

COMUNE DI GOLFERENZO

PROVINCIA DI PAVIA



SISTEMAZIONE MOVIMENTO FRANOSO CASA PEGORINI

D.G.R. 30.03.2016 – n. X/4996 “Programma, per gli anni 2016, 2017 e 2018, di interventi strutturali e prioritari nelle aree a rischio idrogeologico elevato nonché conseguenti a calamità naturali”

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE STRUTTURALE

Il Progettista:


.....
Arch. Roberta Reguzzi


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 rigidità 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 rigidità del terreno ecc. Si osservi la seguente figura:

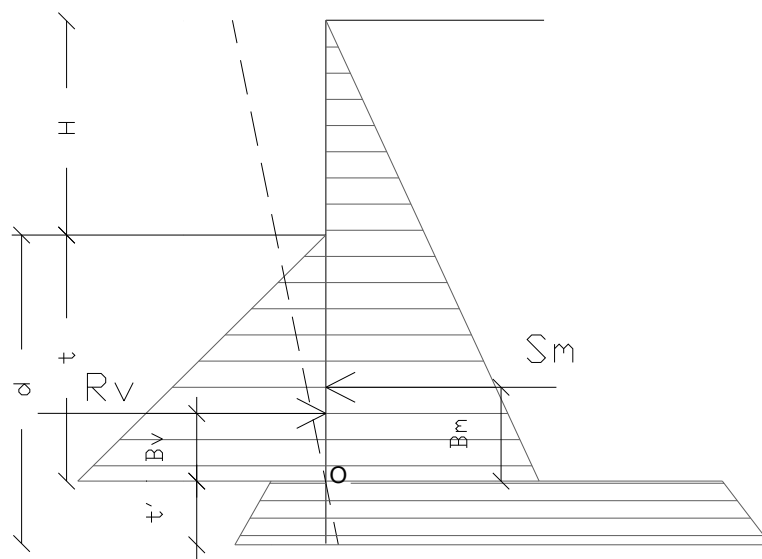


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

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. È 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:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

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:

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

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;

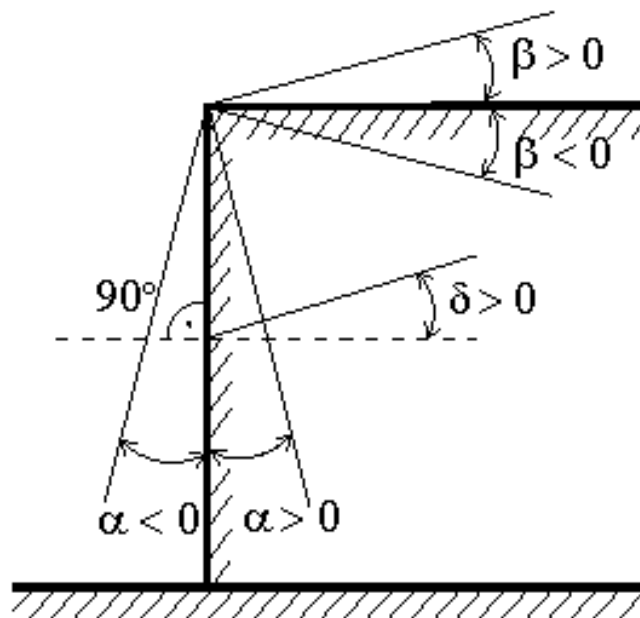


Figura: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

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 x1 ed ascissa finale x2 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 sovraspinta 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:

$$P_c = -\frac{2 \cdot c}{\sqrt{k_a}}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto della spinta per effetto della coesione. E' stata calcolata l'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma_t \times \sqrt{K_a}} - \left\{ \frac{\left[\frac{Q \times \sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)} \right]}{\gamma_t} \right\}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato

Q = Carico agente sul terrapieno eventualmente presente.

γ_t = Peso unità di volume del terreno

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

C = Coesione del materiale

K_a = Coefficiente di pressione attiva, come calcolato ai passi precedenti

Nel caso in cui si verifichi la circostanza che la Z_c , calcolata con la formula precedente, sia minore di zero è possibile sovrapporre direttamente gli effetti dei diagrammi, imponendo un decremento al diagramma di spinta originario valutato come segue:

$$S_c = P_c \cdot H$$

Dove si è indicata con il simbolo H l'altezza totale di spinta.

Sisma

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sulla parete è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

H = altezza di scavo

K_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico) (vedi Mononobe & Okabe)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica.

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:

$$\tan \vartheta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

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:

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

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:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta + \delta) \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi + \varepsilon)}{\sin(\beta + \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < \beta - \phi - \varepsilon \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

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 $\delta = -\varphi$											
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						
	20	1,71	2,08	2,42	2,71	2,92					
	25	2,14	2,81	2,98	3,88	4,22	4,43				
-30	30	2,78	3,42	4,18	5,01	5,98	8,94	7,40			
	35	3,75	4,73	5,87	7,21	8,78	10,80	12,50	13,80		
	40	5,31	8,87	8,77	11,00	13,70	17,20	24,80	25,40	28,40	
	45	8,05	10,70	14,20	18,40	23,80	90,60	38,90	49,10	60,70	69,10
	10	1,36	1,58	1,70							
	15	1,68	1,97	2,20	2,38						
	20	2,13	2,52	2,92	3,22	3,51					
	25	2,78	3,34	3,99	4,80	5,29	5,57				
-20	30	3,78	4,81	8,58	8,81	7,84	9,12	9,77			
	35	5,38	8,89	8,28	10,10	12,20	14,80	17,40	19,00		
	40	8,07	10,40	12,00	18,50	20,00	25,50	38,50	37,80	42,20	
	45	13,2	17,50	22,90	29,80	38,30	48,90	82,30	78,80	97,30	111,04
	10	1,52	1,72	1,83							.
	15	1,95	2,23	2,57	2,88						
	20	2,57	2,98	3,42	3,75	4,09					
	25	3,50	4,14	4,90	5,82	8,45	8,81				
-10	30	4,98	8,01	7,19	8,51	10,10	11,70	12,80			
	35	7,47	9,24	11,30	13,80	18,70	20,10	23,70	26,00		
	40	12,0	15,40	19,40	24,10	29,80	37,10	53,20	55,10	61,80	
	45	21,2	27,90	38,50	47,20	80,80	77,30	908,20	124,00	153,00	178,00
	10	1,84	1,81	1,93							
	15	2,19	2,46	2,73	2,91						
	20	3,01	3,44	3,91	4,42	4,66					
	25	4,28	5,02	5,81	8,72	7,71	8,16				
0	30	8,42	7,69	9,19	10,80	12,70	14,80	15,90			
	35	10,2	12,60	15,30	18,80	22,30	28,90	31,70	34,90		
	40	17,5	22,30	28,00	34,80	42,90	53,30	78,40	79,10	88,70	

