



COMUNE DI PIETRAPERTOSA

PROVINCIA DI POTENZA

UFFICIO TECNICO

Bando MISURA 4 -Sottomisura 4.3.1" Sostegno per investimenti in infrastrutture necessarie all'accesso ai terreni agricoli e forestali".

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA
DELLA VIABILITA' RURALE DEL COMUNE DI
PIETRAPERTOSA

SETTORE: STRUTTURALE

elaborato:

2- RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE

***Ufficio Tecnico Comunale
geom. Salvatore Urgo***

Pietrapertosa li AGOSTO 2019

2-STR

RELAZIONE GEOTECNICA

NORMATIVE DI RIFERIMENTO :

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”;
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”;
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”;
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16/01/1996.”;
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.”;
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - “Progettazione geotecnica - Regole generali -.”;
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.”;
- **D.M. 14/01/2008 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 617 del 02/02/2008**

INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE :

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta, influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite e rilevabili nella relazione geologica, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale, in tal modo scaturito, si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare e il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e, quindi, fondazione-terreno.

Le indagini effettuate, acquisite presso il Comune, hanno consentito di determinare e caratterizzare le successioni litologiche che contraddistinguono l'areale studiato, la loro natura litostratigrafica, il loro assetto morfostrutturale e le loro caratteristiche fisico meccaniche.

I dati ottenuti dalla campagna di rilevamento nonché dalle indagini geognostiche eseguite sono stati puntualmente descritti ai paragrafi precedenti.

In conclusione, sulla base delle risultanze ottenute, possiamo verosimilmente affermare che l'area di stretto interesse risulta caratterizzata da situazioni generalmente non denotanti particolari situazioni di rischio.

Pertanto, sulla base di tutto quanto, considerando gli elementi a disposizione, sufficienti per un inquadramento delle problematiche geologiche, si ritiene che ci siano le condizioni per la fattibilità dell'opera oggetto dello studio.

Le risultanze dell'indagine in sito hanno evidenziato che:

I parametri di resistenza caratteristici dei terreni, così come ricavati dalle prove esaminate assumono mediamente i seguenti valori:

Peso di volume	$\gamma = 20,00 \text{ KN/m}^3$
Coesione	$c = 0 \text{ KN/m}^2$
Angolo di attrito interno	$\phi' = 17^\circ$

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI :

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il “meccanismo generale” e quello di “punzonamento”. Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessata da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo, è caratterizzato dalla assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza “ I_r ” così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi).$$

Indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico “ $I_{r,crit}$ ”, avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti “Coefficienti di punzonamento” i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- E_{ed} è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- φ è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- c' è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- σ' è la tensione litostatica effettiva a profondità $D+B/2$;
- L è la luce delle singole travi di fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- B è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ , sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ del terreno;
- s_q, s_c, s_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- d_q, d_c, d_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- i_q, i_c, i_γ , sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- γ_1 è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- γ_2 è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left(\frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico, il Meyerhof, consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970) :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\phi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\phi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\phi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg \left(\frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\phi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Formulazione di Vesic (1975) :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{90^\circ + \phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\phi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\phi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\phi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen :

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7 :

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se $\varphi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se $\varphi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che, per le relazioni sopra riportate, nel caso in cui $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$. Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione è interessato da falda idrica, il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa;
- γ_{sat} è il peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa;
- z è la profondità della falda dal piano di posa;
- h_c è l'altezza del cuneo di rottura della fondazione.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati, quindi si determina il numero degli strati interessati da esso;
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione e fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori. Il primo valore scaturisce dall'applicazione della formula trinomia alla quota *iesima* dello strato, il secondo deriva dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;
- il minimo dei valori come sopra determinati sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$q'_{ult} = \left[q_{ult}'' + q_{resT} \right]_{\min} = \left[q_{ult}'' + \frac{P}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

- q''_{ult} è il carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato;
- p è il perimetro della fondazione;
- P_V è la spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato;
- K_S è il coefficiente di spinta laterale del terreno;
- d è la distanza dal piano di posa allo strato interessato.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA :

Per la determinazione del carico limite, nel caso di presenza di ammasso roccioso fra i vari strati interessati dal cuneo di rottura, bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice che può variare da un valore minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un valore massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}.$$

E' chiaro che se il valore di RQD è molto basso, quindi ci troviamo nel caso di roccia molto fratturata, il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto, utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni, quella del Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968) e correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q'_{ult} è il carico limite calcolato dell'ammasso roccioso;
- q''_{ult} è il carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz.

L'equazione trinomia del carico limite nel caso in esame assume la seguente formulazione:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma.$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato di quelli già descritti in precedenza. I coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$$s_c = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_c = 1.3 \text{ per fondazioni di tipo quadrato};$$

$$s_\gamma = 1.0 \text{ per fondazioni di tipo nastriforme} \quad s_\gamma = 0.8 \text{ per fondazioni di tipo quadrato}.$$

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

Formulazione di Terzaghi (1943) :

$$N_q = \frac{e^{2 \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg}(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)} \quad N_\gamma = \frac{\text{tg}(\varphi)}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

$$\text{se } \varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$$

φ	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{p\gamma}$	10.	12.	14.	18.	25.	35.	52.	82.	141	298	800

Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968) :

$$N_q = \text{tg}^6 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left(\frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI :

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa, bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale oltre alle due componenti ora citate può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot \operatorname{tg}(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- T_{Sd} componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- N_{Sd} componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- δ angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- S_p spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione;
- f_{Sp} percentuale di partecipazione della spinta passiva;
- A_f superficie di contatto del piano di posa della fondazione.

