



Regione Piemonte
Provincia del Verbano Cusio Ossola
Comune di Formazza
Cava di serizzo BORT Sopra Foppiano

DOMO GRANITI s.r.l.

Via Leonardo da Vinci, 36 – 28859 Trontano (VB)

EVENTO DI DISSESTO DELLA PARETE NORD DEL FRONTE DI CAVA
ADEMPIMENTO: PROVVEDIMENTO DI SICUREZZA ART. 674 DEL D.P.R. 128/59
PROT. N. 6835/2022 DEL 22.06.2022
DIFFIDA PROT. 8130 DEL 22/07/2022 ART. 671 DEL D.P.R. 128/59 –
VERBALE ACCERTAMENTO E PRESCRIZIONE PROT. 129/A1906A DEL 09/01/2023
SETTORE POLIZIA MINERARIA, CAVE E MINIERE DELLA REGIONE PIEMONTE
PROVVEDIMENTO DI SICUREZZA ART. 674 – D.P.R. 128/59 PROT. 5157/2024 DEL 24/04/2024

STATO AVANZAMENTO INDAGINI
DEL FRONTE NORD DI CAVA
PROPOSTA DI INTERVENTO - 4
PRESCRIZIONI PROVV. N. 8821/2024 DEL 09/07/2024

dott. geol. Claudio GAGLIARDI

Domicilio fiscale : Via Attilio Binda, 175 - 28845 Domodossola (VB)

Studio: c/o Domo Graniti srl

Via Leonardo da Vinci 36 – 28859 Trontano (VB)

Tel. 0324.249096 - 334/6219434

E-mail: cgagliardi.geologo@gmail.com



Luglio 2024

1. NOTA TECNICA PRESCRIZIONI

1.1. PREMESSA

Con osservanza alle prescrizioni di cui al provvedimento di sicurezza protocollo n. 8821/2024 del 09/07/2024 si predispone la seguente nota tecnica relativa ai punti 1.1., 1.2., 1.3. e 1.4..

Si anticipa che la presente costituisce anche comunicazione del completamento dei lavori di cui all'elenco precedente.

Si producono in allegato gli elaborati grafici (planimetrie e sezioni) della sistemazione della pista di arroccamento al piazzale superiore con le indicazioni dei muri in blocchi esistenti ed in progetto; viene infine recepita l'indicazione di prolungamento del muro in blocchi lungo la scarpata della pista fino a q. 1030 m.

1.2. PRESCRIZIONI

1.2.1. VERIFICA NUMERICA DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE DEL SETTORE NE DEL FRONTE PRINCIPALE (PUNTO 1.1.)

Si riporta di seguito il dimensionamento e la verifica numerica dell'intervento di consolidamento che è stato realizzato nel settore NE del fronte principale.

Come anticipato nel precedente rapporto tecnico è stato eseguito il rivestimento della porzione di parete fratturata con rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale, tessuta con trafilato di ferro conforme alle norme UNI-EN 10223-3, per le caratteristiche meccaniche e norme UNI-EN 10218 per le tolleranze sui diametri.

L'intervento è stato completato con l'abbinamento della rete con n. 2 pannelli con maglia in fune di acciaio costituiti da elementi rettangolari di dimensioni di m 6,00 x 4,00, in funi di filo d'acciaio zincato con resistenza di 190 kg/mm² intrecciati a maglia quadrata non superiore a cm 30 x 30. La fune perimetrale, con diametro non inferiore a 12 mm è chiusa agli estremi mediante manicotto in alluminio pressato. Le funi di maglia con diametro di 10 mm presentano agli incroci delle maglie dei rinforzi costituiti da graffe galvanizzate a doppio guscio chiuse a pressione, con analogo sistema idoneo a garantire la tenuta ed impedire lo sfilamento. I pannelli sono collegati agli ancoraggi mediante asole in fune diametro 12 mm opportunamente morsettate e connessi tra loro attraverso l'impiego di funi o "grilli" di opportuna tenuta.

Gli ancoraggi sono realizzati con barre in acciaio Dywidag di diametro di 28 mm, infisse per una profondità di 3 m nella porzione di ammasso roccioso compatto per fissare superiormente e lateralmente i pannelli alla parete.

1.2.2. TIPOLOGIA DI INTERVENTO

Le reti di rivestimento ancorate (chiamate anche reti di protezione, o rinforzi corticali, o stabilizzazioni superficiali) sono composte da ancoraggi e reti di acciaio (reti paramassi). L'obiettivo di questo sistema è migliorare la stabilità superficiale degli ammassi rocciosi corticali e contenere i detriti e la roccia (Figura 1).

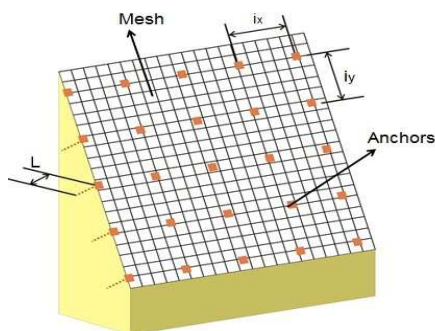


Figura 1 – Tipica configurazione della rete di rivestimento

Le reti di rivestimento ancorate potrebbero essere incluse nelle misure di protezione attiva, poiché sono applicate direttamente sulla zona instabile per evitare la caduta di massi. In questi termini differiscono totalmente dalle barriere paramassi che sono poste lontano dalla zona di distacco e possono solo ridurre l'effetto della caduta di massi. Ma dal punto di vista geomeccanico esse dovrebbero essere classificate come interventi passivi, poiché generano forze quando la caduta dei massi ha luogo.

Il metodo di calcolo considera che sul pendio vi sia un ammasso roccioso superficiale fratturato o disarticolato. La roccia fratturata è convenientemente approssimata ad uno pseudo continuo; questo corpo continuo genera frequenti instabilità a basse profondità e caduta di massi. Ha spessore " s " e inclinazione " β " parallela al pendio. Diversi giunti di scorrimento attraversano il corpo superficiale; il più sfavorevole ha inclinazione " α " (Figura 2).

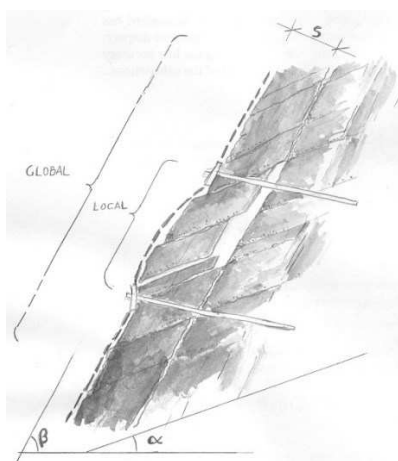


Figura 2 – Pendio con la superficie instabile erosa

Le forze di rete e ancoraggi vengono passivamente generate quando una di queste due condizioni succede:

- L'intero corpo eroso scivola sul piano inclinato β . Questo è il problema della stabilità

- globale delle superficie erose; esso è risolto dal raster di ancoraggi (Figura 3a sinistra).
- Uno o più blocchi cadono dal corpo eroso. La dinamica dell'instabilità potrebbe essere una qualsiasi (planare o a cuneo scorrevole, rotolante, in caduta, ecc...). Il software considera solo lo scorrimento planare sul piano α , che è il caso più sfavorevole. Poiché questa instabilità può avvenire solo tra gli ancoraggi, essa può essere definita come instabilità locale della superficie erosa; la rete fissata con gli ancoraggi risponde alla instabilità locale (Figura 3a destra).

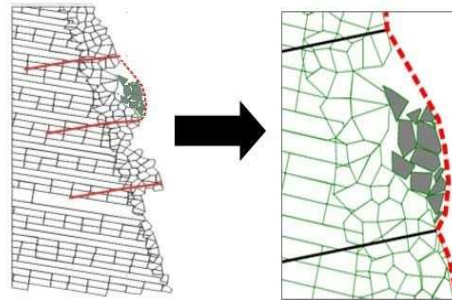


Figura 3 – Elementi della rete di rivestimento ancorata. Ancoraggi (sinistra) stabilizzanti la porzione superficiale. Rete (destra) trattenente il materiale tra gli ancoraggi.

L'intervento realizzato in Cava Bort prevede l'applicazione di un pannello in fune 300 mm x 300 mm x 8 mm e rete a doppia torsione fissato alla parete tramite ancoraggi in barra classe B500/550 diametro 28 mm, lunghezza (profondità) pari a 3.00 m e diametro della perforazione minima di 50 mm. La spaziatura prevista tra gli ancoraggi è di 3.00 m x 3.00 m.

1.2.3. METODO DI CALCOLO UTILIZZATO

Dimensionamento dei chiodi

In via cautelativa, si ipotizza che i chiodi sostengano l'intera parte corticale dell'ammasso che riveste il pendio. Questa coltre continua è in realtà costituita dalla somma di tutti volumi rocciosi secondari che originano i frequenti episodi di caduta.

Il contributo resistente delle barre di ancoraggio inserite negli ammassi rocciosi può essere calcolato con ben note procedure descritte in letteratura (AGI/AICAP 2012, Wyllie e Mah 2004), includendo anche l'effetto dei chiodi in gruppo (Ferrero et al. 1997).

Tenendo sempre presente che si tratta di elementi passivi, per cui si lavora con i parametri geotecnici in condizioni residue, il calcolo dei chiodi deve assumere che la porzione instabile dell'ammasso giaccia in condizione di equilibrio limite, dove il fattore di sicurezza è pari a 1.0. Pertanto, le forze stabilizzanti hanno lo stesso valore delle forze destabilizzanti ed è vera la seguente equazione:

$$[1] \quad \text{forze stabilizzanti} = W \cdot \sin \beta = \text{forze destabilizzanti}$$

dove:

W = peso dell'ammasso roccioso instabile da consolidare

β = inclinazione della superficie secondo cui può manifestarsi lo scivolamento

Utilizzando il criterio di rottura di Barton-Bandis per i giunti, l'equazione [1] può essere riscritta per descrivere il miglioramento della stabilità (Hoek and Brown, 1981):

$$[2] \quad W \cdot \sin \beta - c \cdot \sin \beta \tan \phi + R \geq W (\sin \beta + c \cdot \cos \beta)$$

con

R = contributo stabilizzante dei chiodi

c = coefficienti sismici

ϕ = angolo di attrito residuo del giunto

Assumendo $\tan\phi \approx 1$ (angolo di attrito = 45°), e introducendo dei fattori di sicurezza per ridurre le forze stabilizzanti (γ_{RW}) e incrementare le forze destabilizzanti (γ_{DW}), la condizione di stabilità sarebbe:

$$[3] \quad W \cdot \sin\beta \cdot (1 - c) / \gamma_{RW} + R \geq W \cdot \gamma_{DW} \cdot (\sin\beta + c \cdot \cos\beta)$$

oppure

$$F_{Sslp} \geq F_{Dslp}$$

assumendo

$F_{Dslp} = (W \cdot \sin\beta + c \cdot \cos\beta) \gamma_{DW}$ = somma delle forze destabilizzanti

$F_{Sslp} = ((W \cdot \sin\beta) (1 - c)) / \gamma_{RW} + R$ = somma delle forze stabilizzanti

L'equazione [3] consente di determinare la forza del chiodo che consolida una massa rocciosa allo stato di equilibrio limite. È un'equazione conservativa ed è semplice da utilizzare in quanto l'unica variabile geotecnica è l'inclinazione del piano di scorrimento. I coefficienti di sicurezza (γ_{RW} , γ_{DW}) dipendono da diversi fattori. Le caratteristiche della massa rocciosa influenzano l'entità delle forze stabilizzanti, in modo che il loro coefficiente di sicurezza può essere descritto come:

$$\gamma_{RW} = \gamma_{THI} \gamma_{WG} \gamma_{BH}$$

dove

- γ_{THI} descrive le incertezze nel determinare spessore superficiale instabile s . Il suo valore è compreso tra 1.20, quando la stima è basata su un rilievo geomeccanico, e 1.30, quando si basa su stima grossolana.
- γ_{WG} descrive le incertezze nella determinazione del peso unitario della massa rocciosa. Di solito si assume uguale 1.00, ma se ci sono gravi incertezze (ad esempio quando la densità non è omogenea, come nei flysch) può essere assunto pari 1.05.
- γ_{BH} descrive le incertezze relative al comportamento della massa rocciosa. Un'elevata erodibilità della superficie della roccia può provocare un denudamento dei chiodi e innescare un indebolimento dell'intero sistema. Solitamente il valore viene assunto pari 1.00, ma se ci sono condizioni ambientali gravose o la massa roccia è soggetta ad alterazione, può essere assunto pari a 1.05.

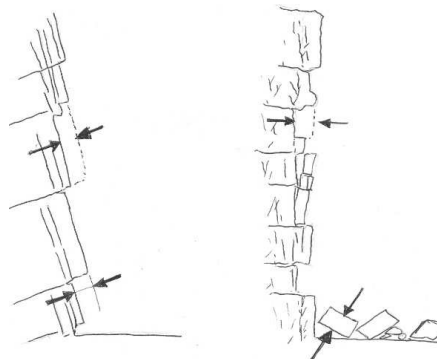


Figura 4 – Spessore "s" dell'ammasso roccioso instabile valutato con sondaggio geomeccanico (sinistra) o tramite stima approssimata delle nicchie di distacco e della dimensioni degli ammassi (destra)

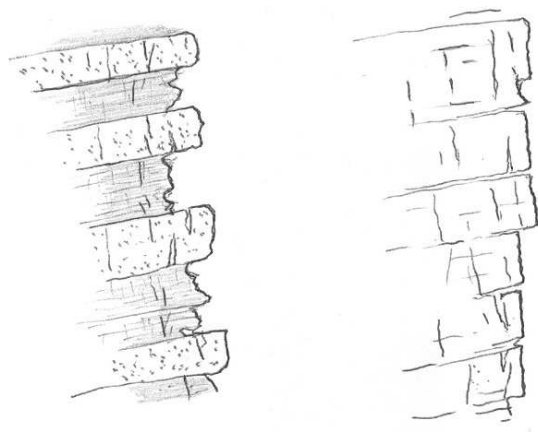


Figura 5 – Ammassi rocciosi di diversa litologia; sinistra: ammasso roccioso non omogeneo (per esempio flysch); destra: ammasso roccioso omogeneo (per esempio marna)

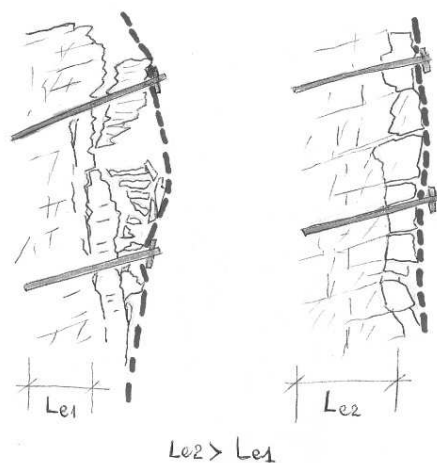


Figura 6 – Sinistra: L'erosione velocemente denuda gli ancoraggi. Destra: Nonostante l'ammasso roccioso sia fortemente ancorato, l'erosione è lenta. Se la velocità di erosione è lenta, le lunghezze di ancoraggio "Le1" e "Le2" nell'ammasso stabile sono sufficienti da contenere la porzione superficiale instabile per un lungo periodo

Le condizioni esterne, in particolare la morfologia del versante, svolgono un ruolo importante nell'entità delle forze destabilizzanti, il cui coefficiente di sicurezza è definito come:

$$\gamma_{DW} = \gamma_{MO} \gamma_{OL}$$

dove

- γ_{MO} descrive le incertezze relative alla morfologia del versante. Se la scarpata è molto accidentata, e quindi la rete di rivestimento non è in perfetta aderenza con la superficie della parete, e i blocchi instabili possono liberamente muoversi, in questo caso dovrebbe essere applicato un coefficiente di sicurezza di 1.30. Se la superficie del pendio è regolare, la rete di rivestimento è in aderenza con la parete e i movimenti dei blocchi instabili sono limitati, quindi in questo caso viene utilizzato un coefficiente di sicurezza pari a 1.10.

- γ_{OL} descrive le incertezze relative ai carichi accidentali/addizionali applicati sul sistema di rivestimento. I carichi addizionali potrebbero essere correlati alla presenza di ghiaccio e neve, o di vegetazione che cresce sul pendio. Di solito è assunto pari 1.00, ma se sono previste condizioni gravose, può essere assunto pari a 1.20.