	45	33,5	44,10	57,40	74,10	94,70	120,00	153,00	174,00	240,00	275,00
	10	1,73	1,87	1,98							
	15	2,40	2,65	2,93	3,12						
	20	3,45	3,90	4,40	4,96	5,23					
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	2,01							
	15	2,58	2,82	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:

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

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:

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

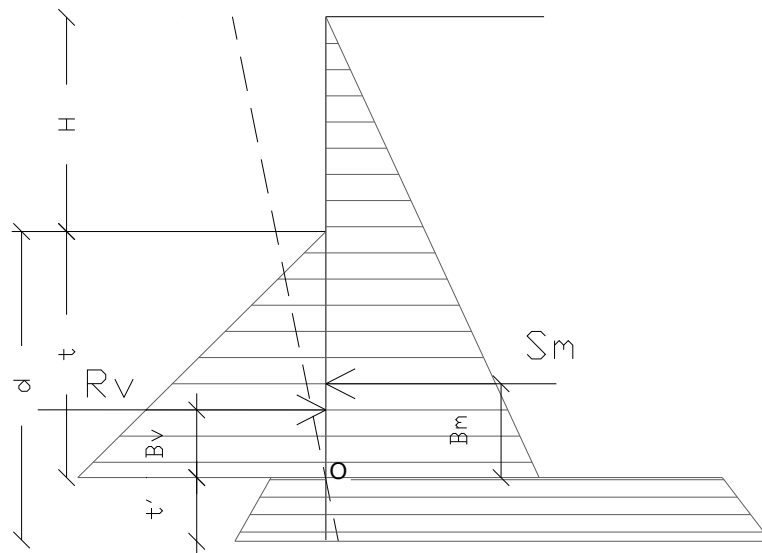


Figura 2: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

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 . E' 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:

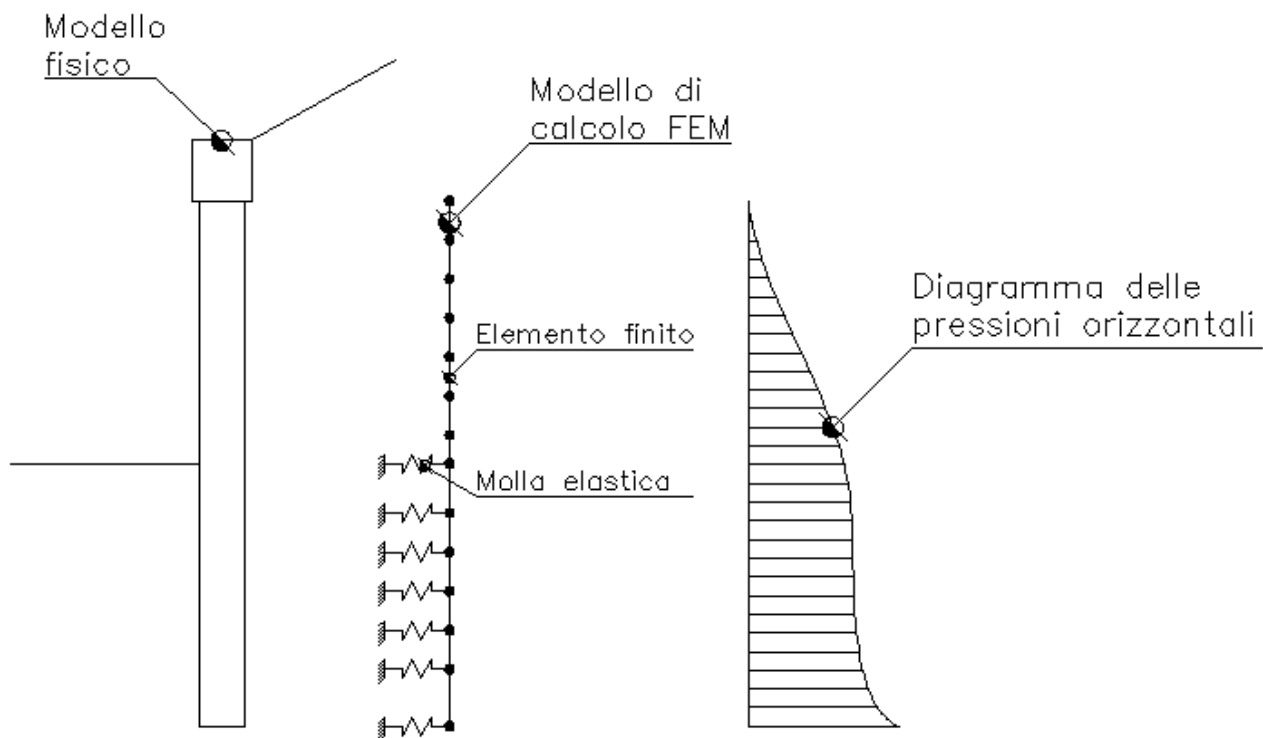


Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

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 $A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times G \times B \times N_g)$

Bs =coefficiente funzione della profondità Bs=C×G×Nq

Z =Profondità in esame

C =40 nel sistema internazionale SI

n = $\pi \times \tan \varphi$

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

Nc =(Nq-1)×cotφ

Ng =1.5×(Nq-1)×tanφ

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 Fsif=3.5-4 Indicando con:

ic = Gradiente Idraulico critico;

ie = Gradiente Idraulico in condizioni di esercizio;

Il margine di sicurezza è definito come rapporto tra ic ed ie, se ie<ic la paratia è stabile.

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 setti):

$$N_d = N' \cdot i; M_d = M' \cdot i; T_d = T' \cdot i$$

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).

Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico [kN/m³]	Peso specifico saturato [kN/m³]	Coesione [kN/m²]	Ancolo attrito [°]	O.C.R.	Modulo edometri co [kN/m²]	Attrito terra muro monte [°]	Attrito terra muro valle [°]	Spessore [m]	Inclinazi one [°]	Descrizi one
1	18,0	18,0	0,0	22,0	1,0	1000,0	14,0	7,0	1,7	5,0	
2	19,0	20,0	0,0	20,0	1,0	750,0	12,0	6,0	3,3	5,0	
3	20,0	20,0	0,0	26,0	1,0	1500,0	16,0	8,0	2,6	7,0	
4	21,0	22,0	20,0	33,0	1,0	2750,0	22,0	11,0	4,0	7,0	

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
strada	Strisce	0,6	5	0	0	0	20

Archivio materiali

CONGLOMERATI

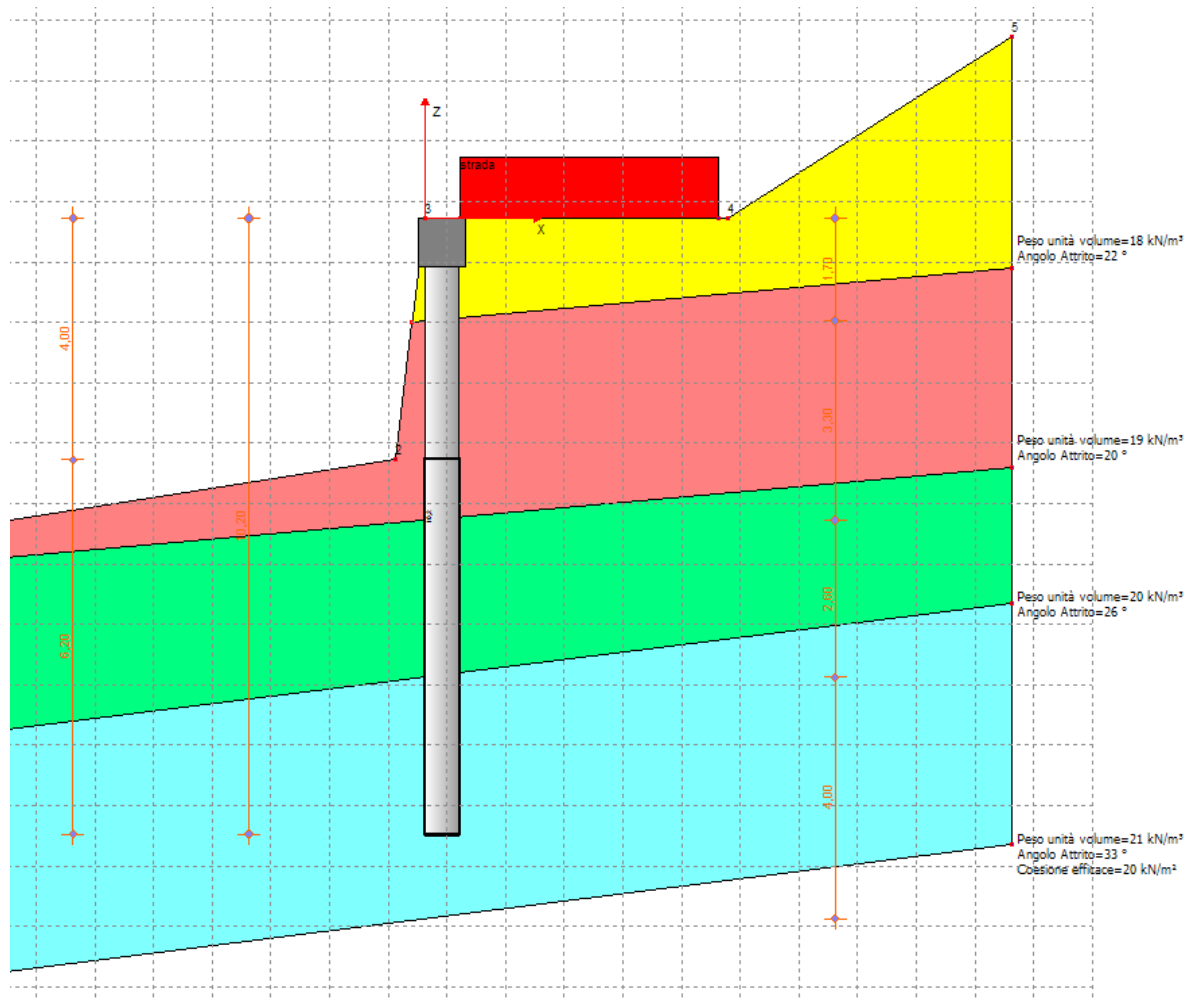
Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
2	C25/30	30	30861.5	24.5	13.9	1.2	2.5

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	196133	441.3	383.7	529.6	441.3	.075	.0675	1	0,5

Dati generali FEM

Fattore tollezanza spostamento	0,03	cm
Tipo analisi	Non lineare	
Massimo numero di iterazioni	10	
Fattore riduzione molla fondo scavo	1	
Profondità infissione iniziale	4	m
Incremento profondità infissione	0,2	m
Numero di elementi	36	
Numero nodo di fondo scavo	16	



Analisi Paratia

Profondità massima di infissione

6,2 [m]

Fase: 1 - Combinazione: 1

Altezza scavo

4 [m]

Tipo:

S.L.U.

Nome:

A1+M1+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	1,5
4	Spinta sismica x	1,5
5	Spinta sismica y	1
6	strada	1,5

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

6,20 [m]

Pressione massima terreno

83,60 [kPa]

Momento massimo

242,35 [kNm/m]

