

RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO: Lavori di consolidamento e stabilizzazione di ulteriore
tratto di scarpata in via Lazzaro Spallanzani in Deruta
capoluogo.

COMMITTENTE: Comune di Deruta

IL TECNICO INCARICATO: ING. NASINI GUGLIELMO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	RELAZIONE DI CALCOLO	2
2.1	DATI DI PROGETTO	3
3	TABULATI DI CALCOLO	7

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale del comune di Deruta, Area Tecnica, nell'ambito dei "Lavori di consolidamento e stabilizzazione di un ulteriore tratto di scarpata in Via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo" si è proceduto ad effettuare il progetto di una serie di interventi a protezione della sede stradale interessata da dissesti idrogeologici. Il tratto di strada oggetto dell'intervento si trova lungo Via Spallanzani, di competenza comunale. Il sito è inquadrato nel Foglio 26 part. 40 della carta catastale del Comune di Deruta (PG). In base al modello geologico, idrogeologico e sismosstratigrafico ricavato tramite le analisi eseguite è stata definita la tipologia, la geometria e l'estensione dei dissesti. Sulla base di tali indicazioni sono stati poi progettati una serie di interventi per la stabilizzazione della strada comunale in oggetto e per la sistemazione della scarpata sottostante.

2 RELAZIONE DI CALCOLO

Alla luce degli interventi descritti in relazione illustrativa per il dimensionamento dei presidi in progetto si è fatto riferimento alla caratterizzazione del sottosuolo fornita nella Relazione Geologica allegata. Le verifiche strutturali e geotecniche sono state condotte con esito positivo mediante software di calcolo con riferimento alle verifiche imposte dalle normative vigenti (NTC2018 e relativa circolare). Sono state condotte rispettivamente due calcolazioni differenti in relazione ai dissesti individuati:

- progetto e verifica della paratia su pali in c.a. tramite software di calcolo di un metro di paratia e della stabilità globale del versante nella sezione più critica
- progetto e verifica della gabbionata tipo tramite software di calcolo per un metro di sviluppo e della stabilità locale del versante nella sezione più critica

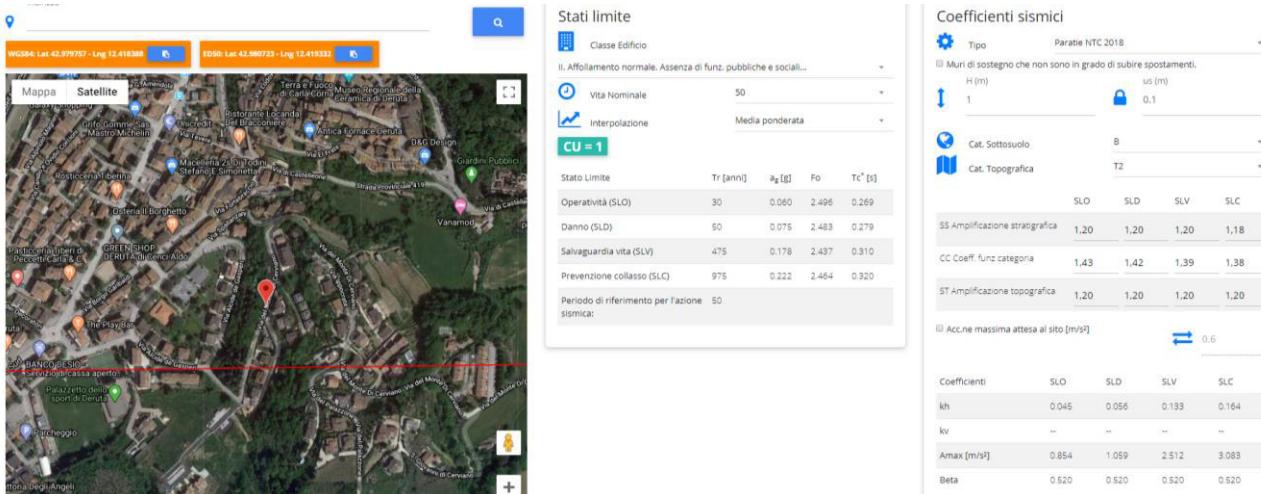
I carichi agenti considerati sono, oltre al peso proprio della struttura ed alla spinta delle terre, quelli derivanti dalle azioni dovute al peso dei mezzi in transito ed al sisma.

Si specifica che il carico stradale di progetto, assunto nei calcoli pari a 2000 kg/mq, è stato concordato con la committenza in assenza di indicazioni normative specifiche in merito per strade di tipo comunale.

Il terreno posto a valle della paratia, a favore di sicurezza (essendo il suo peso un'azione stabilizzante), non viene modellato.

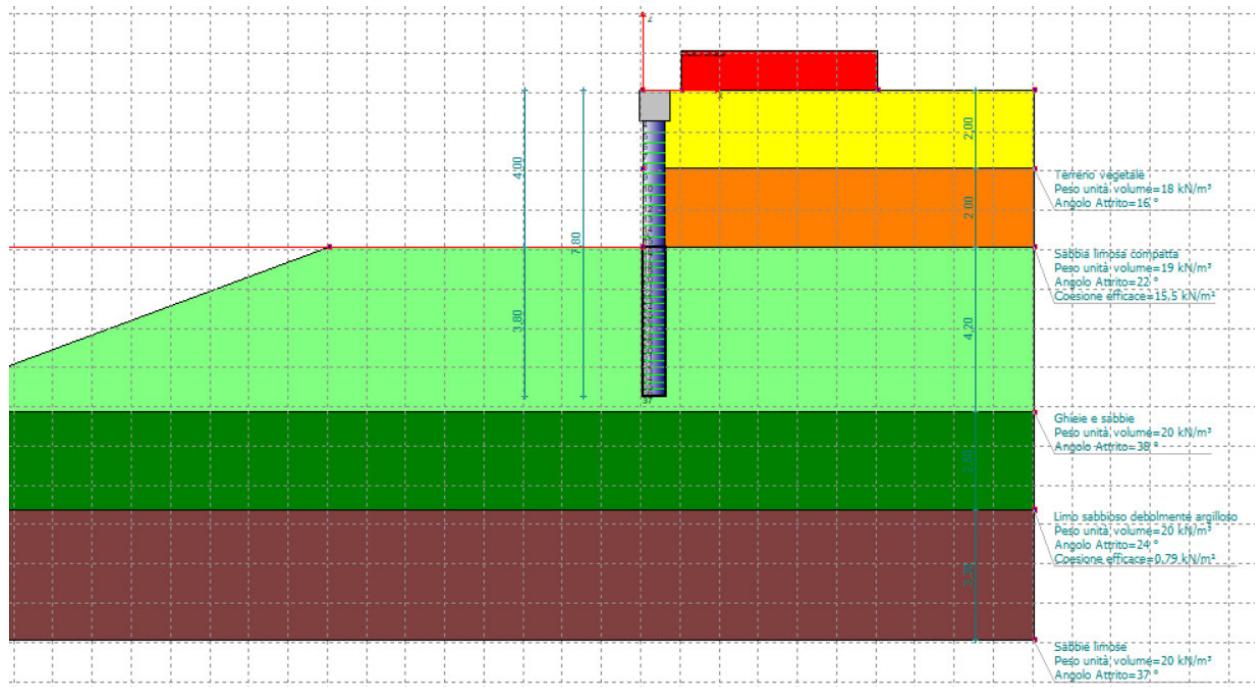
Si riportano di seguito i tabulati di verifica comprensivi degli input e relative relazioni di calcolo per gli elementi in progetto.

2.1 DATI DI PROGETTO



GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIRC 0.6/I=0.9
Diametro	0,6 m
Disposizione	Singola fila
Interasse ly	0,9 m



Stratigrafia

Fase: 1

Nr.	Peso specifico co [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	18,0	18,0	0,0	16,0	1,0	1470,0	10,0	10,0	2,0	0,0	Terreno vegetale
2	19,0	19,0	15,5	22,0	1,0	14709,0	18,67	18,67	2,0	0,0	Sabbia limosa compatta
3	20,0	20,0	0,0	38,0	1,0	68646,0	24,0	24,0	4,2	0,0	Ghiaie e sabbie
4	20,0	20,0	0,79	24,0	1,0	9806,0	18,67	18,67	2,5	0,0	Limosabbioso debolmente argilloso
5	20,0	20,0	0,0	37,0	1,0	49033,0	24,0	24,0	3,3	0,0	Sabbie limose

Calcolo coefficienti sismici

Dati opera

Tipo opera

Classe d'uso

Vita nominale

Vita di riferimento

Opere ordinarie

II

50 [anni]

50 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo

B

Categoria topografica

T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0,60	2,50	0,27
SLD	50	0,75	2,48	0,28
SLV	475	1,78	2,44	0,31
SLC	975	2,22	2,46	0,32

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0,86	0,74	0,07	0,03
SLD	1,08	0,74	0,08	0,04
SLV	2,56	0,74	0,19	0,10
SLC	3,14	0,74	0,24	0,12

Carichi**Fase: 1**

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico strada	Strisce	1	6	0	0	0	20

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione

3,8 [m]

Fase: 1 Analisi geotecnica Fase: 1 - Combinazione: 1**Altezza scavo****4 [m]**

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

Nuova combinazione GEO

Coeffienti sismici:

 $Kh = 0,1934$, $Kv = 0,0967$

Coeffienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	1
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	Carico strada	1,3

Coeffienti parziali terreno

Nr.	Parametro	Coeffienti 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

Coeffienti resistenze capacità portante verticale

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

RELAZIONE ELEMENTI ESSENZIALI PROGETTO

OGGETTO: Lavori di consolidamento e stabilizzazione di ulteriore tratto di scarpata in via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo.

COMMITTENTE: Comune di Deruta

IL TECNICO INCARICATO: ING. NASINI GUGLIELMO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	SINTESI ELEMENTI ESSENZIALI PROGETTO	2

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale del comune di Deruta, Area Tecnica, nell'ambito dei "Lavori di consolidamento e stabilizzazione di un ulteriore tratto di scarpata in Via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo" si è proceduto ad effettuare il progetto di una serie di interventi a protezione della sede stradale interessata da dissesti idrogeologici. Il tratto di strada oggetto dell'intervento si trova lungo Via Spallanzani, di competenza comunale. Il sito è inquadrato nel Foglio 26 part. 40 della carta catastale del Comune di Deruta (PG). In base al modello geologico, idrogeologico e sismostratigrafico ricavato tramite le analisi eseguite è stata definita la tipologia, la geometria e l'estensione dei dissesti. Sulla base di tali indicazioni sono stati poi progettati una serie di interventi per la stabilizzazione della strada comunale in oggetto e per la sistemazione della scarpata sottostante.

2 SINTESI ELEMENTI ESSENZIALI PROGETTO

TIPOLOGIA DI OPERA

CLASSE D'USO

VITA NOMINALE

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

SOTTOSUOLO

ALTITUDINE

REALIZZAZIONE PARATIE SU PALI

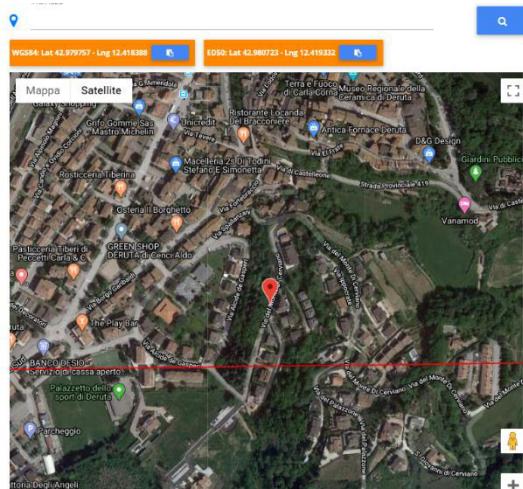
2

50 anni

Cat. Topografica: T2

Cat. Stratigrafica: B

220 m s.l.m.



