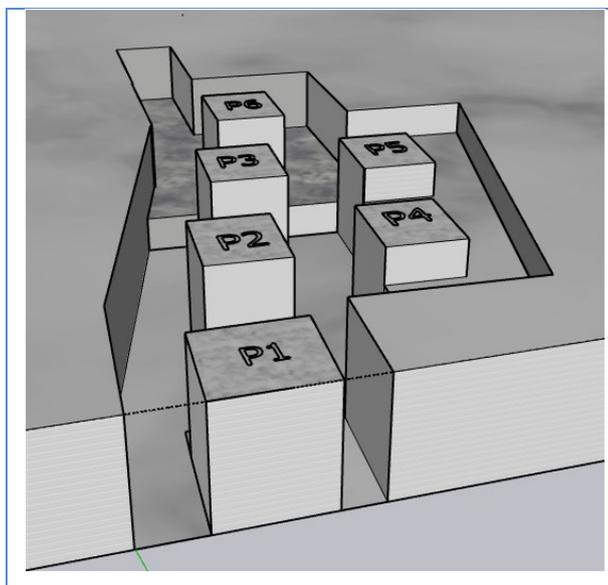


**CAVA CAMPACCIO
BACINO ACQUABIANCA
COMUNE DI MINUCCIANO
PROVINCIA DI LUCCA
ANALISI DI STABILITA' PREVISIONALE DEL
SOTTERRANEO**



COMMITTENTE ACQUABIANCA MARMI SRL – VIA PRIMO TONINI, 82/B – MINUCCIANO (LU)

IL TITOLARE

Sig. Corrado IACOPI

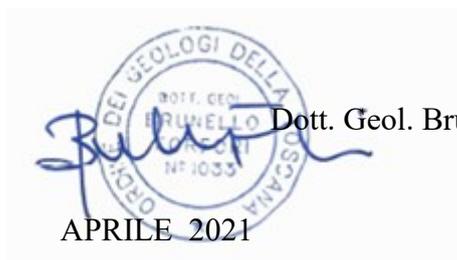
A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'C. Iacopi', written over a white background.

I TECNICI

Dott. Ing. Alessandra BRUNI



Dott. Geol. Brunello FORFORI



APRILE 2021

SOMMARIO

Premessa.....	1
Descrizione e geometria delle opere in sotterraneo	1
Criterio di dimensionamento adottato.....	2
Metodo dell'area tributaria	3
Classificazione dell'ammasso roccioso	4
Modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni	4
Azioni di calcolo	5
Stato Limite Ultimo	5
Stati Limite di Esercizio.....	6
Analisi dei carichi del pilastro	7
Carico litostatico	7
Denizione dei parametri geotecnici di calcolo	8
Dimensionamento dei pilastri	11
Verifica allo Stato Limite Ultimo	11
Piano di monitoraggio.....	15
Stabilità cinematica	16
Conclusioni analisi cinematica sotterraneo	1

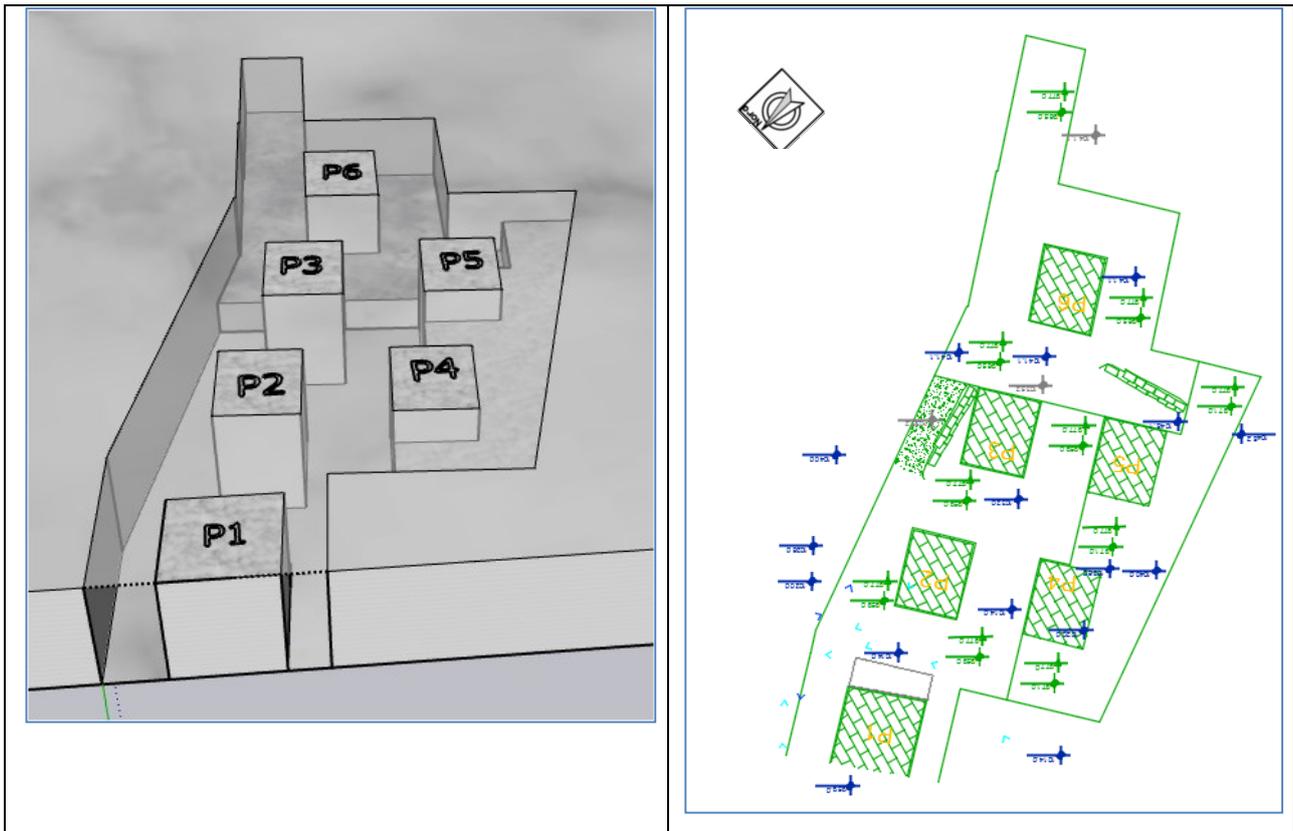
PREMESSA

Nel presente studio sono riportati i calcoli di progetto e verifica preliminare delle strutture del sotterraneo (pilastri solette e fronti di scavo) della Campaccio sita nel bacino Acquabianca del comune di Minuccuano (LU). I calcoli fanno riferimento ai lavori autorizzati sino alla configurazione relativa alla tavola terza fase.

Il dimensionamento dei pilastri è da intendersi come progettazione preliminare di massima e non esecutiva e verrà condotto attraverso formule empiriche. L'impossibilità in questa fase di procedere ad una progettazione di dettaglio è causata dall'impossibilità di conoscere in maniera dettagliata l'assetto strutturale dello stesso ed in particolare la presenza ma soprattutto l'orientazione delle discontinuità. Queste ultime infatti hanno un ruolo fondamentale sulle caratteristiche di danneggiamento e sulle caratteristiche di resistenza meccanica degli stessi. Il fase di realizzazione dello scavo e prima di isolare ogni singolo pilastro verrà prodotto un elaborato progettuale di dettaglio sul dimensionamento degli stessi. con eventuale misura dello stato tensionale piano effettuato con martinetti piatti.