Taglio massimo

94,15 [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]
0,27	9,13	18,00	-0,16	-3,28	3,0043	--
0,53	12,34	21,31	-1,11	-6,42	2,8663	--
0,80	14,90	23,62	-2,89	-10,18	2,7284	--
1,07	17,22	26,93	-5,56	-15,39	2,5906	--
1,33	19,45	29,24	-9,62	-20,11	2,4529	--
1,60	21,67	31,55	-14,94	-26,38	2,3155	--
1,87	23,99	35,87	-21,94	-32,92	2,1786	--
2,13	26,39	39,18	-30,73	-39,84	2,0423	--
2,40	28,82	43,49	-41,34	-47,48	1,9069	--
2,67	31,28	46,80	-53,95	-55,77	1,7727	--
2,93	33,77	51,11	-68,86	-64,44	1,6401	--
3,20	36,29	55,42	-86,07	-74,27	1,5095	--
3,47	38,85	58,73	-105,89	-84,66	1,3814	--
3,73	41,43	63,04	-128,44	-94,06	1,2564	--
4,00	44,03	66,35	-153,52	-94,15	1,1351	5983,71
4,30	--	70,91	-181,32	-76,30	1,0061	5983,71
4,59	-52,86	74,47	-203,85	-60,75	0,8834	5983,71
4,89	-45,95	79,02	-221,82	-45,83	0,7680	5983,71
5,18	-83,60	84,58	-235,35	-22,33	0,6604	12659,73
5,48	-71,04	90,14	-241,94	-1,34	0,5611	12659,73
5,77	-59,55	96,70	-242,35	16,29	0,4704	12659,73
6,07	-49,16	102,26	-237,54	30,80	0,3883	12659,73
6,36	-39,82	108,82	-228,44	42,55	0,3146	12659,73
6,66	-31,51	114,37	-215,88	51,87	0,2489	12659,73
6,95	-24,17	119,93	-200,57	59,03	0,1910	12659,73
7,25	-17,73	126,49	-183,14	64,28	0,1401	12659,73
7,54	-12,12	132,05	-164,16	69,05	0,0957	12659,73
7,84	-36,07	139,61	-143,78	78,99	0,0572	63093,76
8,13	-14,96	147,17	-120,45	83,41	0,0237	63093,76
8,43	3,46	154,72	-95,83	82,38	-0,0055	63093,76
8,72	19,73	162,28	-71,51	76,56	-0,0313	63093,76
9,02	34,39	169,84	-48,90	66,42	-0,0545	63093,76
9,31	47,94	177,40	-29,30	52,27	-0,0760	63093,76
9,61	60,82	184,96	-13,87	34,31	-0,0964	63093,76
9,90	73,37	192,51	-3,74	12,66	-0,1163	63093,76

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

Tipo:

Nome:

Coefficienti sismici:

4 [m]

S.L.U.

A2+M2+R1

Kh = 0 , Kv = 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	strada	1,3

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

6,20 [m]

Pressione massima terreno

89,25 [kPa]

Momento massimo

272,55 [kNm/m]

Taglio massimo

106,15 [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]
0,27	9,54	18,00	-0,17	-3,43	4,5510	--
0,53	13,16	21,31	-1,21	-6,84	4,3582	--
0,80	16,12	23,62	-3,00	-11,24	4,1655	--
1,07	18,85	26,93	-5,94	-16,16	3,9728	--
1,33	21,49	29,24	-10,20	-21,94	3,7803	--
1,60	24,12	32,55	-16,02	-28,70	3,5881	--
1,87	26,86	35,87	-23,71	-36,15	3,3964	--
2,13	29,69	40,18	-33,33	-43,94	3,2054	--
2,40	32,55	44,49	-45,12	-52,28	3,0153	--
2,67	35,44	47,80	-59,09	-61,89	2,8266	--
2,93	38,36	52,11	-75,56	-72,32	2,6396	--
3,20	41,31	56,42	-94,81	-82,87	2,4548	--
3,47	44,29	60,73	-116,93	-94,87	2,2728	--
3,73	47,30	64,04	-142,20	-105,29	2,0941	--
4,00	50,34	68,35	-170,27	-106,15	1,9196	3839,79
4,30	--	72,91	-201,60	-86,34	1,7322	3839,79
4,59	-59,59	77,47	-227,08	-68,89	1,5520	3839,79

4,89	-52,98	82,02	-247,40	-51,98	1,3797	3839,79
5,18	-85,80	87,58	-262,74	-27,63	1,2162	7054,82
5,48	-74,92	95,14	-270,89	-5,55	1,0620	7054,82
5,77	-64,72	101,70	-272,55	13,54	0,9174	7054,82
6,07	-55,20	108,26	-268,55	29,78	0,7824	7054,82
6,36	-46,35	114,82	-259,76	43,45	0,6570	7054,82
6,66	-38,15	121,37	-246,93	54,70	0,5407	7054,82
6,95	-30,56	127,93	-230,77	63,70	0,4332	7054,82
7,25	-23,56	134,49	-211,97	70,65	0,3339	7054,82
7,54	-17,08	141,05	-191,11	76,91	0,2421	7054,82
7,84	-43,25	149,61	-168,40	88,90	0,1571	27535,54
8,13	-21,48	159,17	-142,15	95,24	0,0780	27535,54
8,43	-1,09	167,72	-114,04	95,56	0,0040	27535,54
8,72	18,18	177,28	-85,82	90,20	-0,0660	27535,54
9,02	36,61	185,84	-59,19	79,39	-0,1329	27535,54
9,31	54,45	195,40	-35,75	63,33	-0,1977	27535,54
9,61	71,94	203,96	-17,05	42,06	-0,2612	27535,54
9,90	89,25	213,51	-4,64	15,72	-0,3241	27535,54

Risultati analisi strutturale

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. Fless.
0,27	Palo FI (600)	14,40	-0,13	-2,62	13Ø16	14,49	-236,06	1886,63	Verificata
0,53	Palo FI (600)	17,05	-0,89	-5,14	13Ø16	17,06	-236,53	265,75	Verificata
0,80	Palo FI (600)	18,90	-2,31	-8,14	13Ø16	18,88	-236,86	102,33	Verificata
1,07	Palo FI (600)	21,55	-4,45	-12,31	13Ø16	21,59	-237,35	53,38	Verificata
1,33	Palo FI (600)	23,40	-7,69	-16,09	13Ø16	23,39	-237,68	30,90	Verificata
1,60	Palo FI (600)	25,24	-11,95	-21,11	13Ø16	25,19	-238,00	19,92	Verificata
1,87	Palo FI (600)	28,69	-17,55	-26,33	13Ø16	28,63	-238,63	13,60	Verificata
2,13	Palo FI (600)	31,34	-24,59	-31,87	13Ø16	31,31	-239,11	9,73	Verificata
2,40	Palo FI (600)	34,79	-33,07	-37,98	13Ø16	34,87	-239,75	7,25	Verificata
2,67	Palo FI (600)	37,44	-43,16	-44,62	13Ø16	37,53	-240,24	5,57	Verificata
2,93	Palo FI (600)	40,89	-55,09	-51,55	13Ø16	40,92	-240,85	4,37	Verificata
3,20	Palo FI (600)	44,33	-68,85	-59,41	13Ø16	44,29	-241,46	3,51	Verificata
3,47	Palo FI (600)	46,98	-84,71	-67,72	13Ø16	46,92	-241,93	2,86	Verificata
3,73	Palo FI (600)	50,43	-102,75	-75,24	13Ø16	50,41	-242,56	2,36	Verificata
4,00	Palo FI (600)	53,08	-122,82	-75,32	13Ø16	53,13	-243,05	1,98	Verificata
4,30	Palo FI (600)	56,73	-145,06	-61,04	13Ø16	56,82	-243,71	1,68	Verificata