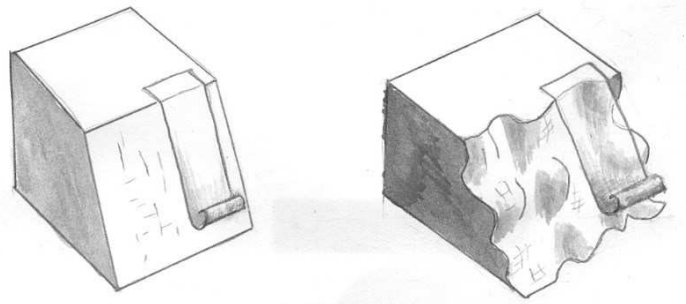


Figura 7 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti

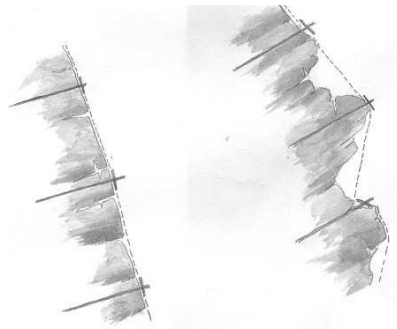


Figura 8 – Sinistra: morfologia del pendio piatta: la rete giace in contatto con la superficie del pendio. Destra: morfologia del pendio irregolare: la rete tocca la superficie del pendio in pochi punti

I chiodi di rinforzo lavorano principalmente in prossimità del giunto di scorrimento, dove sono sottoposti sia a sollecitazioni di taglio che di trazione. La forza resistente R , che viene mobilitata in funzione della presenza della barra lungo il piano di scorrimento, è derivata utilizzando la direttrice di lavoro massima:

$$[4] \quad R = \left[\frac{1 + \frac{m^2}{16}}{1 + \frac{m^2}{4}} \right]^{\frac{1}{2}} \cdot N_e$$

dove:

$$m = \cotg(\varepsilon + \delta)$$

ε = angolo tra l'asse della barra e la perpendicolare ai giunti di scivolamento, uguale a

$\varepsilon = 90^\circ - \beta - \theta_0$ dove θ_0 è l'inclinazione della perforazione rispetto all'orizzontale

δ = dilatanza della superficie di scivolamento

N_e = resistenza della barra (in condizioni di limite elastico) = $ESS \cdot \sigma_{adm} = ESS \cdot \sigma_{ST} / \gamma_{ST}$

γ_{ST} = coefficiente di riduzione della resistenza dell'acciaio

ESS = area efficace della barra di acciaio = $\pi / 4 ((f_e - 2 f_c)^2 - f_i^2)$

f_e = diametro esterno della barra di acciaio

f_c = spessore di corrosione della corona esterna

f_i = diametro minore della barra di acciaio

In accordo con il criterio di rottura di Barton – Bandis, il valore δ è approssimato come:

$$\delta = \frac{JRC \log \frac{JCS}{\sigma_{plan}}}{3}$$

dove:

$$\sigma_{plan} = \frac{i_x i_y s \gamma \cos \alpha}{i_x i_y}$$

α = inclinazione del piano di scorrimento più sfavorevole

σ_{plan} = sforzo di trazione sul piano di scivolamento

$$JRC = \text{coefficiente di rugosità del giunto} = JRC_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.02 \cdot JRC_0)}$$

$$JCS = \text{resistenza a compressione semplice del giunto} = JCS_0 \cdot \left[\frac{L_g}{L_0} \right]^{(-0.03 \cdot JRC_0)}$$

JCS_0 = resistenza a compressione semplice del giunto riferita alla scala del giunto campione

JRC_0 = coefficiente di rugosità del giunto riferita alla scala del giunto campione

L_0 = lunghezza del giunto (assunta pari a 0.1 m per mancanza di dati)

L_g = lunghezza del giunto (assunta pari alla spaziatura verticale dei chiodi di 1.0 m per mancanza di dati).

1.2.4. VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI CHIODI

Nella valutazione della lunghezza dei chiodi viene considerato quanto segue:

- Il chiodo svolge il ruolo più importante nel consolidamento superficiale del versante. La sua lunghezza deve essere maggiore dello spessore instabile e dovrebbe permettere l'“immorsamento” della barra nella porzione stabile.
- La barra di acciaio e la malta sono esposti agli agenti atmosferici (ghiaccio, pioggia, salinità, variazioni di temperatura, ecc.).

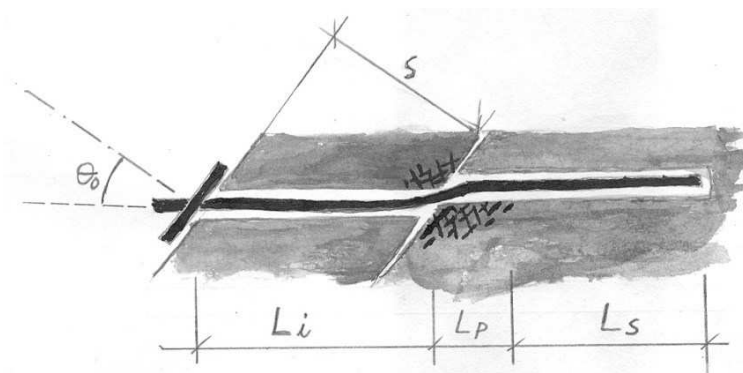


Figura 9– Barra di ancoraggio nell’ammasso roccioso. L_i = Lunghezza attraversante l’ammasso instabile; L_p = Lunghezza nell’ammasso roccioso plasticizzato; L_s = Lunghezza nell’ammasso roccioso stabile

La lunghezza minima teorica è calcolata come segue:

$$L_t = L_s + L_i + L_p$$

Assumendo:

L_s = lunghezza nella porzione stabile dall'ammasso roccioso = $P / (\pi \phi_{\text{drill}} \tau_{\text{lim}} / \gamma_{\text{gt}})$

L_i = lunghezza nella porzione alterata = $s / \cos \varepsilon \gamma_{\text{dw}}$

L_p = lunghezza del foro con fenomeni di plasticità nella parte stabile dell'ammasso roccioso, assunta essere pari a 0.3 m.

con

ϕ_{drill} = diametro della perforazione

τ_{lim} = tensione di aderenza tra malta e roccia

γ_{gt} = coefficiente di sicurezza per l'aderenza tra malta e roccia

P = carico di sfilamento; più grande di:

$P_{\text{Mesh}} = ((W_{\text{Sbar}} - W_{\text{Dbar}}) \cos (\alpha + \theta_o)) i_x$ = carico di sfilamento dovuto alla rete

$P_{\text{Rock}} = (F_{\text{Sslp}} - R - F_{\text{Dslp}}) \cos (\beta + \theta_o)$ = carico di sfilamento dovuto all'instabilità del versante.

La lunghezza del chiodo, in questo modo viene definita in maniera preliminare. La lunghezza finale appropriata delle barre deve essere valutata durante le operazioni di perforazione e validata da prove di sfilamento.

Dimensionamento della rete: stato limite ultimo

Alcuni blocchi secondari potrebbero scivolare tra i chiodi su un piano con inclinazione α , dove α è minore della pendenza del versante β , e spingere sulla rete di rivestimento. La dimensione massima del blocco che esercita un carico per metro lineare del rivestimento dipende dallo spessore s e dalla spaziatura verticale i_y tra due chiodi.

Poiché il carico di spinta è asimmetrico e la rete si deforma in maniera non uniforme, le forze che agiscono sul paramento sono rappresentate con il seguente schema semplificato (vedi Figura 1):

F - la forza sviluppata dai blocchi che scivolano tra i chiodi su un piano con inclinazione α .

T - la forza agente sul piano del rivestimento, che si presenta quando i blocchi scivolando spingono sul rivestimento. La forza può svilupparsi perché c'è un grande attrito tra la rete e i blocchi, e si forma una tasca. Il rivestimento, che è considerato essere chiodato solo sulla porzione superiore, reagisce a T mobilizzando la resistenza a trazione della rete.

M - la forza di punzonamento sviluppata dai blocchi perpendicolari al piano del rivestimento. La forza si sviluppa in quanto ci sono diversi vincoli laterali, come la chiodatura (forte vincolo) e la rete (vincolo più debole). L'entità di M dipende largamente dalla rigidità della rete: maggiore è la rigidità della rete, maggiore sarà l'efficacia del rivestimento.

Nel caso della rete, lo stato limite ultimo è soddisfatto quando

$$T_{\text{adm}} - T \geq 0$$

dove

T_{adm} = resistenza a trazione ammissibile della rete

La resistenza ammissibile della rete sarà:

$$T_{\text{adm}} = T_m / \gamma_{\text{MH}}$$

dove

T_m = Resistenza a trazione della rete

γ_{MH} = coefficiente di sicurezza per la riduzione della resistenza a trazione. Tenendo in considerazione lo stato disomogeneo di stress agente sulla rete, il minimo coefficiente di sicurezza sarà non inferiore a 2.0.

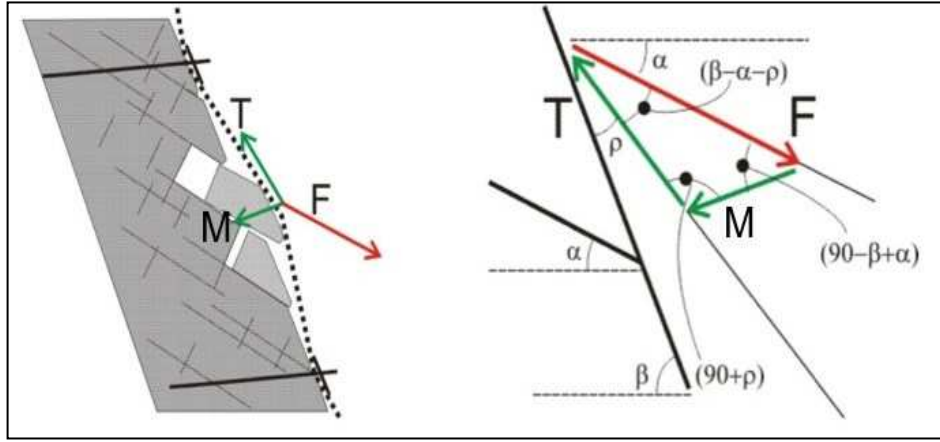


Fig. 9 – Schematizzazione delle forze agenti sulla rete

Il carico T agente sulla rete dipende dalla spinta agente sulla rete (M - v. Figura 9), che può essere calcolata utilizzando gli stessi principi della formula [3]

$$M = F \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x = (M_{bdrv} - M_{bstb}) \cdot \sin(\beta - \alpha) \cdot i_x$$

dove:

$$M_{bdrv} = (Mb \cdot \sin \alpha + c \cdot \cos \alpha) \cdot \gamma_{DW} \text{ forze agenti}$$

$$M_{bstb} = (Mb \cdot \sin \alpha \cdot (1 - c)) \cdot \gamma_{RW} \text{ forze resistenti}$$

$$Mb = V \cdot \gamma \text{ peso della massa di roccia instabile}$$

V = volume instabile massimo tra i chiodi che è calcolato come segue:

$$\text{(Caso A): se } \alpha \geq (\beta - \arctan(s/i_y)) \text{ e } \alpha < \beta$$

$$V = \frac{1}{2} \cdot i_y^2 \cdot \tan(\beta - \alpha)$$

$$\text{(Caso B): se } \alpha < (\beta - \arctan(s/i_y))$$

$$V = i_y \cdot s - \frac{1}{2} \cdot \frac{s^2}{\tan(\beta - \alpha)}$$

$$\text{(Caso C): se } \alpha < (\beta - \arctg(s/i_y))$$

$$V = 0.5 \cdot s^2 / \tan(\beta - \alpha)$$

Infine

$$\text{se } M/i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p < Mb \cdot \sin \beta$$

$$\text{allora } T = M / i_x / \sin(\beta - \alpha) - \rho_p \quad \text{quindi} \quad T = Mb \cdot \sin \beta$$

con

$$\rho_p \approx \arctg(Z_{bulg} / 1.5) = \text{angolo della deformazione della rete}$$

Z_{bulg} = deformazione correlata al carico di punzonamento M . È direttamente misurata da dati sperimentali di Maccaferri.

Dimensionamento della rete: stato limite di servizio

Lo stato limite di servizio fornisce informazioni riguardanti quanto segue:

- attività di manutenzione sul rivestimento necessaria;
- rischi di denudamento degli ancoraggi;
- interferenza tra l'infrastruttura e il rivestimento del versante come conseguenza di deformazioni eccessive.

Lo stato limite di servizio è soddisfatto se

$$B_{bulg} - Z_{bulg} \geq 0$$

dove

B_{bulg} = $D_{mbulg} / \gamma_{mbulg}$ = deformazione ammissibile

D_{mbulg} = deformazione di progetto massima

γ_{mbulg} = coefficiente di sicurezza; varia tra 1.3 (rivestimento correttamente installato su un versante con una superficie regolare) e 3.00 (rivestimento installato non correttamente su un versante con una morfologia irregolare).

Z_{bulg} = deformazione del rivestimento derivato dai risultati dei test condotti da Maccaferri sulla base del carico di punzonamento M.

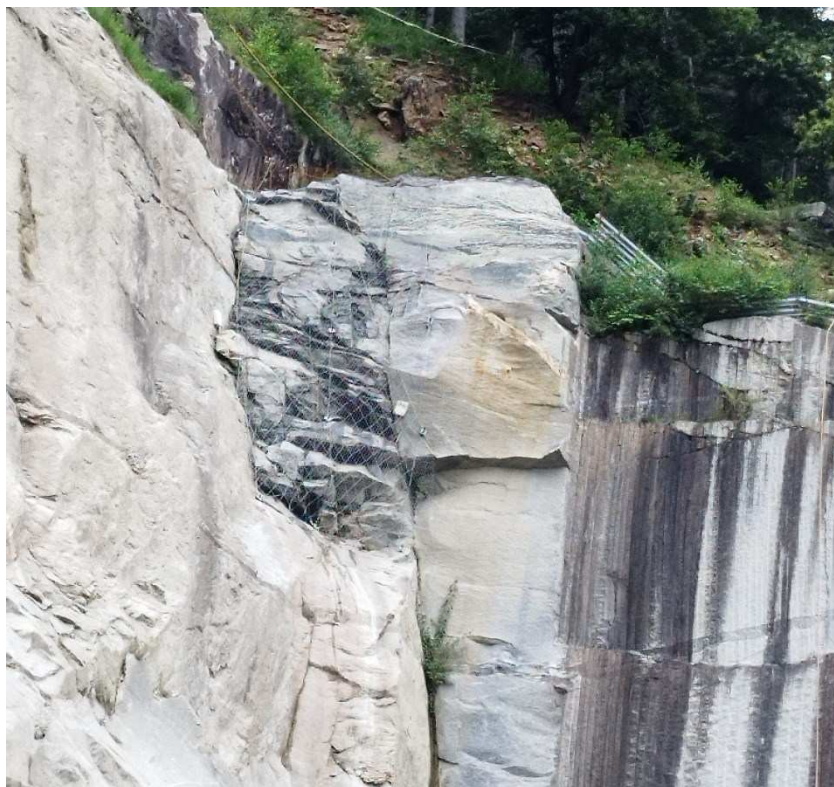
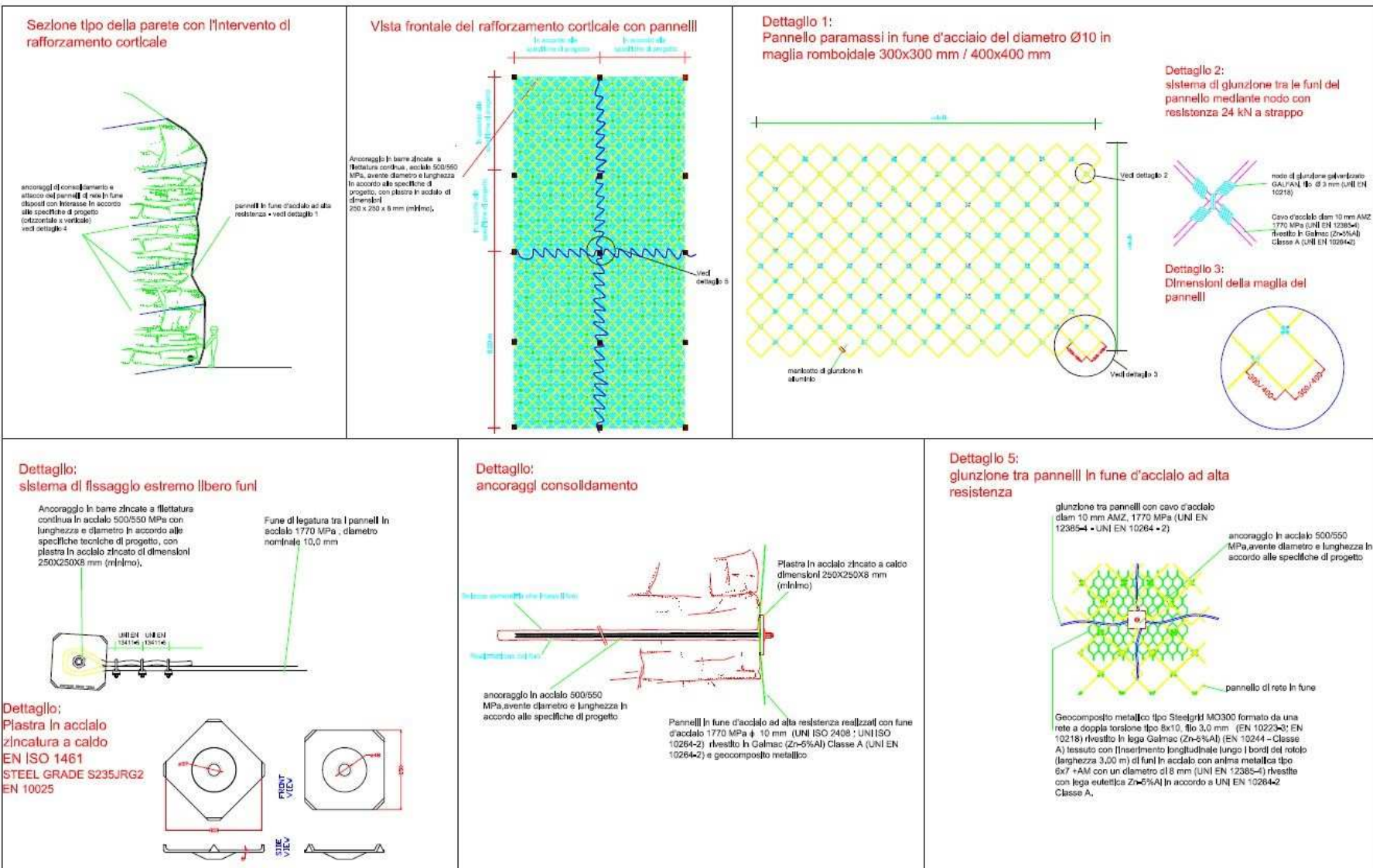


Foto n. 1 - Angolo NE del fronte principale con il rafforzamento corticale, le frecce indicano la posizione dei fessurimetri posizionati in corrispondenza del contatto tra la porzione compatta e quella fratturata dell'ammasso roccioso.