Stati limite				
Classe Edificio				
II, Affollamento normale, Assenza di funz. pubbliche e sociali...				
Vita Nominale				50
Interpolazione				
Media ponderata				
CU = 1				
Stato Limite	Tr (anni)	a_g (g)	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.060	2.496	0.269
Danno (SLD)	50	0.075	2.483	0.279
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.178	2.437	0.310
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.222	2.464	0.320
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50				

Coeffienti sismici				
Tipo Paratie NTC 2018				
Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti:				
H (m)				us (m)
1				0,1
Cat. Sottosuolo				
B				
Cat. Topografica				
T2				
SLO SLD SLV SLC				
SS Amplificazione stratigrafica 1,20 1,20 1,20 1,18				
CC Coeff. funz. categoria 1,43 1,42 1,39 1,38				
ST Amplificazione topografica 1,20 1,20 1,20 1,20				
Acc. ne massima attesa al sito (m/s ²) 0,6				
Coeffienti				
kh 0.045 0.056 0.133 0.164				
kv -- -- -- --				
Amax [m/s ²] 0.854 1.059 2.512 3.083				
Beta 0.520 0.520 0.520 0.520				

RELAZIONE DEI MATERIALI

OGGETTO: Lavori di consolidamento e stabilizzazione di ulteriore tratto di scarpata in via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo.

COMMITTENTE: Comune di Deruta

IL TECNICO INCARICATO: ING. NASINI GUGLIELMO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	RELAZIONE DEI MATERIALI	2
2.1	ACCIAIO IN BARRE DA CEMENTO ARMATO	2
2.1	CALCESTRUZZO	3

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale del comune di Deruta, Area Tecnica, nell'ambito dei "Lavori di consolidamento e stabilizzazione di un ulteriore tratto di scarpata in Via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo" si è proceduto ad effettuare il progetto di una serie di interventi a protezione della sede stradale interessata da dissesti idrogeologici. Il tratto di strada oggetto dell'intervento si trova lungo Via Spallanzani, di competenza comunale. Il sito è inquadrato nel Foglio 26 part. 40 della carta catastale del Comune di Deruta (PG). In base al modello geologico, idrogeologico e sismostratigrafico ricavato tramite le analisi eseguite è stata definita la tipologia, la geometria e l'estensione dei dissesti. Sulla base di tali indicazioni sono stati poi progettati una serie di interventi per la stabilizzazione della strada comunale in oggetto e per la sistemazione della scarpata sottostante.

2 RELAZIONE DEI MATERIALI

2.1 ACCIAIO IN BARRE DA CEMENTO ARMATO

Acciaio in barre e/o reti ad aderenza migliorata del tipo B450C, secondo quanto riportato nella tabella seguente.

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7,5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_t/R_y \leq 1,35$
Rapporto f_y misurato/ f_y nom	$\leq 1,25$
Resistenza a fatica assiale*	2 milioni di cicli
Resistenza a carico ciclico*	3 cicli/sec (deformazione 1,5-4 %)
Idoneità al raddrizzamento dopo piega*	Mantenimento delle proprietà meccaniche superato, ai sensi del D.Lgs. 230/1995
Controllo radiometrico**	D. Lgs. 241/2000

* = prove periodiche annuali
** = controllo per colata

In ogni caso tutti gli acciai devono possedere le caratteristiche tecniche richieste dalle attuali norme tecniche in materia di opere in c.a. Non si devono adoperare armature ossidate, corrosive, con difetti superficiali che ne pregiudichino la resistenza. Tanto meno alterate da sostanze che possono ridurre l'aderenza al calcestruzzo, quali grassi, sostanze oleose, terra o fango.

2.1 CALCESTRUZZO

- Il calcestruzzo dovrà essere prodotto in impianto dotato di un Sistema di Controllo della Produzione (FPC)
- classe di resistenza: C25/30 (per magrone classe C10/15)
- diametro massimo dell'aggregato: 32 mm (Per interferi inferiori a 35 mm utilizzare aggregati con pezzatura 20 mm)
- classe di esposizione ambientale: XC2
- classe di consistenza S4
- coprifero minimo: 35 mm
- Acqua di impasto conforme alla UNI-EN 1008
- Aggregati provvisti di marcatura CE conformi alle norme UNI-EN 12620 e 8520-2. Assenza di minerali nocivi o potenzialmente reattivi agli alcali (UNI-EN 932-3 e UNI 8520-2) o in alternativa aggregati con espansioni su prismi di malta, valutate con la prova accelerata e/o con la prova a lungo termine in accordo alla metodologia prevista dalla UNI 8520-22, inferiori ai valori massimi riportati nel prospetto 6 della UNI 8520 parte 2.
- Cemento conforme alla norma UNI-EN 197-1
- Ceneri volanti e fumi di silice conformi rispettivamente alla norma UNI-EN 450 e UNI-EN 13263 parte 1 e 2.

RELAZIONE DELLE FONDAZIONI

OGGETTO: Lavori di consolidamento e stabilizzazione di ulteriore
tratto di scarpata in via Lazzaro Spallanzani in Deruta
capoluogo.

COMMITTENTE: Comune di Deruta

IL TECNICO INCARICATO: ING. NASINI GUGLIELMO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	RELAZIONE DELLE FONDAZIONI.....	2

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale del comune di Deruta, Area Tecnica, nell'ambito dei "Lavori di consolidamento e stabilizzazione di un ulteriore tratto di scarpata in Via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo" si è proceduto ad effettuare il progetto di una serie di interventi a protezione della sede stradale interessata da dissesti idrogeologici. Il tratto di strada oggetto dell'intervento si trova lungo Via Spallanzani, di competenza comunale. Il sito è inquadrato nel Foglio 26 part. 40 della carta catastale del Comune di Deruta (PG). In base al modello geologico, idrogeologico e sismostratigrafico ricavato tramite le analisi eseguite è stata definita la tipologia, la geometria e l'estensione dei dissesti. Sulla base di tali indicazioni sono stati poi progettati una serie di interventi per la stabilizzazione della strada comunale in oggetto e per la sistemazione della scarpata sottostante.

2 RELAZIONE DELLE FONDAZIONI

Alla luce degli interventi descritti in relazione illustrativa per il dimensionamento delle opere in progetto si è fatto riferimento alla caratterizzazione del sottosuolo fornita nella Relazione Geologica allegata. Le verifiche di strutturali sono state condotte con esito positivo mediante software di calcolo con riferimento alle verifiche imposte dalle normative vigenti. Si rimanda ai tabulati di calcolo allegati per il riscontro dei dati di progetto utilizzati e per le verifiche condotte in dettaglio.

RELAZIONE GEOTECNICA

OGGETTO: Lavori di consolidamento e stabilizzazione di ulteriore tratto di scarpata in via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo.

COMMITTENTE: Comune di Deruta

IL TECNICO INCARICATO: ING. NASINI GUGLIELMO

INDICE

1	PREMESSA	2
2	RELAZIONE GEOTECNICA	2

1 PREMESSA

Su incarico dell'Amministrazione Comunale del comune di Deruta, Area Tecnica, nell'ambito dei "Lavori di consolidamento e stabilizzazione di un ulteriore tratto di scarpata in Via Lazzaro Spallanzani in Deruta capoluogo" si è proceduto ad effettuare il progetto di una serie di interventi a protezione della sede stradale interessata da dissesti idrogeologici. Il tratto di strada oggetto dell'intervento si trova lungo Via Spallanzani, di competenza comunale. Il sito è inquadrato nel Foglio 26 part. 40 della carta catastale del Comune di Deruta (PG). In base al modello geologico, idrogeologico e sismostratigrafico ricavato tramite le analisi eseguite è stata definita la tipologia, la geometria e l'estensione dei dissesti. Sulla base di tali indicazioni sono stati poi progettati una serie di interventi per la stabilizzazione della strada comunale in oggetto e per la sistemazione della scarpata sottostante.

2 RELAZIONE GEOTECNICA

Alla luce degli interventi descritti in relazione illustrativa per il dimensionamento delle opere in progetto si è fatto riferimento alla caratterizzazione del sottosuolo fornita nella Relazione Geologica allegata. Le verifiche geotecniche sono state condotte con esito positivo mediante software di calcolo con riferimento alle verifiche imposte dalle normative vigenti. Si rimanda ai tabulati di calcolo allegati per il riscontro dei dati di progetto utilizzati e per le verifiche condotte in dettaglio.

RELAZIONE DI CALCOLO

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 congettura 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:

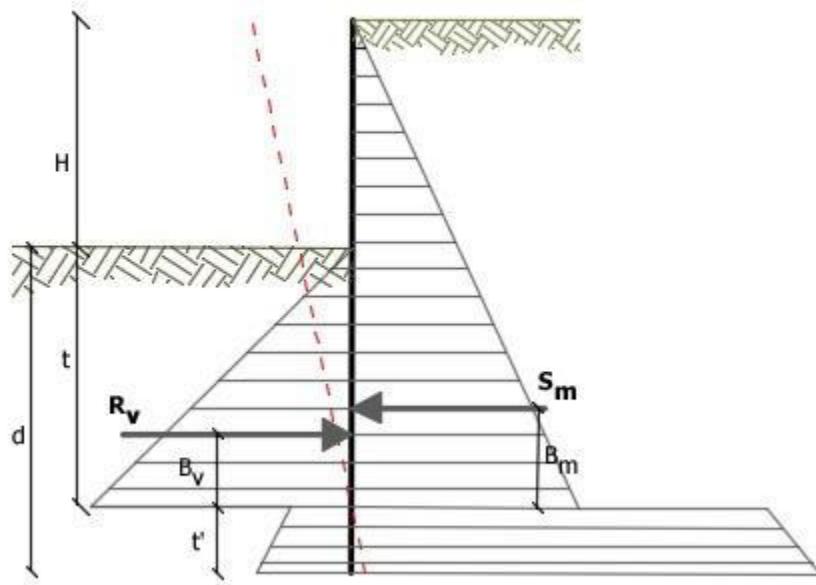


Figura 1: Schema delle pressioni agenti sulla paratia

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 attrattivo 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:

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

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:

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

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:

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

Dove i simboli sono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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;

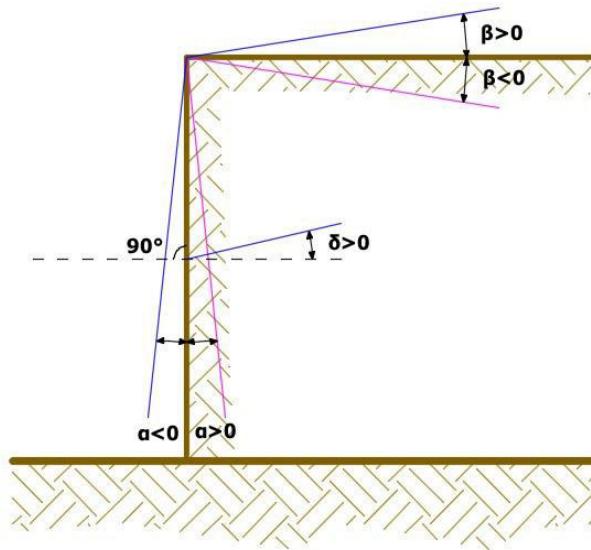


Figura 2: Convenzione utilizzata per il calcolo del coefficiente di pressione secondo la teoria di Caquot

