

Ing. Alessandra BRUNI

Via Brigate Partigiane, 47

54033 CARRARA (MS)

E-mail: info@marmotest.com

Dott. Geol. Brunello FORFORI

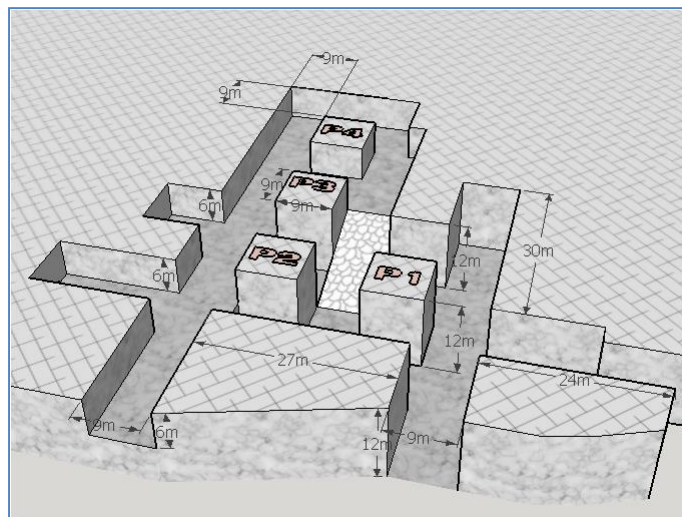
Via VII Luglio, 34

54033 – CARRARA (MS)

Cell. 393/9592397

E-mail: studio.forfori@gmail.com

ANALISI DI STABILITA' PRELIMINARE PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE IN SOTTERRANEO DELLA CAVA "SUSPIGLIONICA" SITA NEL BACINO DI M.TE PALLERINA - COMUNE DI VAGLI SOTTO (LU)



Relazione Tecnica

COMMITTENTE: TURBA CAVA ROMANA Srl – Via Fosse del Frigido, 9 – 54100 MASSA
(MS)

IL LEGALE RAPPRESENTANTE

Sig. Giorgio TURBA
TURBA CAVA ROMANA SRL
Via Fosse del Frigido, 9 - 54100 MASSA (MS)
tel. 0585.240302 - fax 0585.791125
P.iva 0215 00660200452

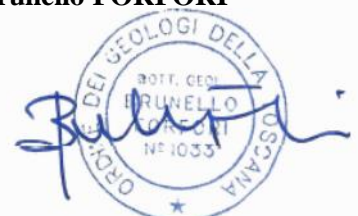
I TECNICI

Ing. Alessandra BRUNI



Dott. Geol. Brunello FORFORI

- Novembre 2020 -



SOMMARIO

1.0 - Premessa	3
2.0 - Descrizione e geometria delle opere in sotterraneo	3
3.0 - Criterio di dimensionamento adottato	5
4.0 - Metodo dell'area tributaria.....	5
5.0 - Classificazione dell'ammasso roccioso	6
6.0 - Modalità di verifica della sicurezza e delle prestazioni	7
7.0 - Azioni di calcolo	7
7.1 - Stato Limite Ultimo	7
7.2 - Stati Limite di Esercizio	8
8.0 - Analisi dei carichi	10
9.0 - Carico litostatico	10
10.0 - Definizione dei parametri geotecnici di calcolo	10
11.0 - Dimensionamento e verifica dei pilastri.....	12
11.1 - Verifica allo Stato Limite Ultimo.....	13
11.2 - Verifica In Presenza di Sisma (SLV)	14
12.0 - Verifica a taglio.....	14
13.0 - Verifica preliminare delle solette.....	15
14.0 - Piano di monitoraggio	16