4,59	Palo FI (600)	59,57	-163,08	-48,60	13Ø16	59,54	-244,20	1,50	Verificata
4,89	Palo FI (600)	63,22	-177,45	-36,67	13Ø16	63,20	-244,85	1,38	Verificata
5,18	Palo FI (600)	67,67	-188,28	-17,86	13Ø16	67,64	-245,65	1,30	Verificata
5,48	Palo FI (600)	72,11	-193,55	-1,07	13Ø16	72,06	-246,44	1,27	Verificata
5,77	Palo FI (600)	77,36	-193,88	13,03	13Ø16	77,39	-247,39	1,28	Verificata
6,07	Palo FI (600)	81,81	-190,03	24,64	13Ø16	81,75	-248,17	1,31	Verificata
6,36	Palo FI (600)	87,05	-182,75	34,04	13Ø16	87,02	-249,11	1,36	Verificata
6,66	Palo FI (600)	91,50	-172,70	41,50	13Ø16	91,48	-249,91	1,45	Verificata
6,95	Palo FI (600)	95,95	-160,45	47,22	13Ø16	95,98	-250,71	1,56	Verificata
7,25	Palo FI (600)	101,19	-146,51	51,42	13Ø16	101,19	-251,61	1,72	Verificata
7,54	Palo FI (600)	105,64	-131,33	55,24	13Ø16	105,57	-252,35	1,92	Verificata
7,84	Palo FI (600)	111,69	-115,02	63,19	13Ø16	111,71	-253,39	2,20	Verificata
8,13	Palo FI (600)	117,73	-96,36	66,72	13Ø16	117,79	-254,42	2,64	Verificata
8,43	Palo FI (600)	123,78	-76,66	65,91	13Ø16	123,82	-255,44	3,33	Verificata
8,72	Palo FI (600)	129,83	-57,21	61,25	13Ø16	129,80	-256,45	4,48	Verificata
9,02	Palo FI (600)	135,87	-39,12	53,13	13Ø16	135,96	-257,48	6,58	Verificata
9,31	Palo FI (600)	141,92	-23,44	41,81	13Ø16	141,90	-258,48	11,03	Verificata
9,61	Palo FI (600)	147,96	-11,09	27,45	13Ø16	147,94	-259,49	23,39	Verificata
9,90	Palo FI (600)	154,01	-2,99	10,13	13Ø16	154,09	-260,52	87,10	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio	Verifica a taglio	Angolo inclinazione puntoni [°]
0,27	3,50E-03	-1,21E-02	-17,18	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,37 Staffe=223,51	198,70	Verificata	21,80
0,53	3,50E-03	-1,20E-02	-17,15	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,73 Staffe=223,51	101,57	Verificata	21,80
0,80	3,50E-03	-1,20E-02	-17,13	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,98 Staffe=223,51	64,13	Verificata	21,80
1,07	3,50E-03	-1,20E-02	-17,10	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,34 Staffe=223,51	42,43	Verificata	21,80
1,33	3,50E-03	-1,19E-02	-17,08	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,59 Staffe=223,51	32,49	Verificata	21,80
1,60	3,50E-03	-1,19E-02	-17,06	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,84 Staffe=223,51	24,77	Verificata	21,80
1,87	3,50E-03	-1,19E-02	-17,02	19,1Ø8	Calcestruzzo=523,30 Staffe=223,51	19,87	Verificata	21,80