Nella pagina seguente si riporta uno schema tipo delle modalità di posizionamento e degli ancoraggi del sistema di rafforzamento corticale fornito da Officine Maccaferri S.p.A.



Officine Maccaferri S.p.A. non è responsabile dei disegni e dei calcoli trasmessi. In quanto i medesimi vanno intesi come indicazione di massima, tendendo solamente a conseguire l'impiego ottimale dei prodotti non è responsabile del progetto e delle verifiche sui luoghi che dovessero successivamente realizzarsi senza specifico incarico. Il presente elaborato è stato realizzato prevedendo l'impiego di prodotti di Officine Maccaferri, pertanto la stessa non è responsabile in caso di un uso dell'elaborato con prodotti diversi da quelli di Officine Maccaferri o comunque non controllato da parte di Officine Maccaferri.					Titolo disegno: Rafforzamento corticale ad alta resistenza e rigidità per blocchi di grandi dimensioni		Tecnico: S.C.	Data:	DISEGNO TIPICO
Scala: Non in scala		Proposta No:		Disegnatore: L.M. - A.S.		Data:	NON ESECUTIVO		
Nome file :			Rev: 00	Verifica: F.F.		Data:			
Rev:	Note:	Dis:	Ver:	Data:					



OFFICINE MACCAFERRI S.p.A.
Via Kennedy, 10 - Zola Predosa (Bologna) - Italia
Tel. +39 051 6436000 - Fax +39 051 6436201
e-mail: comit.officine@maccaferri.com - Website: www.maccaferri.com

MACCAFERRI

OFFICINE MACCAFERRI S.p.A.
 Via Kennedy, 10 - Zola Predosa (Bologna) - Italia
 Tel. +39 051 6436000 - Fax +39 051 6436201
 e-mail: comit.officine@maccaferri.com - Website: www.maccaferri.com

1.2.5. VERIFICA NUMERICA DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE

MACRO 1 Reinforced System

Rock and Soil Slope Protection Design Software

MACCAFERRI

www.maccaferri.com

Cliente **Domo Graniti Srl /**

pag. 1 of 2

● Informazioni sul progetto

Titolo	Descrizione
Numero	
Cliente	Domo Graniti Srl
Progettista	Dott. Geol. Claudio Gagliardi

● Input

Parete rocciosa

Inclinazione della parete [°]	80
Spessore instabile [m]	1.00
Peso dell'unità di volume della roccia [kN/m³]	27.00
Lunghezza di plastizzazione nella roccia stabile [m]	0.30

Giunto più pericoloso

Inclinazione del giunto più pericoloso [°]	25
Resistenza a compressione semplice JCS [MPa]	10.00
Rugosità JCR	0.10

Accelerazione sismica

Coefficiente sismico orizzontale	0.05
----------------------------------	------

Rete

Tipo di rete	HEA 300 Ø 8
Resistenza a trazione nominale [kN/m]	211.00
Massima deformazione ammissibile [m]	0.21

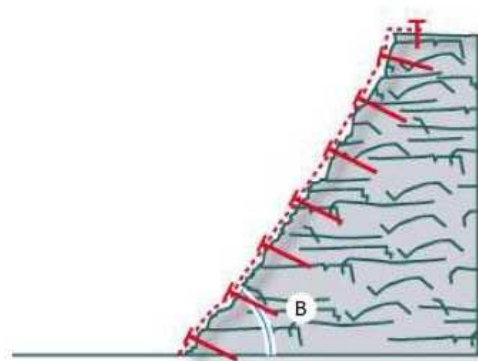
Barre di Ancoraggio

Geometria

Interasse orizzontale dei chiodi [m]	3.00
Interasse verticale dei chiodi [m]	3.00
Inclinazione della barra rispetto all'orizzontale	0

Tipo di ancoraggio

Tipo di barra	Fully threaded steel bars 500/550
Diametro interno della barra [mm]	0
Diametro esterno della barra [mm]	28
Spessore della corona di corrosione [mm]	0
Tensione di snervamento [MPa]	500.00
Coefficiente di adesione tra roccia e iniezione [MPa]	0.40



FS Fattore di Sicurezza

Incertezza sullo spessore medio della zona instabile	1.20
Incertezza sul peso di volume della roccia	1.01
Incertezza sulle condizioni ambientali di applicazione	1.02
Coefficiente di riduzione delle forze stabilizzanti	1.24

Morfologia del pendio da consolidare	1.10
Sovraccarichi esterni sul pendio	1.02
Coefficiente di aumento delle forze destabilizzanti	1.12

Fattore di sicurezza globale	1.39
------------------------------	------

Coefficiente della resistenza a trazione della rete	2.00
Coefficiente della deformazione massima ammissibile	1.10

Coefficiente della resistenza dell'acciaio	1.15
Coefficiente della adesione tra roccia e iniezione	2.00

● Risultati

Bar design check (Slope SF)

1.25 Soddisfatta

Mesh design check

6.70 Soddisfatta

Serviceability design check

1.06 Soddisfatta

Progettazione degli ancoraggi

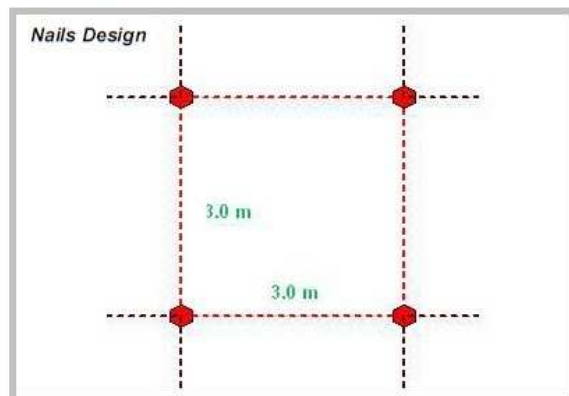
Forze stabilizzanti [kN]	338.12
Forze stabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [kN]	270.39
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento	1.25

Angolo tra perpendicolare alla parete e asse della barra [°]	10.00
Snervamento ammissibile dell'acciaio [MPa]	434.78
Sezione di acciaio utile della barra [mm ²]	615.75
Sliding plane stabilizing forces - per anchorage [kN]	154.78
Diametro minimo di perforazione (nominale) [mm]	43.00
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta al carico trasmesso dalla rete [kN]	38.97
Forza di sfilamento dell'ancoraggio dovuta all'instabilità globale [kN]	15.12
Forza totale di sfilamento (totale) [kN]	38.97
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte stabile della roccia [m]	1.50
Lunghezza minima di ancoraggio nella parte instabile della roccia [m]	1.20
Lunghezza minima di fondazione (nominale) [m]	3.00

Stato Limite di Servizio

Forze stabilizzanti [m]	0.19
Forze destabilizzanti sul piano di scivolamento corticale [m]	0.18
Rapporto tra carico e resistenza a trazione	1.06

Geometry



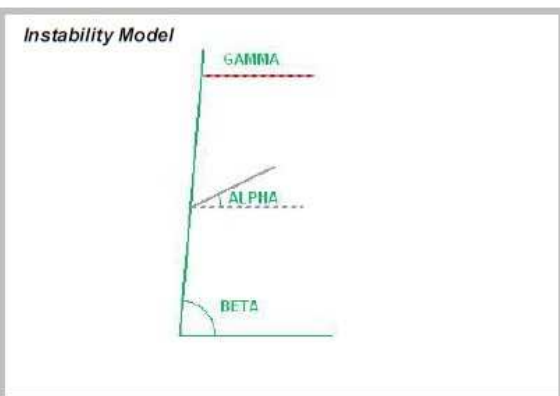
Progettazione della rete

Forza massima agente sulla fune [kN/m]	105.50
Massimo carico di trazione agente sulla rete [kN/m]	15.75
Rapporto tra resistenza a trazione e carico	6.70

Volume potenzialmente instabile - caso A [m ³ /m]	0.00
Volume potenzialmente instabile - caso B [m ³ /m]	2.30
Volume potenzialmente instabile - caso C [m ³ /m]	0.35
Massimo volume che può agire tra la maglia di chiodi. [m ³ /m]	2.65
Massimo peso che può agire tra la maglia di chiodi. [kN/m]	71.55
Sommatoria delle forze instabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	37.50
Sommatoria delle forze stabilizzanti agenti sulla superficie di scivolamento corticale [kN/m]	23.17
Forze di punzonamento agenti sulla rete [kN]	35.22
Angolo di deformazione della rete rispetto all'orizzontale (valore medio) [°]	6.81

Caratteristiche dell'instabilità

Pressione di contatto sul piano di scivolamento [MPa]	0.02
Dilatanza iniziale del giunto più pericoloso	0.09
Volume totale che spetta al singolo ancoraggio [m ³]	9.00
Peso totale che spetta al singolo ancoraggio [kN]	243.00



1.3. PUNTI 1.2. – 1.3. – 1.4.

La posa della rete è stata effettuata prima dell'intervento di pulizia del gradone di q. 1082 m e di sistemazione del cumulo di materiale detritico più fine presente alla base della parete.

Prima della posa della rete sono stati eseguiti tutti gli interventi di disgaggio delle porzioni di roccia fratturata che potevano essere rimossi manualmente.

Il controllo diretto da parte dei rocciatori ha quindi permesso di eliminare tutte le porzioni potenzialmente instabili; al termine dell'intervento sono stati posizionati due fessurimetri elettrici ai lati del settore più fratturato, in corrispondenza della parte inferiore parzialmente aggettante per monitorarne in continuo il comportamento.

Si ribadisce che il rafforzamento corticale mediante la posa della rete di rivestimento ancorata costituisce una misura preventiva e cautelativa in quanto dal momento del crollo (aprile 2022) non sono mai stati registrati altri distacchi dall'angolo NE in questione. Si precisa che anche nel corso delle campagne di monitoraggio interferometrico radar non sono stati registrati movimenti, anche minimali, o deformazioni superficiali.

Tuttavia, per lo stato di fratturazione fitta e con giunti disposti a franapoggio, predisponenti eventuali scivolamenti di blocchi, nelle fasi di controllo e disgaggio manuale della parete i rocciatori, anche con piccole cariche di esplosivo, hanno eliminato le porzioni di roccia che potevano essere rimosse.

La rete costituisce quindi un elemento di ulteriore sicurezza ma agisce, da un punto di vista geomeccanico, in modo appropriato come intervento passivo che si attiva, generando una forza opposta all'eventuale moto di caduta dei massi, solo nel caso di effettivo movimento di qualche blocco. Non trattiene materiale già visibilmente instabile o completamente sospeso.

Dopo la posa della rete è stato eseguito l'intervento di pulizia del sottostante gradone di q. 1082 e la sistemazione dell'accumulo di detrito fine prodotto nella fase di scopertura del soprastante ciglio di cava. Il materiale è stato livellato al piede del fronte formando, come previsto un gradone in terra di larghezza media pari 8 m circa con una modesta scarpata di raccordo con l'accumulo di blocchi sottostante.

Si allegano alcune riprese fotografiche che evidenziano l'intervento di sistemazione ormai concluso che, come da indicazioni progettuali, ha rimosso l'accumulo e la conseguente scarpata detritica presente nella parte centrale e quindi ha eliminato la possibilità di rotolamento e dilavamento del materiale a monte dell'accumulo di frana.

Il materiale fine è stato livellato alla base della parete formando un gradone in terra che agisce anche da fascia di protezione impedendo di avvicinarsi al piede della parete.

Viene infine evidenziata sulle riprese fotografiche la traccia della barriera che sarà materializza sul terreno per delimitare la fascia di 25 m di distanza dalla base dell'angolo NE, al di sotto della rete corticale.



FOTO N. 1 – L'ACCUMULO DI FRANA ALLA BASE DEL FRONTE NORD PRIMA DELL'INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO CORTICALE, PULIZIA DEL GRADONE DI Q. 1082 M E SISTEMAZIONE DEL DETRITO PIÙ FINE.



FOTO N. 2 / 3 - INTERVENTI DI DISGAGGIO MANUALE PREVENTIVI NELL'ANGOLO NE DEL FRONTE E POSA DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE



FOTO N. 4 / 5 – L'AVVIO DELLE OPERAZIONI DI PULIZIA DEL GRADONE DI Q. 1082 M. ESEGUITE CON RAGNO ANCORATO AL DERRICK INFERIORE.

FOTO IN BASSO, DOPO LA PULIZIA DEL GRADONE IL RAGNO HA REALIZZATO, COME DA RELAZIONE DI PROGETTO, UNA PIAZZOLA PER OSPITARE L'ESCAVATORE CINGOLATO E REALIZZARE IL LIVELLAMENTO DEL DETRITO FINE FORMANDO UN GRADONE PIANEGGIANTE ALLA BASE DELLA PARETE.



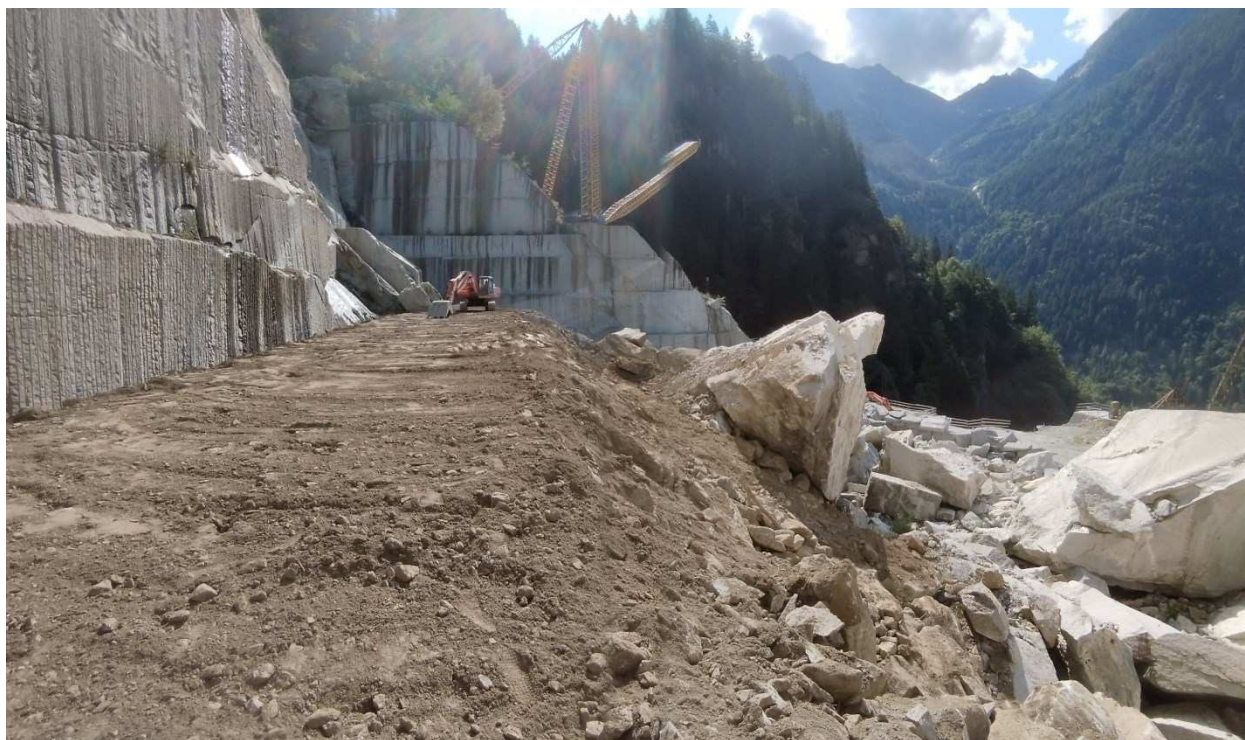


FOTO N. 6/7 – RIPRESE DA OVEST E DA EST DEL GRADONE REALIZZATO CON IL LIVELLAMENTO DEL DETRITO FINE ALLA BASE DELLA PARETE DEL FRONTE NORD. IL GRADONE IN TERRA PRESENTA UNA LARGHEZZA VARIABILE DA 8÷10 M CIRCA

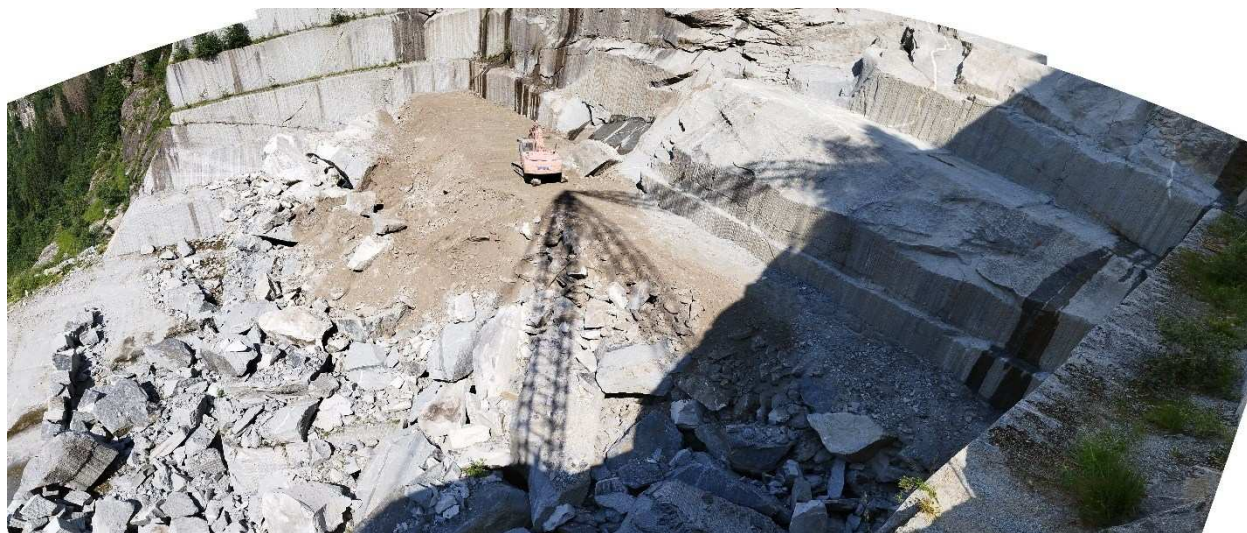


FOTO N. 8/9 – RIPRESA PANORAMICA E RAVVICINATA DELLA COMPLETA SISTEMAZIONE DEL GRADONE AL PIEDE DEL FRONTE E DELLA PULIZIA DEL GRADONE IN ROCCIA TRACCIATO A Q. 1082 M.