DESCRIZIONE E GEOMETRIA DELLE OPERE IN SOTTERRANEO

Il lavori in sotterraneo riguardano l'apertura di due portali con luci relative pari a 9 metri quello sulla sinistra e 6 m quello di destra. di dimensioni di circa 9 metri in larghezza per 6 metri in altezza, la quota del pavimento del sotterraneo in corrispondenza dell'imbocco sarà di 959 m, l'altezza della camera a lavori ultimati sarà di 18 m. Il portale di accesso realizzato nella prima fase sarà pari a 9 m di larghezza e di 6 m in altezza. Tali dimensioni rappresentano oggi uno standard per le cave sotterranee di marmo e consentono di operare con adeguati spazi di manovra dei mezzi garantendo inoltre una efficacia di ventilazione maggiore. Nella prima fase si realizzerà anche la seconda uscita della cava rimanendo invariate le sezioni di scavo (altezza sempre 6 m), andando così ad isolare il pilastro P1, P2 e P3. Nella seconda fase non ci saranno sviluppi planimetrici, il lavoro sarà concentrato per realizzare un ulteriore sbasso. Nella terza fase invece ci sarà un ulteriore ampliamento andando ad isolare altri 3 pilastri: il P4, P5 e P6. La configurazione finale sarà quella illustrata in figura.

Modello 3D e stralcio planimetrico del sotterraneo

Di seguito i parametri geometrici e di carico dei pilastri

	L1 (m)	L2 (m)	Altezza (m)	Sezione (m²)	Solido carico - Area tributaria (m²)
P1	15,5	15,5	18	240	567
P2	12,5	15,5	18	193	748
P3	12,5	15,5	18	193	709
P4	12,5	15,5	6/18	193	640
P5	12,5	15,5	6/18	193	710
P6	12,5	15,5	12	193	693

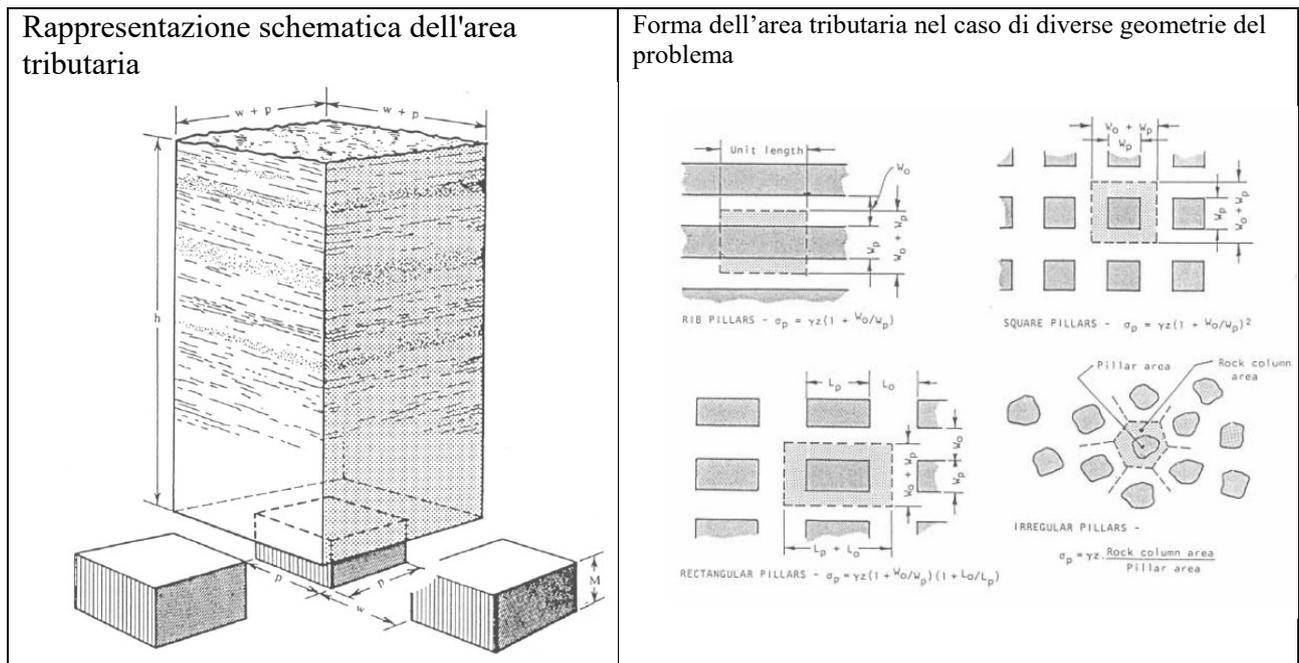
CRITERIO DI DIMENSIONAMENTO ADOTTATO

Per la valutazione delle condizioni statiche del sotterraneo sono stato utilizzati criteri empirici di dimensionamento. In particolare per il calcolo del carico agente sui pilastri si è fatto ricorso all'area tributaria e per quanto riguarda alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei pilastri si è utilizzato la formula di Hoek e Brown.

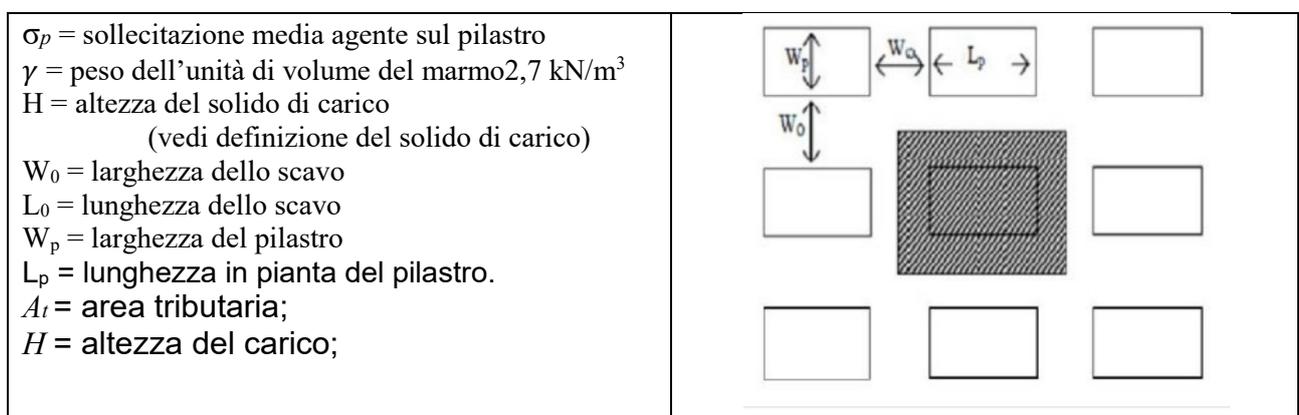
METODO DELL'AREA TRIBUTARIA

Per la stima del carico medio verticale agente sui pilastri è stato usato il metodo dell'area tributaria. Sebbene il metodo sia basato su nozioni elementari di equilibrio rappresenta ancora un valido ausilio per il dimensionamento statico in campo minerario e in campo civile.