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 espessa 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_s - 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:

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

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:

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

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:

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

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:

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

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:

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

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 $\delta = -\phi$											
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						
	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	i88,00	239,00	303,00	375,00	431,00
	10	1,78	1,89 I	2,01							
	15	2,58	2,821	3,11	3,30						
	20	3,90	4,38	4,92	5,53	5,83					
	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:

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

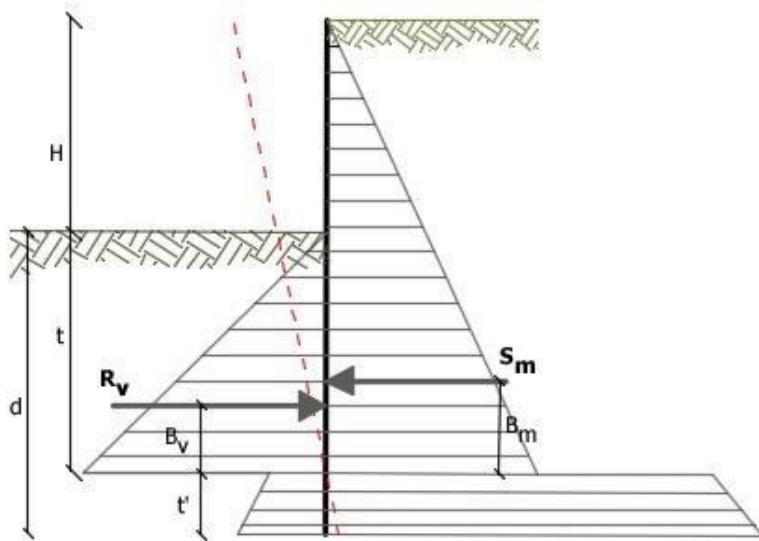


Figura 32: Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

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 . 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 cinematico (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:

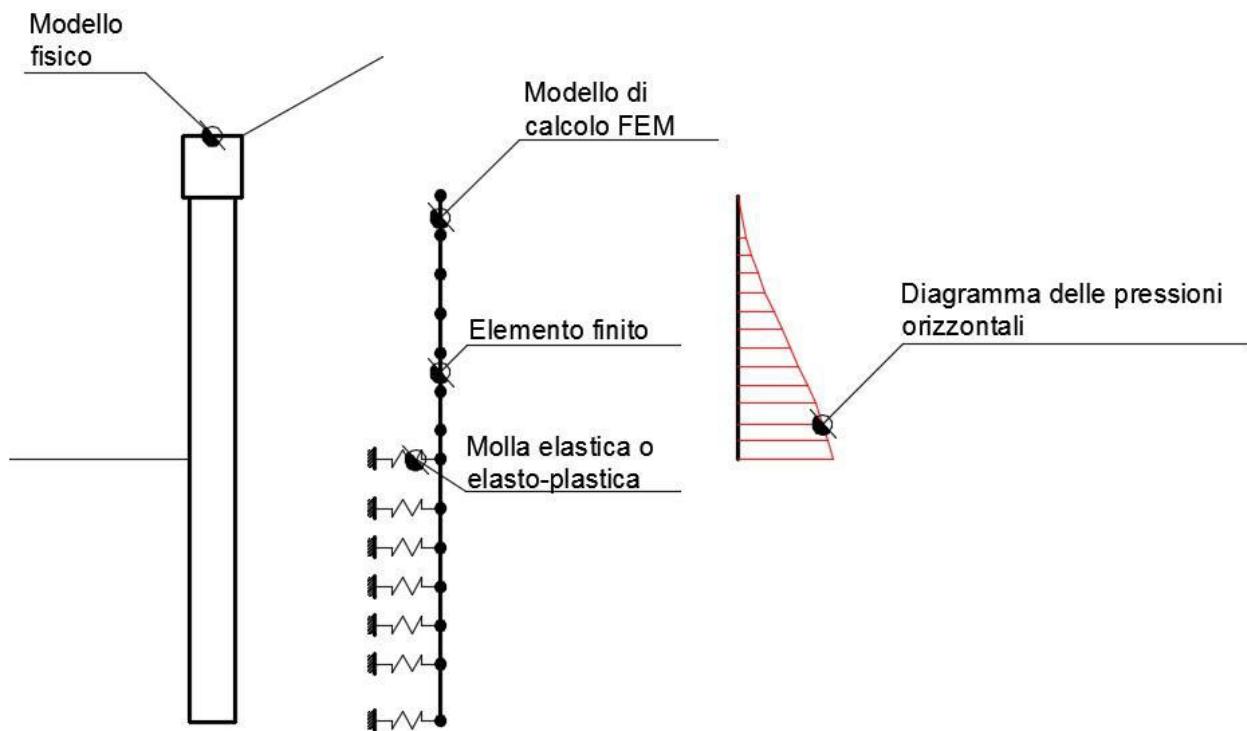


Figura 4: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

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 $B_s = C \cdot G \cdot N_g$

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:

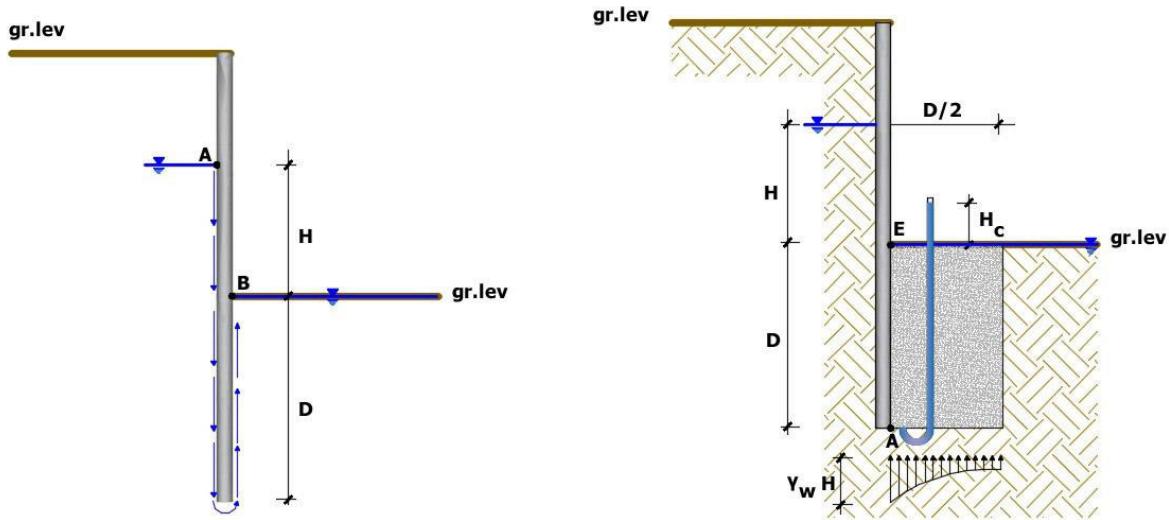
ic = Gradiente Idraulico critico;

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 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 $\gamma_w H_c$. 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

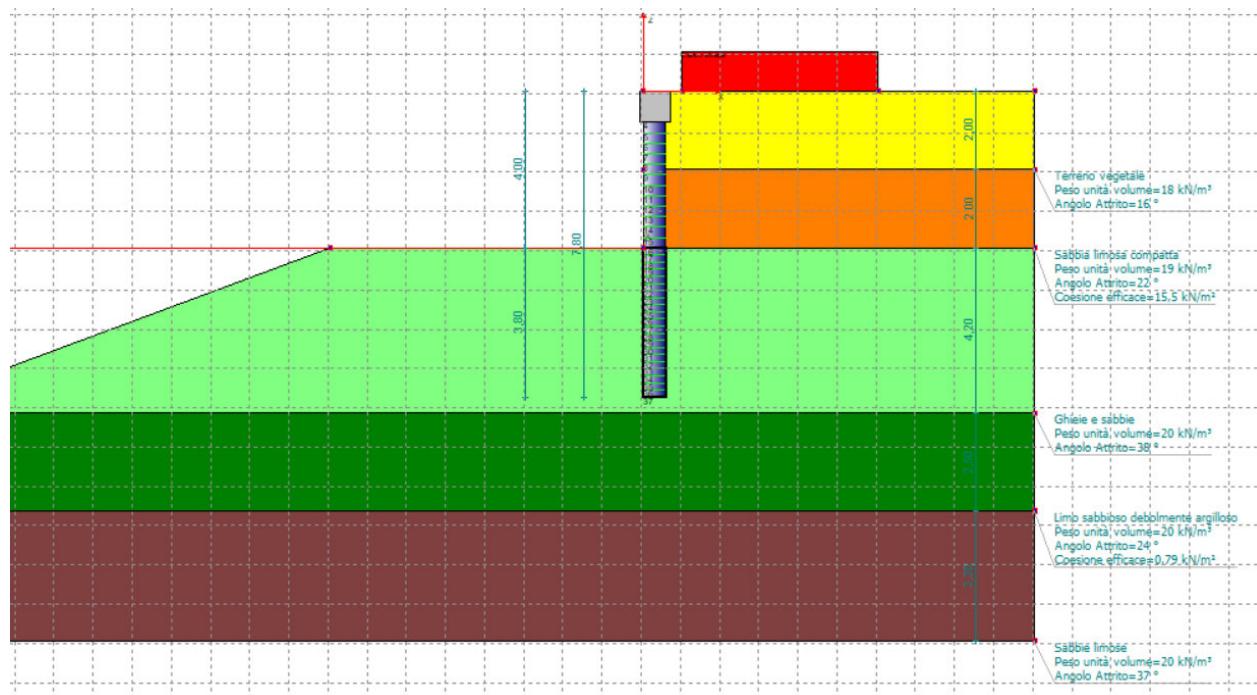
Il calcolo delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio della paratia soggetta alle sollecitazioni N,M e T, si effettuano sulla sezione maggiormente sollecitata. Le sollecitazioni di calcolo sono ottenute come prodotto tra le sollecitazioni ottenute con un calcolo a metro lineare e l'interasse 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).