Va da se che tale tipo di verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele al lato della base che per quelle ortogonali.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO :

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo; il primo è il **metodo di Boussinesq**, il secondo è il **metodo di Westergaard** e infine il terzo è il **metodo di Mindlin**, tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il secondo metodo differisce dal primo per la presenza del coefficiente di Poisson "v", quindi meglio si adatta ai terreni stratificati. Il terzo metodo differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico (i primi due pongono il carico esclusivamente sulla frontiera), quindi meglio si presta al caso di fondazioni poste a una profondità di una certa importanza (il metodo risulta equivalente a quello di Boussinesq nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico). L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot v}{2-2 \cdot v}}}{\left(\frac{1-2 \cdot v}{2-2 \cdot v} + \frac{r^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left(-\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- Q carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;
- D proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- r proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- z proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un'integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a " Q ", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " D " del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE :

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni, assume, in special modo nella fase di esercizio, una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi. Nell'evolversi della fase di cedimento, il terreno passa da uno stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a uno nuovo, per effetto del carico addizionale applicato. La variazione dello stato tensionale di cui sopra, produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo, localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento, che nel caso in esame è quello verticale. Nonostante che la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che modellare il terreno (ai fini del calcolo dei cedimenti) come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. Diversi sono i metodi esistenti in letteratura per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi) quelli implementati vengono di seguito descritti.

Il metodo edometrico, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità " z_i " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- $E_{ed,i}$ modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi edometrica, quindi l'approssimazione del risultato è tanto migliore quanto più ridotto è il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni. Tuttavia lo stesso è dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

Il metodo dell'elasticità, che si basa sulle note relazioni:

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita;
- $w_{\text{Lib.}}$ cedimento in condizioni di deformazione laterale libera;
- $\Delta\sigma_{v,i}$ variazione stato tensionale verticale alla profondità “ z_i ” dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- E_i modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- Δz_i spessore dello strato i-esimo.

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori (valore minimo per $w_{\text{Imp.}}$ e valore massimo per $w_{\text{Lib.}}$) del cedimento elastico per la fondazione in esame.

Parametri geotecnici

Per i parametri dei terreni in situ la relazione geologica propone una indicazione relativa alla presenza dei diversi litotipi del versante su cui ricade il tratto di strada interessato dall'intervento.

In particolare l'acquisizione dei parametri fisico- meccanici derivano da indagini eseguite dal geologo in situ.

Da tali indagini è stato possibile definire un range di valori che definiscono sufficientemente le caratteristiche dei materiali costituenti l'area, ossia le argille varicolori. I valori sono descritti di seguito

Detrito argilloso e sabbioso di colore grigio-brunastro e bluastro, plastico e scarsamente consistente

Peso dell'unità di volume γ	17 KN/m ³
Peso dell'unità di volume γ_s	19 KN/m ³
Coesione C'	0 KN/m ²
Angolo di attrito interno Φ'	17°

Presentazione del metodo di calcolo

Le analisi sono eseguite verificando la stabilità delle sezioni di progetto, considerando tutta una serie di potenziali superfici di scivolamento circolari, riscontrando, in accordo alla Normativa, in ogni caso un fattore di sicurezza minimo superiore al valore 1.00. Le analisi di stabilità dei pendii possono essere verificate con diversi metodi di calcolo, ognuno dei quali fornisce un'equazione finale che permette di determinare il fattore di sicurezza. Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni. Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina.

Tra questi quello da utilizzato nella presente relazione di calcolo è il software GDW della Geostru. L'analisi di stabilità, che adotta tali metodi, è quella dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in conci la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro. Per ogni cono sono disponibili per la risoluzione del sistema le tre equazioni della statica (equilibrio traslazione verticale, orizzontale ed equilibrio dei momenti), quindi per n conci si avranno $3n$ equazioni linearmente indipendenti.

Il metodo utilizzato è quello di Bishop

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Si riportano di seguito i risultati di calcolo ottenuti

GABBIONATA CONTRORIPA

Normativa di riferimento

NTC 2008 Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Forze considerate nell'equilibrio della gabbionata

- Peso proprio della gabbionata
- Spinta statica del terreno a monte (in condizione limite attiva)
- Peso del terreno gravante sulla mensola di monte
- Acqua sulla mensola di monte
- Spinta idrostatica di monte
- Spinta sismica di monte in direzione x
- Spinta sismica di monte in direzione y
- Spinta idrostatica di valle
- Spinta statica del terreno a valle
- Spinta sismica di valle in direzione x
- Spinta sismica di valle in direzione y
- Sottospinta idrostatica

Lo schema di riferimento scelto per il calcolo della gabbionata è mostrato nella seguente figura:

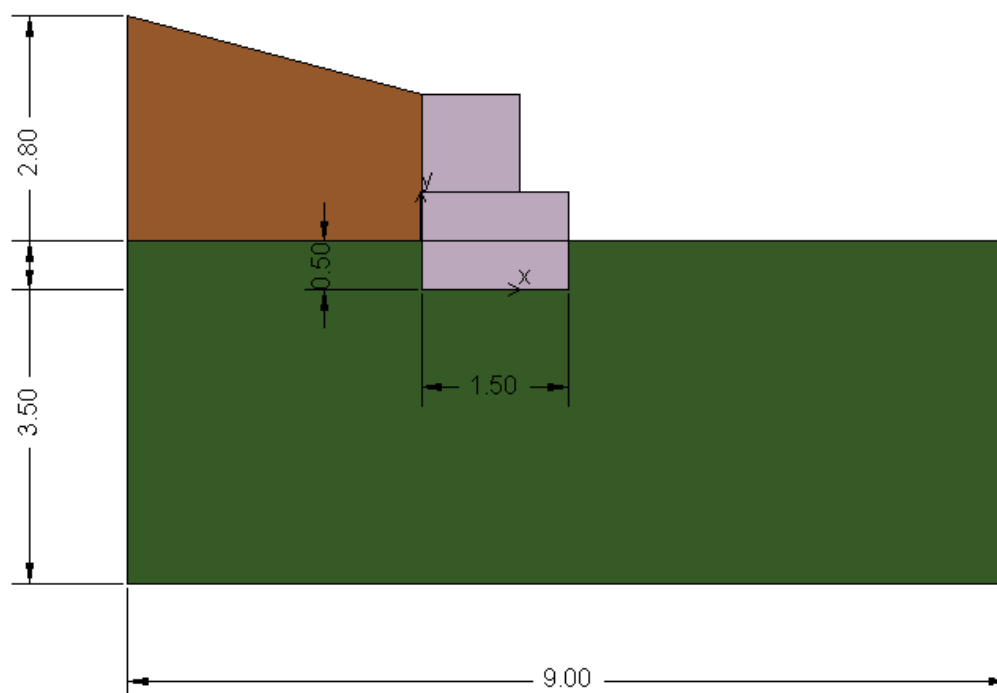


Figura 1:Schema di calcolo

Calcolo della spinta attiva

Per il calcolo della spinta attiva è stato adottato il metodo di *Coulomb*, il quale è basato sullo studio dell'equilibrio

COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA' RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA

limite globale del sistema formato dalla briglia e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \times \gamma_t \times z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2\beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta - \varepsilon)} \right]^2}$$

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t Peso unità di volume del terreno;

β Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ Angolo di attrito terra-muro;

ε Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H Altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di *Mononobe & Okabe* riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico. Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w \times z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \times \gamma_w \times H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Carico limite di fondazioni superficiali su terreni

Metodo di Vesic

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Affinché la fondazione di un muro possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso del muro; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine. Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u coesione non drenata
 q pressione litostatica totale sul piano di posa
 s_c Fattore di forma
 $s_c = 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari
 i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 1 - \frac{2H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

A_f area efficace della fondazione

c_a aderenza alla base, pari alla coesione o ad una sua frazione.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cot \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$m = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

DATI PROGETTO:

Titolo progetto LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA
VIABILITA' RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA
DI MONTEPIANO

Descrizione del progetto

Committente COMUNE DI PIETRAPERTEOSA

Progettista GEOM. URGO SALVATORE

DATI GENERALI:

Fattore di sicurezza a ribaltamento	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a scorrimento	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico limite	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico lim. orizzontale micropali	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico lim. verticale micropali	1,00 [-]

GEOMETRIA BRIGLIA IN GABBIONI:

TIPI

Nome	B[m]	H[m]	L[m]	Peso[KN/m³]
FILA 1	1,50	0,50	20,00	22,00
FILA 2	1,50	0,50	20,00	22,00
FILA 3	1,00	1,00	20,00	22,00

STRATI:

ID	Tipo	d[m]	nr
1	FILA 1	0,00	1
2	FILA 2	0,00	1
3	FILA 3	0,00	1

Altezza fondazione	0,00 [m]
Base fondazione	0,00 [m]
Inclinazione profilo di monte	15,00 [°]
Inclinazione paramento monte	0,00 [°]

STRATIGRAFIA :

Nome	Peso [KN/m³]	Peso saturo [KN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [KN/m²]	Attrito terra muro [°]	Adesione [KN/m²]
ARGILLA	17,00	19,00	17,00	0,00	6,00	0,00
ARGILLA	17,00	19,00	17,00	0,00	6,00	15,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

PARAMETRI SISMA:

Coefficiente sismico orizzontale - Kh	0,10 [-]
Coefficiente sismico orizzontale - Kv	0,05 [-]
Posizione incremento sismico - Xs/h	0,67 [-]

VERIFICHE GLOBALI:

Numero di combinazioni analizzate	10
-----------------------------------	----

Combinazione 1 - ((A1 + M1 + R1)Scor. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,56	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-11,25	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Combinazione 2 - ((A1 + M1 + R1)Qlim. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	71,50	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,56	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	-0,33	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,08	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 3 - ((A2 + M2 + R2)Scor. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,63	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,73	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-9,75	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Combinazione 4 - ((A2 + M2 + R2)Qlim. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,63	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,73	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	-0,37	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,07	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 5 - ((EQU + M2)Rib. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	49,50	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,99	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,07	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-11,25	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Combinazione 6 - ((A1 + M1 + R1)Scor. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	14,23	3,02	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,56	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-11,25	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 7 - ((A1 + M1 + R1)Qlim. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	71,50	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	14,23	3,02	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,56	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	-0,33	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,08	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Combinazione 8 - ((A2 + M2 + R2)Scor. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	15,78	3,35	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,63	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,73	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-9,75	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 9 - ((A2 + M2 + R2)Qlim. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	55,00	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	12,14	2,58	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,63	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,73	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	-0,37	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,07	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

Combinazione 10 - ((EQU + M2)Rib. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	49,50	0,00	0,65	0,90
Spinta terreno monte	13,35	2,84	0,00	0,00	0,17
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta idrostatica monte	1,88	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta Sismica monte X	-1,99	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,33
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,17
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle Y	0,00	-0,07	0,00	1,50	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	-11,25	0,00	0,75	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Azioni derivanti dalle diverse combinazioni

Combinazione	Momento stabilizzante [kNm/m]	Momento ribaltante [kNm/m]	Forze resistenti [kN/m]	Forze sollecitanti [kN/m]	Carico limite [kN/m²]	Carico esercizio [kN/m²]
1	48,82	8,75	33,36	1,88	306,54	51,33
2	62,85	0,81	39,17	1,88	306,91	65,96
3	49,05	7,58	33,84	1,63	193,89	51,33
4	49,05	0,82	35,82	1,63	194,01	50,45
5	44,73	8,75	32,61	1,88	193,75	46,30
6	53,36	11,12	34,00	16,11	220,93	59,40
7	67,39	3,18	39,81	16,11	231,34	74,02
8	54,08	10,21	34,56	17,41	130,91	60,28
9	52,92	2,84	36,37	13,77	144,70	57,33
10	48,99	10,98	33,21	15,23	137,33	53,87