Questo metodo assume che il carico totale dello strato di roccia sovrastante i volumi di terreno scavati sia ripartito tra i pilastri. Più in dettaglio, ogni pilastro sopporta il carico direttamente poggiante sul pilastro stesso ed una parte di quello che sovrasta l'area estratta circostante, ad esso afferente- definizione del carico ultimo di resistenza



Considerando una distribuzione regolare di pilastri rettangolari, secondo il metodo dell'area tributaria, la sollecitazione media sul pilastro evidenziato in sarà



CLASSIFICAZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Classificazione dell'ammasso roccioso: per completezza si riportano i valori della classificazione dell'ammasso roccioso effettuate in occasione della Relazione geomeccanica presentata nel gennaio 2021 a firma del Geol. Forfori Brunello. La tabella riassuntiva fa riferimento al solo dominio strutturale 1, in quanto l'attività in sotterraneo interesserà esclusivamente tale formazione rocciosa:

Resistenza a compressione monoassiale: 90 MPa

- RQD = 75%
- BRMR = 69
- RMR = 66
- GSI = 64

Parametri resistenza dell'ammasso roccioso secondo Hoek - Brown

- Resistenza a compressione $\sigma_{cm} = 12,1 \text{ MPa}$
- Resistenza globale = 20,8 MPa
- Resistenza a trazione $\sigma_{tm} = 0,7 \text{ MPa}$
- Modulo di deformazione $E = 21,2 \text{ GPa}$

Modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni

In prima analisi saranno effettuate le verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo dell'ammasso roccioso interessato dagli scavi (SLU-GEO).

Con riferimento alle indicazioni fornite dalle NTC 2018 (§ 6.7. – D.M. 17/01/2018) le verifiche agli SLU saranno eseguite con l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

con i valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II del suddetto D.M. e con i coefficienti γ_R dei gruppi R1 e R2 pari all'unità.

Le verifiche saranno effettuate con metodi analitici, utilizzando i coefficienti di amplificazione dei carichi e di riduzione dei parametri geotecnici previsti dalla Normativa in particolare per le azioni si useranno i coefficienti definiti in tabella A2.

Coefficients parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I D.M. 17/01/2018)

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

⁽⁰⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Coefficients parziali per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II D.M. 17/01/2018)

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

Azioni di calcolo

Stato Limite Ultimo

Il progetto e la verifica delle strutture sono effettuate in condizioni di Stato Limite di resistenza della struttura (SLU – STR), con la seguente combinazione di carico:

Combinazione fondamentale
$$F_d = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

dove: G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali;

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base;

Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

γ_{G1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;

γ_P = coefficiente parziale della precompressione (1,0);

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili;

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

Coefficients parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Stati Limite di Esercizio

Combinazione Caratteristica (rara) $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{0j} Q_{kj})$

Combinazione Frequente $F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Combinazione Quasi Permanente $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Combinazione sismica/eccezionale

Combinazione Sismica $F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Combinazione Eccezionale $F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

dove: E = azione sismica;

A_d = azione eccezionale di progetto;

ψ_{0j} = coefficiente atto a definire i valori rari (di breve durata) ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1j} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2j} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti

carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{kj})$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Il valori dei coefficienti di combinazione (ψ_{ij}) sono riportati nella seguente tabella

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

Analisi dei carichi del pilastro

Si riportano nel seguito le azioni, i carichi e i pesi propri dei materiali e delle strutture per le opere in progetto.

- *Carichi permanenti strutturali*

Peso proprio : $g_{k1A} = 27,0$ kN/m³

- *Carichi permanenti non strutturali*

Non si rilevano carichi o azioni ascrivibili a questa categoria.

- *Carichi variabili*

Non si rilevano carichi o azioni variabili che possano insistere sulla copertura, data l'acclività della stessa.

CARICO LITOSTATICO

Come carico agente sui pilastri sarà considerato tutto il carico litostatico senza ricorrere a modelli di solido di carico tipo Protodyaconv. Quindi si considera che tutto il carico litostatico andrà a gravare

sui pilastri. Di seguito si riporta una tabella coperture insistenti sui 6 pilastri, come quota pavimento si considera per tutti quella di imbocco relativa alla 3 fase e quindi 959 m slm.

Pilastro	Profilo m slm	Dislivello m	Sezione resistente m ²	Solido carico Area tributaria (m ²)	Volume di carico m ³
P1	1010	51	240	567	28.917
P2	1020	61	193	748	45.628
P3	1048	89	193	709	63.101
P4	1020	61	193	640	39.040
P5	1048	89	193	710	63.190
P6	1041	82	193	693	56.826

Dalla tabella appare evidente che i pilastri maggiormente sollecitati sono il P3 e il P5 in assoluto, anche con uno scarto minimo. Tale pilastro nella fase 3 sarò interessato da bancate ad altezza differente vedi immagine. Nei calcoli considereremo la situazione peggiore e quindi l'altezza del pilastro verrà considerata pari a 18 m.



Nei calcoli il carico litostatico sarà quello relativo a 89m per entrambi gli elementi di sostegno.

Definizione dei parametri geotecnici di calcolo

Di seguito si riportano i valori caratteristici dei parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso così come definiti nella relazione di giugno 2021 a cura del Geol.Forfori:

	Resistenza a compressione	Resistenza globale	Resistenza a trazione	Modulo di deformazione
Parametri geotecnici di calcolo	σ_{ck}	σ_{cmk}	σ_{tk}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
CAVA CAMPACCIO	10,7	20,7	-0,7	21,2

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza previsti per l'approccio 1 dal D.M. 17/01/2018 (cfr. cap. 6.7), si hanno i seguenti parametri di calcolo:

Valori di calcolo dei parametri geotecnici dell'ammasso

Combinazione 1 ($g_{M1}=1,0$; $g_{R1}=1,0$)	Combinazione 2 ($g_{M2}=1,6$; $g_{R2}=1,0$)
$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{10,7}{1,0 * 1,0} = 10,7 \text{ MPa}$	$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{10,7}{1,6 * 1,0} = 6,7 \text{ MPa}$
$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{20,7}{1,0 * 1,0} = 20,7 \text{ MPa}$	$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{20,7}{1,6 * 1,0} = 12,9 \text{ MPa}$
$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{0,7}{1,0 * 1,0} = 0,7 \text{ MPa}$	$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{0,7}{1,6 * 1,0} = 0,4 \text{ MPa}$

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaxiale deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{M2}=1,6$, come previsto dalle precedenti NTC 2008 (D.M. 14/01/2008), non essendo specificato nel D.M. vigente il relativo fattore di sicurezza parziale.

con: γ_M = coefficiente di sicurezza parziale sui materiali;

γ_R = coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza globale del sistema.

Sulla base delle indicazioni reperite in letteratura¹, nei calcoli che seguiranno sarò utilizzato il valore di resistenza a compressione globale (σ_{cm}).

La resistenza a taglio dell'ammasso è, invece, data dalla seguente espressione (Hoek & Brown):

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

¹ "Uniaxial compressive strength versus Global strength in the Hoek-Brown criterion" – Dott. E Hoek - Vancouver 2005.

dalla quale, mediante elaborazioni automatiche con il programma RocLab 1.0, si ottiene un valore caratteristico di resistenza a taglio² pari a $\tau_k \cong 3,9$ MPa (vedi involucro di rottura).

Il valore ottenuto corrisponde alla resistenza a taglio su involucro lineare di Mohr-Coulomb per un valore di sforzo normale pari alla tensione agente alla base del pilastro, ovvero, all'intersezione tra l'involucro curvilineo di Hoek & Brown e la retta tangente a quest'ultimo per un valore di sforzo normale pari a:

$\sigma_n = (h_c + h_p) * g_{k1a} = (81 + 18) * 27 = 2673 \text{ kN/m}^2 = 2,7$ MPa (approssimato cautelativamente per eccesso).

I relativi valori di calcolo, ridotti con fattori parziali di sicurezza previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono riassunti nella seguente tabella.