1.0 - Premessa

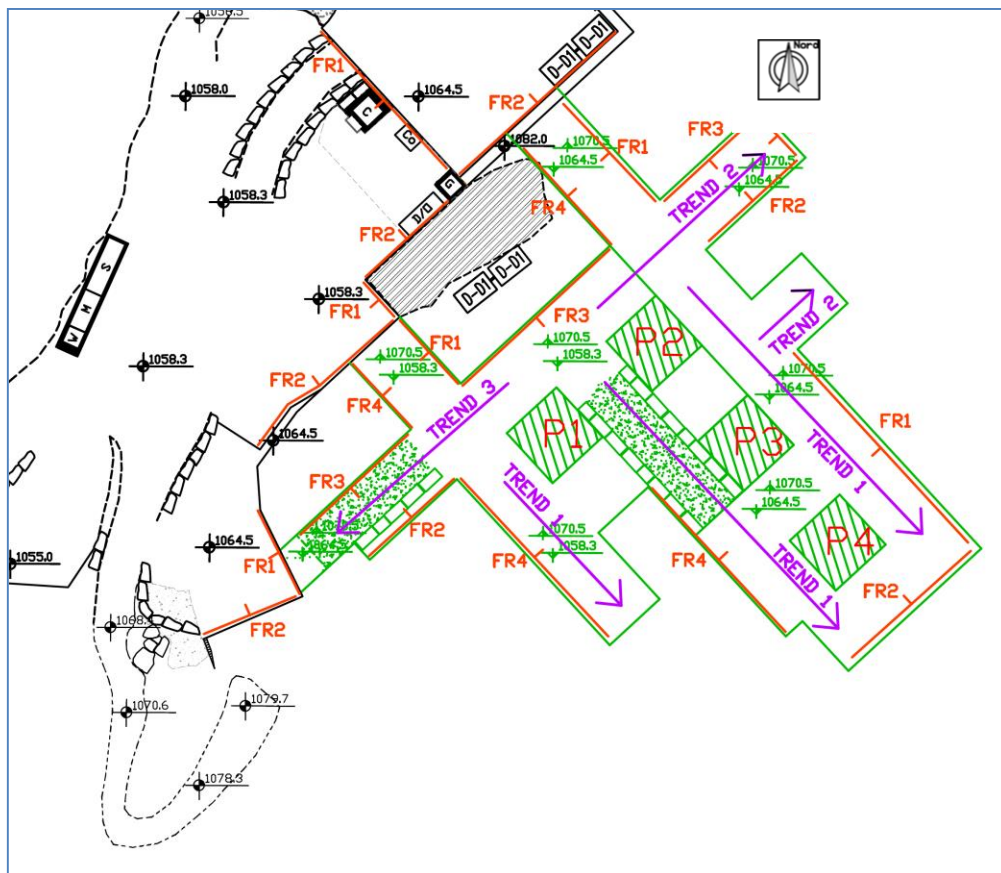
Nel presente studio sono riportati i calcoli di progetto e verifica preliminare delle strutture del sotterraneo (pilastri solette e fronti di scavo) della cava Suspiglionica sita nel bacino estrattivo del Monte Pallerina nel Comune dei Vagli di Sotto. I calcoli fanno riferimento ai lavori previsti nel progetto presentato sino alla configurazione relativa alla tavola seconda 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 elementi strutturali. In 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.