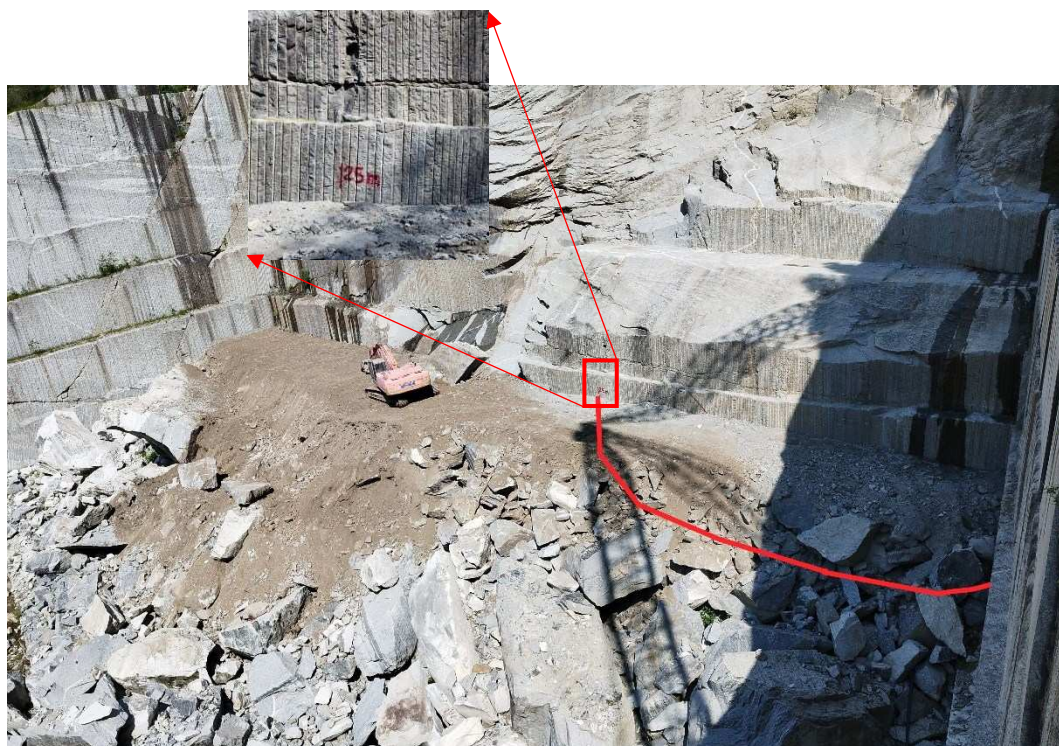


FOTO N. 10/11 – RIPRESE DAL GRADONE E PANORAMICA AL TERMINE DELL'INTERVENTO DI SISTEMAZIONE SU CUI SI EVIDENZIA LA TRACCIA DELLA FASCIA DI 25 M AL PIEDE DELL'ANGOLO NE (ALLA BASE DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE). SI EVIDENZIANO LE MISURAZIONI RIPORTATE CON VERNICE ROSSA DALL'ANGOLO NE; LA FASCIA SARÀ MATERIALIZZATA CON PICCHETTI PRIMA DELL'AVVIO DEI LAVORI DI PRELIEVO MASSI DAL SOTTOSTANTE ACCUMULO DI CROLLO.

1.4. PUNTO 1.1. – PISTA DI ARROCCAMENTO VERIFICHE NUMERICHE DEI MURI IN PROGETTO E DELLE SCARPATE DETRITICHE – ELABORATI GRAFICI DI PROGETTO

La costruzione della pista di arroccamento, come già descritto, si sviluppa sull'accumulo stabilizzato di sfridi prodotti nel corso della pregressa coltivazione, depositati nei vuoti di scavo della cava inferiore (tra q. 1000 m, fondo scavo e q. 1030 m circa) dall'inizio degli anni 2000, quando è stata esaurita la parte di giacimento inferiore e sono iniziati i lavori di coltivazione nella parte superiore, quella che forma la cava attuale dove si è verificato l'evento di crollo.

L'accumulo è già in parte contenuto e sostenuto da muri in massi di cava (scogliera riquadrata) che presentano altezze variabili da 2 m a 8 m sul lato Est prospiciente il piede dell'accumulo a ridosso dell'attuale pista di accesso.

Inoltre, la parte superiore dell'accumulo, a ridosso della parete della cava inferiore, in corrispondenza dell'attuale piazzola di carico degli autocarri, per un breve tratto è contenuto da un muro in blocchi di altezza massima pari a 12 m circa.

Con l'intervento di sistemazione dell'accumulo l'altezza del muro suddetto si riduce a 4,50 m circa per effetto del riporto di materiale detritico alla base della parete che comporta una sopraelevazione media della piazzola di carico degli autocarri pari circa 8 m÷10 m circa.

Questo muro viene quindi in parte inglobato nel riporto di materiale ed in parte conservato e prolungato, come richiesto, fino a q. 1030 m circa a sostegno della scarpata superiore.

Infine, si realizza un nuovo tratto di muro di sostegno/contenimento dell'ultimo tratto della pista per la rampa che accede alla piazzola di q. 1048 m, il muro presenta un'altezza massima fuori terra di 4,10 m circa e si estende per una lunghezza di 18 m circa.

Gli interventi descritti sono riportati e quotati sugli elaborati grafici allegati che riguardano:

- planimetria di confronto stato attuale/progetto (Tavola N. 10/INT_Provv674_2024 - scala 1 : 500);
- sezioni pista (A-A, B-B, C-C, D-D, E-E, F-F) e profilo longitudinale di confronto stato attuale/progetto (Tavola N. 11/INT_Provv674_2024)

Sulla base della seguente caratterizzazione geotecnica e sismica (ai sensi delle NTC 2018) del materiale detritico in pezzatura medio grande (elevata percentuale di massi spigolosi submetrici) che forma l'accumulo di sfridi si producono le verifiche numeriche dei muri e della scarpata rimodellata rispetto alle configurazioni maggiormente critiche (massima altezza e inclinazione) corrispondenti alla sezione C-C per l'accumulo.

La verifica di stabilità della scarpata rimodellata viene eseguita utilizzando l'applicativo eseguibile *Soils-Versione 3*, software per l'analisi di stabilità dei pendii in terra, prodotto dalla società ProgramGEO.

Si producono le superfici critiche con minimo fattore di sicurezza rispetto a potenziali superfici di scivolamento individuate a diversa profondità nell'accumulo dritico considerato in condizioni non drenate.

Si esegue infine la verifica del nuovo muro a gravità rispetto alla configurazione di massima altezza (sez. B-B) ed anche del muro esistente di altezza di 12 m con il riporto di materiale che ne riduce l'altezza fuori terra a 4,5 m circa (sez. B-B).

Le verifiche numeriche dei muri in massi a gravità sono eseguite con il software MB-Muro dell'ing. Mauro Barale che segue le verifiche di stabilità, sia locale che globale, in accordo alle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC08 e NTC18).

Il calcolo delle spinte del terreno viene effettuato mediante i coefficienti di spinta attiva, calcolati tramite le formulazioni di Mononobe-Okabe e, pertanto, il programma può essere utilizzato per le verifiche di situazioni semplici in termini di stratigrafia e con la superficie avente un andamento lineare.

Le verifiche di capacità portante della fondazione sono eseguite nell'ipotesi di terreno omogeneo ed infinitamente esteso (no terreno stratificato).

La capacità portante viene valutata mediante le formulazioni di Brinch-Hansen generalmente utilizzate nel caso di terreni a comportamento prevalentemente non coesivo o poco coesivo.

Il calcolo del fattore di sicurezza relativo alla verifica di Stabilità Globale dell'insieme opera-terreno, viene effettuato secondo i metodi semplificato di "Janbu" nell'ipotesi di superfici di scivolamento circolari.

Nei casi esaminati si esegue pertanto sia la verifica di stabilità locale della singola opera sia globale del complesso opera-terreno.

1.4.1. PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI E VERIFICHE DI STABILITÀ VERSANTE

Per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici degli sfridi di coltivazione utilizzati per il modellamento del versante si ricorre ai dati esistenti su tali materiali individuando un range di variazione tra un valore minimo ed uno massimo al fine di considerare un unico materiale con caratteristiche pressoché uniformi.

Si tiene conto al riguardo delle verifiche di back-analysis e della relativa caratterizzazione geotecnica condotta su materiali analoghi nel corso di specifiche indagini geotecniche svolte per la verifica di stabilità delle scarpate detritiche della limitrofa Cava Al Passo esercita dalla stessa Domo Graniti.

Al fine di uniformare il comportamento del materiale si trascura il contributo della coesione e si opta per una maggiore incidenza del valore dell'angolo d'attrito interno in funzione dell'effetto di "dilatanza", ovvero della variazione di volume (valore di picco) in funzione della resistenza del terreno.

Assume infatti un ruolo fondamentale la notevole concentrazione di massi e clasti spigolosi il cui mutuo incastro produce, sotto la pressione delle azioni esterne, una risposta della resistenza a taglio del terreno, in termini di attrito puro, per effetto del fenomeno (dilatanza = incremento di volume necessario per mobilizzare i massi) che provoca la riorganizzazione delle particelle e soprattutto delle pezzature maggiori che si contrappone alla forza destabilizzante.

Tenendo conto che il materiale di riporto è costituito esclusivamente da sfridi di coltivazione in pezzatura grossolana si propone la seguente caratterizzazione per un unico

materiale che si considera privo di coesione in rapporto alla granulometria estremamente variabile e grossolana, anche della matrice più fine (sabbioso-limosa).

Si considera invece in termini di incremento del valore dell'angolo di attrito il contributo della frazione più grossolana in pezzatura (clasti, massi sub-metrici e metrici) che come già anticipato offre un contributo significativo in termini di dilatanza.

In relazione ai dati disponibili si attribuiscono all' accumulo di sfridi interessato dai lavori di sistemazione i parametri geotecnici compresi nel seguente range:

angolo di resistenza al taglio	$\phi_{\min} = 34^{\circ}$ (valore minimo da back-analysis)
	$\phi_{\max} = 42^{\circ}$
	$\phi_{\text{probabile}} = 38^{\circ}$
coesione	$C = 0 \text{ kN/m}^2$
peso di volume drenato	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Il suddetto range è inoltre definito dai numerosi dati di letteratura che, a causa della difficoltà di prelevare dei campioni indisturbati e/o ricostituiti in laboratorio, per definire il comportamento meccanico di materiali non coesivi fanno riferimento alle correlazioni semi-empiriche che legano i risultati di alcune prove in situ ai parametri di resistenza e deformabilità di litotipi sabbiosi. In genere si utilizzano le correlazioni che associano la densità relativa dei depositi in situ (D_R).

Dalle prove convenzionali di laboratorio per definire le curve sforzi-deformazioni, è noto come per questi materiali non coesivi, ai fini della resistenza al taglio sia fondamentale il parametro che definisce l'indice dei vuoti. Nel corso delle prove, partendo da un campione di sabbia sciolta ($e_0 = 0.85$), questo valore si riduce progressivamente con il procedere delle deformazioni fino ad un valore (indice dei vuoti critico) raggiunto il quale il materiale continua a deformarsi senza variazioni di volume e resistenza.

Nel caso di sabbia densa ($e_0 = 0.60$) il valore di resistenza che ne deriva è sensibilmente maggiore perché per portare a rottura il provino occorre spendere energia sia per il lavoro effettuato dalle forze di attrito interno relative alla rotazione e traslazione dei granuli sia per produrre l'aumento di volume, senza il quale non c'è deformazione, contrastato dalla componente normale dello sforzo applicato.

Pertanto, l'angolo di attrito non rispecchia soltanto l'attrito interno tra i grani e si parla quindi più propriamente di resistenza al taglio che dipende anche dall'attrito che si mobilita tra le particelle nel corso degli scorrimenti e rotazioni e dal grado del loro mutuo incastro. Utilizzando la schematizzazione proposta da Rowe (1962), il valore dell'angolo di resistenza al taglio ϕ può essere interpretato come la somma dei tre contributi:

- l'attrito tra i grani
- il lavoro dovuto alle variazioni di volume (dilatanza)
- il lavoro dovuto al riassetto dei grani (quando l'indice dei vuoti raggiunge il valore critico)

In sintesi, nelle prove emerge che allo stato di massima densità relativa il valore massimo dell'angolo di resistenza al taglio dipende proprio dall'attrito tra i grani e dall'energia spesa per l'aumento di volume.

La marcata dipendenza dalla densità relativa dimostra come tale parametro sia quello che maggiormente influenza la scelta del valore dell'angolo di resistenza al taglio.

Nel caso specifico viene pertanto utilizzata la correlazione ϕ e D_R proposta da Schmertmann (1978) e quella proposta da De Mello (1971) che mette in relazione i risultati di prove N_{SPT} e ϕ .

Da lavori eseguiti su materiali simili è noto che la resistenza dedotta da prove penetrometriche è variabile da 10÷30 colpi/piede per i materiali granulari con medio addensamento fino ad un massimo di 20÷30 colpi/piede.

Per ulteriore controllo della validità del dato di densità relativa e della correttezza dei valori di N_{SPT} , quindi del corrispondente valore dell'angolo di attrito interno, si è fatto ricorso anche ad altre correlazioni da cui è possibile ricavare il valore dell'angolo d'attrito ϕ attraverso i grafici che propongono le seguenti correlazioni, ottenute mediante prove dirette su materiali analoghi:

1. D_R e N_{SPT} da Terzaghi e Peck (1967)
2. D_R e N_{SPT} da Gibbs e Holtz (1957)
3. D_R e N_{SPT} da Bazaraa (1967)

Utilizzando più correlazioni si esegue infatti un controllo incrociato tra l'attendibilità dei valori assunti e quelli ricavati. In particolare, da Terzaghi e Peck (1967) e da Gibbs e Holtz (1957) è possibile ricavare per un materiale sciolto un valore indicativo di densità relativa che permette entrare nei grafici che esprimono la correlazione con l'angolo di attrito per definirne il valore medio rappresentativo.

Per materiali sciolti con valori N_{SPT} pari a 10÷30 colpi/piede si ricava infatti un grado di addensamento D_R variabile da 35% a 65% rispetto alla massima densità raggiungibile, tale dato è confermato anche dalla correlazione di Bazaraa (1967), che esprime un valore di densità relativa $D_R \geq 50\%$. Tuttavia, in assenza di prove dirette e considerando la presenza di materiale di riporto si introduce prudenzialmente un valore di $D_R = 20\%$ nell'utilizzo delle correlazioni di Schmertmann (1978) e De Mello (1971).

Entrando nei grafici suddetti con un valore di D_R compreso pari a 40% della massima densità si ottiene quindi una conferma ed una riduzione della correttezza del dato di resistenza alla penetrazione N_{SPT} (compresa tra 10÷30 colpi/piede), per la quale si ottiene infatti un valore estremamente variabile dell'angolo di attrito interno compreso $34^\circ \leq \phi \leq 42^\circ$ al variare della granulometria del sedimento.