Valori di calcolo della resistenza a taglio dell'ammasso

Combinazione 1 ($g_{M1}=1,0$; $g_{R1}=1,0$)	Combinazione 2 ($g_{M2}=1,25$; $g_{R2}=1,0$)
$\tau_d = \frac{\tau_k}{Y_M * Y_R} = \frac{5,5}{1,0 * 1,0} = 5,5$ MPa	$\tau_d = \frac{\tau_k}{Y_M * Y_R} = \frac{5,5}{1,25 * 1,0} = 4,4$ MPa

dove: σ_{ci} = resistenza a compressione della roccia intatta (90MPa);

σ'_n = stato tensionale;

σ_{tm} = resistenza a trazione dell'ammasso;

A e B = costanti del materiale derivate da simulazioni di prove triassiali (effettuate dal programma RocLab 1.0 in automatico a partire dai valori di σ_{ci} e σ'_n , per iterazioni successive);

h_c = spessore copertura;

h_p = altezza pilastro;

g_{k1a} = peso proprio dell'unità d volume dell'ammasso roccioso.

² Resistenza a taglio ricavata mediante linearizzazione dell'involucro di resistenza curvilineo di Hoek & Brown.

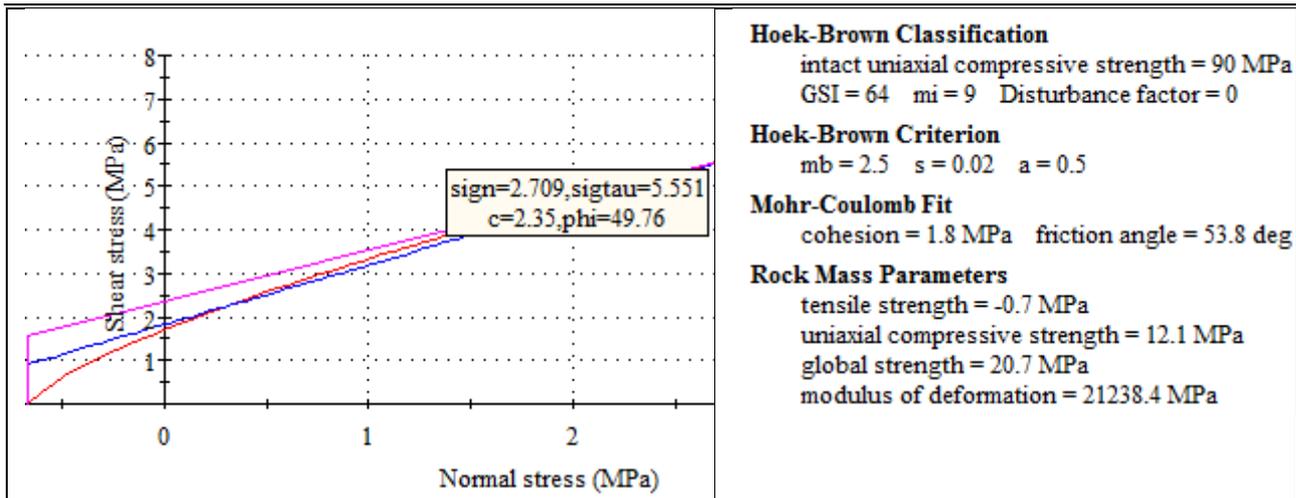


Figura 8: Diagramma di involuppo della resistenza a taglio

Dimensionamento dei pilastri

Nel presente paragrafo saranno sviluppati i calcoli di verifica dei pilastri nei confronti dello sforzo assiale indotto dal carico della copertura. L'azione sismica non viene presa in considerazione in quanto gli scavi in sotterraneo sono a deformazione controllata e quindi l'eventuale sisma induce una vibrazione sincrona.

Come già accennato precedentemente la verifica sui pilastri sarà effettuata solo per il pilastro P5 che presenta copertura maggiore.

Verifica allo Stato Limite Ultimo

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche allo di SLU nei confronti della resistenza per compressione, secondo le due combinazioni di calcolo previste dalle NTC 2018 per l'approccio 1.

Carichi verticali alla base del pilastro

Carichi verticali alla base del pilastro

Elemento	Carico unitario	A_{ci} [m ²]	h_i [m]	Combinazione 1			Combinazione 2		
				γ_{G1}		W_{id} [kN]	γ_{G1}		W_{id} [kN]
Pilastro	g_{k1a}	193	18	γ_{G1}	1,3	121.937	γ_{G1}	1	93.798
Solido carico	g_{k1a}	710	89	γ_{G1}	1,3	2.217.969	γ_{G1}	1	1.706.130
Carico variabile	q_{k1}	-		γ_Q	1,5	-	γ_Q	1,3	-
TOTALE (W_{sd})						2.339.906	1.799.928		

A fronte dei carichi agenti alla base del setto, riassunti nella precedente tabella, si ha:

- Combinazione 1

$$\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_p} = \frac{2339906 * 10^3}{193 * 10^6} = 12,1 \text{ MPa} < 20,7 \text{ MPa}$$

VERIFICATA

- Post-Operam

$$\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_p} = \frac{1799928 * 10^3}{193 * 10^6} = 9,3 \text{ MPa} < 12,9 \text{ MPa}$$

VERIFICATA

dove: W_{sd} = carico complessivo alla base del pilastro; A_p = superficie di base del pilastro nella configurazione finale.

VERIFICA PRELIMINARE DELLE SOLETTE DI PROGETTO

Sono state costruite, nel dettaglio, n°2 sezioni in corrispondenza degli ingressi “orientale” ed “occidentale”, denominate rispettivamente B1-B1’ e B2-B2’.

Nelle figure seguenti sono state riportate sia uno stralcio della planimetria di progetto, che le due sezioni di dettaglio relative all’accesso principale (apertura larghezza 9m) ed a quello secondario (apertura larghezza 6m), dove sono stati rilevati gli spessori minimi in rapporto alla luce di apertura dello scavo.