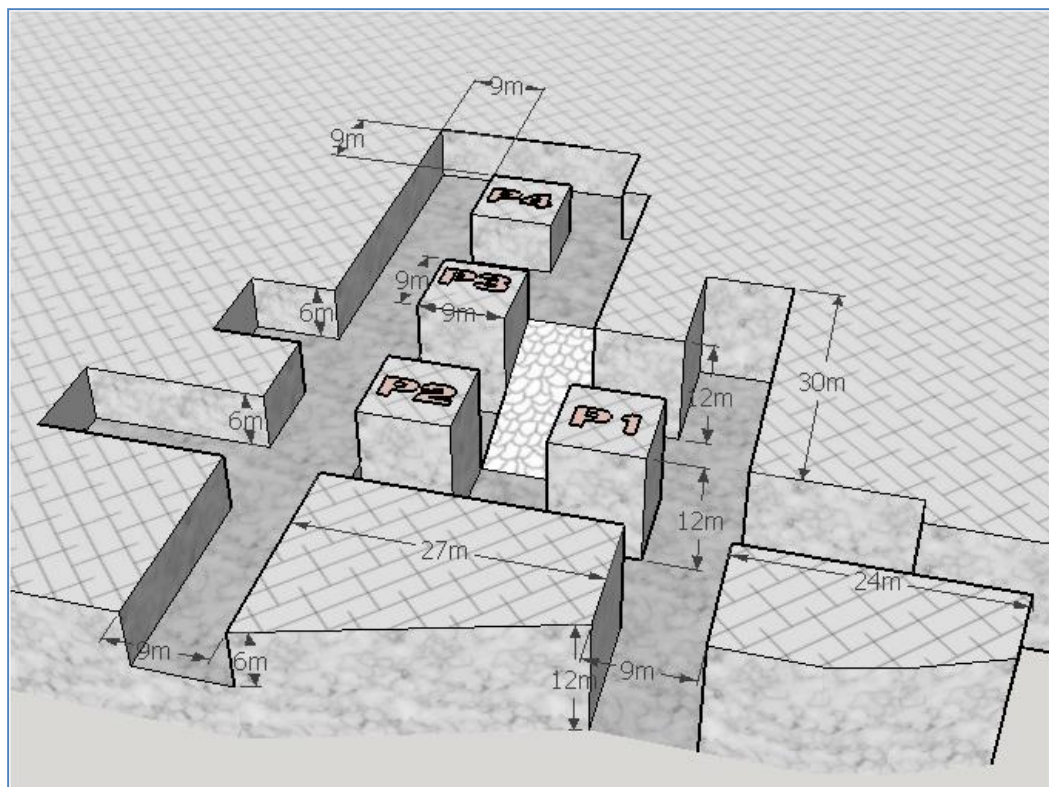
2.0 - Descrizione e geometria delle opere in sotterraneo

Il lavori in sotterraneo riguardano l'apertura di un portale di dimensioni di circa 9 metri in larghezza per 6 metri in altezza, a quota 1064,5 m. 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 sul limite NW dell'area della cava rimanendo invariate le sezioni di scavo, Nella seconda fase invece si amplierà lo scavo a sezione e inoltre in una porzione di sotterraneo si provvederà ad effettuare uno sbasso di circa 6 m. In questa fase verranno isolati tutti i 4 pilastri. Si allega uno stralcio planimetrico ed una ricostruzione del vuoto relativa ai lavori previsti nella seconda fase.

Stralcio planimetrico relativo ai lavori previsti in seconda fase



Ricostruzione 3D dei lavori previsti in seconda fase



3.0 - Criterio di dimensionamento adottato

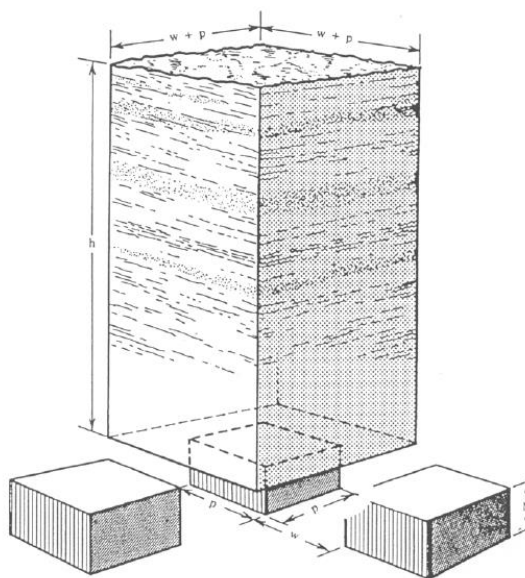
Per la valutazione delle condizioni statiche del sotterraneo sono stati utilizzati criteri empirici di dimensionamento. In particolare per il calcolo del carico agente sui pilastri si è fatto ricorso all'area tributaria e per quanto riguarda alla determinazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza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