GEOMETRIA SEZIONE

Sezione	Circolare Barre
Calcestruzzo	C25/30
Acciaio	B450C
Nome	CIRC 0.6/I=0.9
Diametro	0,6 m
Disposizione	Singola fila
Interasse Iy	0,9 m



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	18,0	18,0	0,0	16,0	1,0	1470,0	10,0	10,0	2,0	0,0	Terreno vegetale
2	19,0	19,0	15,5	22,0	1,0	14709,0	18,67	18,67	2,0	0,0	Sabbia limosa compatta

											a
3	20,0	20,0	0,0	38,0	1,0	68646,0	24,0	24,0	4,2	0,0	Ghiaie e sabbie
4	20,0	20,0	0,79	24,0	1,0	9806,0	18,67	18,67	2,5	0,0	Limo sabbioso debolmente argilloso
5	20,0	20,0	0,0	37,0	1,0	49033,0	24,0	24,0	3,3	0,0	Sabbie limose

Calcolo coefficienti sismici

Dati opera

Tipo opera	Opere ordinarie
Classe d'uso	II
Vita nominale	50 [anni]
Vita di riferimento	50 [anni]

Parametri sismici su un sito di riferimento

Categoria sottosuolo B
Categoria topografica T2

SL	Tr [Anni]	ag [m/sec ²]	F0 [-]	TS* [sec]
SLO	30	0,60	2,50	0,27
SLD	50	0,75	2,48	0,28
SLV	475	1,78	2,44	0,31
SLC	975	2,22	2,46	0,32

Coefficienti sismici orizzontale e verticale

Opera: SLC

SL	Amax [m/sec ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
SLO	0,86	0,74	0,07	0,03
SLD	1,08	0,74	0,08	0,04
SLV	2,56	0,74	0,19	0,10
SLC	3,14	0,74	0,24	0,12

Carichi

Fase: 1

Descrizione	Tipo	Xi [m]	Xf [m]	Yi [m]	Yf [m]	Profondità [m]	Valore [kN]-[kPa]
Carico strada	Strisce	1	6	0	0	0	20

Analisi Paratia Metodo calcolo: FEM

Profondità massima di infissione 3,8 [m]

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

Altezza scavo

4 [m]

Tipo:

S.L.U. [GEO]

Nome:

Nuova combinazione GEO

Coefficienti sismici:

$Kh = 0,1934$, $Kv = 0,0967$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	1

4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	Carico 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 3,80 [m]

Pressione massima terreno 130,70 [kPa]

Momento massimo 168,61 [kNm/m]

Taglio massimo 79,16 [KN/m]

Sollecitazioni

Z [m]	Pressioni totali terreno [kN/m]	Sforzo normale [kN/m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Spostamento [cm]	Modulo reazione

	[kPa]					[kN/m³]
0,27	8,73	17,74	-0,22	-2,68	2,6527	--
0,53	12,84	20,80	-0,98	-6,33	2,5142	--
0,80	16,12	22,85	-2,67	-10,57	2,3758	--
1,07	18,89	25,91	-5,45	-15,87	2,2374	--
1,33	21,39	27,96	-9,65	-21,51	2,0992	--
1,60	23,74	31,01	-15,38	-27,65	1,9613	--
1,87	26,03	33,07	-22,71	-34,55	1,8240	--
2,13	26,67	37,12	-31,93	-41,54	1,6874	--
2,40	25,69	41,18	-42,99	-48,41	1,5518	--
2,67	24,72	45,23	-55,90	-54,81	1,4177	--
2,93	23,77	50,28	-70,52	-61,00	1,2854	--
3,20	22,84	54,34	-86,77	-67,15	1,1554	--
3,47	21,93	58,39	-104,68	-73,08	1,0282	--
3,73	21,05	62,45	-124,16	-76,20	0,9044	--
4,00	20,20	66,50	-144,49	-68,98	0,7847	11283,75
4,18	--	67,89	-156,97	-44,02	0,7062	20748,82
4,36	-130,70	69,29	-164,98	-20,09	0,6299	20748,82
4,54	-115,40	70,68	-168,61	0,58	0,5562	20748,82
4,72	-100,61	72,07	-168,48	18,91	0,4849	20748,82
4,90	-86,35	73,47	-165,05	34,62	0,4162	20748,82
5,09	-72,60	74,86	-158,77	47,75	0,3499	20748,82
5,27	-59,35	76,26	-150,12	58,43	0,2860	20748,82
5,45	-46,56	77,65	-139,55	66,97	0,2244	20748,82
5,63	-34,21	79,04	-127,43	73,18	0,1649	20748,82
5,81	-22,25	80,44	-114,19	77,25	0,1072	20748,82
5,99	-10,64	81,83	-100,21	79,16	0,0513	20748,82
6,17	0,65	35,69	-85,88	79,05	-0,0031	20748,82
6,35	11,67	35,69	-71,58	76,94	-0,0562	20748,82
6,53	22,47	35,69	-57,65	72,82	-0,1083	20748,82
6,71	33,09	35,69	-44,48	66,88	-0,1595	20748,82
6,90	43,57	35,69	-32,40	59,07	-0,2100	20748,82

7,08	53,95	35,69	-21,70	49,35	-0,2600	20748,82
7,26	64,26	35,69	-12,78	37,73	-0,3097	20748,82
7,44	74,53	35,69	-5,96	24,26	-0,3592	20748,82
7,62	84,78	35,69	-1,55	8,46	-0,4086	20748,82

Fase: 1 - Combinazione: 2

Altezza scavo

4 [m]

Tipo:

S.L.U. [STR]

Nome:

Nuova combinazione STR

Coefficienti sismici:

$Kh = 0,1934$, $Kv = 0,0967$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1,3
2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	1
4	Spinta sismica x	0
5	Spinta sismica y	0
6	Carico 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	3,20 [m]
Pressione massima terreno	165,90 [kPa]
Momento massimo	157,81 [kNm/m]
Taglio massimo	85,92 [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	9,39	17,74	-0,19	-3,26	1,5170	--
0,53	13,45	20,80	-1,07	-6,69	1,4281	--
0,80	16,54	22,85	-2,85	-11,20	1,3392	--
1,07	19,06	25,91	-5,83	-16,15	1,2504	--
1,33	21,25	27,96	-10,15	-21,86	1,1617	--
1,60	23,29	31,01	-15,97	-28,09	1,0735	--
1,87	25,24	33,07	-23,46	-34,69	0,9857	--
2,13	25,35	36,12	-32,71	-41,40	0,8987	--
2,40	23,66	40,18	-43,74	-47,67	0,8128	--
2,67	21,98	44,23	-56,47	-53,43	0,7284	--
2,93	20,31	48,28	-70,73	-58,78	0,6458	--
3,20	18,68	51,34	-86,40	-63,83	0,5655	--
3,47	17,07	55,39	-103,42	-68,39	0,4880	--
3,73	15,49	59,45	-121,66	-70,84	0,4139	--

4,00	13,94	63,50	-140,54	-64,19	0,3438	17982,30
4,15	--	64,67	-150,30	-37,23	0,3057	61616,34
4,30	-165,90	65,85	-155,99	-11,81	0,2693	61616,34
4,46	-144,45	67,02	-157,81	9,85	0,2344	61616,34
4,61	-124,03	68,19	-156,31	28,77	0,2013	61616,34
4,76	-104,64	69,37	-151,93	44,68	0,1698	61616,34
4,91	-86,24	70,54	-145,12	57,64	0,1400	61616,34
5,07	-68,78	71,71	-136,34	68,13	0,1116	61616,34
5,22	-52,22	72,89	-125,96	76,06	0,0848	61616,34
5,37	-36,49	74,06	-114,37	81,56	0,0592	61616,34
5,52	-21,50	75,24	-101,94	84,81	0,0349	61616,34
5,68	-7,18	76,41	-89,02	85,92	0,0117	61616,34
5,83	6,55	77,58	-75,93	84,92	-0,0106	61616,34
5,98	19,79	78,76	-62,99	81,92	-0,0321	61616,34
6,13	32,61	32,69	-50,51	76,99	-0,0529	61616,34
6,29	45,10	32,69	-38,77	70,09	-0,0732	61616,34
6,44	57,34	32,69	-28,08	61,41	-0,0931	61616,34
6,59	69,39	32,69	-18,73	50,93	-0,1126	61616,34
6,74	81,31	32,69	-10,97	38,61	-0,1320	61616,34
6,90	93,17	32,69	-5,09	24,64	-0,1512	61616,34
7,05	104,98	32,69	-1,35	8,87	-0,1704	61616,34

Fase: 1 - Combinazione: 3

Altezza scavo

4 [m]

Tipo:

S.L.U. [GEO-STR]

Nome:

A_unitari+M1+R3

Coefficienti sismici:

$Kh = 0,1934$, $Kv = 0,0967$

Coefficienti parziali azioni

Nr.	Azioni	Fattori combinazione
1	Peso proprio	1

2	Spinta terreno	1
3	Spinta falda	1
4	Spinta sismica x	1
5	Spinta sismica y	1
6	Carico strada	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	1,35
2	Laterale compressione	1,15
3	Totale	1,3
4	Laterale trazione	1,25
5	Orizzontale	1,3

Profondità di infissione 3,20 [m]

Pressione massima terreno 213,33 [kPa]

Momento massimo 209,60 [kNm/m]

Taglio massimo 113,17 [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	18,64	17,74	-0,58	-7,16	1,9971	--
0,53	21,42	20,80	-2,46	-12,81	1,8784	--
0,80	23,56	22,85	-5,83	-19,11	1,7597	--
1,07	25,31	25,91	-10,94	-25,78	1,6412	--
1,33	26,84	27,96	-17,80	-32,94	1,5231	--
1,60	28,27	31,01	-26,56	-40,60	1,4056	--
1,87	29,96	33,07	-37,34	-48,46	1,2890	--
2,13	29,93	36,12	-50,23	-56,36	1,1736	--
2,40	27,66	40,18	-65,26	-63,54	1,0598	--
2,67	25,08	44,23	-82,21	-70,15	0,9482	--
2,93	22,51	48,28	-100,92	-76,06	0,8392	--
3,20	19,97	51,34	-121,22	-81,41	0,7336	--
3,47	17,44	55,39	-142,93	-86,11	0,6319	--
3,73	14,93	59,45	-165,88	-87,97	0,5349	--
4,00	12,44	63,50	-189,33	-78,27	0,4433	17982,30
4,15	--	64,67	-201,26	-43,56	0,3937	61616,34
4,30	-213,33	65,85	-207,87	-11,33	0,3462	61616,34
4,46	-185,42	67,02	-209,60	16,86	0,3009	61616,34
4,61	-158,89	68,19	-207,05	41,12	0,2579	61616,34
4,76	-133,71	69,37	-200,77	61,31	0,2170	61616,34
4,91	-109,84	70,54	-191,43	78,00	0,1783	61616,34
5,07	-87,23	71,71	-179,54	91,17	0,1416	61616,34
5,22	-65,79	72,89	-165,65	101,20	0,1068	61616,34
5,37	-45,44	74,06	-150,23	108,05	0,0737	61616,34
5,52	-26,07	75,24	-133,76	112,03	0,0423	61616,34
5,68	-7,58	76,41	-116,69	113,17	0,0123	61616,34
5,83	10,15	77,58	-99,44	111,64	-0,0165	61616,34
5,98	27,22	78,76	-82,43	107,51	-0,0442	61616,34
6,13	43,76	32,69	-66,05	100,89	-0,0710	61616,34

6,29	59,86	32,69	-50,66	91,71	-0,0971	61616,34
6,44	75,62	32,69	-36,68	80,32	-0,1227	61616,34
6,59	91,14	32,69	-24,45	66,50	-0,1479	61616,34
6,74	106,51	32,69	-14,32	50,43	-0,1729	61616,34
6,90	121,77	32,69	-6,65	32,23	-0,1976	61616,34
7,05	136,99	32,69	-1,75	11,51	-0,2223	61616,34