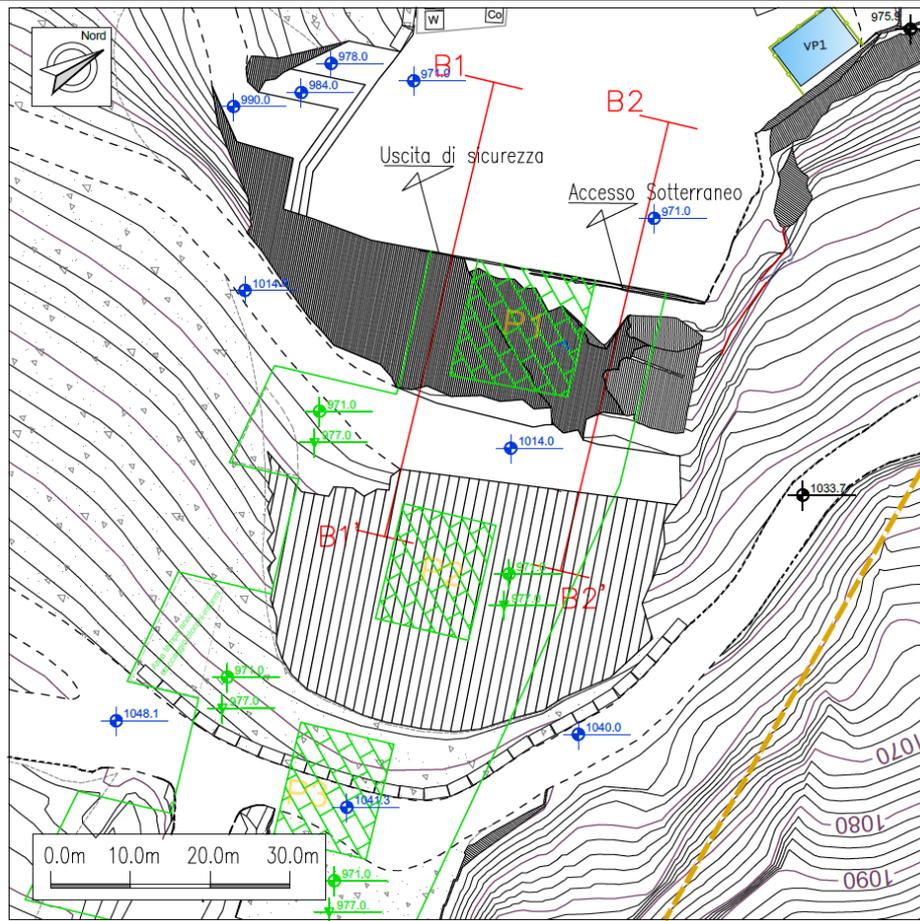


Figura 1. Stralcio planimetrico di Tavola 12 – Prima Fase dove sono riportati gli ingressi previsti nel progetto.-

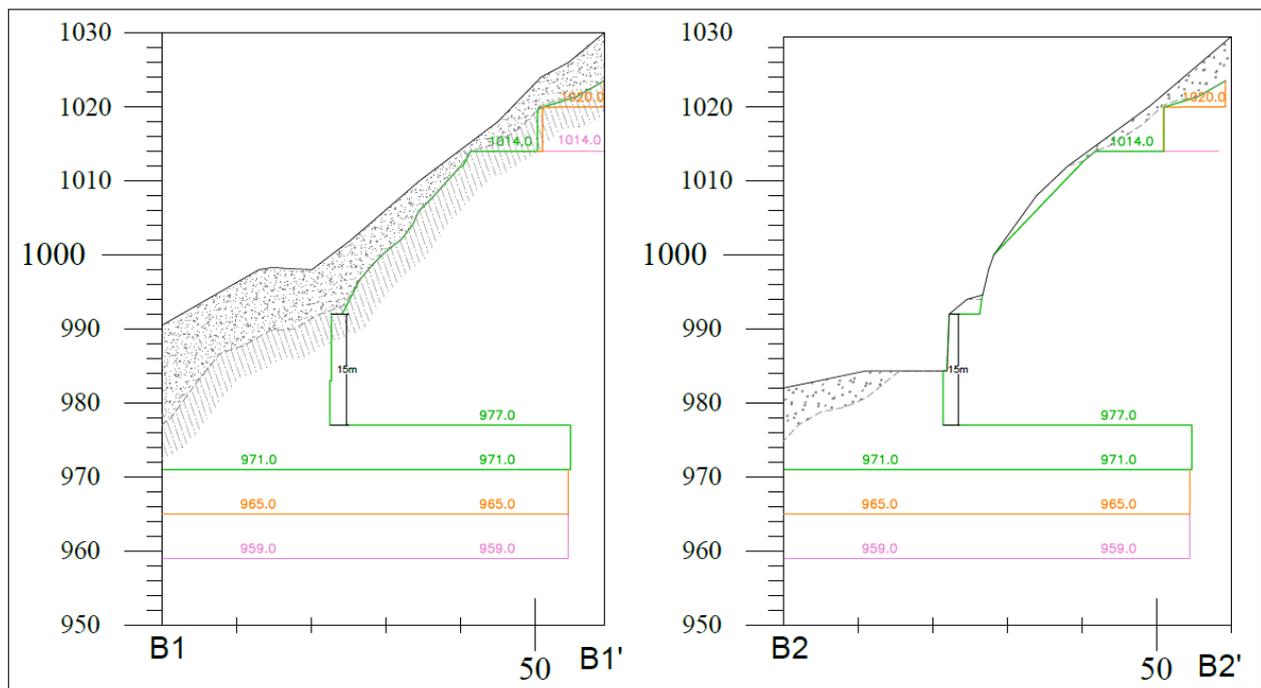


Figura 2. Pungitopo sezioni esplicative B1-B1' e B2-B2' in corrispondenza degli accessi (altezza soletta ingresso 15m).-

Per una stima preliminare della stabilità delle solette si è fatto ricorso alla teoria dell'arco lineare, nell'ipotesi semplificata di trave ideale che poggia sui lati dello scavo, secondo cui la luce massima della soletta, funzione dello spessore della stessa, è data da:

$$L = \sqrt{\frac{3 \left(\frac{\sigma_c}{\gamma_m} \right) \cdot h}{2 \cdot F_s \cdot \gamma}}$$

dove:

L = luce massima dell'apertura riferita alla soletta in esame in m;

σ_c = resistenza a compressione dell'ammasso roccioso³ posta pari a 20,7MPa;

γ_m = coefficiente di sicurezza parziale sulla resistenza del materiale posto pari a 1,6 con rif.

D.M. 17/01/2018 cfr. cap. 6.7;

h = spessore della soletta in m;

F_s = fattore di sicurezza (posto pari a 6 secondo le raccomandazioni AIME);

γ = peso specifico dell'ammasso roccioso posto pari a 2,7Ton/m³;

I dati relativi alla resistenza del materiale di cui sopra sono stati ripresi dalle tabelle di cui alle pagine precedenti.

Per il caso in esame, avendo definito la geometria dello scavo con particolare riferimento alla larghezza delle gallerie di accesso dove gli spessori di soletta sono minimi (punti di ingresso) è possibile ottenere la stima del valore minimo dello spessore delle relative solette, risolvendo rispetto ad "h", secondo la seguente relazione:

$$h = L^2 \cdot \frac{2 \cdot F_s \cdot \gamma}{3 \left(\frac{\sigma_c}{\gamma_m} \right)}$$

- **Cantiere Inferiore – sotterraneo accesso principale:**

Sezione di imbocco (L = 9m – copertura minima: 15m)

$$h_{\min} = L^2 \frac{2F_s \gamma}{3 \frac{\sigma_c}{\gamma_m}} = 9^2 \frac{2 \cdot 6 \cdot 2,7}{3 \frac{20,7}{1,6}} \approx 0,7m < 15m \quad \text{CONDIZIONE VERIFICATA}$$

³ Secondo le indicazioni riportate nell'articolo "Uniaxial compressive strength versus global strength in the Hoek-Brown criterion" – Dott. E. Hoek – Vancouver 2005, è corretto l'uso della resistenza globale dell'ammasso (σ_{cm}), in luogo della resistenza a compressione semplice (σ_c).

- **Cantiere Inferiore – sotterraneo uscita sicurezza:**

Sezione allargamento (L = 6m – copertura minima: 15m)

$$h_{\min} = L^2 \frac{2F\gamma_s}{3 \frac{\sigma_c}{\gamma_m}} = 6^2 \cdot \frac{2 \cdot 6 \cdot 2,7}{3 \cdot \frac{2070}{1,6}} \approx 0,3m < 15m \quad \text{CONDIZIONE VERIFICATA}$$

A fronte delle verifiche sopra riportate gli spessori delle solette di copertura stimati, nella configurazione progettuale assunta, risultano ampiamente sufficienti alla formazione di un arco “naturale” in grado di autosostenersi.