4.0 - Metodo dell'area tributaria

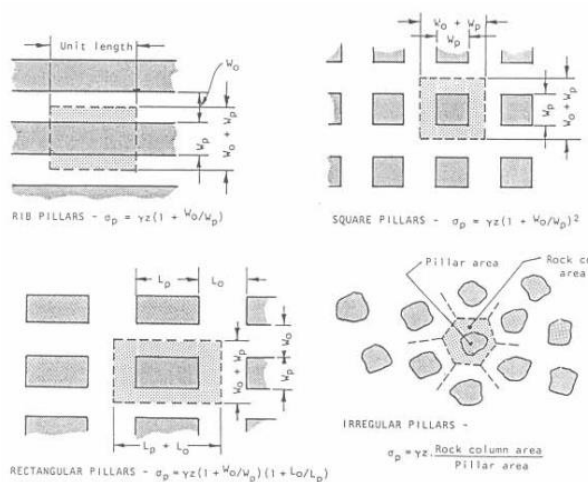
Per la stima del carico medio verticale agente sui pilastri è stato usato il metodo dell'area tributaria. Sebbene il metodo sia basato su nozioni elementari di equilibrio rappresenta ancora un valido ausilio per il dimensionamento statico in campo minerario e in campo civile.

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

Rappresentazione schematica dell'area tributaria

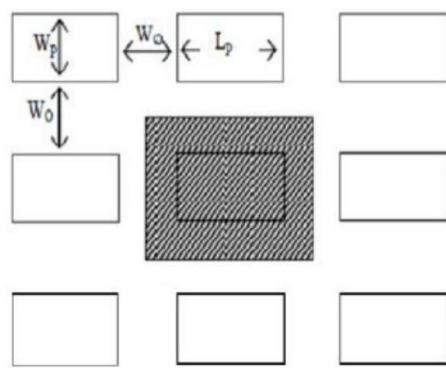


Forma dell'area tributaria nel caso di diverse geometrie del problema



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

σ_p = sollecitazione media agente sul pilastro
 γ = peso dell'unità di volume del marmo 2,7 kN/m³
 H = altezza del solido di carico
 (vedi definizione del solido di carico)
 W_0 = larghezza dello scavo
 L_0 = lunghezza dello scavo
 W_p = larghezza del pilastro
 L_p = lunghezza in pianta del pilastro.
 A_t = area tributaria;
 H = altezza del carico;



5.0 - 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 settembre 2020 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:

- RQD = 97,7
- BRMR = 76
- RMR = 65
- GSI = 60

Parametri resistenza Hoek - Brown

- Resistenza a compressione $\sigma_{cm} = 10.7 \text{ MPa}$
- Resistenza globale = 20.8 MPa
- Resistenza a trazione $\sigma_{tm} = 0.54 \text{ MPa}$
- Modulo di deformazione $E = 18 \text{ GPa}$

6.0 - 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 nella colonna A2.

Coefficienti 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 $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Coefficienti 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

7.0 - Azioni di calcolo

7.1 - 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.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
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.

7.2 - 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

8.0 - Analisi dei carichi

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 : $g_{k1A} = 27,0 \text{ kN/m}^3$

- *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.

9.0 - Carico litostatico

Come carico agente sui pilastri sarà considerato tutto il carico litostatico senza ricorrere a modelli di solido di carico tipo Protodyaconv o Bello, questo perchè la limitata copertura, massimo 50 m, genera comunque carichi litostatici limitati e quindi per semplicità di trattazione si considera che tutto il carico litostatico, con le aree tributarie sia agente sui pilastri. In tutta la galleria la quota del tetto sarà a 1070,5m mentre il terreno soprastante si trova a quote variabili tra 1090m in prossimità dell'imbocco, mentre in prossimità del pilastro 4, posizionato in fondo alla galleria la quota del versante è di 1120m, il dislivello quindi varia da un valore pari a 20m sino ad un valore di circa 50m. Nei calcoli del carico litostatico utilizzeremo un carico pari a 50m e quindi 1,35 MPa.