Coefficienti di sicurezza relativi alle diverse combinazioni

Combinazione	Fs ribaltamento [-]	Fs scorrimento [-]	Fs carico limite [-]	Fs Scorrimento interno	Fs Schiacciamento interno
1	5,58	17,79	5,97	--	8,15
2	77,71	20,89	4,65	--	6,43
3	6,47	20,83	3,78	--	8,18
4	59,73	22,05	3,85	--	8,18
5	5,11	17,39	4,18	--	8,82
6	4,80	2,11	3,72	13,30	10,62
7	21,19	2,47	3,13	14,53	7,88
8	5,29	1,99	2,17	14,04	10,51
9	18,60	2,64	2,52	20,06	9,86
10	4,46	2,18	2,55	18,07	11,06

Sintesi delle verifiche

Combinazione	Ribaltamento	Scorrimento	Carico limite	Scorrimento interno	Schiacciamento interno
1	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
2	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
3	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
4	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
5	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
6	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
7	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
8	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
9	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
10	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato

GABBIONATA SOTTOSCARPA

Lo schema di riferimento scelto per il calcolo della gabbionata è mostrato nella seguente figura:

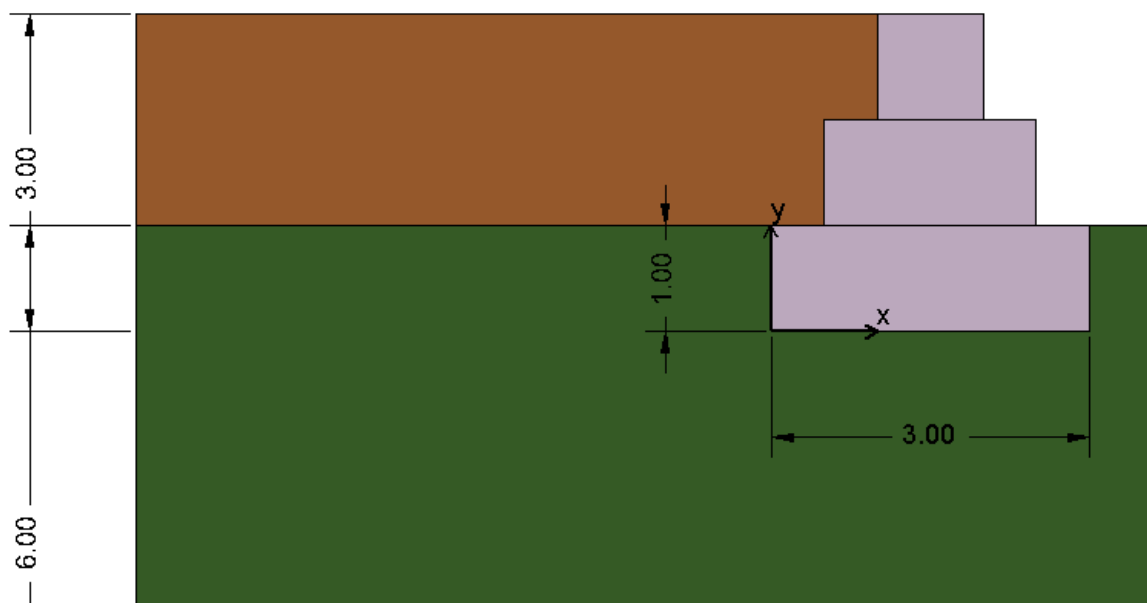


Figura 2:Schema di calcolo

DATI GENERALI:

Fattore di sicurezza a ribaltamento	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a scorrimento	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico limite	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico lim. orizzontale micropali	1,00 [-]
Fattore di sicurezza a Carico lim. verticale micropali	1,00 [-]

GEOMETRIA BRIGLIA IN GABBIONI:

TIPI

Nome	B[m]	H[m]	L[m]	Peso[KN/m ³]
FILA 1	3,00	1,00	25,00	19,00
FILA 2	2,00	1,00	25,00	19,00
FILA 3	1,00	1,00	25,00	19,00

STRATI:

ID	Tipo	d[m]	nr
1	FILA 1	0,00	1
2	FILA 2	0,50	1
3	FILA 3	1,00	1

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Altezza fondazione	0,00 [m]
Base fondazione	0,00 [m]
Inclinazione profilo di monte	0,00 [°]
Inclinazione paramento monte	0,00 [°]

TUBI DRENANTI E AMMORSAMENTO:

TUBI:

Diametro	0,20 [m]
Interasse orizzontale	0,80 [m]
Interasse verticale	0,80 [m]

AMMORSAMENTO:

Ammorsamento inferiore	1,00 [m]
Ammorsamento superiore	1,00 [m]
Risega orizzontale	0,50 [m]
Risega verticale	1,00 [m]

STRATIGRAFIA :

Nome	Peso [KN/m ³]	Peso saturo [KN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [KN/m ²]	Attrito terra muro [°]	Adesione [KN/m ²]
Elevazione	17,00	19,00	17,00	0,00	6,00	0,00
Fondazione	17,00	19,00	17,00	0,00	6,00	10,00

PARAMETRI SISMA:

Coefficiente sismico orizzontale - Kh	0,12 [-]
Coefficiente sismico orizzontale - Kv	0,06 [-]
Posizione incremento sismico - Xs/h	0,66 [-]

VERIFICHE GLOBALI:

Numero di combinazioni analizzate	10
-----------------------------------	----

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 1 - ((A1 + M1 + R1)Scor. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	1,05
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,22	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	23,77	0,00	0,00	0,00	1,50

Combinazione 2 - ((A1 + M1 + R1)Qlim. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	148,20	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	1,05
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,22	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	3,31	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-2,21	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	23,77	0,00	0,00	0,00	1,50

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 3 - ((A2 + M2 + R2)Scor. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,25	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

Combinazione 4 - ((A2 + M2 + R2)Qlim. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,25	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	2,78	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-1,80	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 5 - ((EQU + M2)Rib. prima interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	102,60	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	0,00	0,00	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	9,52	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-1,80	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

