



Provincia di Benevento

SERVIZIO VIABILITA' 1 e CONNESSE INFRASTRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

"Lavori di risanamento movimenti franosi lungo la S.P. 94 e S.P. 95 -
realizzazione paratia di pali C lungo la S.P. 95 in territorio di Casalduni"

Ente finanziatore: REGIONE CAMPANIA

Fonte di finanziamento: FSC 2014/2020 - Del. CIPE 54/2016 DGR 104/2018 e ss.mm.ii.

Decreto dirigenziale ammissione provvisoria a finanziamento: D.G.7 n.178 del 29/04/2019

Stazione Appaltante: PROVINCIA DI BENEVENTO - SETTORE TECNICO -

Progettazione strutturale: ing. Sabatino CECERE

Progettazione - D.L.: ing. Stefania RISPOLI

Geologo: dott. Antonio PAGNOTTO

Collaudatore Statico: arch. Giancarlo MARCARELLI



Responsabile del procedimento: ing. Stefania RISPOLI

Allegato:

08

SP 95_FC_01 "CASALDUNI-ZINGARA MORTA"

**FASCICOLO DI CALCOLO
PARATIA FRANA "C"**

scala

Responsabile del servizio viabilità 1 e connesse infrastrutture

p.o. delegata

ing. Salvatore MINICOZZI

Data ottobre 2017

Revisione:maggio 2019 Aggiornamento

Protocollo

RELAZIONE DI CALCOLO

PARATIA

Introduzione.

Le paratie sono opere di ingegneria civile che trovano molta applicazione in problemi legati alla stabilizzazione di versanti o al sostegno di rilevati di terreno. Tuttavia è anche facile sentire parlare di paratie che sono utilizzate per l'ormeggio di grandi imbarcazioni, o per puntellare pareti di trincee e altri scavi o per realizzare cassoni a tenuta stagna per lavori subacquei. Come si può quindi intuire grande importanza deve essere data alla progettazione di una simile opera, soprattutto per quanto riguarda il progetto strutturale e geotecnico. Per quanto riguarda l'aspetto del calcolo vale la pena sottolineare che non esistono, ad oggi, metodi esatti, e questo è anche dovuto alla complessa interazione tra la profondità di scavo, la rigidezza del materiale costituente la paratia e la resistenza dovuta alla pressione passiva. In ogni caso, i metodi correntemente utilizzati possono essere classificati in due categorie:

1. Metodi che si basano su una discretizzazione del modello di paratia (si parla di differenze finite o di elementi finiti);
2. Metodi che si basano su congetture di tipo semplicistico, al fine di poter affrontare il problema con il semplice studio dell'equilibrio di un corpo rigido.

Tra le due classi di metodi esposti all'elenco precedente, quello degli elementi finiti è quello che più di tutti risulta razionale, in quanto basato su considerazioni che coinvolgono sia la statica del problema (equilibrio) sia la cinematica (congruenza).

Tipi di paratie.

I tipi di paratie maggiormente utilizzate allo stato attuale possono essere classificati come segue:

1. Paratie in calcestruzzo armato, costruite per mezzo di pali o per mezzo di setti (entrambi armati);
2. Paratie di legno;
3. Paratie in acciaio.

Analisi della paratia.

Alcune considerazioni preliminari.

Gli elementi che concorrono al calcolo di una paratia sono vari. Si coinvolgono infatti concetti legati alla flessibilità dei pali, al calcolo della spinta del terrapieno, alla rigidezza del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

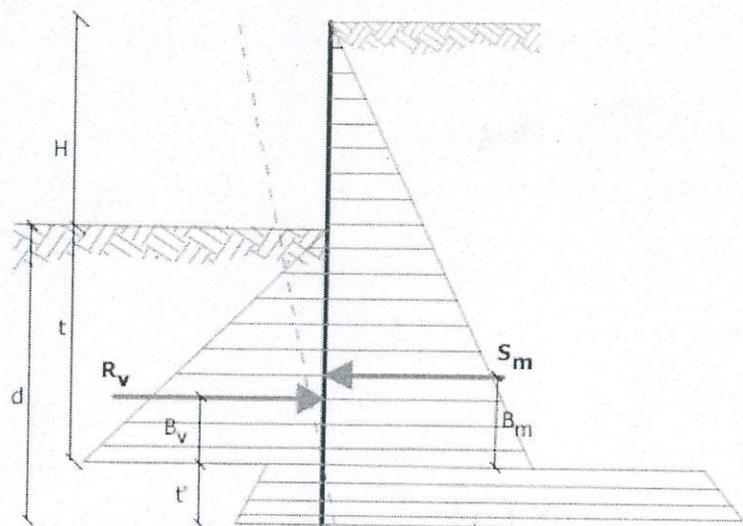


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

Si vede che le pressioni laterali che sono chiamate a concorrere nell'equilibrio sono la pressione attiva sviluppata a tergo della paratia e la pressione passiva che si sviluppa nella parte anteriore della paratia (Parte di valle della paratia). Il calcolo, sia nell'ambito dei metodi semplificati che nell'ambito di metodi numerici, della spinta a tergo ed a valle della paratia viene solitamente condotto sia con il metodo di Rankine che con il metodo di Coulomb. Si rileva però che il metodo di Coulomb fornisce risultati più accurati in quanto essendo la paratia un'opera solitamente flessibile, e manifestando quindi spostamenti maggiori si generano fenomeni di attrito all'interfaccia paratia-terreno che possono essere tenuti in conto solo attraverso i coefficienti di spinta di Coulomb. Nell'utilizzo del metodo degli elementi finiti si deve calcolare anche un coefficiente di reazione del terreno k_s , oltre che la spinta attiva e passiva del terreno. Se si parla di analisi in condizioni non drenate è inoltre necessario conoscere il valore della coesione non drenata. E' inoltre opportuno considerare che se si vuole tenere debitamente in conto l'attrito tra terreno e opera si deve essere a conoscenza dell'angolo di attrito tra terreno e opera (appunto). In conclusione i parametri (in termini di proprietà del terreno) di cui si deve disporre per effettuare l'analisi sono i seguenti:

1. Angolo di attrito interno del terreno;
2. Coesione del terreno;
3. Peso dell'unità di volume del terreno;
4. Angolo di attrito tra il terreno ed il materiale che costituisce l'opera.

Calcolo delle spinte.

Come accennato in uno dei paragrafi precedenti, deve in ogni caso essere effettuato il calcolo della spinta attiva e passiva. Si espone quindi in questa sezione il calcolo delle spinte con il metodo di Coulomb.

Calcolo della spinta attiva.

La spinta attiva può essere calcolata con il metodo di Coulomb o alternativamente utilizzando la Teoria di Caquot.

Metodo di Coulomb.

Il metodo di Coulomb è capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad 1/3 di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

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

con $\delta < (\beta - \phi - \varepsilon)$ 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 terreno-paratia positivo se antiorario;

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

Metodo di Caquot.

Il metodo di Coulomb risulta essere un metodo sufficientemente accurato per la valutazione dei coefficienti di pressione allo stato limite. Tuttavia soffre dell'ipotesi riguardante la planarità della superficie di scorrimento. Tale ipotesi è rimossa applicando la teoria di Caquot la quale si basa sull'utilizzo di una superficie di scorrimento a forma di spirale logaritmica. Secondo questa teoria il coefficiente di pressione attiva si determina utilizzando la seguente formula:

$$K_a = \rho \cdot K_a^{\text{Coulomb}}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- K_a^{Coulomb} è il coefficiente di pressione attiva calcolato con la teoria di Coulomb;
- ρ è un coefficiente moltiplicativo calcolato con la seguente formula:

$$\rho = \left([1 - 0.9 \cdot \lambda^2 - 0.1 \cdot \lambda] \cdot [1 - 0.3 \cdot \lambda^3] \right)^{-n}$$

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4 \cdot \varphi - 2 \cdot \pi \cdot (\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{|\cot(\delta)| - \sqrt{\cot^2(\delta) - \cot^2(\varphi)}}{1 + \operatorname{cosec}(\varphi)} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin(\beta)}{\sin(\varphi)} \right)$$

Dove i simboli hanno il seguente significato (vedere anche figura seguente):

- β è l'inclinazione del profilo di monte misurata rispetto all'orizzontale;
- φ è l'angolo di attrito interno del terreno spingente;
- δ è l'angolo di attrito all'interfaccia opera-terreno;