10.0 - 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 Settembre 2020 a cura del Geol.:

Valori caratteristici dei parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

Settore	Resistenza a compressione	Resistenza globale	Resistenza a trazione	Modulo di deformazione
	σ_{ck}	σ_{cmk}	σ_{tk}	E
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[GPa]
CAVA SUSPIGLIONICA	10,7	20,8	0,54	18

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 ($\gamma_{M1}=1,0$; $\gamma_{R1}=1,0$)	Combinazione 2 ($\gamma_{M2}=1,6$; $\gamma_{R2}=1,0$)
$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{10,7}{1,0 * 1,0} = 10,7 \text{ MPa}$	$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{ck}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{10,7}{1,6 * 1,0} = 6,7 \text{ MPa}$
$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{20,8}{1,0 * 1,0} = 20,8 \text{ MPa}$	$\sigma_{cmd} = \frac{\sigma_{cmk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{20,8}{1,6 * 1,0} = 13,0 \text{ MPa}$
$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{0,54}{1,0 * 1,0} = 0,54 \text{ MPa}$	$\sigma_{td} = \frac{\sigma_{tk}}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{0,54}{1,6 * 1,0} = 0,34 \text{ MPa}$

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale 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):

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

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

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

$\sigma_n = (h_c + h_p) * g_{k1a} = (50 + 6) * 27 = 1512 \text{ kN/m}^2 = 1,6 \text{ MPa}$ (approssimato cautelativamente per eccesso).

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

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

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 ($\gamma_{M1}=1$; $\gamma_{R1}=1$)	Combinazione 2 ($\gamma_{M2}=1,25$; $\gamma_{R2}=1$)
$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{3,9}{1,0 * 1,0} = 3,9 \text{ MPa}$	$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M * \gamma_R} = \frac{3,9}{1,25 * 1,0} = 3,1 \text{ MPa}$

dove: σ_{ci} = resistenza a compressione della roccia intatta (100MPa);

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_{kla} = peso proprio dell'unità d volume dell'ammasso roccioso.

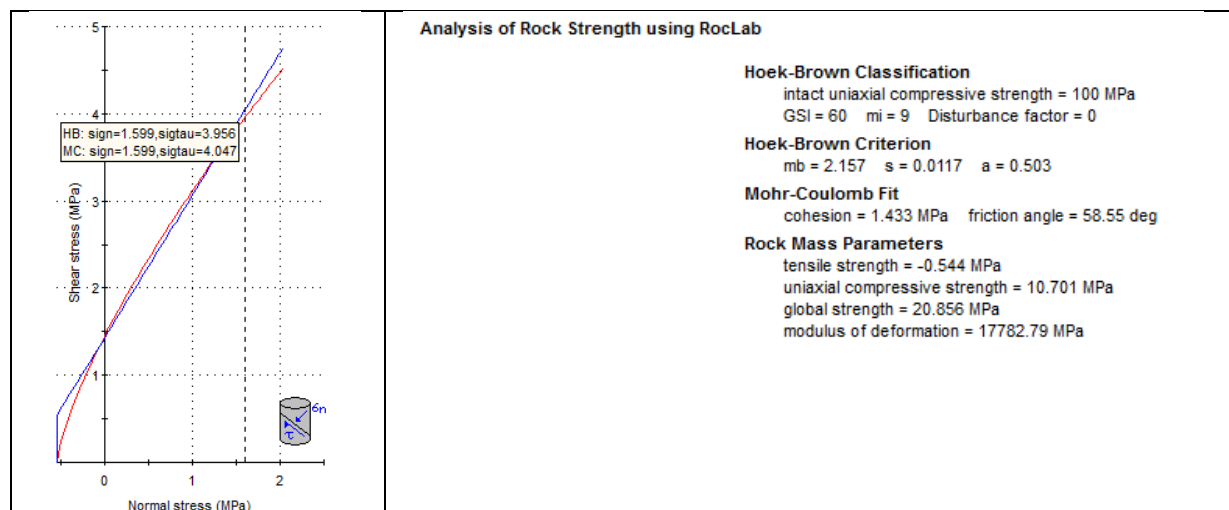
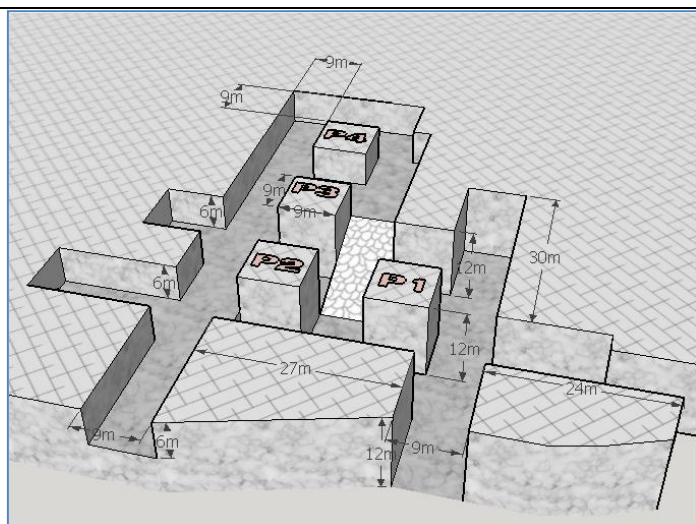