Risultati analisi strutturali

Fase: 1 Risultati analisi strutturali

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. Flessione
0,27	CIRC 0.6/I=0.9	15,97	-0,17	-2,936	6Ø18	15,97	-103,24	603,59	Verificata
0,53	CIRC 0.6/I=0.9	18,72	-0,96	-6,023	6Ø18	18,72	-103,77	107,89	Verificata
0,80	CIRC 0.6/I=0.9	20,57	-2,57	-10,080	6Ø18	20,57	-104,13	40,59	Verificata
1,07	CIRC 0.6/I=0.9	23,32	-5,25	-14,535	6Ø18	23,31	-104,65	19,94	Verificata
1,33	CIRC 0.6/I=0.9	25,16	-9,13	-19,673	6Ø18	25,16	-105,00	11,50	Verificata
1,60	CIRC 0.6/I=0.9	27,91	-14,38	-25,281	6Ø18	27,92	-105,53	7,34	Verificata
1,87	CIRC 0.6/I=0.9	29,76	-21,11	-31,223	6Ø18	29,77	-105,88	5,01	Verificata
2,13	CIRC 0.6/I=0.9	32,51	-29,44	-37,258	6Ø18	32,52	-106,40	3,61	Verificata
2,40	CIRC 0.6/I=0.9	36,16	-39,36	-42,903	6Ø18	36,15	-107,09	2,72	Verificata
2,67	CIRC 0.6/I=0.9	39,81	-50,83	-48,086	6Ø18	39,80	-107,78	2,12	Verificata

2,93	CIRC 0.6/I=0.9	43,46	-63,65	-52,901	6Ø18	43,46	-108,48	1,70	Verificata
3,20	CIRC 0.6/I=0.9	46,20	-77,76	-57,446	6Ø18	46,20	-109,00	1,40	Verificata
3,47	CIRC 0.6/I=0.9	49,85	-93,08	-61,548	6Ø18	49,85	-109,69	1,18	Verificata
3,73	CIRC 0.6/I=0.9	53,50	-109,49	-63,752	6Ø18	53,50	-110,38	1,01	Verificata
4,00	CIRC 0.6/I=0.9	57,15	-126,49	-57,768	8Ø18	57,15	-140,51	1,11	Verificata
4,15	CIRC 0.6/I=0.9	58,21	-135,27	-33,507	8Ø18	58,20	-140,70	1,04	Verificata
4,30	CIRC 0.6/I=0.9	59,26	-140,39	-10,626	8Ø18	59,27	-140,89	1,00	Verificata
4,46	CIRC 0.6/I=0.9	60,32	-142,02	8,868	9Ø18	60,32	-155,54	1,10	Verificata
4,61	CIRC 0.6/I=0.9	61,37	-140,68	25,889	8Ø18	61,38	-141,28	1,00	Verificata
4,76	CIRC 0.6/I=0.9	62,43	-136,73	40,212	8Ø18	62,43	-141,46	1,03	Verificata
4,91	CIRC 0.6/I=0.9	63,49	-130,61	51,872	8Ø18	63,49	-141,66	1,08	Verificata
5,07	CIRC 0.6/I=0.9	64,54	-122,70	61,320	7Ø18	64,55	-127,24	1,04	Verificata
5,22	CIRC 0.6/I=0.9	65,60	-113,36	68,455	7Ø18	65,60	-127,43	1,12	Verificata
5,37	CIRC 0.6/I=0.9	66,66	-102,94	73,408	6Ø18	66,66	-112,85	1,10	Verificata
5,52	CIRC 0.6/I=0.9	67,71	-91,75	76,327	6Ø18	67,70	-113,04	1,23	Verificata
5,68	CIRC 0.6/I=0.9	68,77	-80,12	77,324	6Ø18	68,76	-113,24	1,41	Verificata
5,83	CIRC 0.6/I=0.9	69,82	-68,34	76,424	6Ø18	69,82	-113,44	1,66	Verificata
5,98	CIRC 0.6/I=0.9	70,88	-56,69	73,729	6Ø18	70,88	-113,64	2,00	Verificata
6,13	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-45,46	69,293	6Ø18	29,42	-105,81	2,33	Verificata
6,29	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-34,89	63,080	6Ø18	29,42	-105,81	3,03	Verificata

6,44	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-25,28	55,272	6Ø18	29,42	-105,81	4,19	Verificata
6,59	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-16,86	45,835	6Ø18	29,42	-105,81	6,28	Verificata
6,74	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-9,87	34,750	6Ø18	29,42	-105,81	10,72	Verificata
6,90	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-4,58	22,172	6Ø18	29,42	-105,81	23,09	Verificata
7,05	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-1,21	7,985	6Ø18	29,42	-105,81	87,23	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzz o	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazion e puntoni [°]
0,27	7,56E-04	-1,96E-03	-14,40	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,16 Staffe=470, 99	0,01	Verificata	21,80
0,53	7,60E-04	-1,96E-03	-14,34	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,24 Staffe=470, 75	0,01	Verificata	21,80
0,80	7,62E-04	-1,96E-03	-14,30	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,29 Staffe=470, 59	0,02	Verificata	21,80
1,07	7,66E-04	-1,96E-03	-14,24	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,37 Staffe=470, 35	0,03	Verificata	21,80
1,33	7,68E-04	-1,96E-03	-14,21	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,43 Staffe=470, 20	0,04	Verificata	21,80
1,60	7,72E-04	-1,96E-03	-14,15	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,52 Staffe=469, 97	0,05	Verificata	21,80
1,87	7,75E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,59 Staffe=469,	0,07	Verificata	21,80

					81			
2,13	7,78E-04	-1,96E-03	-14,06	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,55 Staffe=465, 10	0,08	Verificata	21,80
2,40	7,83E-04	-1,96E-03	-13,99	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,67 Staffe=464, 80	0,09	Verificata	21,80
2,67	7,88E-04	-1,96E-03	-13,92	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,79 Staffe=464, 50	0,10	Verificata	21,80
2,93	7,93E-04	-1,96E-03	-13,84	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,90 Staffe=464, 20	0,11	Verificata	21,80
3,20	7,97E-04	-1,96E-03	-13,79	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,99 Staffe=463, 97	0,12	Verificata	21,80
3,47	8,02E-04	-1,96E-03	-13,72	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,12 Staffe=463, 68	0,13	Verificata	21,80
3,73	8,07E-04	-1,96E-03	-13,65	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,25 Staffe=463, 39	0,14	Verificata	21,80
4,00	8,96E-04	-1,96E-03	-12,41	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,14 Staffe=458, 25	0,13	Verificata	21,80
4,15	8,97E-04	-1,96E-03	-12,39	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,19 Staffe=458, 18	0,07	Verificata	21,80
4,30	8,98E-04	-1,96E-03	-12,38	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,24 Staffe=458, 10	0,02	Verificata	21,80
4,46	9,37E-04	-1,96E-03	-11,87	14,3Ø10	Calcestruzz o=559,53 Staffe=451, 71	0,02	Verificata	21,80

4,61	9,01E-04	-1,96E-03	-12,34	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,34 Staffe=457, 96	0,06	Verificata	21,80
4,76	9,02E-04	-1,96E-03	-12,33	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,40 Staffe=457, 89	0,09	Verificata	21,80
4,91	9,04E-04	-1,96E-03	-12,31	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,45 Staffe=457, 82	0,11	Verificata	21,80
5,07	8,65E-04	-1,96E-03	-12,83	14,3Ø10	Calcestruzz o=555,40 Staffe=460, 00	0,13	Verificata	21,80
5,22	8,66E-04	-1,96E-03	-12,81	14,3Ø10	Calcestruzz o=555,44 Staffe=459, 92	0,15	Verificata	21,80
5,37	8,24E-04	-1,96E-03	-13,40	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,72 Staffe=462, 35	0,16	Verificata	21,80
5,52	8,26E-04	-1,96E-03	-13,38	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,75 Staffe=462, 26	0,17	Verificata	21,80
5,68	8,27E-04	-1,96E-03	-13,36	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,79 Staffe=462, 18	0,17	Verificata	21,80
5,83	8,29E-04	-1,96E-03	-13,34	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,83 Staffe=462, 10	0,17	Verificata	21,80
5,98	8,30E-04	-1,96E-03	-13,32	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,87 Staffe=462, 01	0,16	Verificata	21,80
6,13	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,15	Verificata	21,80
6,29	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57	0,13	Verificata	21,80

					Staffe=469, 84			
6,44	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,12	Verificata	21,80
6,59	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,10	Verificata	21,80
6,74	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,07	Verificata	21,80
6,90	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,05	Verificata	21,80
7,05	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,02	Verificata	21,80

Fase: 1 - Combinazione: 3

Z [m]	Nome sezione	N [kN]	M [kNm]	T [kN]	Nr.Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Flessione
0,27	CIRC 0.6/I=0.9	15,97	-0,52	-6,441	6Ø18	15,97	-103,24	198,81	Verificata
0,53	CIRC 0.6/I=0.9	18,72	-2,22	-11,532	6Ø18	18,72	-103,77	46,81	Verificata
0,80	CIRC 0.6/I=0.9	20,57	-5,24	-17,197	6Ø18	20,57	-104,13	19,85	Verificata
1,07	CIRC 0.6/I=0.9	23,32	-9,84	-23,203	6Ø18	23,31	-104,65	10,63	Verificata
1,33	CIRC 0.6/I=0.9	25,16	-16,02	-29,646	6Ø18	25,16	-105,00	6,56	Verificata
1,60	CIRC 0.6/I=0.9	27,91	-23,90	-36,541	6Ø18	27,92	-105,53	4,42	Verificata
1,87	CIRC	29,76	-33,61	-43,613	6Ø18	29,77	-105,88	3,15	Verificata

	0.6/I=0.9								
2,13	CIRC 0.6/I=0.9	32,51	-45,21	-50,726	6Ø18	32,52	-106,40	2,35	Verificata
2,40	CIRC 0.6/I=0.9	36,16	-58,74	-57,189	6Ø18	36,15	-107,09	1,82	Verificata
2,67	CIRC 0.6/I=0.9	39,81	-73,99	-63,131	6Ø18	39,80	-107,78	1,46	Verificata
2,93	CIRC 0.6/I=0.9	43,46	-90,83	-68,458	6Ø18	43,46	-108,48	1,19	Verificata
3,20	CIRC 0.6/I=0.9	46,20	-109,09	-73,272	7Ø18	46,21	-123,87	1,14	Verificata
3,47	CIRC 0.6/I=0.9	49,85	-128,64	-77,496	8Ø18	49,86	-139,20	1,08	Verificata
3,73	CIRC 0.6/I=0.9	53,50	-149,30	-79,177	9Ø18	53,49	-154,33	1,03	Verificata
4,00	CIRC 0.6/I=0.9	57,15	-170,40	-70,442	11Ø18	57,14	-183,50	1,08	Verificata
4,15	CIRC 0.6/I=0.9	58,21	-181,13	-39,208	11Ø18	58,20	-183,68	1,01	Verificata
4,30	CIRC 0.6/I=0.9	59,26	-187,08	-10,197	12Ø18	59,26	-197,95	1,06	Verificata
4,46	CIRC 0.6/I=0.9	60,32	-188,64	15,175	12Ø18	60,32	-198,13	1,05	Verificata
4,61	CIRC 0.6/I=0.9	61,37	-186,34	37,007	12Ø18	61,37	-198,30	1,06	Verificata
4,76	CIRC 0.6/I=0.9	62,43	-180,69	55,178	11Ø18	62,44	-184,40	1,02	Verificata
4,91	CIRC 0.6/I=0.9	63,49	-172,28	70,199	11Ø18	63,49	-184,58	1,07	Verificata
5,07	CIRC 0.6/I=0.9	64,54	-161,58	82,055	10Ø18	64,55	-170,58	1,06	Verificata
5,22	CIRC 0.6/I=0.9	65,60	-149,08	91,081	9Ø18	65,59	-156,47	1,05	Verificata
5,37	CIRC 0.6/I=0.9	66,66	-135,20	97,248	8Ø18	66,65	-142,22	1,05	Verificata
5,52	CIRC 0.6/I=0.9	67,71	-120,39	100,830	7Ø18	67,72	-127,82	1,06	Verificata
5,68	CIRC 0.6/I=0.9	68,77	-105,02	101,851	6Ø18	68,76	-113,24	1,08	Verificata