2,13	3,50E-03	-1,18E-02	-16,98	19,108	Calcestruzzo=523,6 6 Staffe=223,51	16,43	Verificata	21,80
2,40	3,50E-03	-1,18E-02	-16,94	19,108	Calcestruzzo=524,1 2 Staffe=223,51	13,80	Verificata	21,80
2,67	3,50E-03	-1,17E-02	-16,91	19,108	Calcestruzzo=524,4 8 Staffe=223,51	11,75	Verificata	21,80
2,93	3,50E-03	-1,17E-02	-16,87	19,108	Calcestruzzo=524,9 4 Staffe=223,51	10,18	Verificata	21,80
3,20	3,50E-03	-1,16E-02	-16,83	19,108	Calcestruzzo=525,4 1 Staffe=223,51	8,84	Verificata	21,80
3,47	3,50E-03	-1,16E-02	-16,80	19,108	Calcestruzzo=525,7 7 Staffe=223,51	7,76	Verificata	21,80
3,73	3,50E-03	-1,16E-02	-16,75	19,108	Calcestruzzo=526,2 3 Staffe=223,51	6,99	Verificata	21,80
4,00	3,50E-03	-1,15E-02	-16,72	19,108	Calcestruzzo=526,5 9 Staffe=223,51	6,99	Verificata	21,80
4,30	3,50E-03	-1,15E-02	-16,68	19,108	Calcestruzzo=527,0 8 Staffe=223,51	8,63	Verificata	21,80
4,59	3,50E-03	-1,14E-02	-16,65	19,108	Calcestruzzo=527,4 6 Staffe=223,51	10,85	Verificata	21,80
4,89	3,50E-03	-1,14E-02	-16,61	19,108	Calcestruzzo=527,9 5 Staffe=223,51	14,40	Verificata	21,80
5,18	3,50E-03	-1,13E-02	-16,55	19,108	Calcestruzzo=528,5 5 Staffe=223,51	29,59	Verificata	21,80
5,48	3,50E-03	-1,13E-02	-16,50	19,108	Calcestruzzo=529,1 5 Staffe=223,51	494,04	Verificata	21,80
5,77	3,50E-03	-1,12E-02	-16,44	19,108	Calcestruzzo=529,8 6 Staffe=223,51	40,66	Verificata	21,80
6,07	3,50E-03	-1,12E-02	-16,38	19,108	Calcestruzzo=530,4 6 Staffe=223,51	21,53	Verificata	21,80
6,36	3,50E-03	-1,11E-02	-16,32	19,108	Calcestruzzo=531,1 7 Staffe=223,51	15,61	Verificata	21,80
6,66	3,50E-03	-1,10E-02	-16,26	19,108	Calcestruzzo=531,7 7 Staffe=223,51	12,81	Verificata	21,80
6,95	3,50E-03	-1,10E-02	-16,21	19,108	Calcestruzzo=532,3 6 Staffe=223,51	11,27	Verificata	21,80
7,25	3,50E-03	-1,09E-02	-16,14	19,108	Calcestruzzo=533,0 7 Staffe=223,51	10,37	Verificata	21,80
7,54	3,50E-03	-1,08E-02	-16,09	19,108	Calcestruzzo=533,6 7 Staffe=223,51	9,66	Verificata	21,80
7,84	3,50E-03	-1,08E-02	-16,00	19,108	Calcestruzzo=534,4 9 Staffe=223,51	8,46	Verificata	21,80
8,13	3,50E-03	-1,07E-02	-15,92	19,108	Calcestruzzo=535,3 0 Staffe=223,51	8,02	Verificata	21,80
8,43	3,50E-03	-1,06E-02	-15,83	19,108	Calcestruzzo=536,1 2 Staffe=223,51	8,13	Verificata	21,80
8,72	3,50E-03	-1,05E-02	-15,75	19,108	Calcestruzzo=549,6 5 Staffe=221,24	8,97	Verificata	21,80
9,02	3,50E-03	-1,04E-02	-15,67	19,108	Calcestruzzo=550,4 9 Staffe=221,24	10,36	Verificata	21,80
9,31	3,50E-03	-1,03E-02	-15,59	19,108	Calcestruzzo=551,3 2 Staffe=221,24	13,19	Verificata	21,80
9,61	3,50E-03	-1,03E-02	-15,51	19,108	Calcestruzzo=552,1 6 Staffe=221,24	20,12	Verificata	21,80
9,90	3,50E-03	-1,02E-02	-15,42	19,108	Calcestruzzo=552,9 9 Staffe=221,24	54,58	Verificata	21,80

Fase: 1 - Combinazione: 2

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Fless.
0,27	Palo FI (600)	14,40	-0,13	-2,74	13Ø16	14,49	-236,06	1761,42	Verificata
0,53	Palo FI (600)	17,05	-0,97	-5,47	13Ø16	17,06	-236,53	243,62	Verificata
0,80	Palo FI (600)	18,90	-2,40	-9,00	13Ø16	18,88	-236,86	98,67	Verificata
1,07	Palo FI (600)	21,55	-4,75	-12,93	13Ø16	21,59	-237,35	49,95	Verificata
1,33	Palo FI (600)	23,40	-8,16	-17,55	13Ø16	23,39	-237,68	29,13	Verificata
1,60	Palo FI (600)	26,04	-12,81	-22,96	13Ø16	26,09	-238,17	18,59	Verificata
1,87	Palo FI (600)	28,69	-18,97	-28,92	13Ø16	28,63	-238,63	12,58	Verificata
2,13	Palo FI (600)	32,14	-26,66	-35,16	13Ø16	32,20	-239,27	8,97	Verificata
2,40	Palo FI (600)	35,59	-36,10	-41,82	13Ø16	35,61	-239,89	6,65	Verificata
2,67	Palo FI (600)	38,24	-47,27	-49,51	13Ø16	38,27	-240,37	5,08	Verificata
2,93	Palo FI (600)	41,69	-60,45	-57,86	13Ø16	41,65	-240,98	3,99	Verificata
3,20	Palo FI (600)	45,13	-75,85	-66,30	13Ø16	45,17	-241,62	3,19	Verificata
3,47	Palo FI (600)	48,58	-93,54	-75,89	13Ø16	48,67	-242,25	2,59	Verificata
3,73	Palo FI (600)	51,23	-113,76	-84,23	13Ø16	51,19	-242,70	2,13	Verificata
4,00	Palo FI (600)	54,68	-136,21	-84,92	13Ø16	54,74	-243,34	1,79	Verificata
4,30	Palo FI (600)	58,33	-161,28	-69,07	13Ø16	58,42	-244,00	1,51	Verificata
4,59	Palo FI (600)	61,97	-181,66	-55,11	13Ø16	61,93	-244,63	1,35	Verificata
4,89	Palo FI (600)	65,62	-197,92	-41,58	13Ø16	65,59	-245,28	1,24	Verificata
5,18	Palo FI (600)	70,07	-210,19	-22,10	13Ø16	70,01	-246,07	1,17	Verificata
5,48	Palo FI (600)	76,11	-216,71	-4,44	13Ø16	76,14	-247,17	1,14	Verificata
5,77	Palo FI (600)	81,36	-218,04	10,83	13Ø16	81,44	-248,12	1,14	Verificata
6,07	Palo FI (600)	86,61	-214,84	23,82	13Ø16	86,55	-249,03	1,16	Verificata
6,36	Palo FI (600)	91,85	-207,81	34,76	13Ø16	91,94	-249,99	1,20	Verificata
6,66	Palo FI (600)	97,10	-197,54	43,76	13Ø16	97,16	-250,92	1,27	Verificata
6,95	Palo FI (600)	102,35	-184,62	50,96	13Ø16	102,25	-251,78	1,36	Verificata
7,25	Palo FI (600)	107,59	-169,58	56,52	13Ø16	107,67	-252,71	1,49	Verificata
7,54	Palo FI (600)	112,84	-152,89	61,53	13Ø16	112,75	-253,57	1,66	Verificata