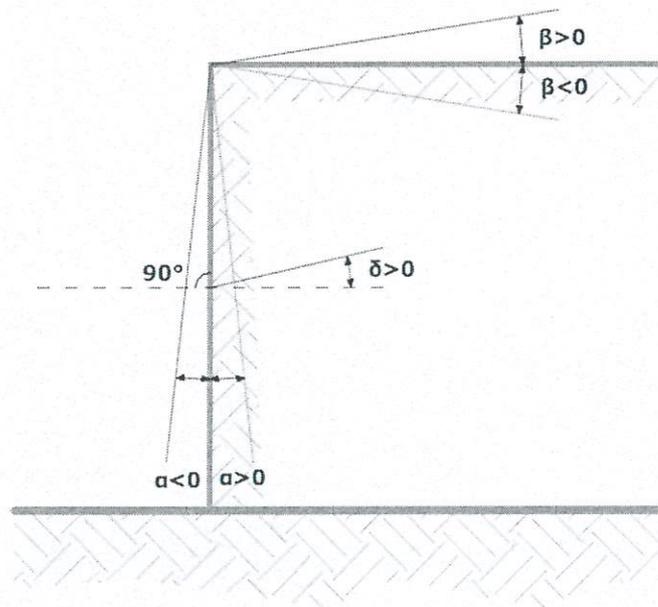


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico Q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari:

$$\sigma_q(z) = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Integrando la tensione riportata alla formula precedente si ottiene la spinta totale dovuta al sovraccarico:

$$S_q = k_a \cdot Q \cdot \frac{\sin(\beta)}{\sin(\beta + \varepsilon)} \cdot H$$

Con punto di applicazione ad $H/2$ (essendo la distribuzione delle tensioni costante). Nelle precedenti formule i simboli hanno il seguente significato:

- β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede
 ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria
 k_a = Coefficiente di pressione attiva calcolato al paragrafo precedente

Striscia di carico su pc inclinato

Il carico agente viene decomposto in un carico ortogonale ed in uno tangenziale al terrapieno, le pressioni indotte sulla parete saranno calcolate come illustrato nei due paragrafi che seguono.

Striscia di carico ortogonale al piano di azione

Un carico ripartito in modo parziale di ascissa iniziale x_1 ed ascissa finale x_2 genera un diagramma di pressioni sulla parete i cui valori sono stati determinati secondo la formulazione di Terzaghi, che esprime la pressione alla generica profondità z come segue:

$$\sigma_q(z) = \frac{Q}{2\pi \times (2\Delta\theta + A)}$$

$$\tau_{xz} = -\frac{Q}{2\pi B}$$

Con:

$$\Delta\theta = \theta_1 - \theta_2;$$

$$A = \sin(2\theta_1) - \sin(2\theta_2)$$

$$B = \cos(2\theta_1) - \cos(2\theta_2)$$

$$\theta_1 = \arctg(z/x_1)$$

$$\theta_2 = \arctg(z/x_2)$$

Per integrazione si otterrà la risultante ed il relativo braccio.

Striscia di carico tangenziale al p.c.

$$\sigma_x = \frac{t}{2\pi \times (D - 2E)}$$

T = Intensità del carico [F/L²]

D = 4 · log[senθ₁/senθ₂]

E = sen²θ₁ - sen²θ₂

Linee di carico sul terrapieno

Le linee di carico generano un incremento di pressioni sulla parete che secondo BOUSSINESQ, alla profondità z, possono essere espresse come segue:

$$\sigma_x(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x^2 \cdot z \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

$$\tau_{xz}(x, z) = \frac{2V}{\pi \cdot x \cdot z^2 \cdot (x^2 + z^2)^2}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

V = Intensità del carico espressa in [F/L];

X = Distanza, in proiezione orizzontale, del punto di applicazione del carico dalla parete;

Se il piano di azione è inclinato di ε viene ruotato il sistema di riferimento xz in XZ, attraverso la seguente trasformazione:

$$\begin{cases} X = x \cdot \cos(\varepsilon) - z \cdot \sin(\varepsilon) \\ Z = z \cdot \cos(\varepsilon) + x \cdot \sin(\varepsilon) \end{cases}$$

Spinta in presenza di falda acquifera

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

$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t (γ'_t = γ_{saturo} - γ_w), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovrappinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{12} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica , R. Lancellotta]

Effetto dovuto alla presenza di coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo β della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Con H altezza del livello di falda (riportata nella sezione relativa al calcolo della spinta idrostatica).

Resistenza passiva

Anche per il calcolo della resistenza passiva si possono utilizzare i due metodi usati nel calcolo della pressione allo stato limite attivo (metodo di Coulomb e metodo di Caquot).

Metodo di Coulomb

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni in condizioni di stato limite passivo risulta lineare con legge del tipo del tipo:

$$\sigma_p(z) = k_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

Ancora una volta integrando la precedente relazione sull'altezza di spinta (che per le paratie deve essere valutata attentamente) si ottiene la spinta passiva totale:

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

Avendo indicato al solito con H l'altezza di spinta, γ_t il peso dell'unità di volume di terreno e con k_p il coefficiente di pressione passiva (in condizioni di stato limite passivo). Il valore di questo coefficiente è determinato con la seguente formula:

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

con $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ secondo Muller - Breslau

con valori limite pari a: $\delta < \beta - \phi - \varepsilon$ (Muller-Breslau).

Metodo di Caquot

Il metodo di Caquot differisce dal metodo di Coulomb per il calcolo del coefficiente di pressione allo stato limite passivo. Il coefficiente di pressione passiva viene calcolato, con questo metodo, interpolando i valori della seguente tabella:

Coefficient of passive earth pressure K_p for $\delta = -\phi$											
α [°]	ϕ [°]	K_p when β°									
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
	10	1,17	1,41	1,53							
	15	1,30	1,70	1,92	2,08						

10	25	5,17	5,99	6,90	7,95	9,11	9,67					
	30	8,17	9,69	11,40	13,50	15,90	18,50	19,90				
	35	13,8	16,90	20,50	24,80	29,80	35,80	42,30	46,60			
	40	25,5	32,20	40,40	49,90	61,70	76,40	110,00	113,00	127,00		
	45	52,9	69,40	90,90	116,00	148,00	188,00	239,00	303,00	375,00	431,00	
	10	1,78	1,89 I	2,01								
	15	2,58	2,82 I	3,11	3,30							
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83						
	20	25	6,18	7,12	8,17	9,39	10,70	11,40				
		30	10,4	12,30	14,40	16,90	20,00	23,20	25,00			
		35	18,7	22,80	27,60	33,30	40,00	48,00	56,80	62,50		
		40	37,2	46,90	58,60	72,50	89,30	111,00	158,00	164,00	185,00	
		45	84,0	110,00	143,00	184,00	234,00	297,00	378,00	478,00	592,00	680,00

Tabella: Valutazione del coefficiente di pressione passiva con la teoria di Caquot

Carico uniforme sul terrapieno

La resistenza indotta da un carico uniformemente distribuito S_q vale:

$$S_q = k_p \cdot Q \cdot H \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}$$

Con punto di applicazione pari a $H/2$ (essendo il diagramma delle tensioni orizzontali costante per tutta l'altezza). Nella precedente formula k_p è il coefficiente di spinta passiva valutato al paragrafo precedente.

Coesione

La coesione determina un incremento di resistenza pari a:

$$P_c = 2c \cdot \sqrt{k_p}$$

Tale incremento va a sommarsi direttamente al diagramma principale di spinta.

Metodo dell'equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nel ricercare soluzioni, al problema di verifica o di progetto, che siano compatibili con il solo aspetto statico del problema. In sostanza si ragiona in termini di equilibrio di un corpo rigido, senza preoccuparsi della congruenza cinematica degli spostamenti. I principali schemi di calcolo cui si farà riferimento sono i seguenti:

1. Paratia a sbalzo;
2. Paratia tirantata ad estremo libero;
3. Paratia tirantata ad estremo fisso;

Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite

Per paratia non tirantata, la stabilità è assicurata dalla resistenza passiva del terreno che si trova a valle della stessa; dall'equilibrio dei momenti rispetto al centro di rotazione si ottiene:

$$S_m \cdot B_m - R_v \cdot B_v = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

S_m = componente orizzontale della spinta attiva;

B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;

B_v = braccio di R_v rispetto ad O centro di rotazione;

ogni termine risulta funzione di t dove t è la profondità del centro di rotazione rispetto al piano di riferimento di valle (piano campagna a valle). La lunghezza necessaria per assicurare l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene aumentando t come segue:

$$t' = a \cdot t \quad d = t \cdot (1 + a) \quad \text{dove } a = 0.2 \text{ (Metodo di Blum)}$$