La formazione dell’arco garantisce la stabilità globale della copertura dei vuoti; non si possono tuttavia escludere potenziali instabilità locali legate alla fratturazione dell’ammasso e alla mutua disposizione delle discontinuità (vedi analisi cinematica previsionale successiva), che potrebbero portare alla formazione di blocchi isolati dall’ammasso e quindi soggetti a crolli o a scivolamenti sui piani delle fratture (vedi paragrafo successivo sull’analisi previsionale dei potenziali cinematismi). Sarà quindi fondamentale mantenere sotto costante controllo lo stato fessurativo dell’ammasso con il progredire degli avanzamenti dello scavo, in modo da poter intervenire tempestivamente con gli eventuali disaggi o consolidamenti localizzati che si rendessero necessari.

Gli addetti ai lavori dovranno pertanto essere informati e formati, al fine di poter osservare il contorno degli scavi e riferire al Sorvegliante e/o al D.R. circa l’insorgenza di:

- fratture di tensione (forzature);
- eventuali movimenti relativi delle superfici delle discontinuità presenti sul perimetro dello scavo;
- fenomeni di imprigionamento del macchinario all’interno dell’ammasso roccioso (lama della tagliatrice a catena o filo diamantato, problematiche di perforazione);
- rilasci di materiale dai fronti e dal tetto.

Qualora durante le operazioni di lavoro si presentino situazioni quali quelle sopra elencate, sarà cura degli addetti arrestare immediatamente le lavorazioni e contattare il Sorvegliante e/o il D.R. illustrando le problematiche apparse, così da poter valutare le soluzioni più idonee da adottare al fine di proseguire con le attività.

PIANO DI MONITORAGGIO

Il controllo della stabilità dell’opera in sotterraneo sarà realizzato con un approccio misto: il primo metodo che si intende sistematizzare è un controllo visivo dello stato di fratturazione effettuato

tramite riprese fotografiche con la relativa creazione di una banca dati in cui saranno censite tutte le fratture del sottterraneo; il secondo metodo che sarà usato è il monitoraggio classico su 2 elementi di sostegno (pilastri), monitoraggio in termini di sollecitazione e spostamento.

I pilastri monitorati saranno in prima ipotesi 2, quello definito P1 (primo pilastro a formarsi) e quello definito P5 (quello che risulta maggiormente sollecitato).

Gli strumenti utilizzati saranno per ogni pilastro costituiti da un bullone estensimetrico monobase con trasduttore a corda vibrante (es. MEXID SisGeo) con una accuratezza di circa 2 centesimi di millimetro e 1 stress meter (es. SISC Cell della GeoKon) sempre a corda vibrante inserito in mezzeria dei pilastri.

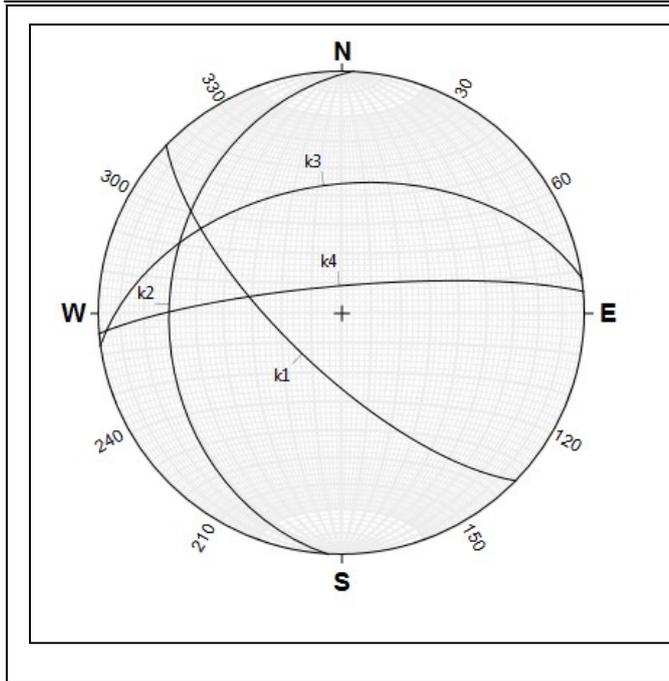
Per quanto riguarda la cadenza di lettura degli strumenti non si ritiene necessario, in prima analisi, che avvenga giornalmente ma potrà avvenire con cadenza bisettimanale e quindi attraverso un lettore portatile con il quale il tecnico incaricato dall'azienda effettuerà le letture per poi aggiornare un apposito database. Il monitoraggio al P1 sarà installato subito all'inizio della "prima fase" con l'apertura del sottterraneo, mentre per il pilastro P5 il monitoraggio sarà installato durante la seconda fase, quando si inizieranno i lavori di isolamento di tale struttura.

STABILITÀ CINEMATICA – ANALISI PREVISIONALE

La valutazione delle condizioni di stabilità cinematica del sottterraneo è stata effettuata tramite il software Unwedge con la finalità di definire il tipo di cinematismo potenziale ed il fattore di sicurezza dei prismi rimovibili a tetto e sulle pareti dello scavo. Per quanto riguarda il numero di famiglie individuate e la relativa giacitura si riporta lo schema estratto dalla relazione del geol. Forfori del gennaio 2021, a cui si rimanda per ulteriori dettagli sullo studio strutturale dell'area condotto.

Sistema	K1	K2	K3	K4
Ranges Immersione	195 - 250	244 - 296	313 - 017	325 – 014 145 - 194
Ranges Inclinazione	50 - 89	18 - 49	21 - 66	71 – 89 79 - 89
Piano Rappresentativo	224 - 71	273 - 30	352 - 46	355 – 81

Di seguito si riporta lo stereogramma delle famiglie individuate e le sigle relative delle solite famiglie immerse in Unwedge.



Sigla discontinuità Relazione Forfori	Sigla discontinuità software Unwedge
K1: 71/224	1
K2: 30/273	2
K3: 46/352	3
K4: 81/355	4