Combinazione 6 - ((A1 + M1 + R1)Scor. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	38,97	15,72	0,00	0,00	1,05
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,22	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	23,77	0,00	0,00	0,00	1,50

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 7 - ((A1 + M1 + R1)Qlim. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	148,20	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	38,97	15,72	0,00	0,00	1,05
Peso terreno mensola	0,00	42,75	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,22	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	3,31	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-2,21	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	23,77	0,00	0,00	0,00	1,50

Combinazione 8 - ((A2 + M2 + R2)Scor. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	40,97	14,78	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	28,50	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,25	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	0,00	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione 9 - ((A2 + M2 + R2)Qlim. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	114,00	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	31,51	11,37	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	28,50	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	8,25	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	2,78	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-1,80	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

Combinazione 10 - ((EQU + M2)Rib. post interrimento)

Nome	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]	x [m]	y [m]
Peso briglia	0,00	102,60	0,00	1,50	1,17
Spinta terreno monte	34,66	12,50	0,00	0,00	1,04
Peso terreno mensola	0,00	0,00	0,00	0,42	2,17
Acqua mensola	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Spinta idrostatica monte	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta Sismica monte X	9,52	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta Sismica monte Y	0,00	0,00	0,00	0,00	1,98
Spinta idrostatica valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta terreno valle	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33
Spinta sismica valle X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,66
Spinta sismica valle Y	0,00	-1,80	0,00	3,00	0,00
Sottospinta idrostatica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Acqua gaveta	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00
carico stradale	27,73	0,00	0,00	0,00	1,50

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Combinazione	Momento stabilizzante [kNm/m]	Momento ribaltante [kNm/m]	Forze resistenti [kN/m]	Forze sollecitanti [kN/m]	Carico limite [kN/m²]	Carico esercizio [kN/m²]
1	171,00	51,94	76,06	31,99	1059,63	38,00
2	232,24	51,94	90,32	31,99	1119,95	55,29
3	171,00	57,92	76,06	35,97	459,50	38,00
4	179,33	57,92	76,46	35,97	446,26	42,90
5	153,90	60,43	70,73	37,24	421,15	35,40
6	218,16	92,85	82,41	70,96	499,27	58,96
7	389,84	92,85	113,94	70,96	654,78	121,38
8	288,95	100,54	93,54	76,94	220,92	87,79
9	287,05	90,71	92,56	67,49	255,94	88,14
10	191,41	96,50	75,78	71,91	191,78	52,07

Combinazione	Fs ribaltamento [-]	Fs scorrimento [-]	Fs carico limite [-]	Fs Scorrimento interno [-]	Fs Schiacciamento interno [-]
1	3,29	2,38	27,89	--	2,73
2	4,47	2,82	20,25	--	2,12
3	2,95	2,11	12,09	--	2,73
4	3,10	2,13	10,40	--	2,73
5	2,55	1,90	11,90	--	2,99
6	2,35	1,16	8,47	16,54	2,92
7	4,20	1,61	5,39	18,24	2,24
8	2,87	1,22	2,52	16,47	2,93
9	3,16	1,37	2,90	24,40	2,90
10	1,98	1,05	3,68	22,10	3,22

Combinazione	Ribaltamento	Scorrimento	Carico limite	Scorrimento interno	Schiacciamento interno
1	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
2	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
3	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
4	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
5	Verificato	Verificato	Verificato	--	Verificato
6	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
7	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
8	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
9	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato
10	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato	Verificato

ANALISI DI STABILITA' DELLA PORZIONE DI VERSANTE INTERESSATA DALLA GABBIONATA

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- (a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- (b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius*, *Bishop*, *Janbu* ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

($n-1$) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
($n-1$) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono ($6n-2$).

mentre le equazioni a disposizione sono:

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a ($n-2$) in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le ($n-2$) indeterminazioni.

Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

n valori delle forze normali N_i ;
 n valori delle forze da taglio T_i ;
1 fattore di sicurezza.
Incognite ($2n+1$)

Le equazioni a disposizione sono:

n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
 n equazioni relative al criterio di rottura;
1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di *Bishop* a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio σ e τ agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da *Taylor*.

In accordo con la legge della resistenza di *Mohr-Coulomb* in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \phi_i}{F}$$

in cui

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell'i-esimo concio;

ϕ_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell'i-esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell'i-esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell'i-esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conci.

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i-esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F, sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza F. Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - C_3(2)}{C_3(2) - C_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di SARMA (1973)

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_j agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;

L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_j \cos \alpha_j + T_j \sin \alpha_j = W_j - \Delta X_j$$

$$T_j \cos \alpha_j - N_j \sin \alpha_j = KW_j + \Delta E_j$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_j = 0$$

$$\sum \Delta X_j = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$** \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha') + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

$K = K_c$ *accelerazione critica* se $F = 1$

$F = F_s$ *fattore di sicurezza in condizioni statiche* se $K = 0$

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

Le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ . tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i=1, \dots, n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$\sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \theta \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i \cos \theta) = 0 \quad \sum (Q_i \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$\sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

Metodo di MORGENSTERN e PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E , X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \tan \phi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) =$$
$$= \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzzeria della base:

$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA' RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi la stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

Essendo:

F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

W: peso concio

K_o : Coefficiente sismico orizzontale

K_v : Coefficiente sismico verticale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_o e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_o = \beta_s \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_o$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica).