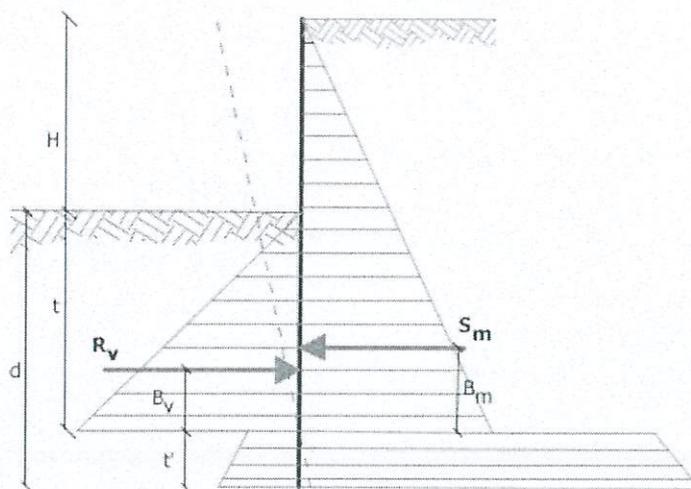


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva

La lunghezza d'infissione d come sopra determinata è relativa alla condizione limite di incipiente collasso, tramite un coefficiente F . È possibile introdurre un margine di sicurezza sulle resistenze passive; la riduzione si effettua come segue:

$$S_m \cdot B_m - \frac{R_v}{F} \cdot B_v = 0$$

Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite

La stabilità dell'opera è assicurata anche dai tiranti ancorati sulla paratia. Per utilizzare lo schema di calcolo ad estremo libero, la paratia deve essere sufficientemente corta e rigida. La lunghezza di infissione, sarà determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione sull'origine del tirante indicato B1

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - R_v \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

- S_m = componente orizzontale spinta attiva;
- H = altezza terreno da sostenere;
- t = profondità di infissione calcolata;
- B_m = braccio di S_m rispetto alla base della paratia;
- P_m = ordinata del punto di applicazione del tirante a monte;
- R_v = componente orizzontale della resistenza passiva;
- B_v = braccio di R_v .

Noto t , si determinano S_m ed R_v ed il relativo sforzo del tirante.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze passive

La lunghezza d'infissione sarà ulteriormente aumentata per avere margine di sicurezza in condizioni di esercizio tramite il coefficiente di sicurezza F:

$$S_m \cdot (H + t - B_m - t_m) - \frac{R_v}{F} \cdot (H + t - B_v - t_m) = 0$$

Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

Se la sezione più profonda della paratia non trasla e non ruota può essere assimilata ad un incastro, in tal caso la paratia si definisce ad estremo fisso. Un procedimento elaborato da BLUM consente di ricavare la profondità d'infissione ($t+t'$), imponendo le condizioni cinematiche di spostamenti nulli alla base dell'opera ed all'origine del tirante (B1), e le condizioni statiche di momento e taglio nullo alla base della paratia. Si perviene ad una equazione di 5° grado in ($t+t'$) che può essere risolta in modo agevole.

Coefficiente di sicurezza F sulle resistenze

Per aumentare il fattore di sicurezza sono stati introdotti negli sviluppi numerici, valori delle resistenze passive ridotte.

Metodo degli elementi finiti (FEM)

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio la paratia è modellata come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

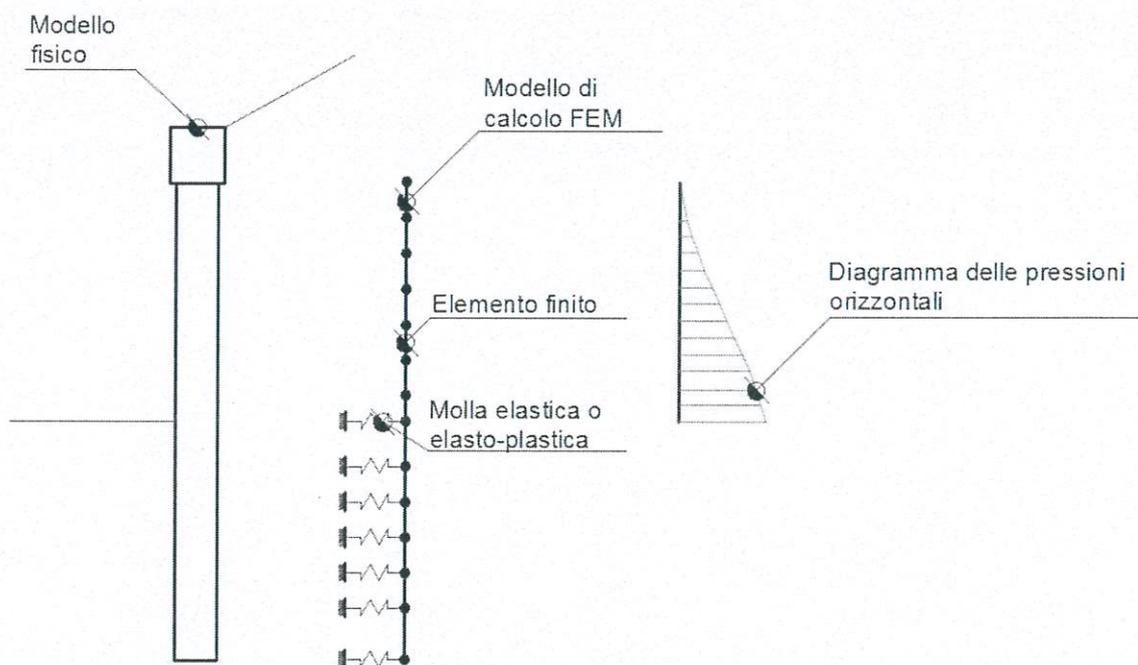


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Calcolo del modulo di rigidezza K_s del terreno

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

A_s = costante, calcolata come segue $A_s = C \cdot (c \cdot N_c + 0.5 \cdot G \cdot B \cdot N_g)$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \cdot G \cdot N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

$$n = \pi \cdot \tan \varphi$$

$$Nq = \exp[n \cdot (\tan^2(45^\circ + \varphi/2))]$$

$$Nc = (Nq-1) \cdot \cot \varphi$$

$$Ng = 1.5 \cdot (Nq-1) \cdot \tan \varphi$$

Tiranti

I tiranti vengono schematizzati come elementi elastici, con sezione trasversale di area pari ad A modulo di elasticità E e lunghezza L . Per un tratto di paratia di larghezza unitaria, l'azione dei tiranti inclinati di un angolo β vale:

$$F = \frac{A \cdot E}{S \cdot L} \cdot \cos(\beta)$$

Sifonamento

Il sifonamento è un fenomeno che in una fase iniziale si localizza al piede della paratia, e poi rapidamente si estende nell'intorno del volume resistente. Si verifica quando, per una elevata pressione idrodinamica o di infiltrazione, si annullano le pressioni passive efficaci, con la conseguente perdita di resistenza del terreno. Si assume di norma un fattore di sicurezza $F_{sif} = 3.5-4$ Indicando con:

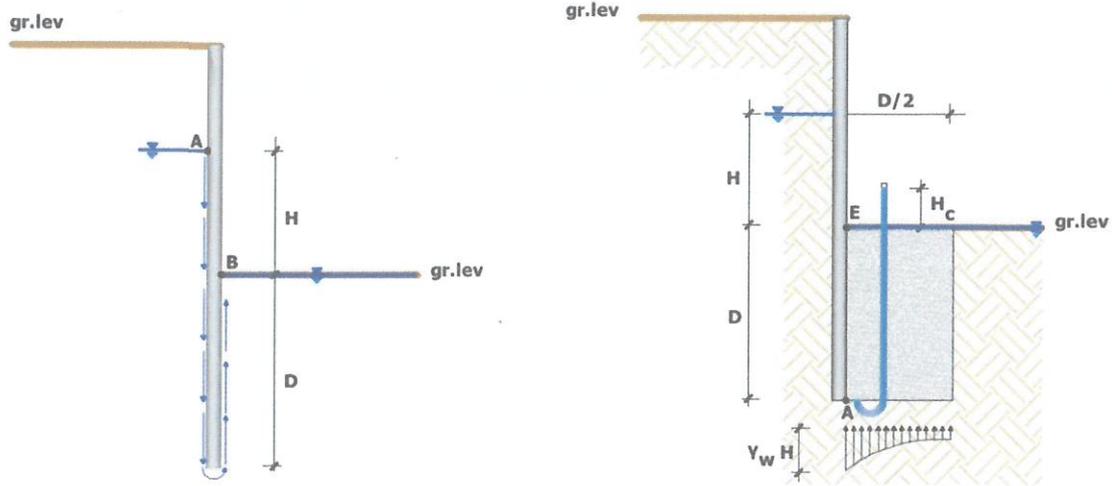
i_c = Gradiente Idraulico critico;

i_e = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra i_c ed i_e , se $i_e < i_c$ la paratia è stabile.

Verifica di sollevamento del fondo scavo.

Nel caso di un diaframma infisso nel terreno, la presenza della falda in posizioni tali da innescare un moto di filtrazione comporta l'instaurarsi di una forza di filtrazione che, se diretta verso l'alto, può annullare il peso del terreno il quale, in assenza di coesione, può essere trascinato dal flusso dell'acqua e compromettere la stabilità dell'opera. Il fenomeno della stabilità del fondo scavo, analogo a quello del sifonamento, è stato affrontato per la prima volta da Terzaghi (1943). A differenza del sifonamento, che è un fenomeno localizzato nel punto di sbocco della prima linea di flusso, quello del sollevamento del fondo scavo si estende per una profondità pari a quella d'infissione della paratia per una larghezza pari a metà di tale infissione.