Nelle prove si trascura evidentemente il contributo della frazione grossolana e del fenomeno di dilatanza necessario per superare il muto incastro tra le pezzature più grossolane.

Si riportano di seguito i grafici menzionati in precedenza su cui si evidenziano le correlazioni utilizzate con specifico riferimento alla frazione fine di natura sabbioso-limosa del deposito.

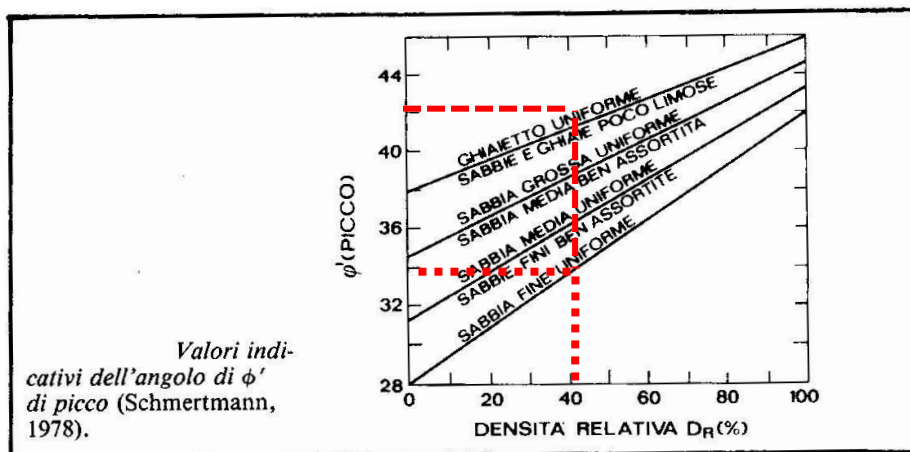
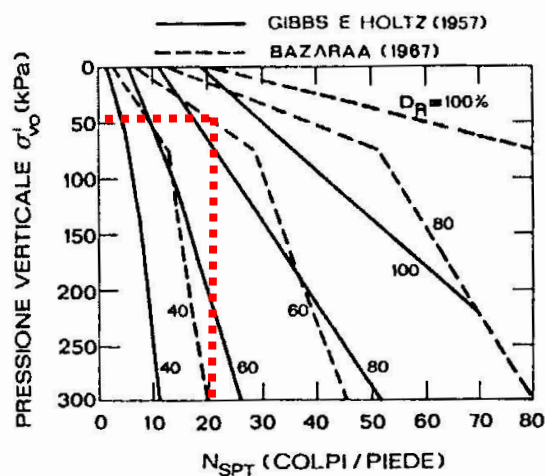


Figura 7.57 Confronto tra la correlazione di Gibbs e Holtz (1957) e quella di Bazaraa (1967).



Esempi di correlazioni tra N_{SPT} e proprietà dei terreni attraversati

N_{SPT}	DENSITÀ RELATIVA	
	Terzaghi-Peck (1948)	Gibbs-Holtz (1957)
0-4	molto sciolta	0-15%
4-10	sciolta	15-35%
10-30	media	35-65%
30-50	densa	65-85%
> 50	molto densa	85-100%

Determinazione dei parametri caratteristici

Dovendo affrontare un approccio statistico per determinare il valore dei parametri caratteristici si precisa che in un terreno non stratificato, come nel caso in esame, è necessario individuare quel valore dell'angolo di attrito, rappresentativo del deposito in esame, che ha solo una probabilità inferiore al 5% di essere statisticamente minore del parametro caratteristico stesso che è stato determinato.

Per questi materiali i possibili valori di ϕ assumono una distribuzione normale (o gaussiana) in cui la media, la moda e la mediana coincidono.

Si ricorda che la media corrisponde alla media aritmetica. La moda rappresenta il punto di massima elevazione della curva di distribuzione gaussiana ed infine si definisce mediana il valore al quale è associata una probabilità di 0,5 (ovvero pari al 50% delle probabilità).

Per ottenere il quinto percentile occorre quindi conoscere il valore medio e la deviazione standard, che rappresenta la dispersione dei parametri del terreno intorno al valore medio scrivendo l'espressione della curva $p(z)$ della distribuzione normale nel seguente modo:

$$p(z) = 1/\sqrt{2\pi} \exp(1/2Z^2) \quad (1)$$

dove:

$$Z = \frac{x - \mu(x)}{\sigma(x)} \quad (2)$$

Nella equazione (2):

x = parametro cercato;

$\mu(x)$ = valore medio;

$\sigma(x)$ = deviazione standard intorno al valore medio.

Essendo pertanto $p(z)$ la probabilità che il parametro x sia quello rappresentativo, Z può essere tabellata in funzione della probabilità P . La grandezza Z varia anch'essa (come la probabilità) nell'intervallo da $+\infty$ a $-\infty$ e assume valori compresi all'interno del range -3,5 / +3,5 per probabilità P comprese tra lo 0,023% e il 99,977%.

Fissato quindi a priori il valore di P si può ricavare il corrispondente valore di Z .

Nella fattispecie poiché si deve ottenere il valore corrispondente alla probabilità di 0,05 (5%) Z corrisponde a -1,645 e diventa una costante per cui l'equazione (2) può essere riscritta così:

$$x = \mu(x) - 1,645\sigma(x) \quad (3)$$

Pertanto, nota la media e la deviazione standard della popolazione di misure relative ai parametri di un determinato litotipo la formula (3) ci consente di calcolare il corrispondente valore limite x dopo avere fissato una probabilità di non superamento, nel nostro caso pari a 0,05 (5%).

Nel caso specifico, in cui in assenza di un significativo numero "n" di dati ottenuti da misure in sito, si ricorre a valori desunti dalla letteratura e confermati da precedenti indagini in aree limitrofe sugli stessi materiali, è necessario introdurre un ulteriore coefficiente correttivo per essere certi di avere individuato il parametro caratteristico rappresentativo. In tali casi l'applicazione della successiva formula vale sia per resistenze non compensate da misure estrapolate sia per resistenze compensate o non compensate dedotte da misure dirette.

Si introduce quindi il concetto di Coefficiente di Variazione che corrisponde al rapporto $\sigma(x) / \mu(x)$ (detto C.O.V.) e pertanto l'equazione (3) diventa:

$$x = \mu(x)[1 + ZC.O.V.] \quad (4)$$

Nel caso specifico quindi, in base alla teoria del calcolo probabilistico sopra sinteticamente esposto, per ottenere il parametro caratteristico del terreno di posa delle fondazioni del nuovo fabbricato, si adotta la suddetta equazione, valida anche nel caso di resistenze compensate (terreno omogeneo) che può essere espressa come:

$$x_{medio}[1 - 1,645C.O.V.]_{min} \quad (5)$$

Per la stima dei valori di $\mu(x)$ e del C.O.V. si può fare ricorso alle seguenti relazioni (Cherubini e Orr, 1999):

$$\mu(x) \cong \frac{a+4b+c}{6} \quad (6)$$

$$C.O.V. \cong \frac{c-a}{a+4b+c} \quad (7)$$

dove:

a = valore minimo stimato del parametro x

b = valore più probabile stimato del parametro x

c = valore massimo stimato del parametro x

Si evidenzia infine che per la distribuzione di probabilità dei principali parametri geotecnici esistono indicazioni in letteratura sul fatto che:

- l'angolo di resistenza al taglio ϕ non segue la distribuzione normale come invece il valore della tangente dell'angolo stesso; pertanto la variabile da inserire nelle formule di calcolo statistico non è " ϕ " ma " $\tan(\phi)$ ", per cui $x = \tan(\phi)$, ed i risultati devono quindi essere riconvertiti secondo la relazione $\phi_k = \arctan(x_k)$;
- il valore della coesione C_u segue invece la distribuzione log-normale, pertanto la variabile da utilizzare per le stime del parametro caratteristico non è direttamente C_u ma il suo logaritmo naturale, per cui in questo caso $x = \ln(C_u)$, ed i risultati devono quindi essere riconvertiti secondo la relazione $C_{uk} = e^{x_k}$.

I valori di ϕ e C_u caratteristici si otterranno calcolando rispettivamente l'arcotangente e l'esponenziale della variabile x_k ottenuta come risultato, come desumibile dai successivi calcoli.

Sulla base della caratterizzazione precedentemente descritta sono stati attribuiti i seguenti valori di ϕ :

$$\phi_{min} = 34^\circ$$

$$\phi_{max} = 42^\circ$$

$$\phi_{probabile} = 38^\circ$$

Applicando le relazioni suddette si ottiene pertanto:

$$\mu(x) \cong \frac{a+4b+c}{6} = \frac{\tan 34^\circ + 4 \tan 38^\circ + \tan 42^\circ}{6} \quad (8)$$

$$C.O.V. \cong \frac{c-a}{a+4b+c} = \frac{\tan 42^\circ - \tan 34^\circ}{\tan 34^\circ + 4 \tan 38^\circ + \tan 42^\circ} \quad (9)$$

Da cui è ora possibile stimare il valore di angolo d'attrito caratteristico del terreno, ovvero il valore corrispondente al quinto percentile della popolazione per valori di angolo d'attrito $34^\circ \leq \phi \leq 42^\circ$ mediante la seguente relazione:

$$\tan \varphi_k = \mu(\varphi)[1 - 1.645 C.O.V.] = 0.785[1 - 1.645 \times 0.048] = 0.72 \cong 36^\circ \quad (10)$$

Considerando l'assenza di coesione, il contributo dell'abbondante frazione in pezzatura grossolana e la stabilità delle scarpate residue che presentano inclinazione con angoli $\geq 50^\circ$ si propongono di seguito rispetto alla sezione rappresentativa individuata (sez. C-C) le verifiche di stabilità in condizioni non drenate sia in condizioni statiche e sismiche adottando i seguenti parametri geotecnici che tengono conto di tutte le precedenti considerazioni:

angolo di resistenza al taglio	$\phi_{\text{caratteristico}} = 38^\circ$
coesione	$C = 0 \text{ kN/m}^2$
peso di volume (saturo)	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

1.4.2. AZIONE SISMICA

In ottemperanza alla normativa citata in premessa, per il Comune di Formazza che è classificato in Zona sismica 3 ovvero nelle aree con livello di rischio basso, si propone la seguente caratterizzazione sismica del terreno ai sensi della classificazione del territorio nazionale di cui all'Ordinanza P.C.M. n. 3274/2003 con specifico riferimento alla suddetta DGR relativa all'aggiornamento della classificazione sismica prodotto dalla Regione Piemonte.

Si ricorda che la suddetta Ordinanza ha portato alla suddivisione del territorio in 4 “zone sismiche” contraddistinte da un diverso valore del parametro a_g , definito come “accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A” ed espresso come frazione dell'accelerazione di gravità “g” che per i Comuni in Zona 3 vale 0.15 g.

Sulla base delle ultime direttive anche in questo caso la progettazione di nuove strutture dovrà essere condotta secondo i criteri previsti dalla specifica normativa inizialmente proposta negli allegati tecnici della stessa OPCM 3274/2003 e s.m.i. (a sua volta riferita alla Normativa Europea EN 1998, Eurocodice 8, per la progettazione in zona sismica) poi ripresi nelle “NTC 2008” ora sostituite dal recente D.M. D.M. 17/01/2018. 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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. 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 quale definita al paragrafo seguente), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, 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.

Nei paragrafi seguenti, sono forniti i valori di a_g , F_o e T^*_C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa definisce le differenti categorie (Tabella 3.2.II delle NTC/2018) di depositi in funzione della stima della velocità media delle onde sismiche di taglio (V_s) degli strati di terreno dei primi 30 metri di sottosuolo ($V_{s,30}$).

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

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

Per le caratteristiche geomorfologiche dell'area ed in relazione ai dati ottenuti dalla specifica indagine geofisica in sito è corretto attribuire il terreno di copertura alla categoria di suolo sismico B.

La descrizione del moto sismico sul piano di fondazione può avvenire attraverso lo spettro di risposta elastico (o, in alternativa, mediante accelerogrammi) riferito alle tre componenti ortogonali in cui si può decomporre il moto: due orizzontali, eguali ed indipendenti, ed una verticale.

In particolare, lo spettro di risposta elastico orizzontale è dato dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_o sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \tag{3.2.7}$$

dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \tag{3.2.8}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \tag{3.2.9}$$

Per la componente verticale si ha:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Anche i valori dei parametri che definiscono la forma dello spettro derivano da indagini di risposta sismica locale; in mancanza di dati oggettivi si può far riferimento ai valori proposti nelle Norme Tecniche e riportati nelle seguenti tabelle:

Categorie di suolo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,00	0.15	0.4	2,0
B, C, E	1,25	0.15	0.5	2,0
D	1,35	0.20	0.8	2,0

Tabella n.2 - Valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D per le espressioni dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.

Categorie di suolo	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A, B, C, D, E	1,00	0.05	0.15	1,0

Tabella n.3 - Valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D per le espressioni dello spettro di risposta elastico della componente verticale.

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3. del D.M. 14.01.2008 – D.M. 17/01/2018.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Le sopra esposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudo-statiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T = 1$).

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

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

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

Nel caso in esame trattandosi di un'area di versante si adotta per il sito una Categoria topografica T2.

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica. Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno 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. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h W$ ed $F_v = k_v W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

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:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I. del D.M. 14/2018, di seguito riportata.

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

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

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h W$ ed $F_v = k_v W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Per un puntuale controllo delle effettive risposte alle sollecitazioni sismiche del terreno si utilizza un foglio elettronico di calcolo (software free Versione 2.01) che fornisce, note le coordinate geografiche (lat. e long.), per tutti i Comuni del territorio nazionale, la possibilità di ricavare gli spettri di risposta dell'accelerazione sismica nelle componenti orizzontale e verticale in funzione delle categorie di suolo e delle condizioni di input introdotte in osservanza dell'aggiornamento alle NTC di cui al D.M. 17/01/2018 e Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21.01.2019.

PARAMETRI SISMICI DEL SITO

LATITUDINE

46,3362900

LONGITUDINE

8,4023200

Tipologia di costruzione

2 – Opere ordinarie

Classe d'uso della struttura

Classe II

Fattore di Struttura "q"

q

2,8

Categoria di Sottosuolo

Tab. 3.2 II

E

Categoria topografica

Tab. 3.2 III

T2

Stato limite	a_g/g	F_0	T_c^*	a_g
Operatività (SLO)	0,0241 (g)	2,471	0,180 s	0,236 m/s ²
Danno (SLD)	0,0303 (g)	2,469	0,198 s	0,297 m/s ²
Salvaguardia vita (SLV)	0,0907 (g)	2,432	0,280 s	0,890 m/s ²
Collasso (SLC)	0,1240 (g)	2,416	0,290 s	1,217 m/s ²

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s Amp. Stratigrafica	1,6000	1,600	1,600	1,600
C_c Coef. Funz. Categoria	2,2810	2,199	1,914	1,887
S_T Amp. Topografica	1,2000	1,200	1,200	1,200
S Amp. Sito $S=S_s \cdot S_T$	1,9200	1,9200	1,9200	1,9200

§3.2 DM 17/01/2018 Azione Sismica: Per i valori di a_g , F_0 e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti.