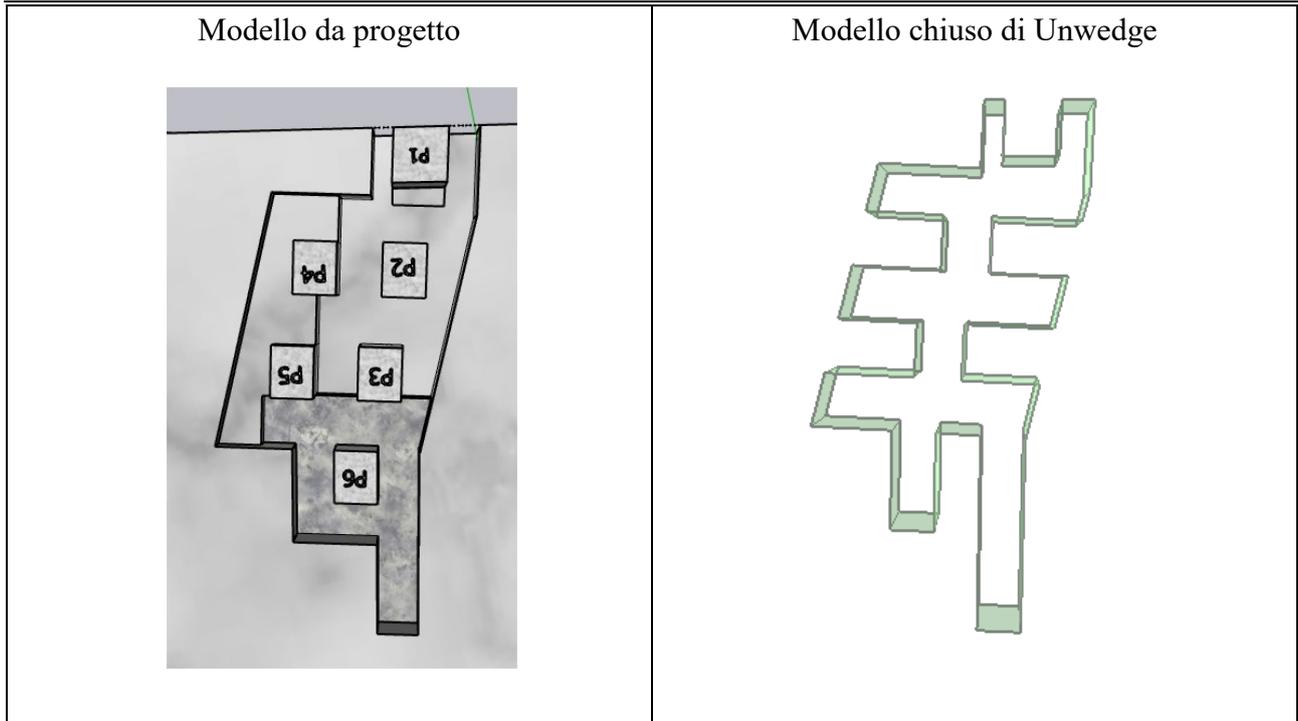
parametri input data in Unwedge

Joint Orientations			
Joint	Dip	Dip Direction	Properties
1	71	224	Joint Properties K1
2	30	273	Joint Properties K2
3	46	352	Joint Properties K3
4	81	355	Joint Properties K4

Per quanto riguarda i parametri di resistenza delle discontinuità si riporta una tabella estratta dal citato studio. Il geologo ha stimato i parametri di resistenza dei vari sistemi di discontinuità con il metodo di Barton, dopodichè è passato al modello di Coulumb calcolando quindi una coesione apparente e un angolo di attrito, i valori sono stati già ridotti dei relativi coefficienti previsti dalle NTA.

Joint Properties	Coesione apparente di progetto [kPa]	Angolo di attrito di progetto [°]
K1	3,0	28,4
K2	7,6	27,6
K3	6,2	27,7
K4	1,4	28,9

Dal momento che Unwedge non riconosce geometrie chiuse all'interno di altre geometrie chiuse (esempio i pilastri del sotterraneo), per la modellazione del sotterraneo è stato semplificato il modello eliminando la presenza dei pilastri che sono stati considerati solo come 3 superfici libere e non 4. Ai fini dello studio cinematico poco importa in quanto i pilastri sono accoppiati e quindi tutte le superfici e le direzioni di avanzamento sono state esaminate.



Nella tabella seguente sono stati sintetizzati tutti i potenziali cinematismi nelle combinazioni a tre a tre dei principali sistemi di discontinuità in relazione allo sviluppo del sotterraneo secondo lo schema visto alle figure precedenti, con riferimento ad una altezza dello scavo di 6m, onde verificare con lo sviluppo dei tracciamenti i cinematismi potenzialmente attivabili.

Tabella combinazioni – cinematismi potenziali

Combinazione	Superficie di scavo	V _{blocco}	Cinematismo	$\frac{R_d}{\gamma_R \cdot E_d}$
[-]		[m ³]		
K1/K2/K3 	Parete Nord (cuneo 3)	265,8	Scivolamento su intersezione K1 e K3	1,73
	Parete Nord-Ovest (cuneo 6)	352	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---
	Tetto (cuneo 9)	4837,1	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K3	1,34
	Pavimento (cuneo 10)	4084,7	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---
K1/K2/K4	Parete Sud Est (cuneo 3)	26,1	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K4	2,86
	Parete Sud (cuneo 5)	10,13	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K2	2,18
	Parete Nord Ovest (cuneo 6)	29,4	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---

STUDIO DI GEOLOGIA

 Dott. Brunello FORFORI
 Via VII Luglio, 34
 54033 - CARRARA (MS)