Per semplificare il problema della determinazione dell'effettivo andamento della pressione interstiziale nel punto A, si assume che il valore della sovrappressione al piede del diaframma sia costante sulla lunghezza $D/2$ e pari a $\gamma_w \cdot H_c$. Per determinare H_c si ricorre all'espressione del gradiente di efflusso i_E :

$$i_E = \frac{H_c}{D} = \frac{H}{H + 2D}$$

Da cui si ottiene:

$$H_c = \frac{H \cdot D}{H + 2D}$$

La forza di filtrazione S_w che tende a sollevare il blocco di terreno coinvolto è pari a:

$$S_w = H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}$$

Le condizioni limite di stabilità vengono raggiunte quando S_w uguaglia il peso efficace del blocco, pertanto il fattore di sicurezza a sollevamento del fondo scavo si definisce come il rapporto tra il peso efficace del blocco e la forza di filtrazione:

$$F_s = \frac{W'}{S_w} = \frac{\gamma' \cdot \frac{D}{2}}{H_c \cdot \gamma_w \cdot \frac{D}{2}} = \frac{\gamma' \cdot D}{H_c \cdot \gamma_w}$$

Verifica delle sezioni e calcolo armature

Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse tra i pali (o larghezza dei setti se la paratia è costituita da setto):

$$N_d = N \cdot i; M_d = M \cdot i; T_d = T \cdot i$$

Dove M', M, T' rappresentano il momento il taglio e lo sforzo normale relativi ad una striscia unitaria di calcolo mentre i è l'interasse tra i pali per paratia costituita da pali o micropali (o larghezza setti per paratia costituita da setti).

Archivio materiali

CONGLOMERATI

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fed [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11,33	1,03	2,21
2	C25/30	30	31470	25	14,16	1,19	2,56
3	C28/35	35	32300	28	15,86	1,28	2,76
4	C40/50	50	35220	40	19,83	1,49	3,2

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391,3	540	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5
6	C1860	200205	1600	1116	1860	1116	0,05	0,04	1	0,5

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione

Circolare Barre

Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIRC 1/I=1,2
Diametro	1 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	1,2 m

Dati generali FEM

Massimo spostamento lineare terreno	7,5 cm
Fattore tolleranza spostamento	0,03 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	10
Fattore riduzione molla fondo scavo	1
Profondità infissione iniziale	9 m
Incremento profondità infissione	0,2 m
Numero di elementi	36
Numero nodo di fondo scavo	16

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m ³]	Peso specifico saturo [kN/m ³]	Coesione [kN/m ²]	Angolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometrico [kN/m ²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazione [°]	Descrizione
1	19,8	19,9	0,0	13,0	8,77	0,0	0,0	0,0	6,0	22,7	
2	18,8	19,5	20,31	24,0	8,77	0,0	0,0	0,0	24,0	22,7	

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
massicciata	Strisce	0,99	9,99	0,13	0,13	0	9
traffico veicolare	Strisce	0,99	9,99	1,27	1,27	0	20
car ecc auto in svio	Strisce	0,99	3,59	2,56	2,56	0	13,69

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

9,2 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

6 [m]

Tipo:

S.L.U. [STR]

Nome:

A1+M1+R1

Coefficienti sismici:

Kh = 0, Kv = 0

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	massicciata	1
7	traffico veicolare	1
8	car ecc auto in svio	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1
2	Coesione efficace	1
3	Resistenza non drenata	1
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1
3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	9,20 [m]
Pressione massima terreno	235,64 [kPa]
Momento massimo	1027,26 [kNm/m]
Taglio massimo	326,85 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m³]
0,40	9,17	35,84	-0,39	-3,69	4,1984	--
0,80	16,21	42,26	-1,73	-10,75	3,9843	--
1,20	26,38	48,68	-5,92	-21,35	3,7701	--
1,60	35,46	55,09	-14,31	-35,63	3,5560	--

2,00	42,83	61,51	-28,55	-52,89	3,3422	--
2,40	50,82	67,93	-49,65	-73,32	3,1286	--
2,80	58,52	74,35	-78,80	-96,60	2,9158	--
3,20	64,91	80,77	-117,35	-123,26	2,7039	--
3,60	70,67	87,19	-166,61	-151,63	2,4935	--
4,00	76,24	93,60	-227,41	-182,02	2,2852	--
4,40	81,80	100,02	-300,22	-214,97	2,0797	--
4,80	87,41	106,44	-386,33	-250,08	1,8780	--
5,20	93,11	112,86	-486,32	-287,48	1,6812	--
5,60	98,88	119,28	-601,38	-325,44	1,4904	--
6,00	104,73	125,70	-731,56	-326,85	1,3071	2895,78
6,44	--	132,73	-874,72	-213,28	1,1169	25080,59
6,88	-235,64	139,76	-968,15	-110,00	0,9395	25080,59
7,31	-194,76	146,79	-1016,35	-24,86	0,7765	25080,59
7,75	-157,66	153,82	-1027,26	44,15	0,6286	25080,59
8,19	-124,37	160,85	-1007,93	98,47	0,4959	25080,59
8,63	-94,84	167,87	-964,80	140,09	0,3782	25080,59
9,07	-68,91	174,90	-903,43	170,17	0,2748	25080,59
9,50	-46,35	181,93	-828,88	190,50	0,1848	25080,59
9,94	-26,88	188,96	-745,41	202,26	0,1072	25080,59
10,38	-10,20	195,99	-656,80	206,72	0,0407	25080,59
10,82	4,03	203,02	-566,23	204,96	-0,0161	25080,59
11,26	16,15	210,05	-476,44	197,89	-0,0644	25080,59
11,70	26,47	217,08	-389,75	186,32	-0,1056	25080,59
12,13	35,34	224,11	-308,14	170,87	-0,1409	25080,59
12,57	43,05	231,14	-233,30	152,04	-0,1717	25080,59
13,01	49,89	238,17	-166,69	130,19	-0,1989	25080,59
13,45	56,09	245,20	-109,65	105,61	-0,2236	25080,59
13,89	61,88	252,23	-63,38	78,57	-0,2467	25080,59
14,32	67,42	259,26	-28,97	49,04	-0,2688	25080,59
14,76	72,85	266,29	-7,50	17,13	-0,2905	25080,59

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

6 [m]

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

A2+M2+R1

Coefficienti sismici:

$K_h = 0, K_v = 0$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1,3
3	Spinta falda	1,3
4	Spinta sismica x	1,3
5	Spinta sismica y	1
6	massicciata	1
7	traffico veicolare	1
8	car ecc auto in svio	1

Coefficienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coefficienti parziali
1	Tangente angolo resistenza taglio	1,25
2	Coesione efficace	1,25
3	Resistenza non drenata	1,4
4	Peso unità volume	1
5	Angolo di attrito terra parete	1

Coefficienti resistenze capacità portante verticale

Nr.	Capacità portante	Coefficienti resistenze
1	Punta	1
2	Laterale compressione	1

3	Totale	1
4	Laterale trazione	1
5	Orizzontale	1

Profondità di infissione	9,20 [m]
Pressione massima terreno	238,42 [kPa]
Momento massimo	1157,37 [kNm/m]
Taglio massimo	362,69 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kPa]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione [kN/m ³]
0,40	9,90	35,84	-0,16	-4,21	6,1567	--
0,80	17,68	42,26	-1,63	-11,84	5,8651	--
1,20	28,58	48,68	-6,37	-21,91	5,5735	--
1,60	38,40	55,09	-15,19	-38,45	5,2819	--
2,00	46,51	61,51	-30,67	-57,28	4,9906	--
2,40	55,23	67,93	-53,54	-79,17	4,6997	--
2,80	63,66	74,35	-85,42	-104,14	4,4094	--
3,20	70,79	80,77	-127,05	-133,80	4,1202	--
3,60	77,29	87,19	-180,41	-166,40	3,8327	--
4,00	83,59	93,60	-246,81	-199,07	3,5474	--
4,40	89,88	100,02	-326,54	-235,12	3,2652	--
4,80	96,23	106,44	-420,59	-273,94	2,9871	--
5,20	102,66	112,86	-530,18	-315,06	2,7142	--
5,60	109,17	119,28	-656,28	-356,71	2,4480	--
6,00	115,76	125,70	-799,05	-362,69	2,1899	2111,49
6,44	--	132,73	-957,87	-251,25	1,9188	14347,29
6,88	-238,42	139,76	-1067,94	-146,64	1,6618	14347,29