Figura 8: Diagramma di involucro della resistenza a taglio

11.0 - Dimensionamento e verifica dei pilastri

Nel presente paragrafo saranno sviluppati i calcoli di verifica dei pilastri nei confronti dello sforzo assiale indotto dal carico della copertura e del taglio indotto dalle azioni orizzontali dovute ad eventuali sismi.

La verifica sui pilastri sarà effettuata solo per il pilastro P4 che presenta copertura maggiore e quindi carico maggiore vedi figura.



Pilastro 4

$a = 9$ m-larghezza pilastro

$b = 9$ m - profondità pilastro

$h = 6$ m; altezza pilastro

$c_m = 50$ m: copertura

$A_{c4} = 310$ m²; area tributaria P4

Interasse pilastri $i = 9$ m (in direzione dell'asse longitudinale)

Al termine della coltivazione il dislivello tra l'intradosso del sotterraneo (q.ta tetto 1070.5 m s.l.m.) e sovrastante copertura (q.ta 1122.0m s.l.m.) sarà pari a 50m.

11.1 - 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

Elemento	Carico unitario	A_{ci}	h_i	Combinazione 1			Combinazione 2		
						W_{id}			W_{id}
		[m ²]	[m]			[kN]			[kN]
Pilastro	g_{k1a}	81	6	γ_{G1}	1,3	17059	γ_{G1}	1,0	13122
Copertura	g_{k1a}	319	50	γ_{G1}	1,3	559845	γ_{G1}	1,0	430650
Carico variabile	q_{k1}	-		γ_Q	1,5	-	γ_Q	1,3	-
TOTALE (W_{sd})						574904			443772

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

- Combinazione 1

$$\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{574904 \cdot 10^3}{81 \cdot 10^6} = 7 \text{ MPa} < 20,8 \text{ MPa} = \sigma_{cmd} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

- Post-Operam

$$\sigma_c = \frac{W_{sd}}{A_P} = \frac{443772 \cdot 10^3}{81 \cdot 10^6} = 5,5 \text{ MPa} < 13,0 \text{ MPa} = \sigma_{cd} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

dove: W_{sd} = carico complessivo alla base del pilastro;

A_P = superficie di base del pilastro nella configurazione finale.

11.2 - Verifica In Presenza di Sisma (SLV)

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita nei confronti della resistenza per compressione e taglio alla base del pilastro, nella configurazione prospettata nella fase finale, secondo le due combinazioni di calcolo previste dalle NTC 2018 per l'approccio 1.