5,83	CIRC 0.6/I=0.9	69,82	-89,50	100,479	6Ø18	69,82	-113,44	1,27	Verificata
5,98	CIRC 0.6/I=0.9	70,88	-74,19	96,758	6Ø18	70,88	-113,64	1,53	Verificata
6,13	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-59,44	90,803	6Ø18	29,42	-105,81	1,78	Verificata
6,29	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-45,60	82,539	6Ø18	29,42	-105,81	2,32	Verificata
6,44	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-33,01	72,290	6Ø18	29,42	-105,81	3,21	Verificata
6,59	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-22,00	59,851	6Ø18	29,42	-105,81	4,81	Verificata
6,74	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-12,89	45,387	6Ø18	29,42	-105,81	8,21	Verificata
6,90	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-5,98	29,004	6Ø18	29,42	-105,81	17,69	Verificata
7,05	CIRC 0.6/I=0.9	29,42	-1,58	10,355	6Ø18	29,42	-105,81	67,12	Verificata

Z [m]	Def.Max calcestruzz o	Def.Max acciaio	Asse neutro [cm]	Passo staffe [cm]	Resistenza taglio kN	Misura sicurezza taglio OK<=1	Verifica a taglio	Angolo inclinazion e puntoni [°]
0,27	7,56E-04	-1,96E-03	-14,40	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,16 Staffe=470, 99	0,01	Verificata	21,80
0,53	7,60E-04	-1,96E-03	-14,34	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,24 Staffe=470, 75	0,02	Verificata	21,80
0,80	7,62E-04	-1,96E-03	-14,30	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,29 Staffe=470, 59	0,04	Verificata	21,80
1,07	7,66E-04	-1,96E-03	-14,24	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,37 Staffe=470, 35	0,05	Verificata	21,80
1,33	7,68E-04	-1,96E-03	-14,21	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,43	0,06	Verificata	21,80

					Staffe=470, 20			
1,60	7,72E-04	-1,96E-03	-14,15	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,52 Staffe=469, 97	0,08	Verificata	21,80
1,87	7,75E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,59 Staffe=469, 81	0,09	Verificata	21,80
2,13	7,78E-04	-1,96E-03	-14,06	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,55 Staffe=465, 10	0,11	Verificata	21,80
2,40	7,83E-04	-1,96E-03	-13,99	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,67 Staffe=464, 80	0,12	Verificata	21,80
2,67	7,88E-04	-1,96E-03	-13,92	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,79 Staffe=464, 50	0,14	Verificata	21,80
2,93	7,93E-04	-1,96E-03	-13,84	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,90 Staffe=464, 20	0,15	Verificata	21,80
3,20	8,42E-04	-1,96E-03	-13,16	14,3Ø10	Calcestruzz o=554,62 Staffe=461, 34	0,16	Verificata	21,80
3,47	8,87E-04	-1,96E-03	-12,53	14,3Ø10	Calcestruzz o=551,78 Staffe=458, 74	0,17	Verificata	21,80
3,73	9,29E-04	-1,96E-03	-11,97	14,3Ø10	Calcestruzz o=559,17 Staffe=452, 14	0,18	Verificata	21,80
4,00	1,00E-03	-1,96E-03	-11,05	14,3Ø10	Calcestruzz o=554,56 Staffe=448, 35	0,16	Verificata	21,80
4,15	1,00E-03	-1,96E-03	-11,03	14,3Ø10	Calcestruzz o=554,62 Staffe=448,	0,09	Verificata	21,80

					29			
4,30	1,03E-03	-1,96E-03	-10,64	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,58 Staffe=446, 67	0,02	Verificata	21,80
4,46	1,03E-03	-1,96E-03	-10,63	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,65 Staffe=446, 61	0,03	Verificata	21,80
4,61	1,04E-03	-1,96E-03	-10,61	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,72 Staffe=446, 56	0,08	Verificata	21,80
4,76	1,01E-03	-1,96E-03	-10,98	14,3Ø10	Calcestruzz o=554,89 Staffe=448, 06	0,12	Verificata	21,80
4,91	1,01E-03	-1,96E-03	-10,96	14,3Ø10	Calcestruzz o=554,95 Staffe=448, 00	0,16	Verificata	21,80
5,07	9,76E-04	-1,96E-03	-11,36	14,3Ø10	Calcestruzz o=557,28 Staffe=449, 62	0,18	Verificata	21,80
5,22	9,43E-04	-1,96E-03	-11,79	14,3Ø10	Calcestruzz o=559,81 Staffe=451, 38	0,20	Verificata	21,80
5,37	9,07E-04	-1,96E-03	-12,26	14,3Ø10	Calcestruzz o=552,60 Staffe=457, 60	0,21	Verificata	21,80
5,52	8,69E-04	-1,96E-03	-12,78	14,3Ø10	Calcestruzz o=555,53 Staffe=459, 77	0,22	Verificata	21,80
5,68	8,27E-04	-1,96E-03	-13,36	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,79 Staffe=462, 18	0,22	Verificata	21,80
5,83	8,29E-04	-1,96E-03	-13,34	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,83 Staffe=462, 10	0,22	Verificata	21,80

5,98	8,30E-04	-1,96E-03	-13,32	14,3Ø10	Calcestruzz o=558,87 Staffe=462, 01	0,21	Verificata	21,80
6,13	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,19	Verificata	21,80
6,29	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,18	Verificata	21,80
6,44	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,15	Verificata	21,80
6,59	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,13	Verificata	21,80
6,74	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,10	Verificata	21,80
6,90	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,06	Verificata	21,80
7,05	7,74E-04	-1,96E-03	-14,12	14,3Ø10	Calcestruzz o=545,57 Staffe=469, 84	0,02	Verificata	21,80

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 17-01-2018 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I software **GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.

PARATIE/SPW

Versione: 2015

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma	3
2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma	3
2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb.	3
2.2 - Calcolo della spinta attiva con Rankine.	4
2.3 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe	4
2.4 - Effetto dovuto alla coesione	4
2.5 - Carico uniforme sul terrapieno.	5
2.6 - Spinta attiva in condizioni sismiche	5
2.7 - Spinta idrostatica	6
2.8 - Resistenza passiva	6
3 – Carico limite verticale pali.	7
3.1 - Portanza di punta Metodo di Berezantzev	7
3.1 – Resistenza del fusto	7
4 – Stima profondità di infissione e Calcolo delle sollecitazioni	8
4.1 – Metodo dell'equilibrio limite (LEM)	8
4.1.a - Paratia a sbalzo: calcolo della profondità d'infissione limite	8
4.1.b- Coefficiente di sicurezza sulla resistenza passiva	9
4.1.c - Paratia tirantata ad estremo libero: calcolo della profondità d'infissione limite	9
4.1.d - Coefficiente di sicurezza sulle resistenze passive	9
4.1.e - Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite	9
4.2 - Metodo ad elementi finiti (FEM)	10
4.2.a - Calcolo del modulo di rigidezza Ks del terreno	10
4.2.b - Tiranti	11
4.2.c - Sifonamento	11
5 – Verifica delle sezioni e calcolo armature	11
6 – Esempi di calcolo	13
6.1 – Ex. 13.2- Pag. 196 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_ Pag 196 Ex. 13.2.spw]	13
6.2 – Ex. 13.3 - Pag. 198 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_ Pag 199 Ex. 13.3.spw]	13
6.3 – Ex. 13.1 - Bowles [FILE: Bowles Ex. 13.1 Pag. 649.spw]	13
Conclusioni	14

1 – Individuazione dei campi di impiego del programma.

Paratie/SPW è un programma per l'analisi di paratie a sbalzo o ancorate. Esegue il calcolo geotecnico utilizzando, a scelta dell'utente, le teorie di Coulomb, Rankine, Mononobe ed Okabe e Caquot-Kerisel ed effettua tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, tra cui quella di stabilità globale, anche in condizioni sismiche.

Il calcolo strutturale esegue il dimensionamento delle armature agli stati limiti ultimi (SLU).

2 – Descrizioni delle basi teoriche e sperimentazione del programma.

2.1 - Calcolo della spinta attiva con Coulomb.

I calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dalla parete e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

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

$$P_t = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

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

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

Avendo indicato con:

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

Valori limite di k_a :

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

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

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

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

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

H = Altezza della parete.

2.2 - Calcolo della spinta attiva con Rankine

Se $\varepsilon = \delta = 0$ e $\beta = 90^\circ$ (parete verticale liscia e terrapieno con superficie orizzontale) la spinta S_t si semplifica nella forma:

$$k_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)} = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

che coincide con l'equazione di Rankine per il calcolo della spinta attiva del terreno con terrapieno orizzontale. In effetti Rankine adottò le stesse ipotesi fatte da Coulomb, ad eccezione del fatto che trascurò l'attrito terra-muro e la presenza di coesione. Nella sua formulazione generale l'espressione di k_a di Rankine si presenta come segue:

$$k_a = \cos \varepsilon \frac{\sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

2.2.2 - Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

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

$$\tan \theta = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

2.4 - Effetto dovuto alla coesione

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

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

on essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{k_a}} - \frac{Q \cdot \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \varepsilon)}}{\gamma}$$

dove

Q = Carico agente sul terrapieno;

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c \cdot H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

2.5 - Carico uniforme sul terrapieno

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

$$P_c = k_a \cdot Q \cdot \sin\beta / \sin(\beta + \varepsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_c = k_a \cdot Q \cdot H \cdot \sin\beta / \sin(\beta + \varepsilon)$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

2.6 - Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sull'opera è data da:

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

Dove:

- H Altezza muro;
- k_v Coefficiente sismico verticale;
- γ Peso per unità di volume del terreno;
- K Coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico);
- 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 θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} - \frac{k_h}{(1 \mp k_v)}$$

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 misurato a partire dalla base del muro.

2.7 - Spinta idrostatica

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

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

Con risultante pari a:

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

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con $\gamma't$ ($\gamma't = \gamma_{saturo} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

2.8 - Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \cdot \gamma_t \cdot z$$

per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_p$$

Avendo indicato con:

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

(Muller-Breslau) con valori limiti di δ pari a:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon$$

L'espressione di K_p secondo la formulazione di Rankine assume la seguente forma:

$$K_p = \frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \phi}}$$

3 - Carico limite verticale pali

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

3.1 - Portanza di punta Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B . La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

3.1- Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_c = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate); σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo.

4 – Stima profondità di infissione e Calcolo delle sollecitazioni

4.1 - 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;

4.1.a - 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;

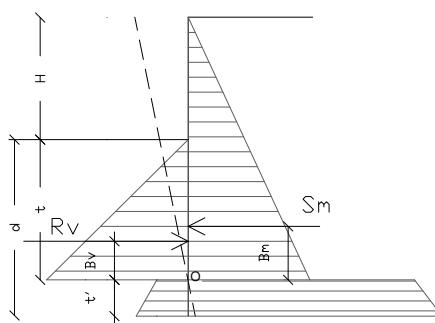
B_m = braccio di S_m rispetto ad O centro di rotazione;

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:

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



Schema di riferimento per il calcolo dell'equilibrio della paratia

4.1.b - 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:

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

4.1.c - 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:

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

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.