7,31	-203,82	146,79	-1132,12	-57,78	1,4206	14347,29
7,75	-171,63	153,82	-1157,37	17,02	1,1962	14347,29
8,19	-141,90	160,85	-1149,90	79,21	0,9890	14347,29
8,63	-114,62	167,87	-1115,20	129,48	0,7989	14347,29
9,07	-89,71	174,90	-1058,50	168,66	0,6253	14347,29
9,50	-67,07	181,93	-984,62	198,03	0,4675	14347,29
9,94	-46,53	188,96	-897,86	218,33	0,3243	14347,29
10,38	-27,90	195,99	-802,21	230,56	0,1945	14347,29
10,82	-10,99	203,02	-701,20	235,37	0,0766	14347,29
11,26	4,42	210,05	-598,09	233,43	-0,0308	14347,29
11,70	18,56	217,08	-495,83	225,30	-0,1293	14347,29
12,13	31,63	224,11	-397,13	211,52	-0,2205	14347,29
12,57	43,85	231,14	-304,46	192,27	-0,3056	14347,29
13,01	55,41	238,17	-220,23	168,00	-0,3862	14347,29
13,45	66,50	245,20	-146,62	139,01	-0,4635	14347,29
13,89	77,28	252,23	-85,72	105,19	-0,5386	14347,29
14,32	87,86	259,26	-39,65	66,73	-0,6124	14347,29
14,76	98,35	266,29	-10,44	23,85	-0,6855	14347,29

Risultati analisi struttural e

Fase: 1 Risultati analisi struttural e

Fase: 1 - Combinazione: 1

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0,40	CIRC 1/l=1,2	43,01	-0,46	-4,426	10Ø24	43,01	-745,67	1603,99	Verificata
0,80	CIRC 1/l=1,2	50,71	-2,07	-12,894	10Ø24	50,72	-748,45	361,38	Verificata

1,20	CIRC 1/I=1,2	58,41	-7,10	-25,618	10Ø24	58,41	-751,21	105,78	Verificata
1,60	CIRC 1/I=1,2	66,11	-17,17	-42,760	10Ø24	66,12	-753,97	43,90	Verificata
2,00	CIRC 1/I=1,2	73,81	-34,26	-63,471	10Ø24	73,81	-756,72	22,09	Verificata
2,40	CIRC 1/I=1,2	81,52	-59,58	-87,987	10Ø24	81,52	-759,48	12,75	Verificata
2,80	CIRC 1/I=1,2	89,22	-94,57	-115,924	10Ø24	89,21	-762,23	8,06	Verificata
3,20	CIRC 1/I=1,2	96,92	-140,82	-147,908	10Ø24	96,92	-764,98	5,43	Verificata
3,60	CIRC 1/I=1,2	104,62	-199,93	-181,960	10Ø24	104,61	-767,74	3,84	Verificata
4,00	CIRC 1/I=1,2	112,33	-272,89	-218,426	10Ø24	112,32	-770,48	2,82	Verificata
4,40	CIRC 1/I=1,2	120,03	-360,27	-257,970	10Ø24	120,03	-773,21	2,15	Verificata
4,80	CIRC 1/I=1,2	127,73	-463,59	-300,092	10Ø24	127,74	-775,94	1,67	Verificata
5,20	CIRC 1/I=1,2	135,43	-583,58	-344,976	10Ø24	135,43	-778,66	1,33	Verificata
5,60	CIRC 1/I=1,2	143,13	-721,66	-390,526	10Ø24	143,13	-781,39	1,08	Verificata
6,00	CIRC 1/I=1,2	150,84	-877,87	-392,218	12Ø24	150,83	-912,99	1,04	Verificata
6,44	CIRC 1/I=1,2	159,27	-1049,66	-255,930	15Ø24	159,27	-1111,30	1,06	Verificata
6,88	CIRC 1/I=1,2	167,71	-1161,79	-132,000	16Ø24	167,72	-1171,82	1,01	Verificata
7,31	CIRC 1/I=1,2	176,14	-1219,62	-29,837	17Ø24	176,14	-1232,54	1,01	Verificata
7,75	CIRC 1/I=1,2	184,58	-1232,71	52,974	17Ø24	184,57	-1234,96	1,00	Verificata
8,19	CIRC 1/I=1,2	193,01	-1209,52	118,166	17Ø24	193,02	-1237,38	1,02	Verificata
8,63	CIRC 1/I=1,2	201,45	-1157,75	168,105	16Ø24	201,46	-1181,17	1,02	Verificata
9,07	CIRC 1/I=1,2	209,89	-1084,11	204,208	15Ø24	209,89	-1127,19	1,04	Verificata

9,50	CIRC 1/I=1,2	218,32	-994,65	228,600	13Ø24	218,33	-997,39	1,00	Verificata
9,94	CIRC 1/I=1,2	226,76	-894,50	242,714	12Ø24	226,76	-936,49	1,05	Verificata
10,38	CIRC 1/I=1,2	235,19	-788,16	248,069	10Ø24	235,20	-813,66	1,03	Verificata
10,82	CIRC 1/I=1,2	243,63	-679,48	245,953	10Ø24	243,63	-816,59	1,20	Verificata
11,26	CIRC 1/I=1,2	252,06	-571,73	237,463	10Ø24	252,06	-819,51	1,43	Verificata
11,70	CIRC 1/I=1,2	260,50	-467,70	223,578	10Ø24	260,50	-822,44	1,76	Verificata
12,13	CIRC 1/I=1,2	268,94	-369,77	205,039	10Ø24	268,94	-825,36	2,23	Verificata
12,57	CIRC 1/I=1,2	277,37	-279,95	182,446	10Ø24	277,36	-828,25	2,96	Verificata
13,01	CIRC 1/I=1,2	285,81	-200,02	156,230	10Ø24	285,81	-831,16	4,16	Verificata
13,45	CIRC 1/I=1,2	294,24	-131,58	126,737	10Ø24	294,24	-834,05	6,34	Verificata
13,89	CIRC 1/I=1,2	302,68	-76,05	94,285	10Ø24	302,67	-836,95	11,00	Verificata
14,32	CIRC 1/I=1,2	311,11	-34,76	58,842	10Ø24	311,11	-839,84	24,16	Verificata
14,76	CIRC 1/I=1,2	319,55	-9,00	20,561	10Ø24	319,54	-842,73	93,60	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazione punti [°]
0,40	3,50E-03	-1,61E-02	-32,85	24,9Ø10	Calcestruzzo =1430,70 Staffe=480, 04	0,01	Verificata	21,80
0,80	3,50E-03	-1,60E-02	-32,77	24,9Ø10	Calcestruzzo =1431,69 Staffe=480, 04	0,03	Verificata	21,80

1,20	3,50E-03	-1,59E-02	-32,70	24,9010	Calcestruzzo =1432,68 Staffe=480, 04	0,05	Verificata	21,80
1,60	3,50E-03	-1,58E-02	-32,63	24,9010	Calcestruzzo =1433,66 Staffe=480, 04	0,09	Verificata	21,80
2,00	3,50E-03	-1,58E-02	-32,56	24,9010	Calcestruzzo =1434,65 Staffe=480, 04	0,13	Verificata	21,80
2,40	3,50E-03	-1,57E-02	-32,49	24,9010	Calcestruzzo =1435,64 Staffe=480, 04	0,18	Verificata	21,80
2,80	3,50E-03	-1,56E-02	-32,42	24,9010	Calcestruzzo =1436,63 Staffe=480, 04	0,24	Verificata	21,80
3,20	3,50E-03	-1,55E-02	-32,34	24,9010	Calcestruzzo =1437,61 Staffe=480, 04	0,31	Verificata	21,80
3,60	3,50E-03	-1,54E-02	-32,27	24,9010	Calcestruzzo =1438,60 Staffe=480, 04	0,38	Verificata	21,80
4,00	3,50E-03	-1,54E-02	-32,20	24,9010	Calcestruzzo =1439,59 Staffe=480, 04	0,46	Verificata	21,80
4,40	3,50E-03	-1,53E-02	-32,13	24,9010	Calcestruzzo =1440,57 Staffe=480, 04	0,54	Verificata	21,80
4,80	3,50E-03	-1,52E-02	-32,06	24,9010	Calcestruzzo =1441,56 Staffe=480, 04	0,63	Verificata	21,80
5,20	3,50E-03	-1,52E-02	-31,98	24,9010	Calcestruzzo =1442,55 Staffe=480, 04	0,72	Verificata	21,80
5,60	3,50E-03	-1,51E-02	-31,91	24,9010	Calcestruzzo =1443,54	0,81	Verificata	21,80