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1(S_T = 1.0) \quad T2(S_T = 1.20) \quad T3(S_T = 1.20) \quad T4(S_T = 1.40).$$

COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA' RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici. Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

ANALISI DI STABILITA' GABBIONATA CONTRORIPA

Lo schema di calcolo utilizzato per l'analisi di stabilità è il seguente

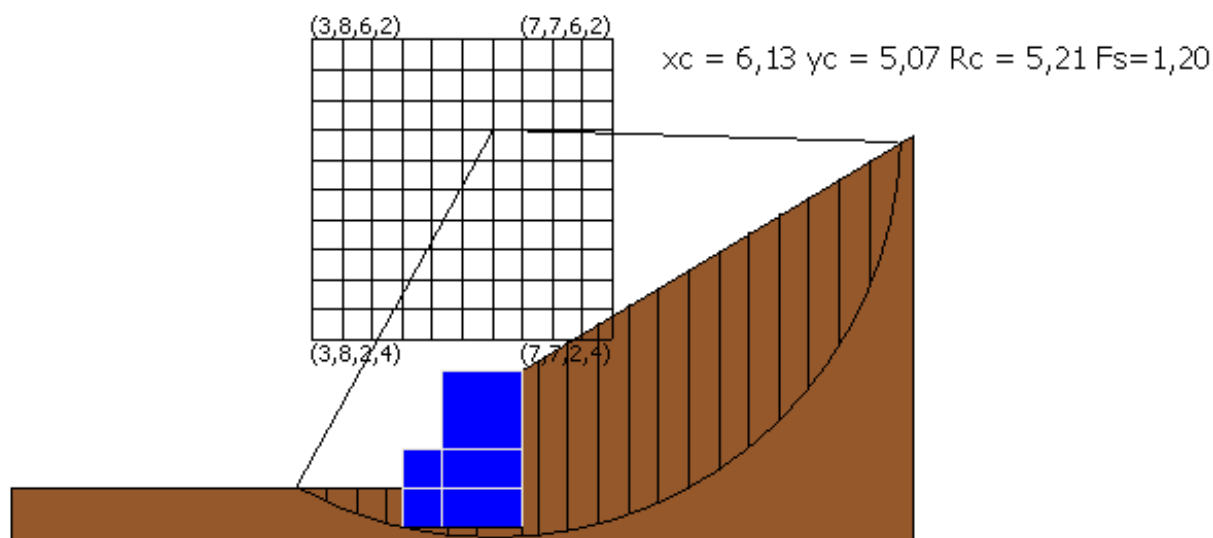


Figura 3: Schema di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP in CONDIZIONI DRENATE

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3,83 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	2,38 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,67 m
Ordinata vertice destro superiore ys	6,22 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,102
Coefficiente azione sismica verticale	0,05 1

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,5
2	5,0	0,5
3	6,5	2,0
4	11,5	5,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-3,0
2	5,0	-3,0
3	6,5	-3,0
4	11,5	-3,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0	0	17	1700	1900	0,00		
2	0	0	17	1700	1900	0,00		

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,2
Ascissa centro superficie	6,13 m
Ordinata centro superficie	5,07 m
Raggio superficie	5,21 m

Si riportano di seguito i valori relativi alla superficie con il fattore di sicurezza minimo

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Analisi dei conchi. Superficie...xc = 6,133 yc = 5,067 Rc = 5,209 Fs=1,2004

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,39	-26,4	0,43	73,77	7,52	3,76	0	17	0,0	259,4	356,8
2	0,39	-21,7	0,42	199,87	20,39	10,19	0	17	0,0	364,7	374,9
3	0,39	-17,2	0,4	299,81	30,58	15,29	0	17	0,0	433,6	385,9
4	0,39	-12,8	0,4	375,67	38,32	19,16	0	17	0,0	474,5	391,4
5	0,39	-8,5	0,39	694,35	70,82	35,41	0	17	0,0	772,2	467,8
6	0,39	-4,2	0,39	1008,56	102,87	51,44	0	17	0,0	1051,5	540,9
7	0,56	1,0	0,56	1978,98	201,86	100,93	0	17	0,0	1964,2	901,7
8	0,21	5,2	0,21	880,39	89,8	44,9	0	17	0,0	850,2	370,9
9	0,39	8,5	0,39	1706,08	174,02	87,01	0	17	0,0	1620,8	696,3
10	0,39	12,8	0,4	1822,37	185,88	92,94	0	17	0,0	1704,4	722,6
11	0,39	17,2	0,4	1916,05	195,44	97,72	0	17	0,0	1774,4	746,9
12	0,39	21,7	0,42	1985,65	202,54	101,27	0	17	0,0	1830,8	769,7
13	0,39	26,4	0,43	2029,09	206,97	103,48	0	17	0,0	1872,6	791,2
14	0,39	31,3	0,45	2043,31	208,42	104,21	0	17	0,0	1897,6	811,6
15	0,39	36,4	0,48	2023,9	206,44	103,22	0	17	0,0	1901,4	831,2
16	0,39	41,8	0,52	1964,17	200,34	100,17	0	17	0,0	1875,5	850,1
17	0,39	47,9	0,57	1853,32	189,04	94,52	0	17	0,0	1802,5	868,5
18	0,39	54,7	0,67	1672,05	170,55	85,27	0	17	0,0	1641,1	886,7
19	0,39	63,1	0,85	1378,51	140,61	70,3	0	17	0,0	1259,2	906,3
20	0,39	78,0	1,85	831,74	84,84	42,42	0	17	0,0	-795,2	1019,8

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP in CONDIZIONI NON DRENATE

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Analisi	Condizione non drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	3,83 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	2,38 m
Ascissa vertice destro superiore xs	7,67 m
Ordinata vertice destro superiore ys	6,22 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,102
Coefficiente azione sismica verticale	0,05 1

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	0,5
2	5,0	0,5
3	6,5	2,0
4	11,5	5,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	-3,0
2	5,0	-3,0
3	6,5	-3,0
4	11,5	-3,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0	0	17	1700	1900	0,00		
2	0	0	17	1700	1900	0,00		

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,25
Ascissa centro superficie	7,09 m
Ordinata centro superficie	3,72 m
Raggio superficie	4,56 m

Si riportano di seguito i valori relativi alla superficie con il fattore di sicurezza minimo

