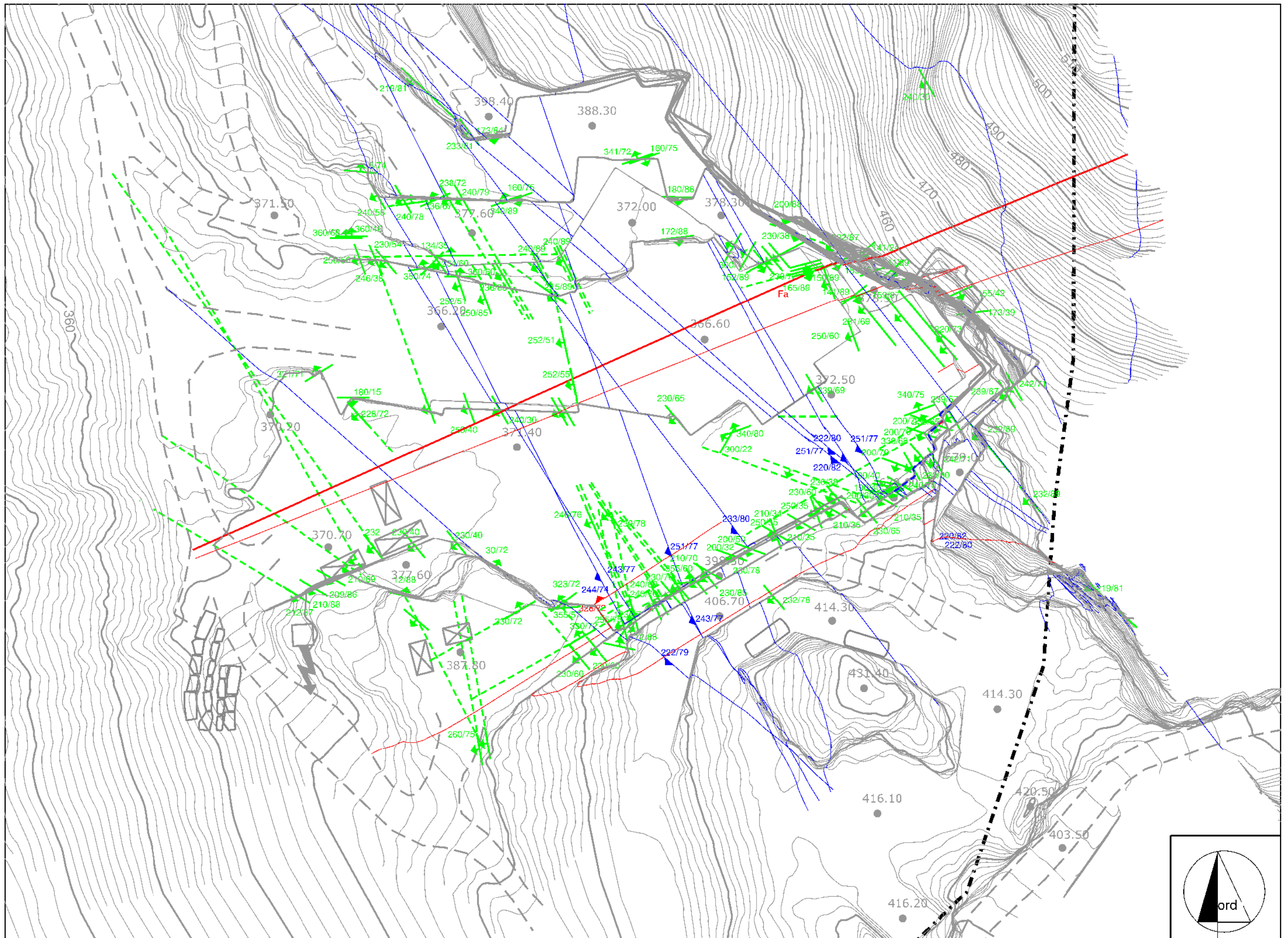
Il Tecnico
Dott. Ing. Massimo Gardenato



ALLEGATO I

Individuazione dei principali elementi fragili attraversanti l'area di cava n° 9
denominata “Pratazzolo B”