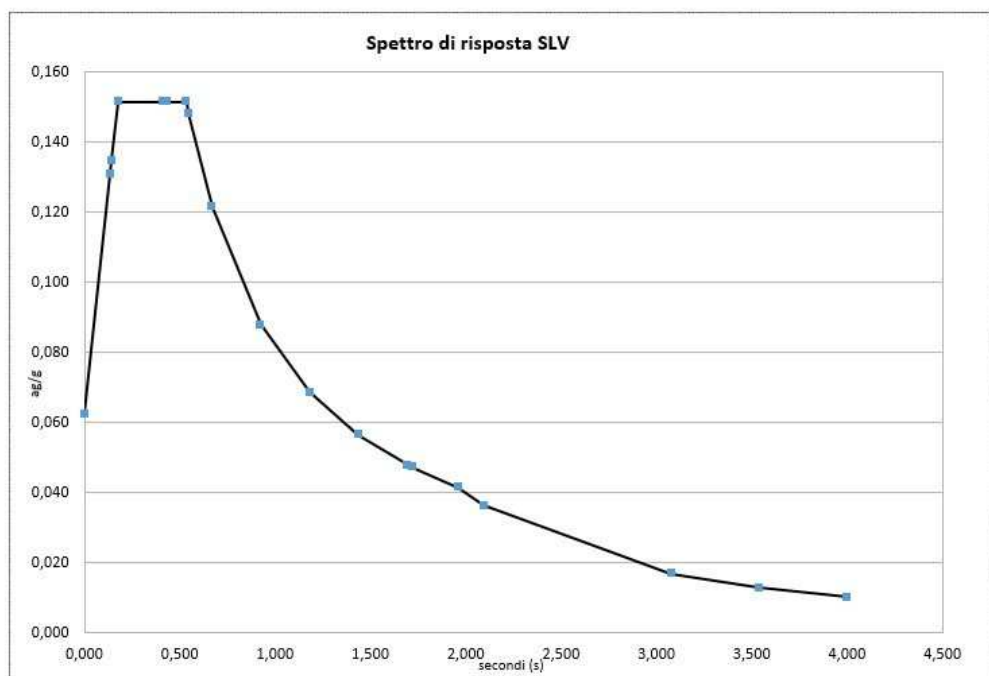
Definizione dei valori di S, TB, TC e TD dello spettro di risposta SLV					
S	1,92			C _c	1,91367
T _b	0,179	T _c	0,536	T _d	1,963

Dati spettro Fattore di struttura			2,80
Secondi	Ordinata elast.	Ordinata SLU	
0,000	0,174	0,062	
0,137	0,366	0,131	
0,145	0,377	0,135	
0,179	0,424	0,151	
0,182	0,424	0,151	
0,412	0,424	0,151	
0,435	0,424	0,151	
0,536	0,424	0,151	
0,547	0,415	0,148	
0,669	0,339	0,121	
0,926	0,245	0,088	
1,182	0,192	0,069	
1,439	0,158	0,056	
1,696	0,134	0,048	
1,721	0,132	0,047	
1,963	0,116	0,041	
2,096	0,101	0,036	
3,079	0,047	0,017	
3,539	0,036	0,013	
4,000	0,028	0,010	

Inizio tratto orizzontale SLV (T_b)

Fine tratto orizzontale SLV (T_c)

Inizio ultimo tratto SLV (T_d)



Pertanto, nel caso in esame, in presenza di terreni ricadenti nella categoria di suolo B, per l'area esame in condizioni di esercizio si ottengono i seguenti parametri:

Categoria di suolo E	Parametri			
	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
Spettro di risposta elastico orizzontale	1,92	0,179	0,536	1,963
Spettro di risposta elastico verticale	1,00	0,05	0,150	1,00

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima sul suolo che si ottiene in questo caso vale $a_g = 0,0907$ g. L'accelerazione massima attesa al sito valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g.$$

risulta pertanto pari a:

$$a_{max} = S \times a_g = 0,174$$

essendo

$$S_S = 1,6$$

$$S_T = 1,2$$

$$A_g = 0,0907$$

1.4.3. ANALISI DI STABILITÀ PENDIO DETRITICO (PUNTO 1.1.)

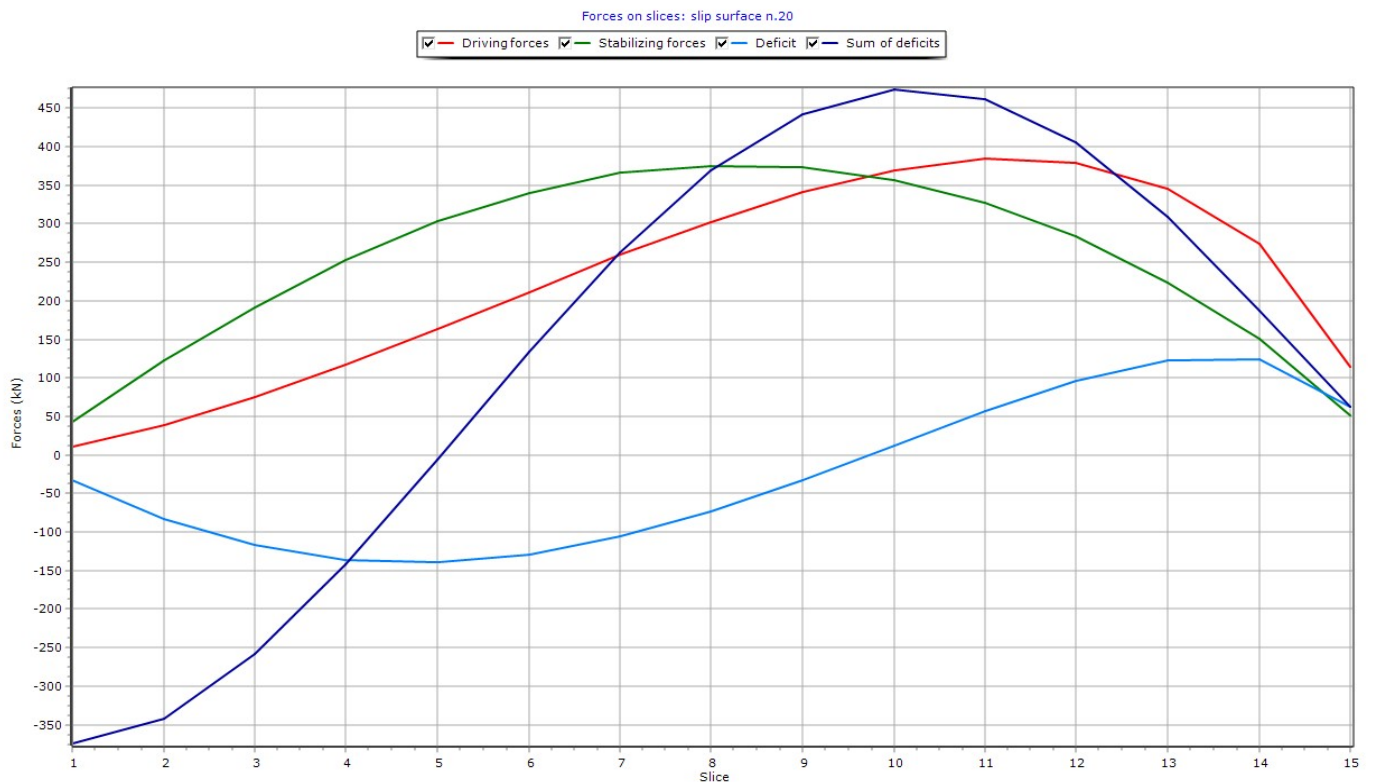
Per quanto riguarda l'analisi di stabilità del pendio si concentrano le verifiche sulla sezione C-C che di fatto risulta rappresentativa dell'intero settore oggetto di sistemazione per le caratteristiche omogenee degli sfridi di coltivazione accumulati.

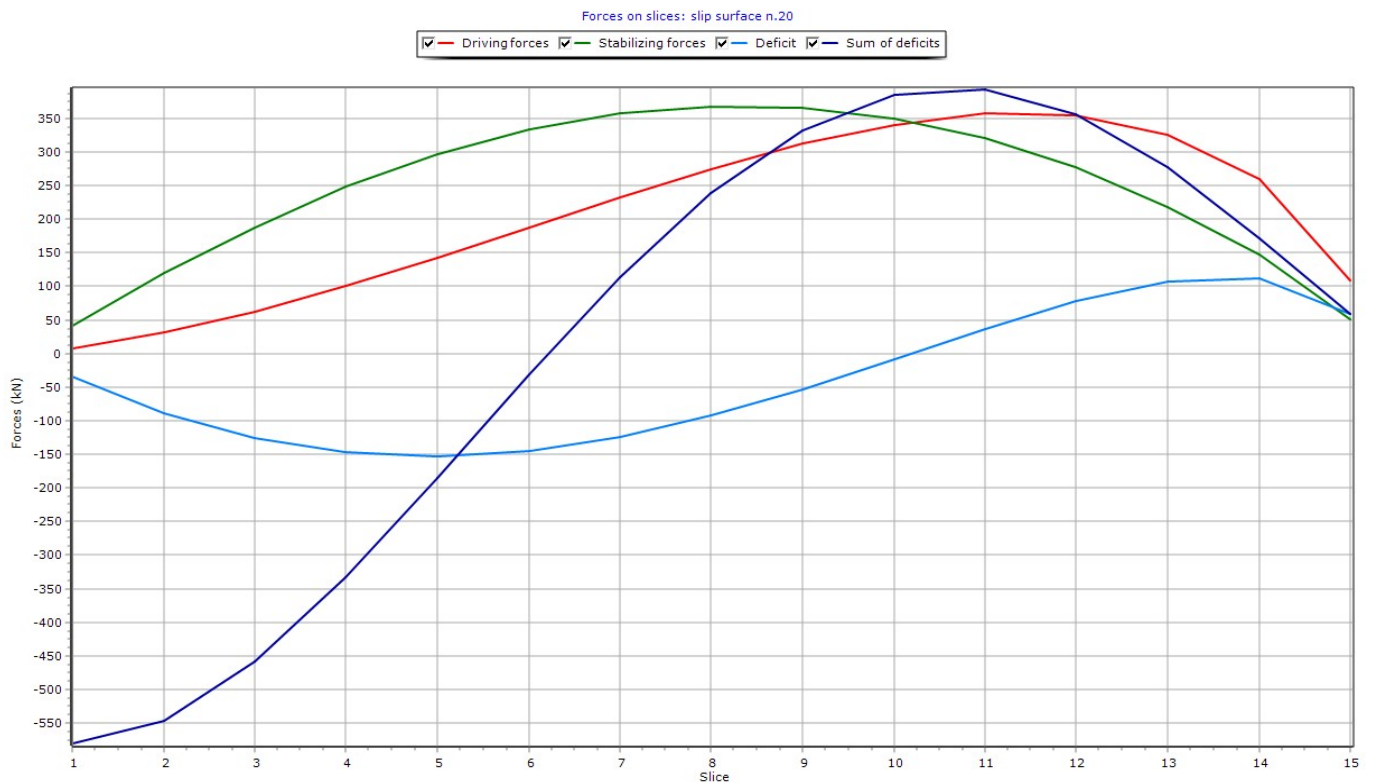
Si precisa che le verifiche sono condotte alla ricerca di superfici complessive di scivolamento critiche relativamente a diverse porzioni del pendio e sono eseguite in condizioni non drenate, si evidenzia che non si considera un vero livello acquifero all'interno del pendio poiché si tratta di un accumulo di materiale estremamente permeabile.

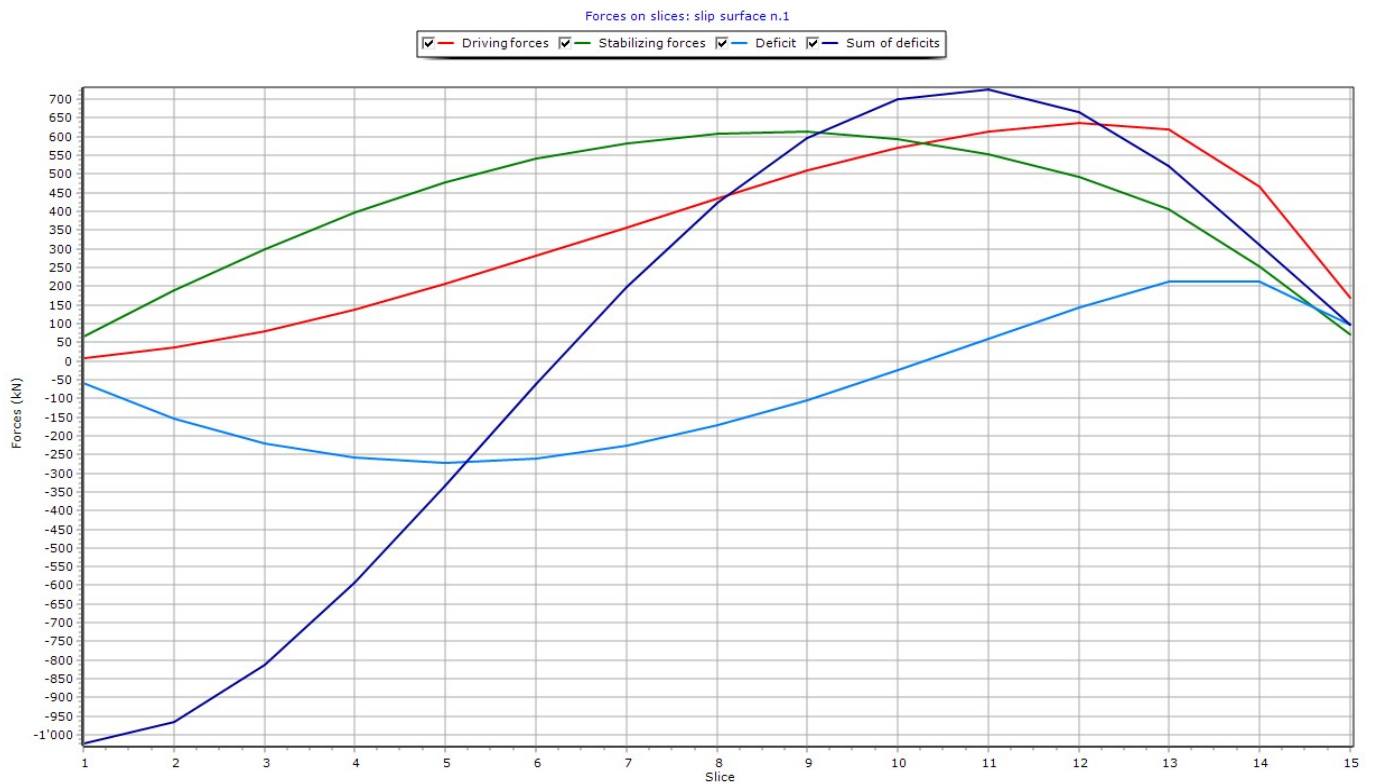
Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di stabilità riferite alla sezione C - C

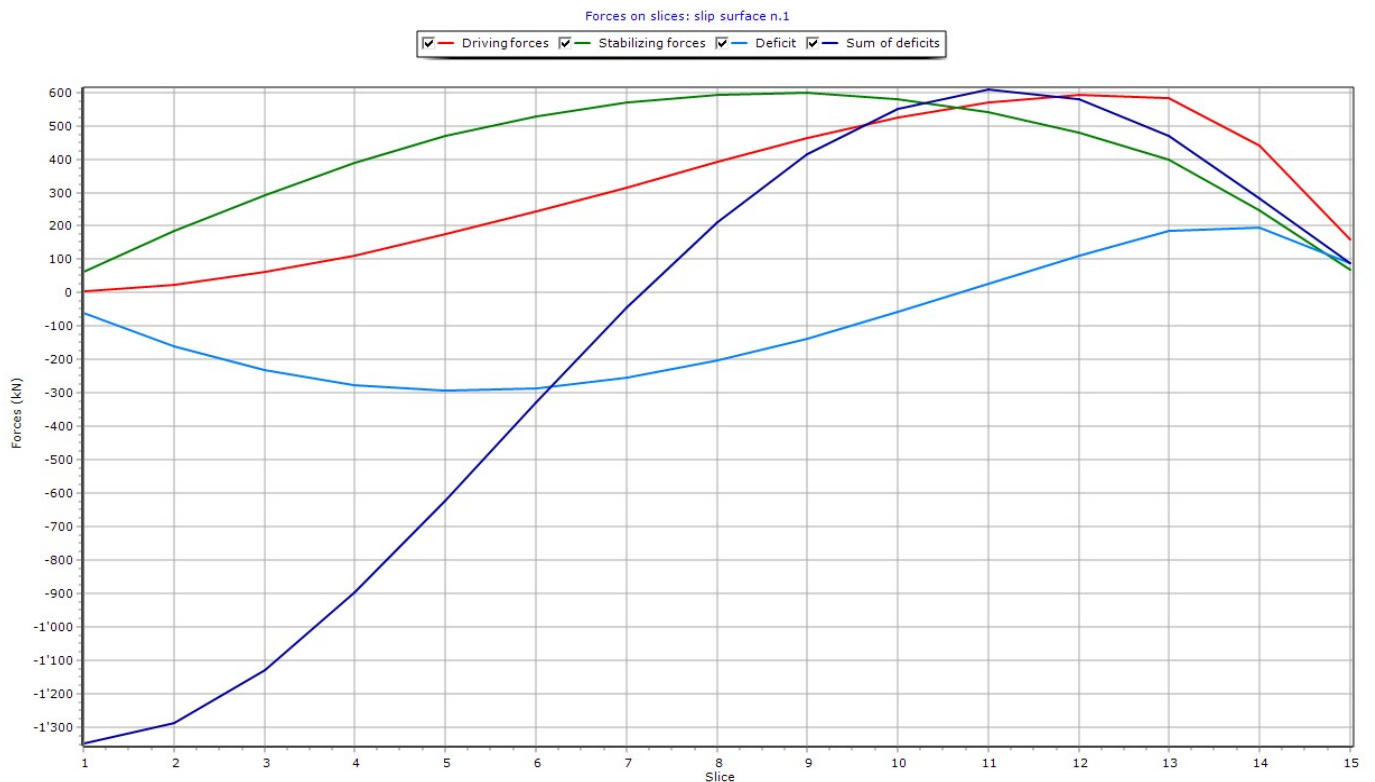
SEZ C-C	Profondità superficie critica	Fs - Statica	Fs - Sismica
Pendio in condizioni non drenate	Superficiale	Fs = 1,23	Fs = 1,13
	Media	Fs = 1,37	Fs = 1,25
	Profonda	Fs = 1,74	Fs = 1,50