L'azione sismica è calcolata come una forza statica equivalente, ottenuta dal prodotto delle dei carichi gravitativi i relativi coefficienti di spinta sismica³ orizzontale (k_h) e verticale (k_v):

$$k_h = 0,10 \quad k_v = 0,05$$

La combinazione di carico per le verifiche in presenza di sisma, prevede che l'azione sismica (E) sia cumulata alle azioni allo Stato Limite di Esercizio, secondo la seguente formulazione (cfr. § 11.2.2.3):

$$F_d = E + G_{k1} + G_{k2} + P_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Va premesso che, in generale, la verifica sismica di opere in sotterraneo può essere omessa in quanto le strutture si muovono “in fase” con la massa all'interno della quale si propagano le onde sismiche. Nel presente studio, a scopo puramente precauzionale, sarà effettuata la verifica nei confronti delle sollecitazioni indotte dal sisma, immaginando che il pilastro e la sovrastante copertura siano isolati dal resto dell'ammasso.

Le azioni orizzontali dovute al sisma danno origine a sforzi di taglio e momento flettente, come riassunto nelle seguenti tabelle.

Sollecitazioni orizzontali dovute al sisma				
	A_i	h_i	W_i	V_{sp}
	[m ²]	[m]	[kN]	[kN]
Pilastro	81	6	17059	1706
Copertura	319	50	559845	55984
Carico variabile	-		-	-
TOTALE			576904	57690

12.0 - Verifica a taglio

Utilizzando cautelativamente la resistenza unitaria a taglio (τ_d) ottenuta con i parametri geotecnici ridotti, la resistenza a taglio alla base del pilastro è data da:

³ I coefficienti di spinta sismici sono stati definiti nello studio del Dott Forfori del settembre 2020.

$$V_{rd} = A_p \cdot \tau_d = 81 \cdot 3,1 \cdot 10^3 = 251000 \text{ kN} > 57690 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

dove τ_d = resistenza a taglio ammasso roccioso = 3,1 MPa

13.0 - Verifica preliminare delle solette

Per una prima stima della stabilità delle solette si è fatto ricorso alla teoria dell'arco lineare, nell'ipotesi semplificata di trave ideale che poggi 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 della soletta;

σ_c = resistenza a compressione dell'ammasso roccioso⁴;

γ_m = coefficiente di sicurezza sulla resistenza del materiale;

h = spessore della soletta;

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

γ = peso specifico dell'ammasso roccioso;

Per il caso in esame, avendo fissato la larghezza delle camere di coltivazione e della galleria di accesso è possibile ottenere il valore minimo dello spessore delle relative solette, secondo la seguente relazione:

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

- Galleria di accesso:
Sezione di imbocco ($L = 9 \text{ m}$ - copertura: 20m)

$$h = L^2 \cdot \frac{2 \cdot F_s \cdot \gamma}{3 \left(\frac{\sigma_c}{\gamma_m} \right)} = 1,1 \text{ m} \ll 20 \text{ m} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