4.1.d - 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 :

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

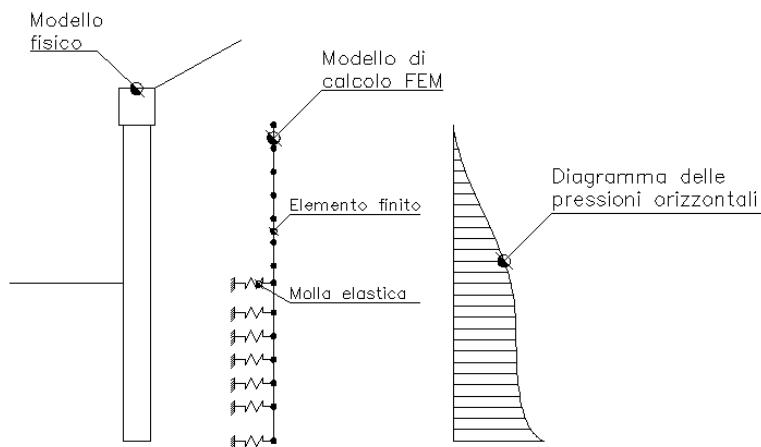
4.1.e - Paratia tirantata ad estremo fisso: calcolo della profondità d'infissione limite

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 al punto di applicazione del tirante, 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.

4.2 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 cinematico (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), vincolate 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:



Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

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

4.2.a - 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

$$A_s = C \times (c \times N_c + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma)$$

B_s = coefficiente funzione della profondità $B_s = C \times \gamma \times N_q$

Z = Profondità in esame

C = 40 nel sistema internazionale SI

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

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

$$N_c = (N_q - 1) \times \cot \varphi$$

$$N_\gamma = 1.5 \times (N_q - 1) \times \tan \varphi$$

4.2.b - 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:

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

4.2.c - 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.

5 - 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 effettua per tutte le sezioni di calcolo. Le sollecitazioni 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'_i , 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).

Il semiprogetto della armature viene eseguito agli stati limiti ultimi secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 ed Eurocodici.

6 – Esempi di calcolo

6.1 - Ex. 13.2 – Pag. 196 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_ Pag 196 Ex. 13.2 .spw]

Calcolo profondità di infissione di una palancola in terreno incoerente, omogeneo caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio $\phi'=33^\circ$ e da un peso dell'unità di volume pari a 18 kN/m^3 . La paratia dovrà sostenere 5.5 m di sbancamento.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo della profondità di infissione:

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.52 m

Profondità Colleselli = 4.80 m

Scarto profondità infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Colleselli) /

Profondità Colleselli = $(4.52-4.80)/4.80 = - 5.8\%*$

*** Colleselli ha aumentato a favore delle sicurezza la profondità di calcolo del 20%. Paratie no, la profondità calcolata garantisce le condizioni di equilibrio.**

6.2 - Ex. 13.3–Pag. 198 Collaselli [FILE: F. COLLESELLI M.SORANZO_Pag 199 Ex13.3.spw]

Calcolo profondità di infissione di una palancola in terreno coesivo, omogeneo caratterizzato da una coesione non drenata da 8.75 kPa , angolo di resistenza al taglio $\phi=0^\circ$, peso unità di volume saturo pari a 18 kN/m^3 . La paratia dovrà sostenere 4 m di sbancamento.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo della profondità di infissione in condizioni non drenate.

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.75 m

Profondità Colleselli = 4.60 m

Scarto Profondità infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Colleselli) /

Profondità Colleselli = $(4.75-4.60)/4.60 = 3\%$

6.3 - Ex. 13.1 – Pag. 649 Bowles [FILE: Bowles Ex. 13.1 Pag. 649.spw]

Analisi di una palancola in terreno incoerente caratterizzato da: 1° strato $\phi'=30^\circ$ $\gamma = 16.49 \text{ kN/m}^3$ di spessore 2.40 m, 2° strato $\phi'=30^\circ$ $\gamma' = 10.37 \text{ kN/m}^3$ di spessore 6.60 m. La paratia dovrà sostenere uno scavo di 9 m. Sul piano campagna agisce un sovraccarico uniformemente distribuito di 23.94 kPa . La paratia sarà ancorata con tiranti di lunghezza libera pari a 9 metri, armati con acciaio del diametro di 50 mm, posti a 1.20 m di profondità ed interasse di 1.80 m. La sezione della paratia è del tipo PZ287 con modulo elastico di 200000 Mpa.

L'esempio oggetto di studio è stato realizzato al fine di dimostrare la validità del programma nel calcolo ad elementi finiti non lineare di: profondità di infissione, momento massimo, tiro sul tirante.

Profondità infissione Paratie/SPW = 4.2 m

Profondità Bowles = 4.2 m

Scarto Prof. di infissione = (Profondità infissione Paratie/SPW - Profondità Bowles) / Profondità Bowles = $(4.2-4.2)/4.2 = 0\%$

Momento massimo Paratie/SPW = 212.90 kNm

Momento massimo Bowles = 210.33 kNm

Scarto momento massimo = $(M. \max \text{ Paratie/SPW} - M. \max \text{ Bowles}) / M. \max \text{ Bowles}$
= $(212.90-210)/210 = + 1.38\%$

Tiro Paratie/SPW = 194 kN

Tiro Bowles = 190 kN

Scarto Tiro = $(Tiro \text{ Paratie/SPW} - Tiro \text{ Bowles}) / Tiro \text{ Bowles} = (194-190)/190 = + 2.1\%$

7 - Conclusioni

Si evidenzia, dai test effettuati, l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi dovuti alle elaborazioni numeriche.

Relazione di calcolo stabilità versante

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.

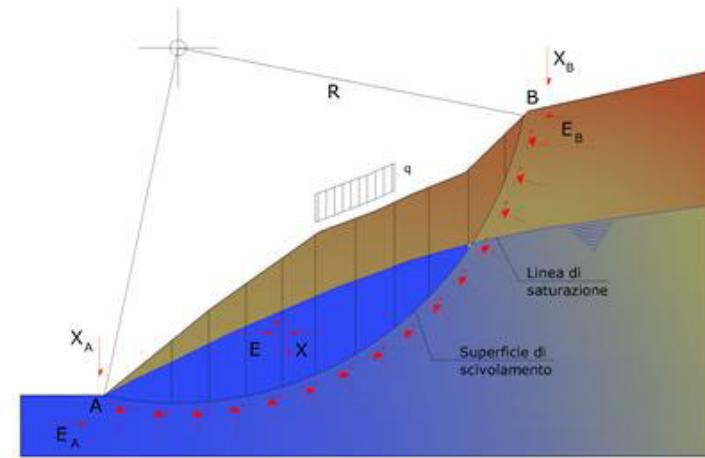
Metodo equilibrio limite (LEM)

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 conci.



Metodo dei conci

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

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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

Mentre le equazioni a disposizione sono:

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

Totale numero di equazioni $4n$.

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

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

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in 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.

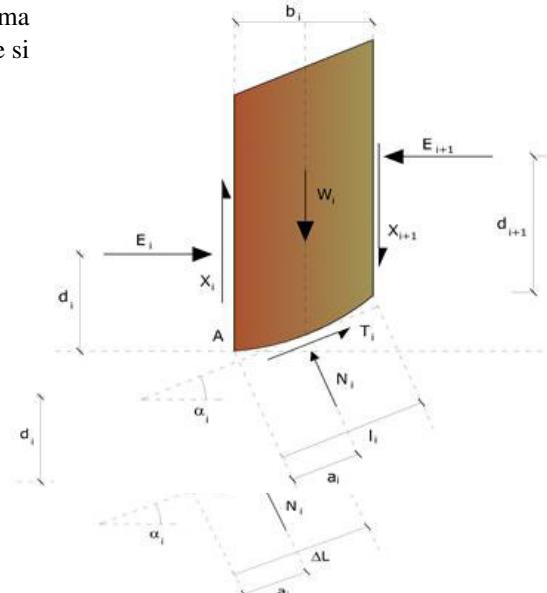
Incognite $(2n+1)$.

Le equazioni a disposizione sono:

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

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

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

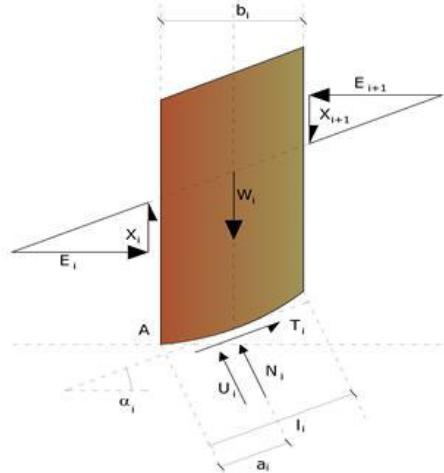


Metodo di Bishop (1955)

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:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

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



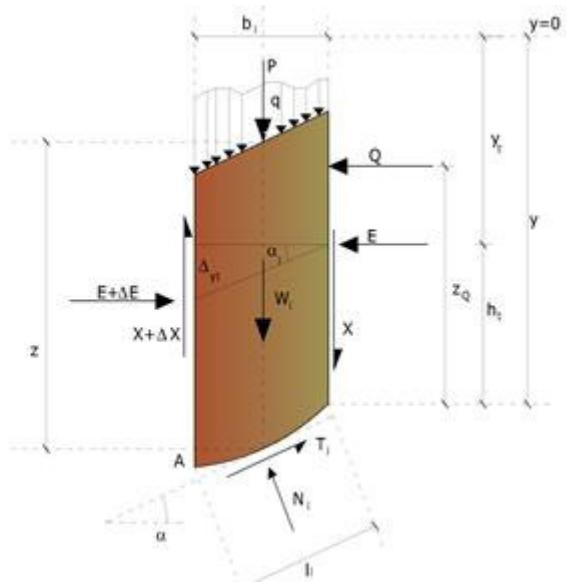
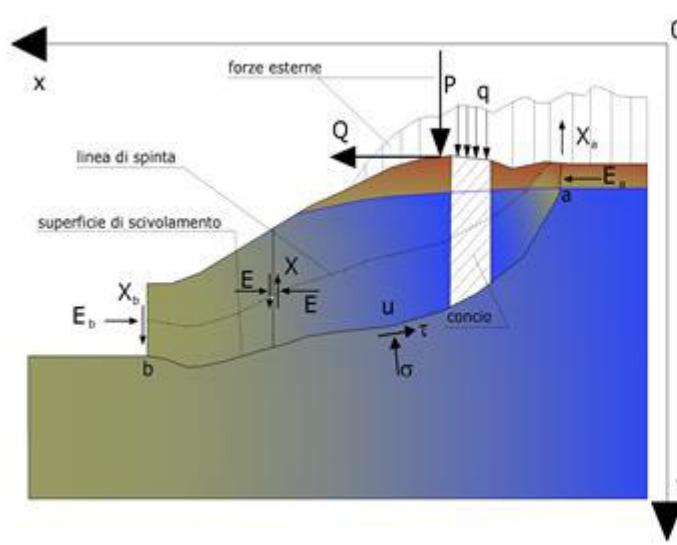
I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi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

Metodo di Janbu (1967)