ING. ALESSANDRA BRUNI

 Via Fratelli Salvioni, 6
 20254 Milano

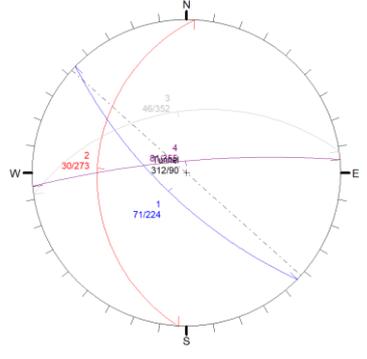
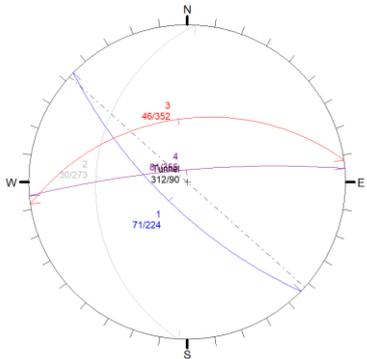
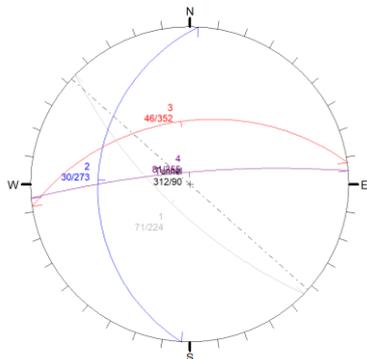
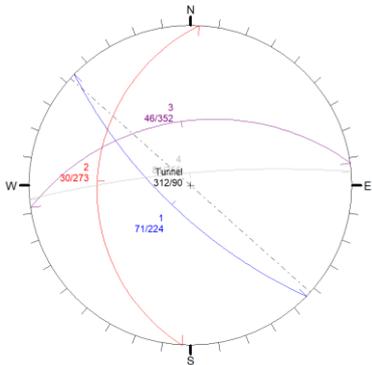
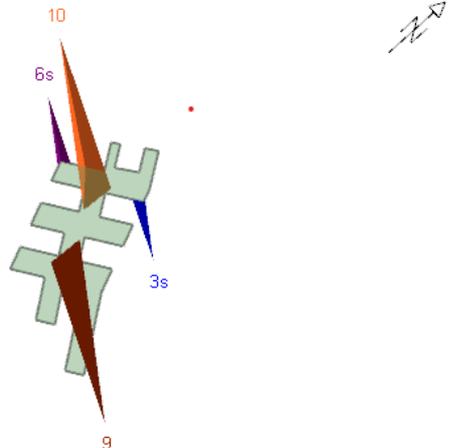
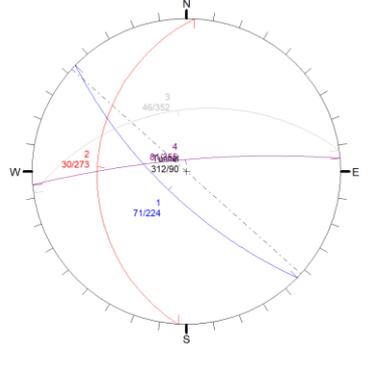
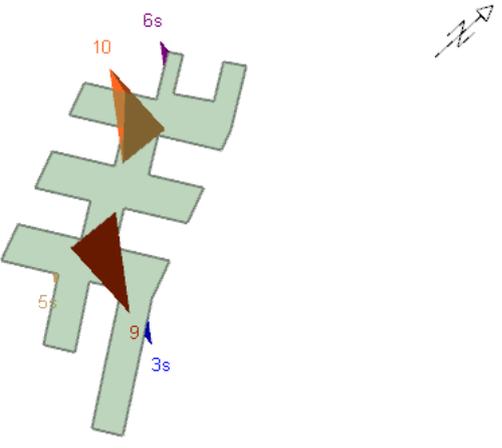
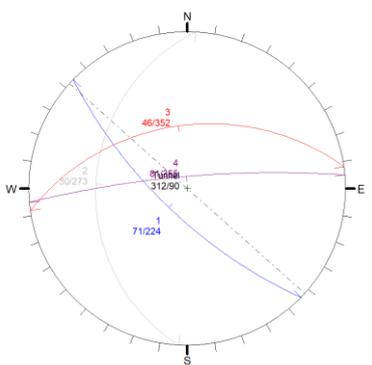
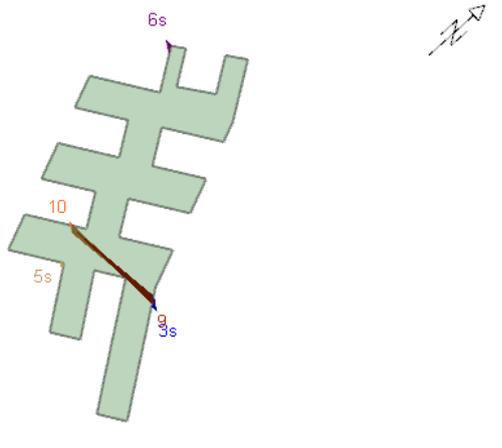
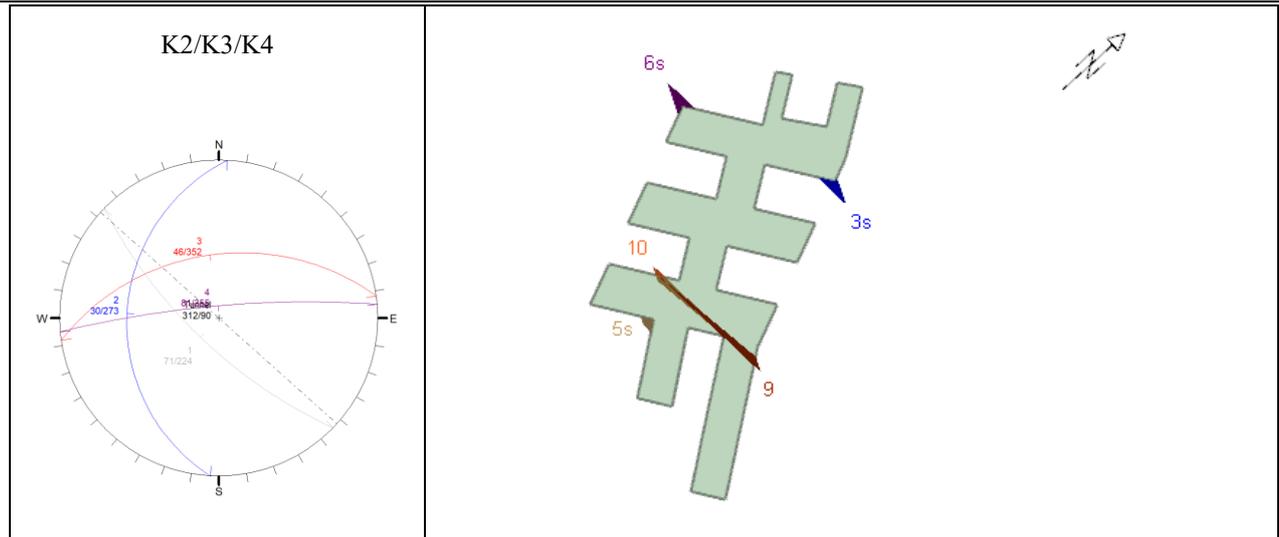
	Tetto (cuneo 9)	1548,3	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K4	1,29
	Pavimento (cuneo 10)	1307,5	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---
K1/K3/K4 	Parete Sud-Est (cuneo 3)	10,2	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K4	4,52
	Parete Sud (cuneo 5)	6,87	Scivolamento sul piano della frattura K3	0,85
	Parete Nord Ovest (cuneo 6)	10,3	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---
	Tetto (cuneo 9)	49,2	Scivolamento lungo linea di intersezione dei piani K1 e K4	6,13
	Pavimento (cuneo 10)	43,7	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	-
K2/K3/K4 	Parete Nord (cuneo 3)	43,7	Scivolamento sul piano della frattura K2	1,1
	Parete Sud Est (cuneo 5)	22,7	Scivolamento sul piano della frattura K3	1,0
	Parete Nord Ovest (cuneo 6)	48,1	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---
	Tetto (cuneo 9)	49,9	Scivolamento sul piano della frattura K2	0,89
	Pavimento (cuneo 10)	49,9	Stabile (cinematicamente impossibilitato a muoversi)	---

Tabella Combinazioni – schematizzazione strutture potenziali

Combinazione	Immagini strutture potenziali
<p style="text-align: center;">K1/K2/K3</p>  <p>A Wulff diagram with cardinal directions N, S, E, W. Three great circles are shown: 1 (blue), 2 (red), and 3 (purple). A shaded area represents the potential structure, bounded by these circles and the vertical axis.</p>	 <p>A 3D schematic showing a green stepped structure. A dark brown shaded area is highlighted. Labels include '10' (orange), '6s' (purple), and '3s' (blue). A north arrow is in the top right.</p>
<p style="text-align: center;">K1/K2/K4</p>  <p>A Wulff diagram with cardinal directions N, S, E, W. Four great circles are shown: 1 (blue), 2 (red), 3 (purple), and 4 (grey). A shaded area represents the potential structure, bounded by these circles and the vertical axis.</p>	 <p>A 3D schematic showing a green stepped structure. A dark brown shaded area is highlighted. Labels include '10' (orange), '6s' (purple), '5s' (orange), and '3s' (blue). A north arrow is in the top right.</p>
<p style="text-align: center;">K1/K3/K4</p>  <p>A Wulff diagram with cardinal directions N, S, E, W. Three great circles are shown: 1 (blue), 3 (red), and 4 (grey). A shaded area represents the potential structure, bounded by these circles and the vertical axis.</p>	 <p>A 3D schematic showing a green stepped structure. A dark brown shaded area is highlighted. Labels include '10' (orange), '6s' (purple), '5s' (orange), and '4s' (blue). A north arrow is in the top right.</p>



CONCLUSIONI ANALISI CINEMATICA SOTTERRANEO

L'analisi cinematica del sottterraneo evidenzia fenomeni di instabilità limitati in numero, ma soprattutto i potenziali cinematismi a tetto, problematici per le fasi di avanzamento, sono di limitata volumetria e solo in un caso (combinazione K2-K3-K4) il coefficiente di sicurezza, nelle ipotesi di studio, è risultato inferiore all'unità (0,89). L'analisi ha carattere ovviamente predittivo basata sui rilievi effettuati sui fronti accessibili e quindi al momento della realizzazione del portale sarà prodotta una analisi di stabilità di maggior dettaglio impostata sui sistemi di discontinuità rilevati sul fronte finale di attacco e successivamente sulle strutture che emergeranno con lo sviluppo dei tracciamenti delle gallerie. Si evidenzia inoltre che un controllo progressivo delle strutture sarà condotto con la redazione della Scheda di Bancata per i singoli avanzamenti al fronte, riportando in essa le necessarie verifiche ed ipotesi di consolidamenti che potranno rendersi necessari con lo sviluppo del progetto sul perimetro dello scavo.

Carrara, 29.04.2021

IL TITOLARE

Sig. Corrado IACOPI

I TECNICI

Dott. Ing. Alessandra BRUNI

Dott. Geol. Brunello FORFORI