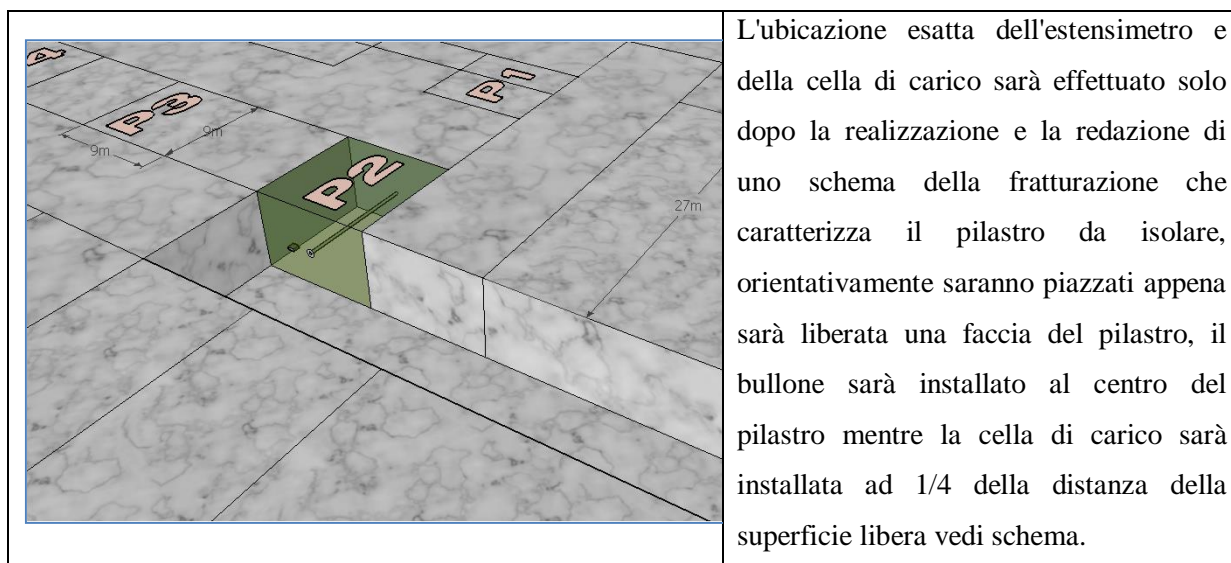
⁴ Secondo le indicazioni riportate nell'articolo "Uniaxial compressive strength versus global strength in the Hoek-Brown criterion" – Dott. E. Hoek – Vancouver 2005, è corretto l'uso della resistenza globale dell'ammasso (σ_{cm}), in luogo della resistenza a compressione semplice (σ_c).

Il punto minimo di spessore della soletta si ha all'imbocco della galleria. Da quanto sopra gli spessori delle solette residuali, 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, che potrebbero portare alla formazione di blocchi isolati dall’ammasso e quindi soggetti a crolli o a scivolamenti sui piani delle fratture.

14.0 - Piano di monitoraggio

Per ciascuno dei 4 pilastri si prevede in prima ipotesi di monitorare il fase di realizzazione del pilastro e di proseguimento dell'escavazione le deformazioni del pilastro, misurando lo "spanciamento" dello stesso e gli incrementi di carico agente. Per quanto riguarda le misure di distanza e quindi la definizione dello spanciamento sarà utilizzato un bullone estensimetrico monobase, che permette la lettura della variazione di distanza tra la faccia del pilastro e la base di misura. La lettura dello spostamento verrà fatta con un trasduttore a corda vibrante che permette letture con accuratezza di circa 2 centesimi di millimetro. Considerato che i pilastri sono 9 x 9 m di dimensione il bullone la base di lettura del bullone sarà posta in corrispondenza della faccia opposta a quella in cui sarà installato il trasduttore e quindi il bullone sarà di circa 9 m di lunghezza. Per quanto riguarda gli incrementi di carico sarà installato un cella di carico idraulica a lettura diretta (manometro) o con trasduttore di pressione. I 4 bulloni estensimetrici saranno letti in automatico da una centralina che sarà configurata anche per un eventuale allarme i caso di superamento di valori soglia.



Oltre al monitoraggio strumentale di cui sopra risulta fondamentale mantenere sotto costante controllo visivo lo stato fessurativo dell’ammasso con il progredire degli

avanzamenti dello scavo, in modo da poter intervenire tempestivamente con gli eventuali consolidamenti localizzati che si rendessero necessari a seguito della combinazione tra il perimetro dello scavo e la fratturazione.

Gli addetti ai lavori dovranno pertanto essere informati e formati, al fine di poter osservare il contorno degli scavi e riferire al Sorvegliante 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);
- 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 Datore di lavoro, il Sorvegliante/capo cava e il D.R. illustrando le problematiche apparse, così da poter valutare le soluzioni più idonee da adottare al fine di proseguire con le attività.

Carrara, 23.11.2020

I TECNICI

Ing. Alessandra BRUNI



Dott. Geol. Brunello FORFORI