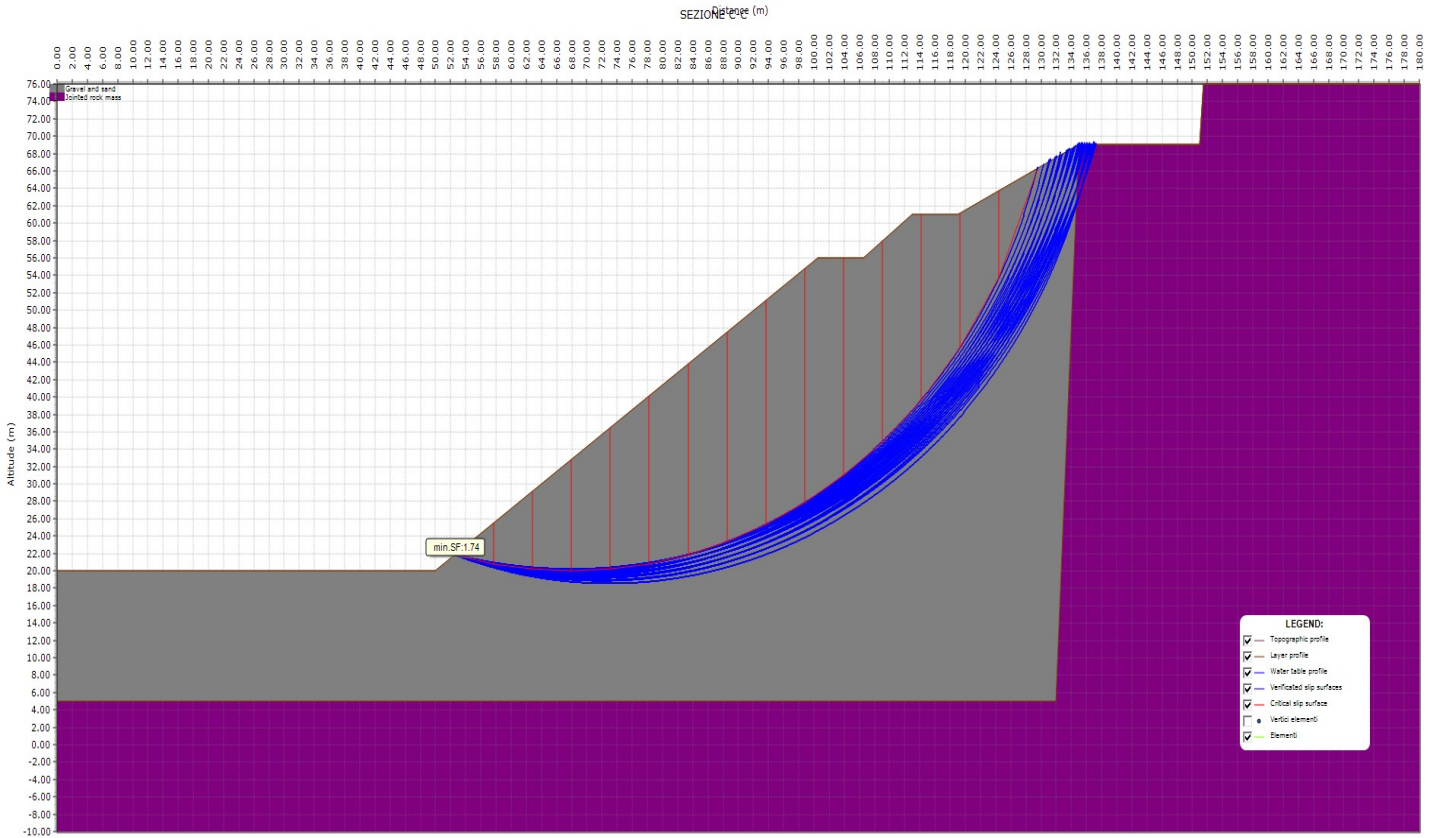
Si allegano di seguito nell'ordine della tabella i report di sintesi del calcolo per le tre superfici critiche ottenute.

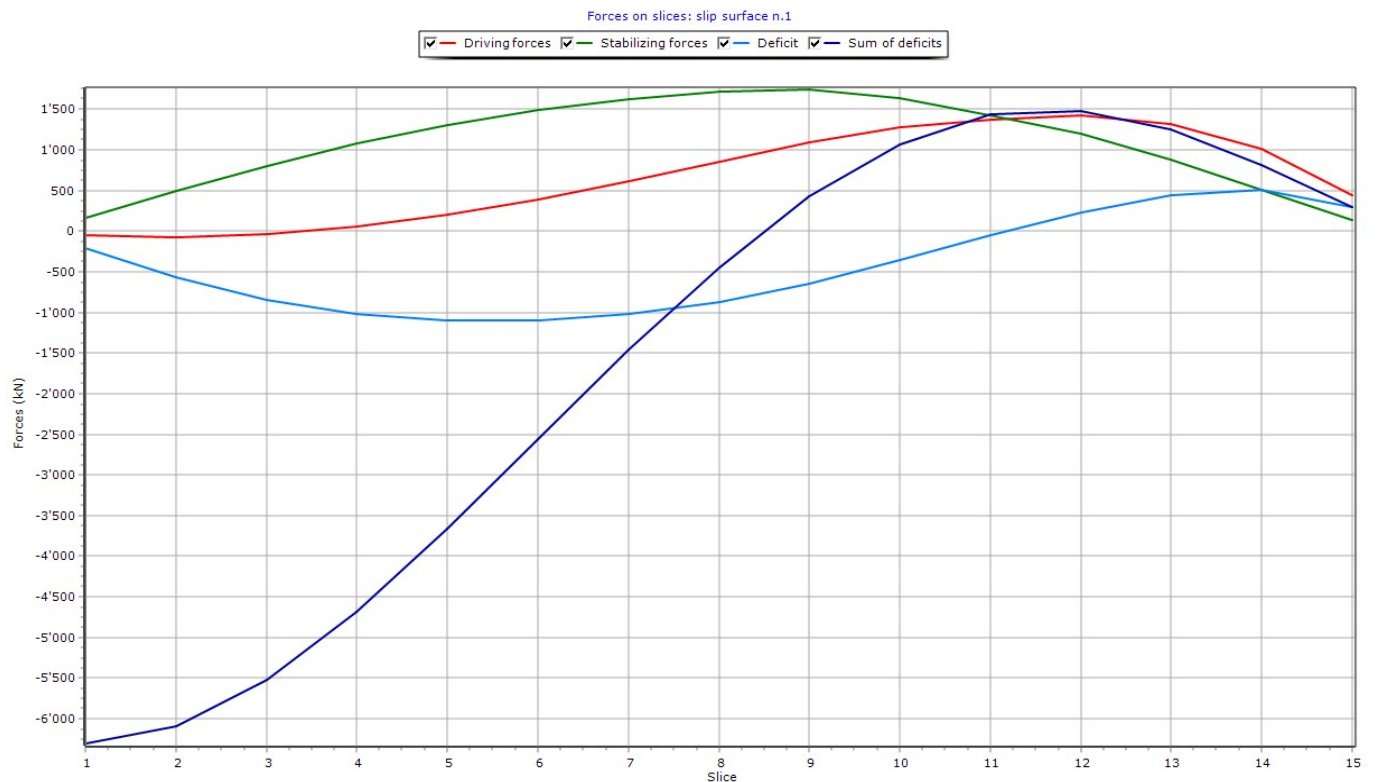
[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]

[illegible]



1.4.4. ANALISI STABILITÀ MURI IN MASSI DI CAVA A GRAVITA' (PUNTO 1.1.)

Considerazioni preliminari

La verifica dell'opera muraria si riferiscono alla tipologia opere di sostegno/contenimento a gravità/semi-gravità.

Si esegue la verifica dell'opera secondo l'Approccio 2 Combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno viene invece effettuata ai sensi delle NTC 2018 (paragrafo 6.8) secondo l'Approccio1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I ($\gamma_R=1.1$) per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

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

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per ciascuno degli stati limite, la verifica di sicurezza risulta soddisfatta quando è soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d = \frac{R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]}{\gamma_R}$$

che può essere scritta anche come:

$$\gamma_R \leq \frac{R_d}{E_d}$$

ovvero, per le verifiche di opere di sostegno (dove $\gamma_R = 1$),

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

Le verifiche geotecniche dei muri sono state eseguite considerando entrambe le condizioni: singola opera e complesso opera+pendio.

Le azioni considerate nelle verifiche di sicurezza sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti, dai sovraccarichi variabili e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

L'azione dell'acqua come spinta sul paramento è nulla per le caratteristiche di elevata permeabilità del materiale che forma il terrapieno e la base di appoggio della fondazione stessa dell'opera di sostegno.

Non è dunque necessaria la verifica degli stati limite ultimi di tipo idraulico (UPL e HYD, 6.2.3.2 NTC), quali ad esempio stati limite di sollevamento per galleggiamento e lo stato limite di sifonamento.

Teoria e Normativa

Per le verifiche di stabilità delle opere sono stati utilizzati i parametri geotecnici degli sfridi precedentemente descritti ed il calcolo è stato eseguito mediante software MB Muro (Rev. 3) applicativo freeware redatto dall'ing. Mauro Barale di cui si riportano di seguito le specifiche relative al campo di applicazione e limitazioni:

*Con il programma **MB Muro** è possibile effettuare le verifiche di stabilità, sia locale che globale, in accordo alle "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC08 e NTC18).*

Il calcolo delle spinte del terreno viene effettuato mediante i coefficienti di spinta attiva, calcolati tramite le formulazioni di Mononobe-Okabe e, pertanto, il programma può essere utilizzato per le verifiche di situazioni semplici in termini di stratigrafia e con la superficie avente un andamento lineare.

Non possono essere risolti casi in cui la superficie del terreno presenta andamenti poligonali o comunque diversi da quello lineare, a meno di approssimare l'andamento della superficie con una linea mediana equivalente.

E' possibile effettuare il calcolo delle spinte anche in condizioni "a riposo" (spinta ko) nel caso di muri di sostegno i cui spostamenti siano vincolati.

Le verifiche di capacità portante della fondazione sono eseguite nell'ipotesi di terreno di fondazione omogeneo ed infinitamente esteso (no terreno stratificato).

La capacità portante viene valutata mediante le formulazioni di Brinch-Hansen generalmente utilizzate nel caso di terreni a comportamento prevalentemente non coesivo o poco coesivo.

Il calcolo del fattore di sicurezza relativo alla verifica di Stabilità Globale dell'insieme opera-terreno, viene effettuato secondo i metodi semplificati di "Fellenius", "Bishop" e "Janbu" nell'ipotesi di superfici di scivolamento circolari.

Il programma effettua tutte le verifiche di stabilità del muro, per tutte le combinazioni di carico previste dalla norma, nelle condizioni SLU (Statiche) e SLV (Sismiche).

Non sono effettuate verifiche di resistenza strutturale degli elementi e verifiche agli SLE (calcolo degli spostamenti).

Il software di calcolo esegue le analisi in considerazione delle seguenti nozioni teoriche:

- 1 calcolo del coefficiente di spinta attiva e passiva del terreno;
- 2 calcolo della spinta attiva e passiva totale delle terre;
- 3 verifiche di stabilità del muro;
- 4 verifica di stabilità dell'insieme muro-terreno.

Coefficienti di spinta del terreno.

Il modello utilizzato nel presente studio per la stima del valore di K_a e K_p è quello di Mononobe e Okabe che è molto simile nella formulazione a quello di Muller-Breslau. Si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

La formulazione di Mononobe-Okabe (OPCM 3274), prende in conto l'azione sismica come azione pseudostatica equivalente. Il coefficiente di spinta attiva pviene quindi calcolato con la seguente formulazione:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad \text{per} \quad \varepsilon \leq \phi' - \vartheta$$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta)} \quad \text{per} \quad \varepsilon > \phi' - \vartheta$$

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \mp k_v}\right)$$

dove

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (\text{coefficiente sismico orizzontale})$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (\text{coefficiente sismico verticale})$$

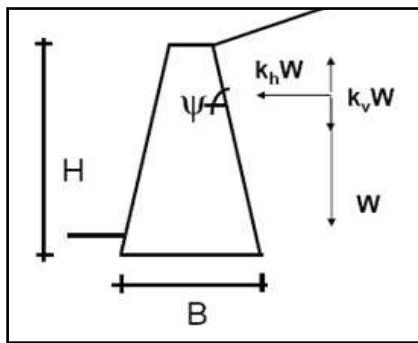
ε inclinazione del terrapieno a monte del muro rispetto all'orizzontale

$\psi = 90^\circ - \beta$ inclinazione del paramento interno rispetto all'orizzontale

(β inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale)

β_m da Tab. 7.11-II del TU (coefficiente di riduzione di a_{\max})

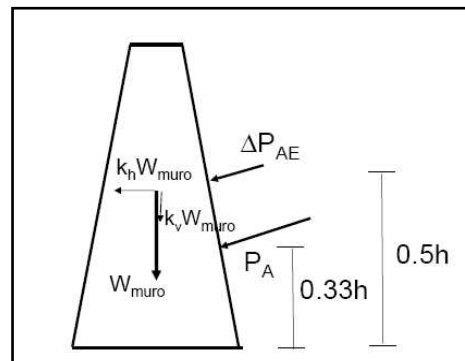
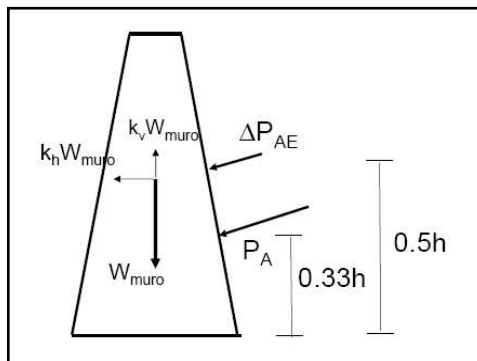
$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (\text{acceleraz. orizz. max. attesa su sito di riferimento rigido})$$



La spinta attiva in presenza di sisma è calcolata come:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^* \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_{AE}$$

L'aliquota $\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$ (differenza fra la spinta attiva in presenza di sisma e spinta attiva in assenza di sisma) va applicata a metà altezza del muro. Inoltre, la componente verticale dell'inerzia del muro (così come quella del cuneo di spinta attiva) va considerata nelle due configurazioni “verso l'alto” e “verso il basso”, come schematizzato nelle figure seguenti:



Le forze sismiche orizzontali legate all'inerzia del muro e del terrapieno vanno invece considerate sempre agenti verso valle (condizione più sfavorevole).

Il drenaggio dell'eventuale acqua piovana infiltratasi al livello della base del muro è assicurata dalle fessure che si hanno in corrispondenza dei blocchi di roccia accostati che formano il muro stesso.

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

$$K_p = \cos 2(\varphi + \beta - \theta) / [\cos \theta \cos 2\beta \cos(\delta - \beta + \theta) (1 - \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta) / [\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)].$$

Nella fattispecie si verifica la configurazione tipo di muro in blocchi di cava con altezza 4.0 m fuori terra e con fondazione di spessore pari ad 1 m e larghezza pari a 3 m, corrispondente ad un blocco immerso nel terreno e disposto trasversalmente alla direzione del muro (masso disposto “*di punta*”). Si tratta della configurazione di massima altezza salvo modesti scostamenti connessi alle dimensioni dei blocchi; mediamente sui profili si riscontrano altezze medie variabili tra 3,0÷3,5 m ca.

Nelle pagine seguenti si riportano i dati di input e output delle verifiche di stabilità in condizioni statiche e sismiche. In relazione al fatto che le opere murarie sono sempre realizzate sul lato di monte della pista di arroccamento provvisoria si imposta in via prudenziale l'inclinazione del terreno di valle con angolo di -20°, anziché nulla.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche e dimensionamento del:

- muro in progetto per il sostegno dell'ultimo tratto della pista di arroccamento tra q. 1044 m e q. 1048 m circa;
- muro esistente a valle della scarpata suddetta che sostiene attualmente l'accumulo che nella configurazione di progetto sarà parzialmente interrato riducendone l'altezza da 12 m (attuali) a 4,5 m (progetto).

DOMO GRANITI s.r.l.