7,84	Palo FI (600)	119,69	-134,72	71,12	13Ø16	119,71	-254,75	1,89	Verificata
8,13	Palo FI (600)	127,33	-113,72	76,19	13Ø16	127,32	-256,03	2,25	Verificata
8,43	Palo FI (600)	134,18	-91,23	76,45	13Ø16	134,18	-257,19	2,82	Verificata
8,72	Palo FI (600)	141,83	-68,66	72,16	13Ø16	141,74	-258,45	3,76	Verificata
9,02	Palo FI (600)	148,67	-47,35	63,51	13Ø16	148,74	-259,62	5,48	Verificata
9,31	Palo FI (600)	156,32	-28,60	50,66	13Ø16	156,28	-260,88	9,12	Verificata
9,61	Palo FI (600)	163,16	-13,64	33,65	13Ø16	163,12	-262,02	19,21	Verificata
9,90	Palo FI (600)	170,81	-3,71	12,57	13Ø16	170,86	-263,31	70,96	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzzo	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio	Verifica a taglio	Angolo inclinazione punti [°]
0,27	3,50E-03	-1,21E-02	-17,18	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,37 Staffe=223,51	189,95	Verificata	21,80
0,53	3,50E-03	-1,20E-02	-17,15	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,73 Staffe=223,51	95,42	Verificata	21,80
0,80	3,50E-03	-1,20E-02	-17,13	19,1Ø8	Calcestruzzo=521,98 Staffe=223,51	58,03	Verificata	21,80
1,07	3,50E-03	-1,20E-02	-17,10	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,34 Staffe=223,51	40,41	Verificata	21,80
1,33	3,50E-03	-1,19E-02	-17,08	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,59 Staffe=223,51	29,77	Verificata	21,80
1,60	3,50E-03	-1,19E-02	-17,05	19,1Ø8	Calcestruzzo=522,94 Staffe=223,51	22,78	Verificata	21,80
1,87	3,50E-03	-1,19E-02	-17,02	19,1Ø8	Calcestruzzo=523,30 Staffe=223,51	18,10	Verificata	21,80
2,13	3,50E-03	-1,18E-02	-16,97	19,1Ø8	Calcestruzzo=523,77 Staffe=223,51	14,90	Verificata	21,80
2,40	3,50E-03	-1,18E-02	-16,93	19,1Ø8	Calcestruzzo=524,23 Staffe=223,51	12,53	Verificata	21,80
2,67	3,50E-03	-1,17E-02	-16,90	19,1Ø8	Calcestruzzo=524,59 Staffe=223,51	10,60	Verificata	21,80
2,93	3,50E-03	-1,17E-02	-16,86	19,1Ø8	Calcestruzzo=525,05 Staffe=223,51	9,08	Verificata	21,80
3,20	3,50E-03	-1,16E-02	-16,82	19,1Ø8	Calcestruzzo=525,52 Staffe=223,51	7,93	Verificata	21,80
3,47	3,50E-03	-1,16E-02	-16,77	19,1Ø8	Calcestruzzo=525,98 Staffe=223,51	6,93	Verificata	21,80
3,73	3,50E-03	-1,15E-02	-16,74	19,1Ø8	Calcestruzzo=526,34 Staffe=223,51	6,25	Verificata	21,80
4,00	3,50E-03	-1,15E-02	-16,70	19,1Ø8	Calcestruzzo=526,80 Staffe=223,51	6,20	Verificata	21,80
4,30	3,50E-03	-1,15E-02	-16,66	19,1Ø8	Calcestruzzo=527,29 Staffe=223,51	7,63	Verificata	21,80
4,59	3,50E-03	-1,14E-02	-16,62	19,1Ø8	Calcestruzzo=527,79 Staffe=223,51	9,58	Verificata	21,80
4,89	3,50E-03	-1,14E-02	-16,58	19,1Ø8	Calcestruzzo=528,28 Staffe=223,51	12,71	Verificata	21,80

5,18	3,50E-03	-1,13E-02	-16,53	19,108	Calcestruzzo=528,88 Staffe=223,51	23,93	Verificata	21,80
5,48	3,50E-03	-1,12E-02	-16,45	19,108	Calcestruzzo=529,69 Staffe=223,51	119,30	Verificata	21,80
5,77	3,50E-03	-1,12E-02	-16,39	19,108	Calcestruzzo=530,40 Staffe=223,51	48,98	Verificata	21,80
6,07	3,50E-03	-1,11E-02	-16,32	19,108	Calcestruzzo=531,11 Staffe=223,51	22,30	Verificata	21,80
6,36	3,50E-03	-1,10E-02	-16,26	19,108	Calcestruzzo=531,81 Staffe=223,51	15,30	Verificata	21,80
6,66	3,50E-03	-1,10E-02	-16,19	19,108	Calcestruzzo=532,52 Staffe=223,51	12,17	Verificata	21,80
6,95	3,50E-03	-1,09E-02	-16,13	19,108	Calcestruzzo=533,23 Staffe=223,51	10,46	Verificata	21,80
7,25	3,50E-03	-1,08E-02	-16,06	19,108	Calcestruzzo=533,93 Staffe=223,51	9,45	Verificata	21,80
7,54	3,50E-03	-1,07E-02	-15,99	19,108	Calcestruzzo=534,64 Staffe=223,51	8,69	Verificata	21,80
7,84	3,50E-03	-1,06E-02	-15,89	19,108	Calcestruzzo=535,56 Staffe=223,51	7,53	Verificata	21,80
8,13	3,50E-03	-1,05E-02	-15,78	19,108	Calcestruzzo=549,31 Staffe=221,24	7,21	Verificata	21,80
8,43	3,50E-03	-1,04E-02	-15,69	19,108	Calcestruzzo=550,25 Staffe=221,24	7,20	Verificata	21,80
8,72	3,50E-03	-1,03E-02	-15,59	19,108	Calcestruzzo=551,31 Staffe=221,24	7,64	Verificata	21,80
9,02	3,50E-03	-1,03E-02	-15,50	19,108	Calcestruzzo=552,25 Staffe=221,24	8,70	Verificata	21,80
9,31	3,50E-03	-1,02E-02	-15,39	19,108	Calcestruzzo=553,31 Staffe=221,24	10,92	Verificata	21,80
9,61	3,50E-03	-1,01E-02	-15,29	19,108	Calcestruzzo=554,25 Staffe=221,24	16,47	Verificata	21,80
9,90	3,50E-03	-9,97E-03	-15,19	19,108	Calcestruzzo=555,31 Staffe=221,24	44,17	Verificata	21,80

VERIFICA STABILITA' GLOBALE

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 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.

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 %.