Analisi dei conci. Superficie...xc = 7,092 yc = 3,725 Rc = 4,557 Fs=1,2472

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,38	-41,8	0,51	131,89	13,45	6,73	0	0,0	0,0	958,0	875,2
2	0,38	-35,6	0,47	355,35	36,25	18,12	0	0,0	0,0	1012,2	803,1
3	0,38	-29,9	0,44	535,06	54,58	27,29	0	0,0	0,0	1050,7	753,3
4	0,38	-24,5	0,42	827,27	84,38	42,19	0	0,0	0,0	1236,8	717,7
5	0,38	-19,4	0,4	1219,67	124,41	62,2	0	0,0	0,0	1536,1	692,1
6	0,38	-14,4	0,39	1584,2	161,59	80,79	0	0,0	0,0	1808,0	674,0
7	0,35	-9,7	0,35	1749,95	178,49	89,25	0	0,0	0,0	1878,8	607,1
8	0,41	-4,9	0,41	2344,87	239,18	119,59	0	0,0	0,0	2413,7	710,0
9	0,38	0,1	0,38	2351,1	239,81	119,91	0	0,0	0,0	2349,7	652,9
10	0,38	4,9	0,38	2506,66	255,68	127,84	0	0,0	0,0	2459,6	655,3
11	0,38	9,7	0,39	2638,59	269,14	134,57	0	0,0	0,0	2563,5	662,5
12	0,38	14,6	0,39	2746,11	280,1	140,05	0	0,0	0,0	2662,0	674,8
13	0,38	19,6	0,4	2827,81	288,44	144,22	0	0,0	0,0	2755,1	693,2
14	0,38	24,8	0,42	2881,5	293,91	146,96	0	0,0	0,0	2842,0	719,3
15	0,38	30,2	0,44	2903,89	296,2	148,1	0	0,0	0,0	2920,3	755,5
16	0,38	35,9	0,47	2889,95	294,78	147,39	0	0,0	0,0	2984,5	806,3
17	0,38	42,1	0,51	2831,75	288,84	144,42	0	0,0	0,0	3021,3	879,9
18	0,38	49,0	0,58	2715,72	277,0	138,5	0	0,0	0,0	2993,7	994,3
19	0,38	57,0	0,7	2515,33	256,56	128,28	0	0,0	0,0	2772,3	1198,3
20	0,38	83,7	3,46	2161,72	220,5	110,25	0	0,0	0,0	0,0	0,0

ANALISI DI STABILITA' GABBIONATA SOTTOSCARPA

Lo schema di calcolo utilizzato per l'analisi di stabilità è il seguente

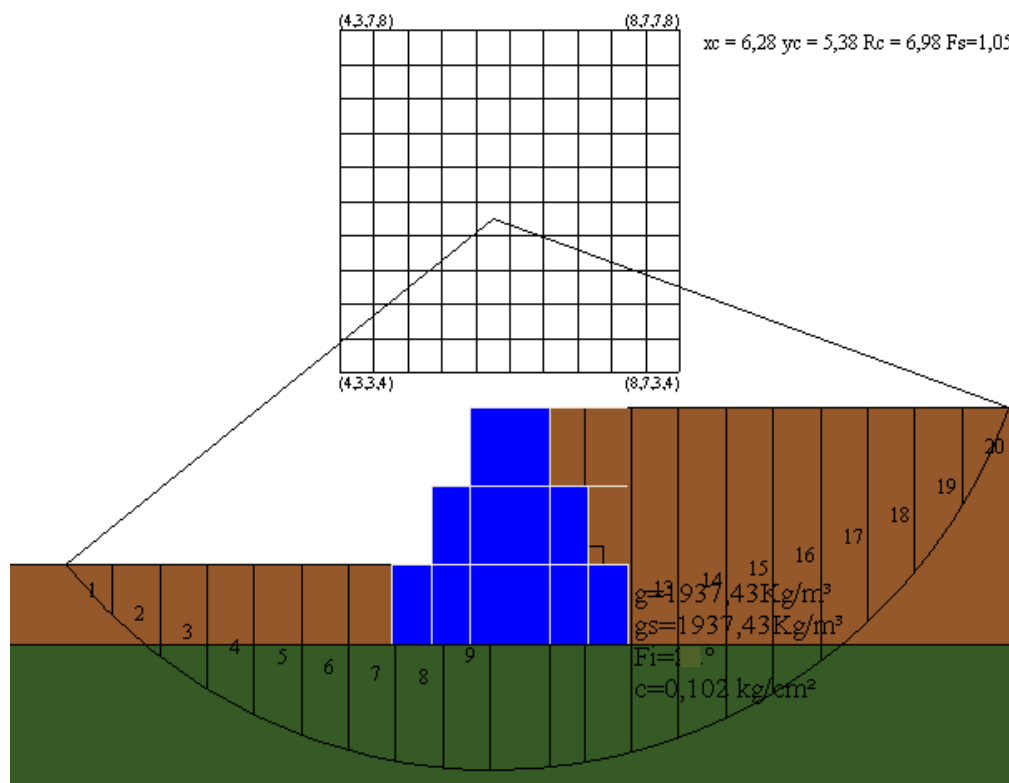


Figura 4:Schema di calcolo

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP in CONDIZIONI NON DRENATE

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Analisi	Condizione non drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,33 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	3,43 m

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Ascissa vertice destro superiore xs	8,67 m
Ordinata vertice destro superiore ys	7,77 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficiente azione sismica orizzontale	0,117
Coefficiente azione sismica verticale	0,059

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	1,0
2	5,5	1,0
3	7,0	3,0
4	13,0	3,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	0,0
2	5,5	0,0
3	7,0	0,0
4	13,0	0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		17	1700	1900	0,00		
2	0		17	1700	1900	0,00		

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	1,05
Ascissa centro superficie	6,28 m
Ordinata centro superficie	5,38 m
Raggio superficie	6,98 m

Si riportano di seguito i valori relativi alla superficie con il fattore di sicurezza minimo

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Analisi dei conchi. Superficie...xc = 6,50 yc = 6,90 Rc = 7,113 Fs=1,16