					Staffe=480,04			
6,00	3,50E-03	-1,36E-02	-30,39	24,9010	Calcestruzzo =1497,02 Staffe=474,54	0,83	Verificata	21,80
6,44	3,50E-03	-1,20E-02	-28,29	24,9010	Calcestruzzo =1522,70 Staffe=471,74	0,54	Verificata	21,80
6,88	3,50E-03	-1,16E-02	-27,69	24,9010	Calcestruzzo =1547,18 Staffe=468,91	0,28	Verificata	21,80
7,31	3,50E-03	-1,13E-02	-27,27	24,9010	Calcestruzzo =1548,34 Staffe=468,91	0,06	Verificata	21,80
7,75	3,50E-03	-1,12E-02	-27,21	24,9010	Calcestruzzo =1549,50 Staffe=468,91	0,11	Verificata	21,80
8,19	3,50E-03	-1,12E-02	-27,16	24,9010	Calcestruzzo =1550,65 Staffe=468,91	0,25	Verificata	21,80
8,63	3,50E-03	-1,14E-02	-27,47	24,9010	Calcestruzzo =1551,81 Staffe=468,91	0,36	Verificata	21,80
9,07	3,50E-03	-1,17E-02	-27,85	24,9010	Calcestruzzo =1552,96 Staffe=468,91	0,44	Verificata	21,80
9,50	3,50E-03	-1,29E-02	-29,55	24,9010	Calcestruzzo =1505,98 Staffe=474,54	0,48	Verificata	21,80
9,94	3,50E-03	-1,32E-02	-29,86	24,9010	Calcestruzzo =1507,10 Staffe=474,54	0,51	Verificata	21,80
10,38	3,50E-03	-1,42E-02	-31,04	24,9010	Calcestruzzo =1482,32	0,52	Verificata	21,80

					Staffe=477, 31			
10,82	3,50E-03	-1,42E-02	-30,96	24,9010	Calcestruzzo =1483,42 Staffe=477, 31	0,52	Verificata	21,80
11,26	3,50E-03	-1,41E-02	-30,88	24,9010	Calcestruzzo =1484,53 Staffe=477, 31	0,50	Verificata	21,80
11,70	3,50E-03	-1,40E-02	-30,80	24,9010	Calcestruzzo =1485,63 Staffe=477, 31	0,47	Verificata	21,80
12,13	3,50E-03	-1,39E-02	-30,72	24,9010	Calcestruzzo =1486,73 Staffe=477, 31	0,43	Verificata	21,80
12,57	3,50E-03	-1,39E-02	-30,64	24,9010	Calcestruzzo =1513,82 Staffe=474, 54	0,38	Verificata	21,80
13,01	3,50E-03	-1,38E-02	-30,56	24,9010	Calcestruzzo =1514,94 Staffe=474, 54	0,33	Verificata	21,80
13,45	3,50E-03	-1,37E-02	-30,48	24,9010	Calcestruzzo =1516,06 Staffe=474, 54	0,27	Verificata	21,80
13,89	3,50E-03	-1,36E-02	-30,40	24,9010	Calcestruzzo =1517,18 Staffe=474, 54	0,20	Verificata	21,80
14,32	3,50E-03	-1,36E-02	-30,32	24,9010	Calcestruzzo =1518,30 Staffe=474, 54	0,12	Verificata	21,80
14,76	3,50E-03	-1,35E-02	-30,24	24,9010	Calcestruzzo =1519,42 Staffe=474, 54	0,04	Verificata	21,80

TRAVE DI COLLEGAMENTO

DATI GEOMETRI DELLA TRAVE DI COLLEGAMENTO

Diametro	1 m
Interasse X	1,2 m
Lunghezza complessiva	28 m
Modulo elasticità	2,06E+08 KN/m ²
Modulo Poisson	0,4
Area sezione	0,64 m ²
Momento inerzia	0,034 m ⁴

MODELLO DI CALCOLO E SCHEMA DELLE FORZE

Carico sulla trave	1
Posizione	0 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	2
Posizione	0,6 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	3
Posizione	1,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	4
Posizione	1,8 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	5
Posizione	2,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	6
Posizione	3 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	7
Posizione	3,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	8
Posizione	4,2 m

Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	9
Posizione	4,8 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	10
Posizione	5,4 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	11
Posizione	6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	12
Posizione	6,6 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	13
Posizione	7,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	14
Posizione	7,8 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	15
Posizione	8,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	16
Posizione	9 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	17
Posizione	9,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

SLOPE

Carico sulla trave	18
Posizione	10,2 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	19
Posizione	10,8 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	20
Posizione	11,4 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	21
Posizione	12 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	22
Posizione	12,6 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	23
Posizione	13,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	24
Posizione	13,8 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	25
Posizione	14,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	26
Posizione	15 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	27
Posizione	15,6 m

SLOPE

Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	28
Posizione	16,2 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	29
Posizione	16,8 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	30
Posizione	17,4 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	31
Posizione	18 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	32
Posizione	18,6 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	33
Posizione	19,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	34
Posizione	19,8 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	35
Posizione	20,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	36
Posizione	21 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

Carico sulla trave	37
Posizione	21,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	38
Posizione	22,2 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	39
Posizione	22,8 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	40
Posizione	23,4 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	41
Posizione	24 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	42
Posizione	24,6 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	43
Posizione	25,2 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	44
Posizione	25,8 m
Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	45
Posizione	26,4 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m
Carico sulla trave	46
Posizione	27 m

SLOPE

Forza applicata	-10 kN
Appoggio cedevole	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

Carico sulla trave	47
Posizione	27,6 m
Forza applicata	0 kN
Appoggio fisso	
Costante elastica vincolo cedevole (ks)	0 kN/m

SOLLECITAZIONI

Momento massimo	1,2 kNm
Momento minimo	-1,5 kNm

Taglio massimo	5,42 kN
Taglio minimo	-5,42 kN

Spostamento massimo	0,00E+00 cm
Spostamento minimo	-1,28E-08 cm

VERIFICA SEZIONE

Momento ultimo (Mu)	820,84 kNm
Sforzo normale ultimo (Nu)	0,14 kN
Resistenza a taglio conglomerato (Vrcdd)	2499,52 kN
Resistenza a taglio staffe (Vwd)	1512,72 kN

ARMATURA

Ferri longitudinali di calcolo	20/34 cm
Staffe	10/10 cm

RELAZIONE DI STABILITA' GLOBALE DEL PENDIO

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:

1. 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.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

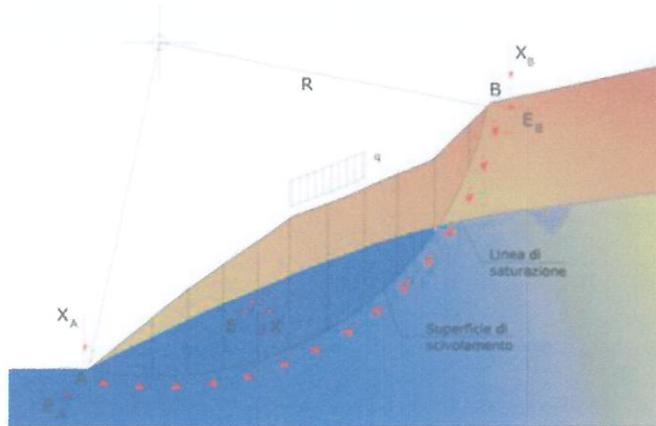
Metodo equilibrio limite (LEM)

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 concii.



Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii 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 concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- 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 quanto 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.

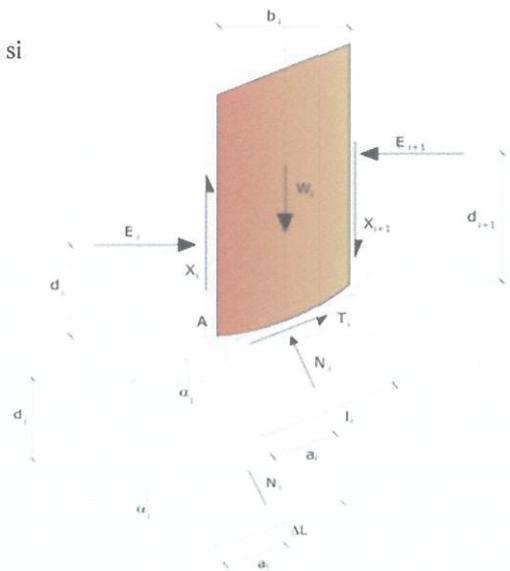
Incognite (2n+1).