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 stabilità dei pendii con BISHOP

Numero di strati	4,0
Numero dei conci	10,0
Coefficiente di sicurezza [R2]	1,1

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	15,27 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	22,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	24,73 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31,47 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Vertici profilo

N	X m	y m
1	5,8	14,7
2	19,5	16,0
3	20,0	20,0
4	25,17	20,0
5	34,2	23,0

Vertici strato1

N	X m	y m
1	5,8	14,7
2	19,5	16,0
3	19,79	18,29
4	34,2	19,54

Vertici strato2

N	X m	y m
1	5,8	13,78
2	34,2	16,24

Vertici strato3

N	X m	y m
1	5,8	10,68
2	34,2	14,14

Stratigrafia

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

Strato	c (kg/cm ²)	Fi (°)	G (Kg/m ³)	Gs (Kg/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia	
1	0	22	1835,46	1835,46	4,00		
2	0	20	1937,43	1937,43	0,00		
3	0	26	2039,4	2039,4	0,00		
4	0,20394	33	2141,37	2141,37	0,00		

Carichi distribuiti

N°	xi m	yi m	xf m	yf m	Carico esterno (kg/cm ²)
1	20,6	20	25	20	0,20394

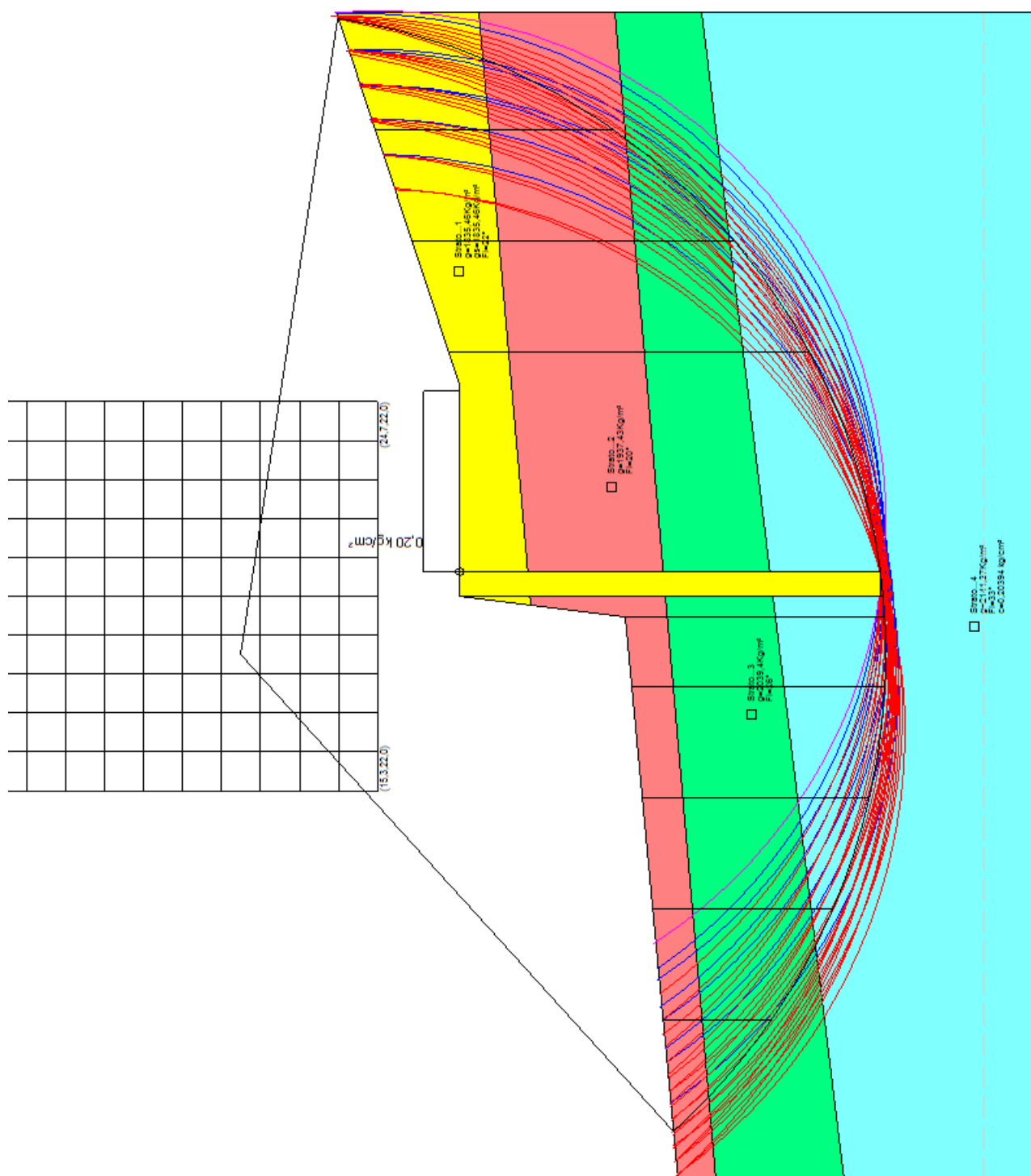
Risultati analisi pendio [A1+M1+R1]

Fs minimo individuato	3,34
Ascissa centro superficie	18,58 m
Ordinata centro superficie	25,31 m
Raggio superficie	15,66 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.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 18,58 yc = 25,313 Rc = 15,659 Fs=3,3356

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	2,71	-41,3	3,6	7781,3	0,0	0,0	0,0	26,0	0,0	11876,4	1736,6
2	2,71	-29,0	3,1	19632,71	0,0	0,0	0,0	26,0	0,0	24421,3	3570,9
3	2,71	-18,1	2,85	27870,53	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	31917,3	7956,6
4	2,71	-7,9	2,74	32981,16	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	34449,1	8379,2
5	1,7	0,3	1,7	21947,73	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	21923,6	5305,6
6	0,5	4,3	0,5	8448,55	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	8327,8	1927,9
7	5,93	16,6	6,19	124320,9	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	121545,3	27448,1
8	2,71	34,0	3,27	44835,79	0,0	0,0	0,2	33,0	0,0	46610,0	11072,5
9	2,71	47,3	4,0	36471,83	0,0	0,0	0,0	26,0	0,0	46431,5	6789,2
10	2,71	68,0	7,23	19873,04	0,0	0,0	0,0	20,0	0,0	41752,0	4555,9



Stradella Li;.....

Il Progettista