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,5	-31,6	0,58	153,46	17,95	9,05	0	0,0	0,0	482,8	577,4
2	0,5	-27,0	0,56	420,91	49,25	24,83	0	0,0	0,0	712,2	527,7
3	0,5	-22,6	0,54	641,18	75,02	37,83	0	0,0	0,0	883,5	491,4
4	0,5	-18,3	0,52	819,09	95,83	48,33	0	0,0	0,0	1009,2	464,8
5	0,5	-14,2	0,51	958,04	112,09	56,52	0	0,0	0,0	1097,2	445,5
6	0,5	-10,1	0,5	1076,12	125,91	63,49	0	0,0	0,0	1226,5	762,4
7	0,5	-6,0	0,5	1476,51	172,75	87,11	0	0,0	0,0	1563,5	747,3
8	0,5	-2,0	0,5	2151,22	251,69	126,92	0	0,0	0,0	2178,9	739,9
9	0,5	2,0	0,5	2839,51	332,22	167,53	0	0,0	0,0	2815,0	752,4
10	0,49	6,0	0,49	3025,3	353,96	178,49	0	0,0	0,0	2965,1	734,6
11	0,5	10,0	0,5	3000,14	351,02	177,01	0	0,0	0,0	2914,1	762,0
12	0,5	14,1	0,51	2882,45	337,25	170,06	0	0,0	0,0	2863,5	445,2
13	0,5	18,3	0,52	2744,17	321,07	161,91	0	0,0	0,0	2744,2	464,4
14	0,5	22,5	0,54	2566,99	300,34	151,45	0	0,0	0,0	2591,1	490,9
15	0,5	26,9	0,56	2347,51	274,66	138,5	0	0,0	0,0	2394,5	526,9
16	0,5	31,5	0,58	2080,95	243,47	122,78	0	0,0	0,0	2139,9	576,3
17	0,5	36,4	0,62	1760,5	205,98	103,87	0	0,0	0,0	1803,2	645,6
18	0,5	41,5	0,66	1376,05	161,0	81,19	0	0,0	0,0	1342,6	746,6
19	0,5	47,1	0,73	911,77	106,68	53,79	0	0,0	0,0	677,3	904,0
20	0,5	53,4	0,83	340,58	39,85	20,09	0	0,0	0,0	-374,4	1177,9

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP CONDIZIONI DRENATE

Normativa	NTC 2008
Numero di strati	2,0
Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	4,33 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	3,43 m
Ascissa vertice destro superiore xs	8,67 m
Ordinata vertice destro superiore ys	7,77 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0
Coefficiente azione sismica orizzontale	0,117
Coefficiente azione sismica verticale	0,059

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	1,0
2	5,5	1,0
3	7,0	3,0
4	13,0	3,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	0,0	0,0
2	5,5	0,0
3	7,0	0,0
4	13,0	0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,25
Coesione efficace	1,25
Coesione non drenata	1,4
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm ²)	cu (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0		17	1700	1900	0,00		

**COMUNE DI PIETRAPERTEOSA - LAVORI DI RIPRISTINO E MESSA IN SICUREZZA DELLA VIABILITA'
RURALE DEL COMUNE DI PIETRAPERTEOSA**

2	0		17	1700	1900	0,00		
---	---	--	----	------	------	------	--	--

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuato	2,16
Ascissa centro superficie	6,5 m
Ordinata centro superficie	6,9 m
Raggio superficie	7,11 m

Si riportano di seguito i valori relativi alla superficie con il fattore di sicurezza minimo

Analisi dei conchi. Superficie...xc = 6,50 yc = 6,90 Rc = 7,113 Fs=2,1593

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,5	-31,6	0,58	153,46	17,95	9,05	0	17	0,0	347,7	272,2
2	0,5	-27,0	0,56	420,91	49,25	24,83	0	17	0,0	627,7	304,4
3	0,5	-22,6	0,54	641,18	75,02	37,83	0	17	0,0	831,0	327,5
4	0,5	-18,3	0,52	819,09	95,83	48,33	0	17	0,0	976,9	343,7
5	0,5	-14,2	0,51	958,04	112,09	56,52	0	17	0,0	1077,7	354,7
6	0,5	-10,1	0,5	1076,12	125,91	63,49	0	17	0,0	1194,9	573,1
7	0,5	-6,0	0,5	1476,51	172,75	87,11	0	17	0,0	1554,3	656,7
8	0,5	-2,0	0,5	2151,22	251,69	126,92	0	17	0,0	2181,2	806,2
9	0,5	2,0	0,5	2839,51	332,22	167,53	0	17	0,0	2807,7	961,6
10	0,49	6,0	0,49	3025,3	353,96	178,49	0	17	0,0	2938,4	985,0
11	0,5	10,0	0,5	3000,14	351,02	177,01	0	17	0,0	2874,0	977,0
12	0,5	14,1	0,51	2882,45	337,25	170,06	0	17	0,0	2817,5	615,0
13	0,5	18,3	0,52	2744,17	321,07	161,91	0	17	0,0	2691,6	600,3
14	0,5	22,5	0,54	2566,99	300,34	151,45	0	17	0,0	2537,4	582,8
15	0,5	26,9	0,56	2347,51	274,66	138,5	0	17	0,0	2347,8	561,7
16	0,5	31,5	0,58	2080,95	243,47	122,78	0	17	0,0	2112,4	536,1
17	0,5	36,4	0,62	1760,5	205,98	103,87	0	17	0,0	1814,7	504,4
18	0,5	41,5	0,66	1376,05	161,0	81,19	0	17	0,0	1426,9	463,9
19	0,5	47,1	0,73	911,77	106,68	53,79	0	17	0,0	898,4	409,9
20	0,5	53,4	0,83	340,58	39,85	20,09	0	17	0,0	123,1	332,8

Pietrapertosa li ottobre 2017

Firma
Geom. Urgo Salvatore