Località Cava Bort sopra Foppiano - Comune di Formazza

Verifica di stabilità muro a gravità in massi di cava

COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:**Statica (A1+M1+R3)****STRATI DI MONTE**

STRATO N.1

G = 18.00 kN/m³

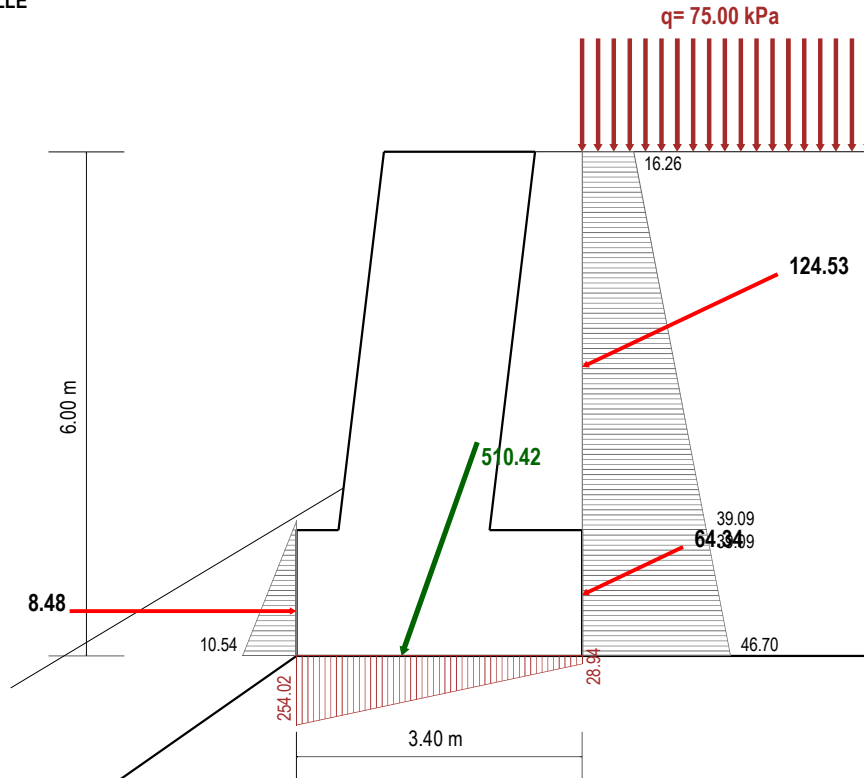
φ' = 38.00 °

c' = 0.00 kN/m²**STRATI DI VALLE**

STRATO N.1

G = 19.00 kN/m³

φ' = 38.00 °

c' = 0.00 kN/m²**STRATO FONDAZIONE**G = 18.00 kN/m³

φ' = 45.00 °

c' = 0.00 kN/m²**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE****VERIFICA A SCOPPIO:**

Azione Orizzontale:	Hed	170.69 kN
Carico verticale:	Ned	481.03 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(φa)	277.89 kN
Base Fondazione:	B	3.40 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Passiva Massima:	Rp_max	23.73 kN
Aliquota Res.Passiva Disponibile:	f_RP	0.50
Resistenza Passiva disponibile:	Rpd= Rp_max*f_RP	11.87 kN
Coeff. parziale resist. terreno:	G_RP	1.40
Resistenza Passiva di Calcolo:	Rp=Rpd/G_RP	8.48 kN
Res.Passiva Mobilitata:	RpM=Hed-(Ra+Rc)<=Rpd	0.00 kN
Resistenza Totale:	Rtot = Ra+Rc+Rp	286.37 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.10
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	260.33 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.53 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	755.57 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	4.54 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	760.11 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.15
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	660.97 kNm
Momento Ribaltante:	Med	154.64 kNm
Verifica:	Mrd/Med	4.27 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	481.03 kN
Azione orizzontale	Hed	170.69 kN
Res.Passiva Mobilit.	Rp_Mobil = Hed-(Ra+Rc) <= Rp	0.00 kN
Azione orizz. Netta	Hed = Hed - Rp_Mobil	170.69 kN
Mom.Passivo Mobilit.	Mp_Mobil =	0.00 kN
Mom.Stab. Totale	Mstab= Mstab + Mp_Mobil =	755.57 kN
Sovraccarico laterale q		30.55 kPa
Eccentricita'	e = B/2-(Mstab-Mrib)/Ned	0.45 m
Base efficace	Beff = B-2 e	2.50 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgφ)*tg2(Pi/4+φ/2)	134.87
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotφ	133.87
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgφ	271.75
coeff.inclin.carico	ig=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^3	0.27
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^2	0.42
coeff.inclin.carico	ic=iq-[(1-ig)/(Nc*tgφ)]	0.41
Inclin. P.C.(<0)	Omega	35.00
coeff.inclin. p.c.	gg=[1-tg(Omega)]^2	0.09
coeff.inclin. p.c.	gg=gg	0.09
coeff.inclin. p.c.	gc=gg-[(1-gg)/(Nc*tgφ)]	0.08
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.00
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	1.00
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgφ)^0.35	1.00
coeff. sismico	zq=zq	1.00
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Beff*Ng*ig*gg*zq	147.48 kN/m ²
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m ²
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*ig*gg*zq	154.14 kN/m ²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	301.62 kN/m ²
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	753.59 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.40
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	538.28 kN
Verifica	Nrd/Ned	1.12 ---> ok!

DOMO GRANITI s.r.l.
Località Cava Bort sopra Foppiano - Comune di Formazza
Verifica di stabilità muro a gravità in massi di cava

COMBINAZIONE DI CARICO N. 2:
Statica (A2 +M2+R2)

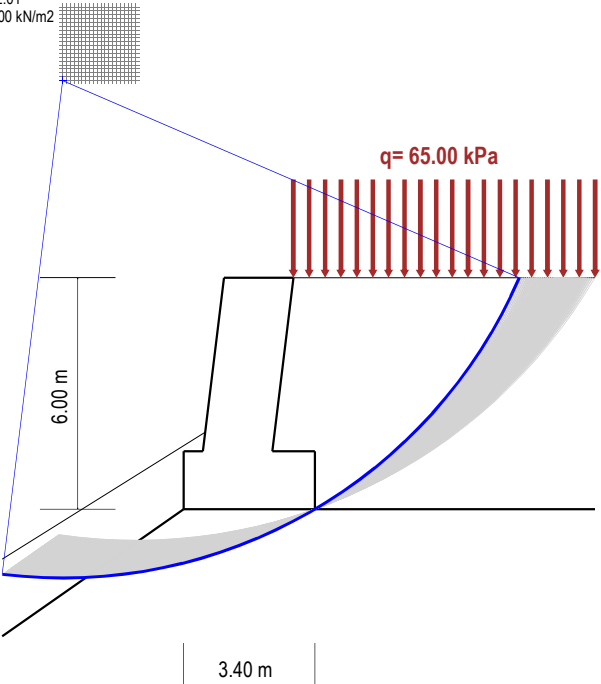
Janbu: Fs min = 1.126

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
G = 18.00 kN/m3
ø' = 32.01 °
c' = 0.00 kN/m2

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
G = 19.00 kN/m3
ø' = 32.01 °
c' = 0.00 kN/m2



STRATO FONDAZIONE
G = 18.00 kN/m3
ø' = 38.66 °
c' = 0.00 kN/m2

DETTAGLI CALCOLO FATTORE DI SICUREZZA (Metodo di JANBU)

FORZE ORIZZONTALI SCIVOLANTI/STABILIZZANTI:

Componente	F_sciv [kN]	F_Stab [kN]
AZIONI LUNGO LA SUP. DI SCIVOL.	606.43	682.62
FORZE ESTERNE AGGIUNTIVE (ORIZZONTALI)	0.00	0.00
RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE		0.00
RESISTENZA TIRANTI DI ANCORAGGIO		0.00
TOTALI:	606.43	682.62

VERIFICA:

Azione:	F_Sciv	606.43
Resistenza:	F_stab	682.62
Coeffic. parziale:	R	1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
Verifica:	Fs = F_Stab / F_Sciv	1.126 ----> ok!

DOMO GRANITI s.r.l.

Località Cava Bort sopra Foppiano - Comune di Formazza

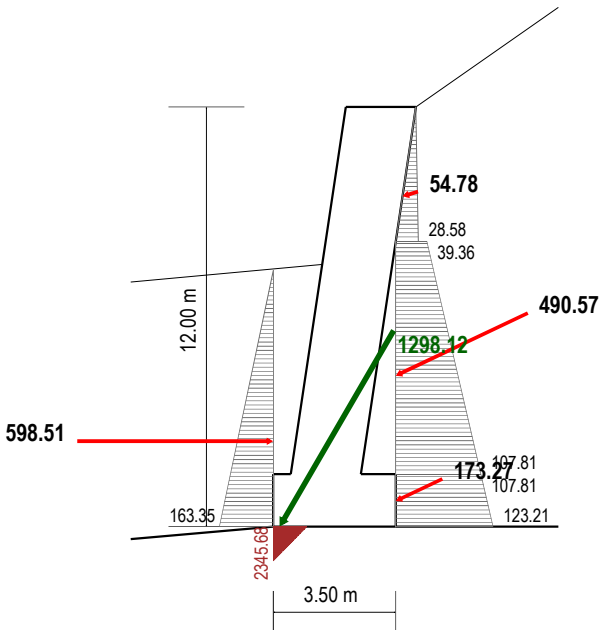
Verifica di stabilità muro a gravità in massi di cava esistente

COMBINAZIONE DI CARICO N. 1:**Statica (A1 +M1+R3)****STRATI DI MONTE**STRATO N.1G = 18.00 kN/m³

φ' = 38.00 °

c' = 0.00 kN/m²**STRATI DI VALLE**STRATO N.1G = 19.00 kN/m³

φ' = 38.00 °

c' = 0.00 kN/m²**STRATO FONDAZIONE**G = 18.00 kN/m³

φ' = 45.00 °

c' = 0.00 kN/m²**RISULTATI DEL CALCOLO e VERIFICHE****VERIFICA A SCORRIMENTO:**

Azione Orizzontale:	Hed	652.37 kN
Carico verticale:	Ned	1122.29 kN
Resistenza attrito:	Ra = Ned*tg(φa)	648.34 kN
Base Fondazione:	B	3.50 m
Resistenza coesione:	Rc = ca * B	0.00 kN
Resistenza Passiva Massima:	Rp_max	1675.82 kN
Aliquota Res.Passiva Disponibile:	f_RP	0.50
Resistenza Passiva disponibile:	Rpd= Rp_max*f_RP	837.91 kN
Coeff. parziale resist. terreno:	G_RP	1.40
Resistenza Passiva di Calcolo:	Rp=Rpd/G_RP	598.51 kN
Res.Passiva Mobilitata:	RpM=Hed-(Ra+Rc)<=Rpd	62.97 kN
Verifica Resist. passiva:	Rpd/RpM	13.31 ---> ok!
Resistenza Totale:	Rtot = Ra+Rc+Rp	1246.85 kN
Coeffic. parziale:	G_R	1.10
Resistenza di Calcolo:	Hrd = Rtot/G_R	1133.50 kN
Verifica:	Hrd/Hed	1.74 ---> ok!

VERIFICA A RIBALTAMENTO:

Momento Stabilizzante:	Mstab	1674.85 kNm
Momento Aggiuntivo (Res.Passiva):	MR,p	1461.97 kNm
Resistenza a Ribaltamento:	Mstab= Mstab+MR,p	3136.82 kNm
Coeffic. parziale:	G_R	1.15
Resistenza a Ribaltamento:	Mrd = Mstab/G_R	2727.67 kNm
Momento Ribaltante:	Med	1470.69 kNm
Verifica:	Mrd/Med	1.85 ---> ok!

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE:

Azione verticale	Ned	1122.29 kN
Azione orizzontale	Hed	652.37 kN
Res.Passiva Mobilit.	Rp_Mobil = Hed-(Ra+Rc) <= Rp	62.97 kN
Azione orizz. Netta	Hed = Hed - Rp_Mobil	589.40 kN
Mom.Passivo Mobilit.	Mp_Mobil =	153.81 kN
Mom.Stab. Totale	Mstab= Mstab + Mp_Mobil =	1828.66 kN
Sovraccarico laterale q		139.23 kPa
Eccentricita'	e = B/2-(Mstab-Mrib)/Ned	1.57 m
Base efficace	Beff = B-2 e	0.36 m
Fattore cap. port.	Nq=exp(Pi*tgφ)*tg2(Pi/4+φ/2)	134.87
Fattore cap. port.	Nc=(Nq-1)*cotφ	133.87
Fattore cap. port.	Ng=2*(Nq+1)*tgφ	271.75
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^3	0.07
coeff.inclin.carico	iq=[1-Hed/(Ned+Beff*c*cotφ)]^2	0.18
coeff.inclin.carico	ic=iq-[(1-iq)/(Nc*tgφ)]	0.17
Inclin. P.C.<0)	Omega	5.00
coeff.inclin. p.c.	gg=[1-tg(Omega)]^2	0.83
coeff.inclin. p.c.	gg=gg	0.83
coeff.inclin. p.c.	gc=gg-[(1-gg)/(Nc*tgφ)]	0.83
coeff. sismico	kh=Ss*St*ag/g	0.00
coeff. sismico	zc=1-0.32*kh	1.00
coeff. sismico	zq=(1-kh/tgφ)^0.35	1.00
coeff. sismico	zq=zq	1.00
pressione limite (1)	qlim1=0.5*G'*Beff*Ng*ig*gg*zg	54.39 kN/m ²
pressione limite (2)	qlim2=c*Nc*ic*gc*zc	0.00 kN/m ²
pressione limite (3)	qlim3=q*Nq*ig*gg*zq	2741.46 kN/m ²
pressione lim. Tot.	qlim = qlim1 + qlim2 + qlim3	2795.86 kN/m ²
Resistenza totale	Qlim = qlim * Beff	1017.23 kN
Coeffic. parziale	G_R	1.40
Resistenza Calcolo	Nrd = Qlim / G_R	726.59 kN
Verifica	Nrd/Ned	1.49 ---> ok!

DOMO GRANITI s.r.l.
Località Cava Bort sopra Foppiano - Comune di Formazza
Verifica di stabilità muro a gravità in massi di cava esistente

COMBINAZIONE DI CARICO N. 2:
Statica (A2 +M2+R2)

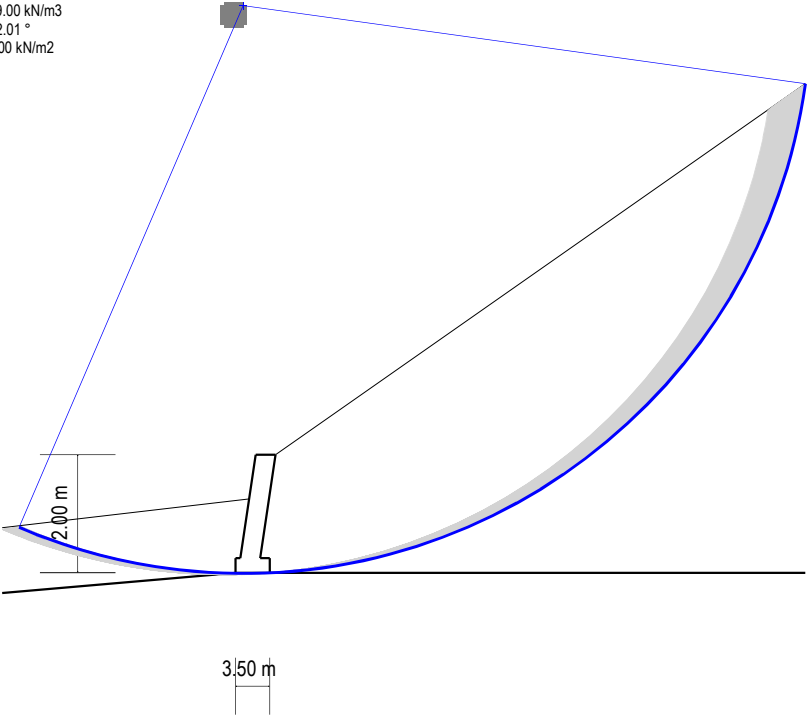
Janbu: F_s min = 1.215

STRATI DI MONTE

STRATO N.1
 $G = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 32.01^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

STRATI DI VALLE

STRATO N.1
 $G = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 32.01^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$



STRATO FONDAZIONE
 $G = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 38.66^\circ$
 $c' = 0.00 \text{ kN/m}^2$

DETTAGLI CALCOLO FATTORE DI SICUREZZA (Metodo di JANBU)

FORZE ORIZZONTALI SCIVOLANTI/STABILIZZANTI:

Componente	F_sciv [kN]	F_Stab [kN]
AZIONI LUNGO LA SUP. DI SCIVOL.	8399.29	10202.04
FORZE ESTERNE AGGIUNTIVE (ORIZZONTALI)	0.00	0.00
RESISTENZA PALI DI FONDAZIONE		0.00
RESISTENZA TIRANTI DI ANCORAGGIO		0.00
TOTALI:	8399.29	10202.04

VERIFICA:

Azione:	F_Sciv	8399.29
Resistenza:	F_stab	10202.04
Coeffic. parziale:	R	1.10 (NTC18 - Tab.6.8.I)
Verifica:	$F_s = F_Stab / F_Sciv$	1.215 ----> ok!

1.5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Con la presente nota tecnica si ottempera alle prescrizioni di cui ai punti 1.1., 1.2., 1.3., 1.4. di cui al provvedimento protocollo n. 8821/2024 del 09/07/2024.

Il sito di cava si presenta ora nelle condizioni previste per l'avvio dei lavori di recupero massi e rimodellamento del corpo di frana che sarà intrapreso, non appena completate le procedure per l'ottenimento della licenza per l'impiego degli esplosivi secondo l'attestazione 296 appositamente rilasciata.

Con osservanza al provvedimento sarà data specifica comunicazione prima dell'avvio dei lavori suddetti.

Trontano (VB), 26/07/2024

dott. geol. Claudio Gagliardi



SOMMARIO

1. NOTA TECNICA PRESCRIZIONI	2
1.1. PREMESSA	2
1.2. PRESCRIZIONI	2
1.2.1. VERIFICA NUMERICA DEL RAFFORZAMENTO CORTICALE DEL SETTORE NE DEL FRONTE PRINCIPALE (PUNTO 1.1.)	2
1.2.2. TIPOLOGIA DI INTERVENTO	3
1.2.3. METODO DI CALCOLO UTILIZZATO	4
1.2.4. VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DEI CHIODI	8
1.2.5. VERIFICA NUMERICA DEL SISTEMA DI RAFFORZAMENTO CORTICALE	13
1.3. PUNTI 1.2. – 1.3. – 1.4.	15
1.4. PUNTO 1.1. – PISTA DI ARROCCAMENTO VERIFICHE NUMERICHE DEI MURI IN PROGETTO E DELLE SCARPATE DETRITICHE – ELABORATI GRAFICI DI PROGETTO	21
1.4.1. PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI E VERIFICHE DI STABILITÀ VERSANTE	22
1.4.2. AZIONE SISMICA	28
1.4.3. ANALISI DI STABILITÀ PENDIO DETRITICO (PUNTO 1.1.)	36
1.4.4. ANALISI STABILITÀ MURI IN MASSI DI CAVA A GRAVITA' (PUNTO 1.1.)	37
1.5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	42