scala 1:500

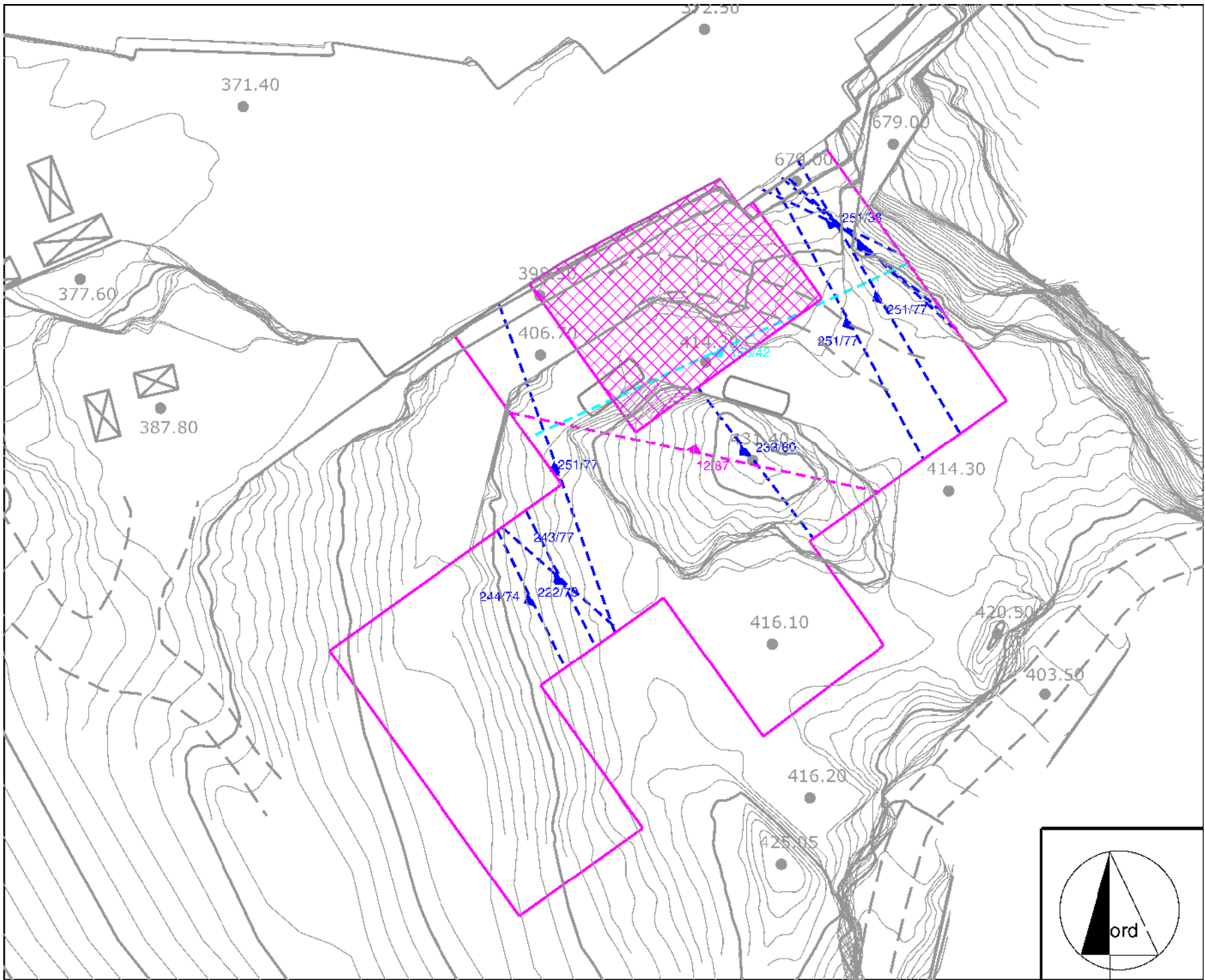




ALLEGATO II

Proiezione dei principali elementi fragili attraversanti l'area di cava n°9
denominata "Pratazzolo B" sul tetto del sotterraneo di progetto

scala 1:500





ALLEGATO III

Normativa Tecnica
Progettazione Geotecnica e Progettazione Sismica



Normativa - Generalità

Per la verifica della sicurezza dell'opera da realizzarsi ci si rifà a quanto riportato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018 e successiva circolare del 29/0/2019 di cui di seguito si dà una breve e sintetica descrizione. Le indicazioni nelle suddette norme stabiliscono che la sicurezza e le prestazioni di un'opera devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le opere e le tipologie di intervento devono possedere il requisito di:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, vale a dire: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, vale a dire: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Per le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione $E_d < R_d$ dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto delle azioni.

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diversi coefficienti parziali, definiti sia per le azioni, sia per i parametri geotecnici e sia per le resistenze.



Progettazione geotecnica

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per effettuare la verifica è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze in quanto i valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti γ_f riportati nella colonna EQU della Tabella successiva, mentre per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 della medesima Tabella. Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi. Nell'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni γ_f , per la resistenza dei materiali γ_m e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema γ_R : la prima combinazione è generalmente la più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno (coefficienti A1 della tabella successiva), mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (coefficienti A1 della tabella successiva). Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni γ_f , per la resistenza dei materiali γ_m e, eventualmente, per la resistenza globale γ_R . In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_m riportati nella colonna A1, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.



Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>	γ_f o γ_e	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0,90	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,10	1,30	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,50	1,30

In accordo a quanto stabilito in precedenza la verifica della condizione $E_d < R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1, A2), per i parametri geotecnici (M1, M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Per il valore di progetto della resistenza R_d la Norma afferma che può essere determinato:

6. in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_m e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
7. in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
8. sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;

dove i coefficienti da utilizzare nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi sono:

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>	γ_m	<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1,00	1,00

Nel seguito si elenca la simbologia adottata nelle tabelle precedenti e la grandezza a cui si riferisce:

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato



γ_c'	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_γ	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Per quanto riguarda i coefficienti γ_R , che agiscono direttamente sulla Resistenza del sistema, questi variano in funzione dell'opera che si realizza. Nel seguito si descriveranno brevemente le verifiche agli SLU che debbono essere eseguite sulle opere di sostegno quali muri, sulle opere in sotterraneo, sulle opere di materiali sciolti e fronti di scavo e infine sui depositi di inerti. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Opere di materiali sciolti, fronti di scavo e depositi di inerti

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali e/o trincee e allo stesso modo ai depositi di inerti a cui si può far riferimento nel caso dei "ravaneti". Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio. In questo caso le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguite secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 (dunque la combinazione di coefficienti A2-M2-R2) con i valori dei coefficienti γ_R pari a 1,1.



Progettazione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $Se_{(T)}$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per il generico sito in esame la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene infatti effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella Tabella 1 dell'Allegato B del D.M.).

Le forme spettrali previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

10. la vita di riferimento V_R della costruzione.

11. le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli statti limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Come detto le azioni sismiche vengono valutate su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N dell'opera per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$



La vita nominale di un'opera strutturale V_N è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi V_N (in anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	≤ 10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	≥ 50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	≥ 100

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0



L'individuazione delle azioni sismiche deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il valore di P_{VR} varia in funzione degli stati limite, quali Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD) per quanto riguarda gli stati limite di esercizio; Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) per quanto riguarda gli stati limite ultimi, i quali devono essere individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Lo SLV sta ad indicare che a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella successiva.

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

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 ,



T_C^*) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) * \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) * \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato
 T_{R1}, T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1, p_2 del generico parametro p

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale del sito in esame. In assenza di analisi più dettagliate si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come mostrato dalla seguente tabella:

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Nello spettro di risposta di progetto le caratteristiche di sito sono introdotte tramite un coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \times S_T$$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica. Il coefficiente S_s si può ricavare dalla seguente tabella che lo lega alla categoria di sottosuolo di riferimento.



Categoria di sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1,60$

Tabella 3.2.IV

Relativamente al coefficiente di amplificazione topografica S_T , si può fare riferimento alla seguente tabella dove sono indicate le varie caratteristiche della superficie topografica che possono generare amplificazione sismica.

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Coefficiente topografico S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Tabella 3.2.III

Nel § 7.11 si disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici quali stabilità dei pendii, fronti di scavo e rilevati, opere di sostegno soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni. In aggiunta alle prescrizioni contenute nel paragrafo citato, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel capitolo 6 delle norme, relative alle combinazioni di carico non sismico.

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio. Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) mentre quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel capitolo 6 laddove non espressamente specificato.



L'analisi di stabilità in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici. In questi metodi l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso (W) del volume potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

g = accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

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

Il valore del coefficiente β_s è indicato nei vari paragrafi del capitolo 7 in funzione dell'opera che si realizza.

Stabilità dei pendii naturali

Relativamente alla stabilità dei pendii naturali il valore varia in funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido secondo quanto riportato nella tabella successiva:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) < 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) < 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) < 0.1$	0.20	0.20

Tabella 7.1.II



Opere di materiali sciolti, fronti di scavo e depositi di inerti

Per quanto riguarda le presenti opere il valore del coefficiente β_s assume i valori:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_s = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}.$$

Nelle verifiche di sicurezza delle presenti opere si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Riassunto dei parametri utilizzati

Per le verifiche in oggetto sono stati utilizzati i seguenti parametri:

$V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso : II classe

PVR: 10%

T_R : 475

Valori dei parametri ag/g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento			
T_R [anni]	ag/g	F_o	T_C^* [s]
475	0,16	2,394	0,29

Categoria di sottosuolo: A

Categoria topografica: T2

Coefficienti sismici ottenuti

β_s	0,27
k_h	0,06
k_v	0,03