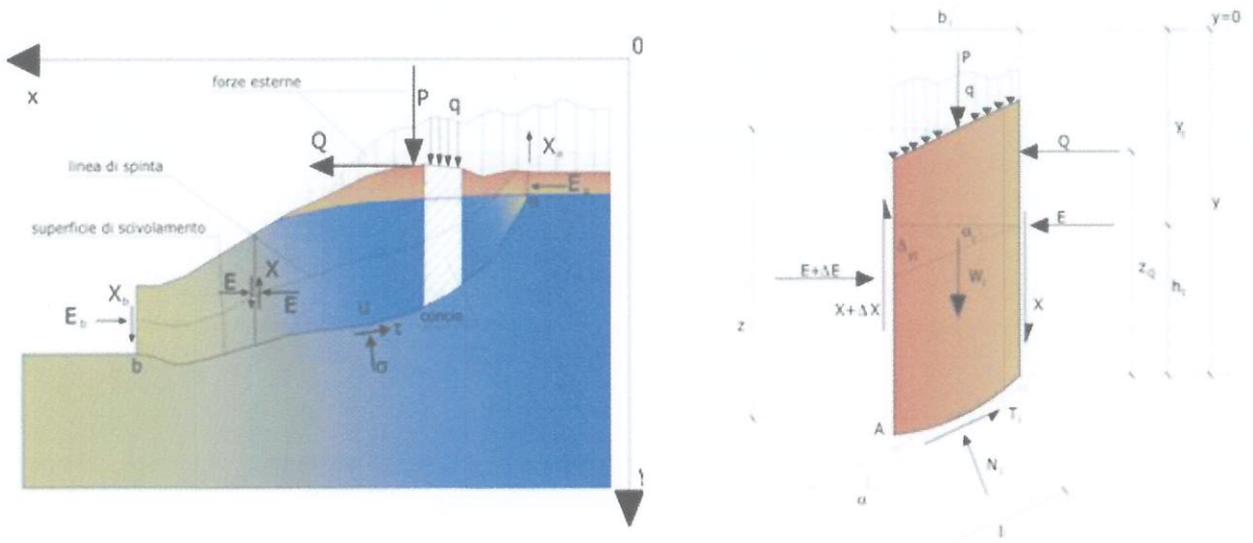
Le equazioni a disposizione sono:

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

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

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



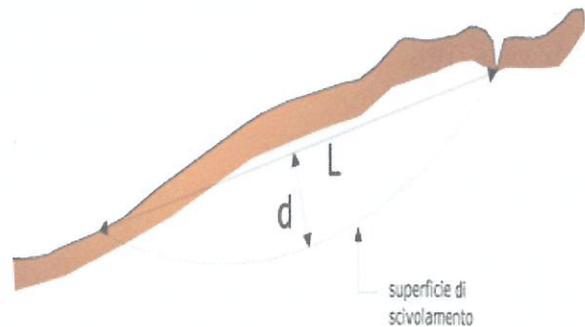
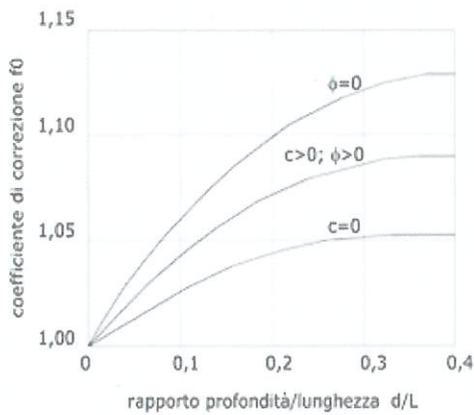


Azioni sul concio *i*-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

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

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:

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

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.

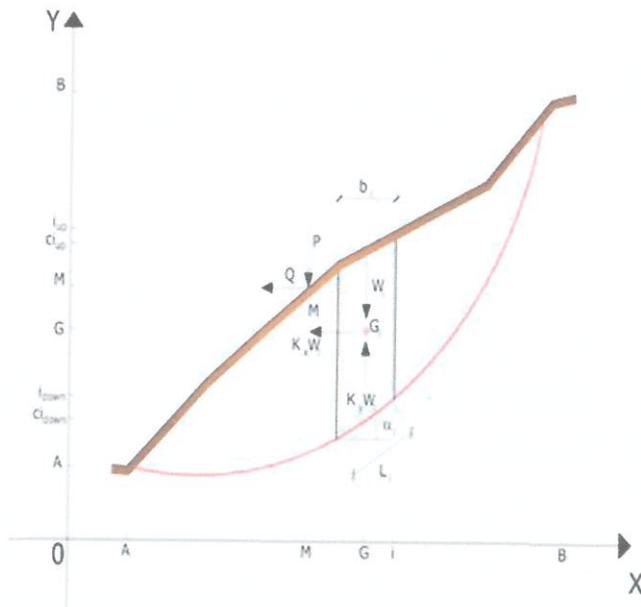
L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

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 concii



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 . 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_i 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:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = KW_i + \Delta E_i$$

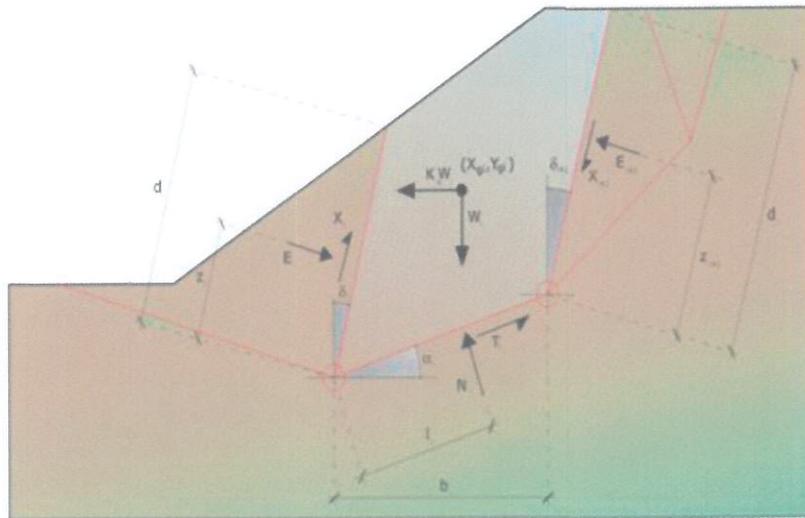
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

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

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

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 (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. 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 ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

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:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

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

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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

$$\sum (Q_i \text{sen} \theta) = 0$$

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

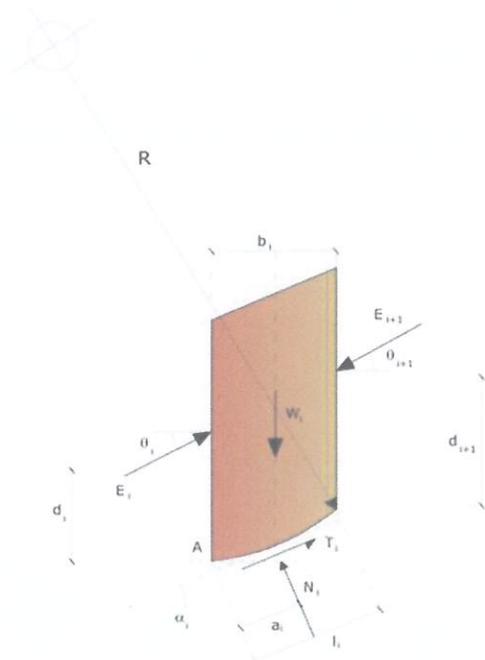
$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

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 (1965)

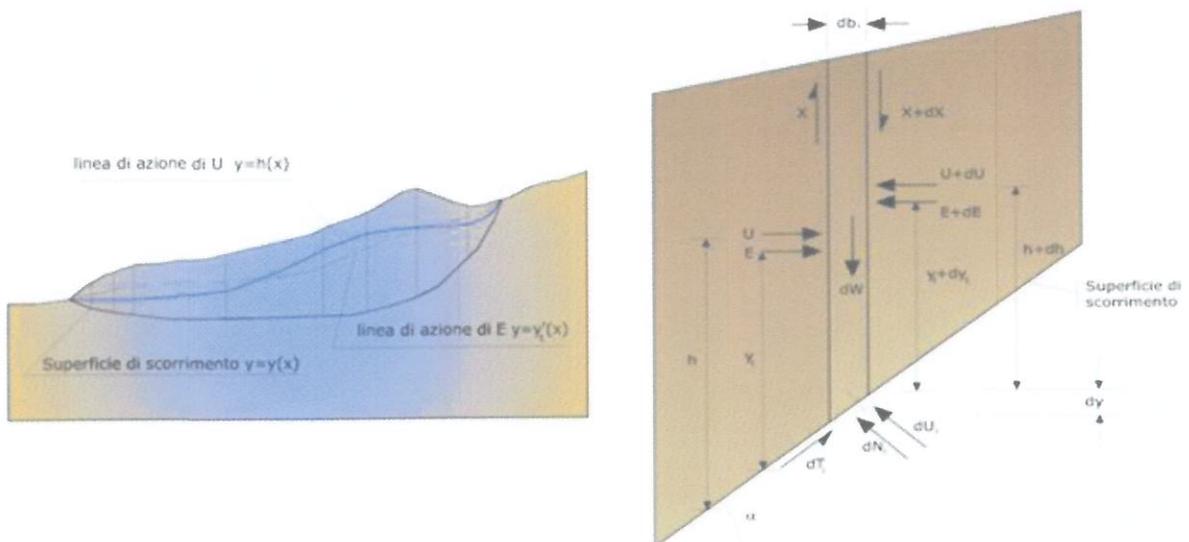
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ 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":

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



Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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

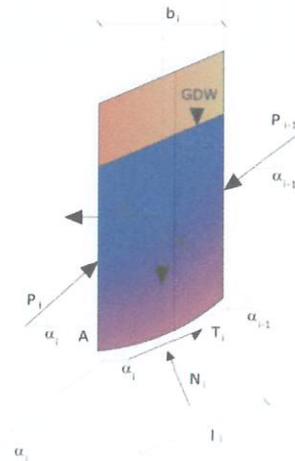
$$X = \frac{d(E \cdot \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

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

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.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce un striscia di terreno di spessore unitario e ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interasse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche del terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interasse e il diametro dei i pali (s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.



Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata 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 vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

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_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

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.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

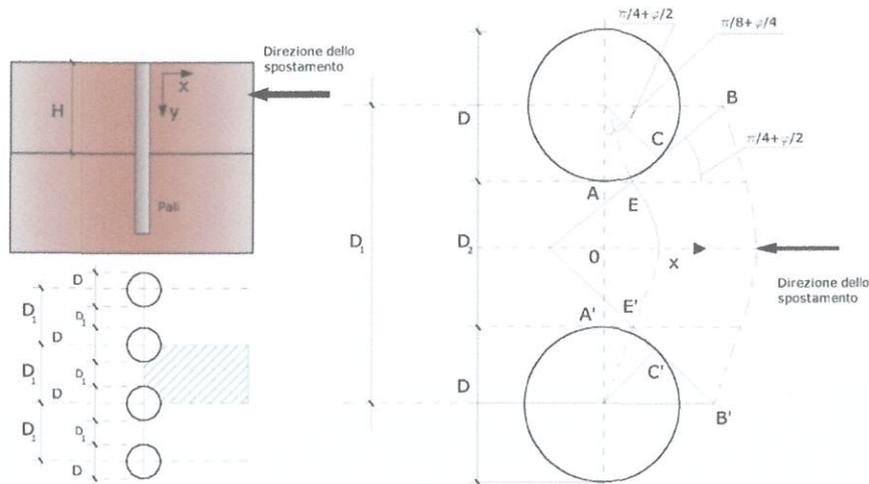
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativo nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si

procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinta attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \varphi/2)$ e $-(45 + \varphi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidità a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \left[\frac{1}{(N_\varphi \tan \varphi)} \left(e^{k_2} - 2(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\varphi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

φ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

$$N_\varphi = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$K_1 = (N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2)/D_2 \cdot N_\varphi \tan(\pi/8 + \varphi/4)$$

$$K_3 = \left[2 \tan \varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{K_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \tan \pi/8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;

- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limite ($D_2 = 0 \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

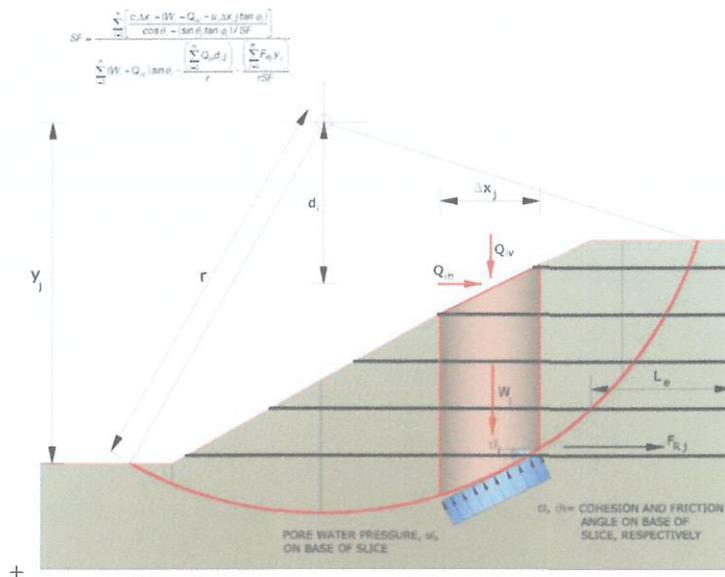
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la

resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

dove:

δ Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;

$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;

L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;

f_b Coefficiente di *Pullout*;

σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$; la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

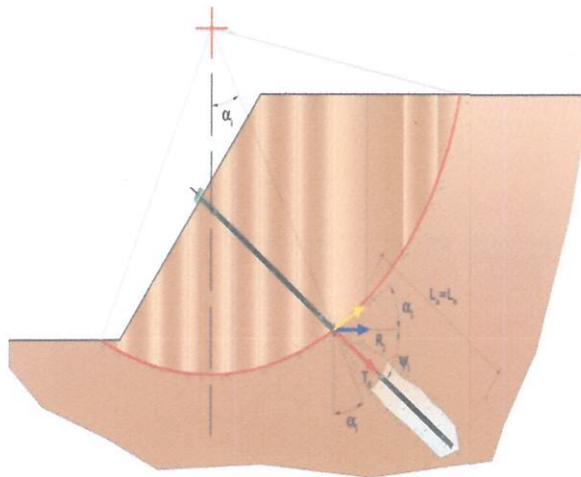
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

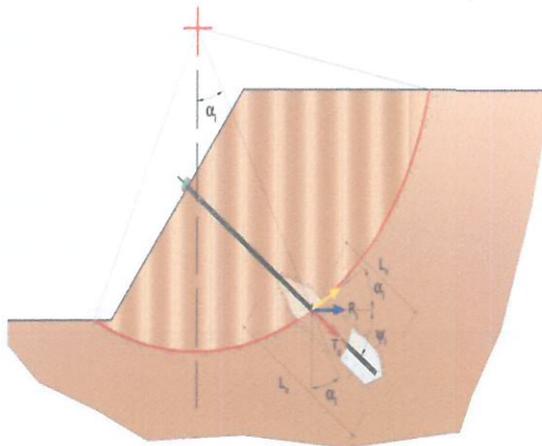
Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene

realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per i *chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{l}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

- T_d tiro esercizio;
 Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
 i interasse;
 L_e lunghezza efficace;
 L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

Lat./Long.	41,264262/14,727001
Normativa	NTC 2008 e Circ.
Numero di strati	2,0

SLOPE

Numero dei conci	20,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,1
Coefficiente parziale resistenza	1,0
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	43,49 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	56,51 m
Ordinata vertice destro superiore ys	65,02 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	30,83	37,46
2	50,0	44,0
3	50,0	50,0
4	59,97	50,0
5	69,9	54,65

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	30,83	37,46

SLOPE

2	50,0	44,0
3	50,0	44,04
4	69,9	52,32

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1,0
Coazione efficace	1,0
Coazione non drenata	1,0
Riduzione parametri geotecnici terreno	Si

Stratigrafia

Strato	Coazione (kg/cm ²)	Coazione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia
1	0		13	2019,006	2019,006	
2	0,2071011		24	1917,036	1917,036	

Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	50,99	50,13	59,99	50,13	0,091773
2	50,99	51,27	59,99	51,27	0,20394
3	50,99	52,56	53,59	52,56	0,1395969

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato	1,87
Ascissa centro superficie	44,14 m
Ordinata centro superficie	59,16 m

Raggio superficie

25,33 m

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.

$x_c = 44,14$ $y_c = 59,163$ $R_c = 25,325$ $F_s = 1,867$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm ²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	1,9	-28,8	2,17	3177,56	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	5696,7	3763,1
2	1,9	-24,0	2,08	8966,74	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	12132,3	5199,8
3	1,9	-19,4	2,01	14073,77	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	17142,9	6321,7
4	1,9	-14,9	1,97	18561,72	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	21123,2	7217,5
5	1,9	-10,5	1,93	22474,29	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	24322,7	7943,2
6	1,9	-6,1	1,91	25840,66	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	26904,7	8535,4
7	1,9	-1,8	1,92	28678,77	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	28978,5	9018,9
8	1,9	2,5	1,93	30996,88	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	30617,3	9410,7
9	1,9	6,8	1,91	32794,34	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	31867,1	9721,7
10	1,91	11,2	1,95	34317,26	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	32998,5	10033,2
11	1,89	15,6	1,96	60013,87	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	57850,8	15967,9
12	1,9	20,1	2,02	262163,39	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	60126,3	16582,9
13	1,9	24,8	2,09	56779,32	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	55366,0	15524,1
14	1,9	29,6	2,18	53080,91	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	52549,4	14955,2
15	1,9	34,7	2,31	48590,82	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	49195,6	14294,3
16	1,9	40,1	2,48	39878,88	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	41483,1	12647,4
17	1,9	46,0	2,73	35189,7	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	38106,1	12120,7
18	1,9	52,6	3,13	30435,06	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	34750,1	11759,0
19	1,9	60,6	3,86	23294,53	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	27974,6	10956,9
20	1,9	71,8	6,09	11426,82	0,0	0,0	0,21	24,0	0,0	9299,0	8974,9