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

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

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

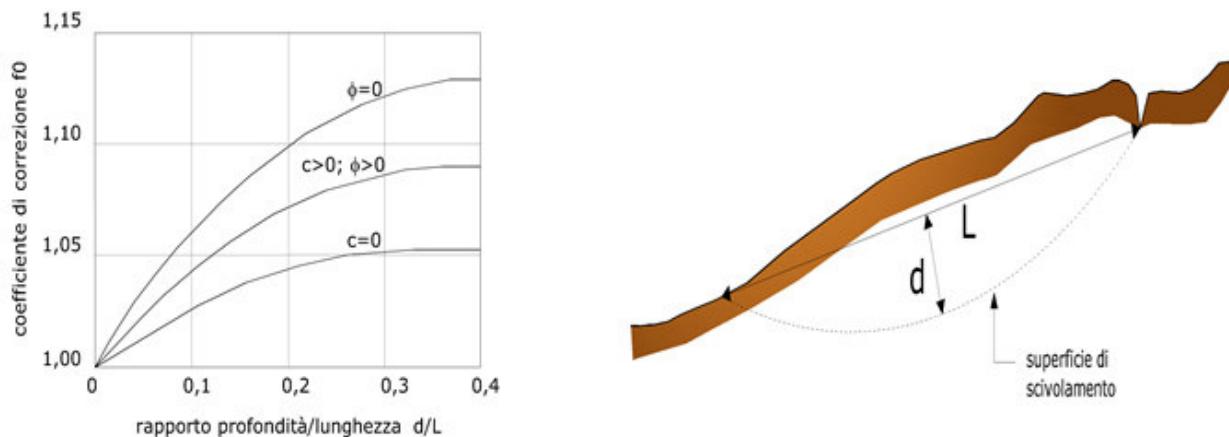


Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

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:

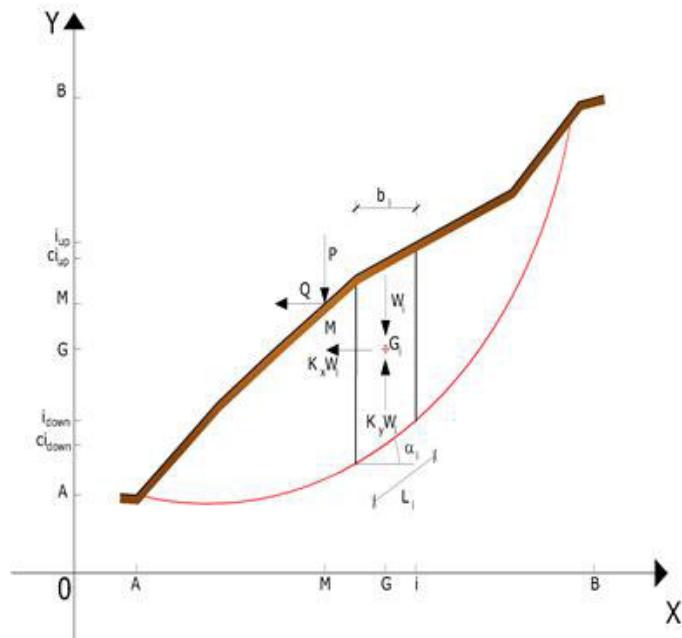
F = il fattore di sicurezza;

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 conci

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

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

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

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

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

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

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

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

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

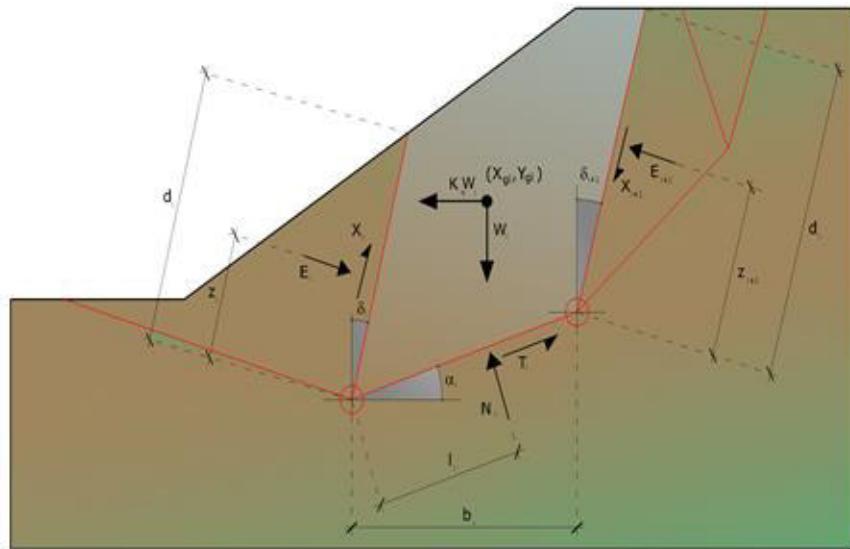
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\sum \Delta E_i = 0$$

$$\sum \Delta X_i = 0$$

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' i-esimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \tan(\psi_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \tan(\psi_i - \alpha) + (x_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

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=Kc Accelerazione critica se F=1

F=Fs 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:

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

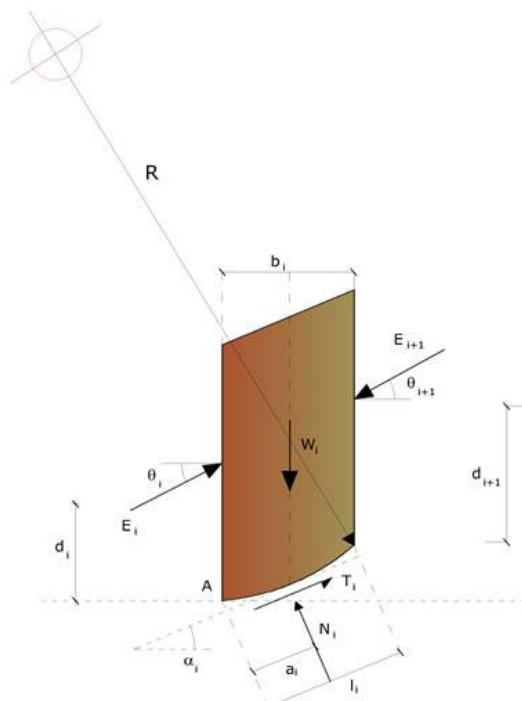
forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

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

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

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



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

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:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

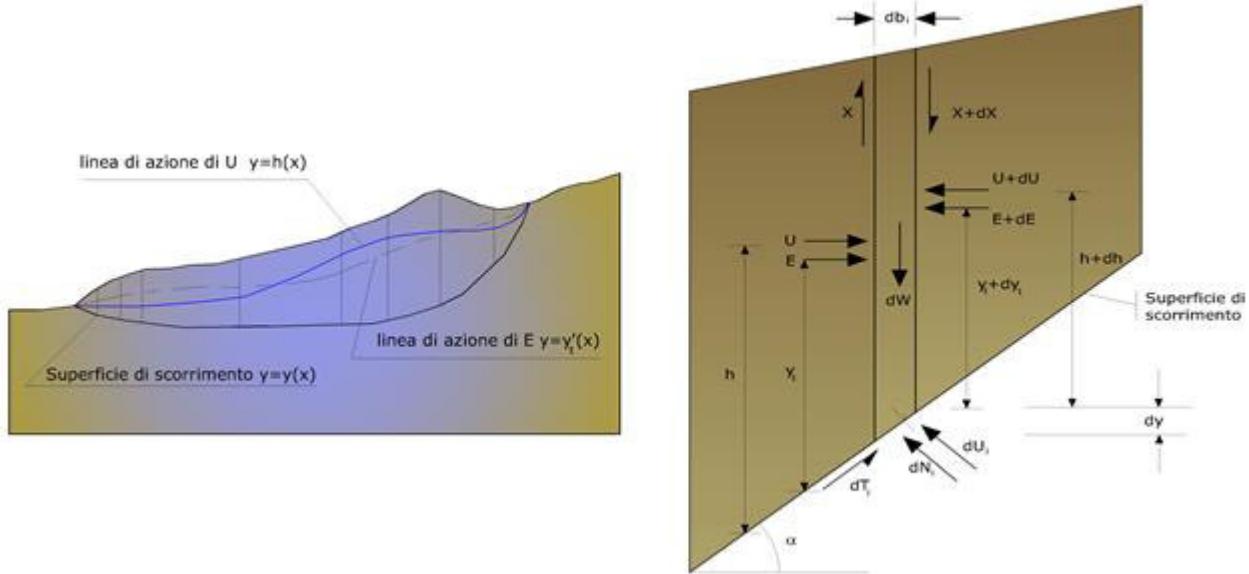
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

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, sinusoida, semisinusoide, 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 neutre alla base dU .

Si ottiene la cosiddetta **“equazione delle forze”**:

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



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 mezzeria della base:

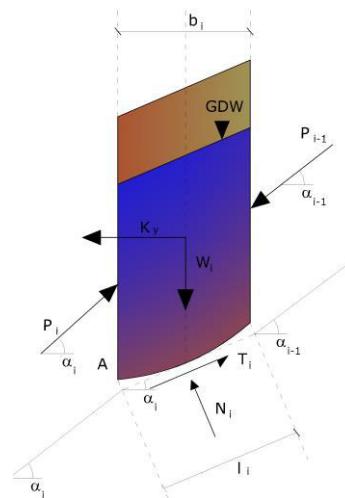
$$X = \frac{d(E_\gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

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

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 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:

- K_y 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 per cento 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

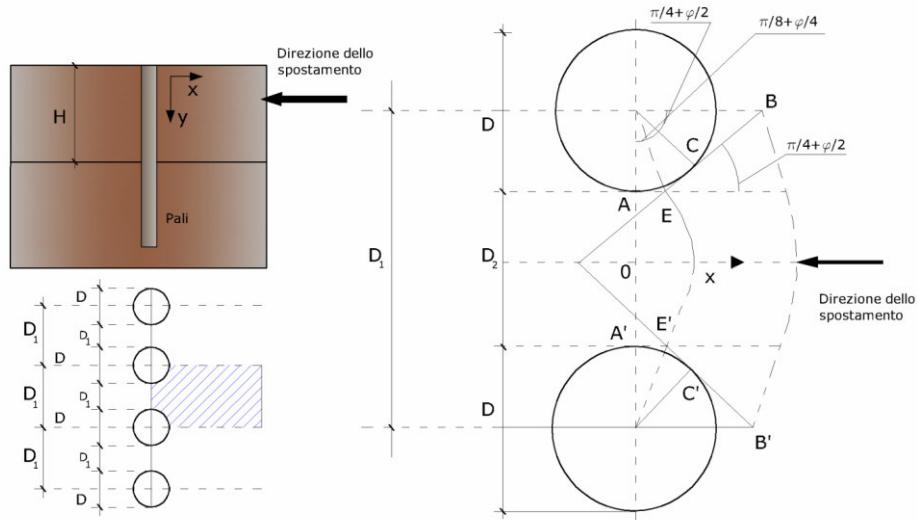
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato 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 sollecitativi 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 spinte 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 rigidezza a flessione e taglio.

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

$$P(Z) = C \cdot D_1 \left(D_1 / D_2 \right)^{k1} \left[1 / \left(N_{\varphi} \text{tag} \varphi \right) e^{k2} - 2 \left(N_{\varphi} \right)^{1/2} \text{tag} \varphi - 1 \right] + K3 - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / \left(N_{\varphi} \right)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_{\varphi} \left[D_1 \left(D_1 / D_2 \right)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

ϕ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D1 = interasse tra i pali;

D₂ = 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 (D₂/D₁), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti (D₂ = 0 P → ∞ e D₂ = D₁ P → 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

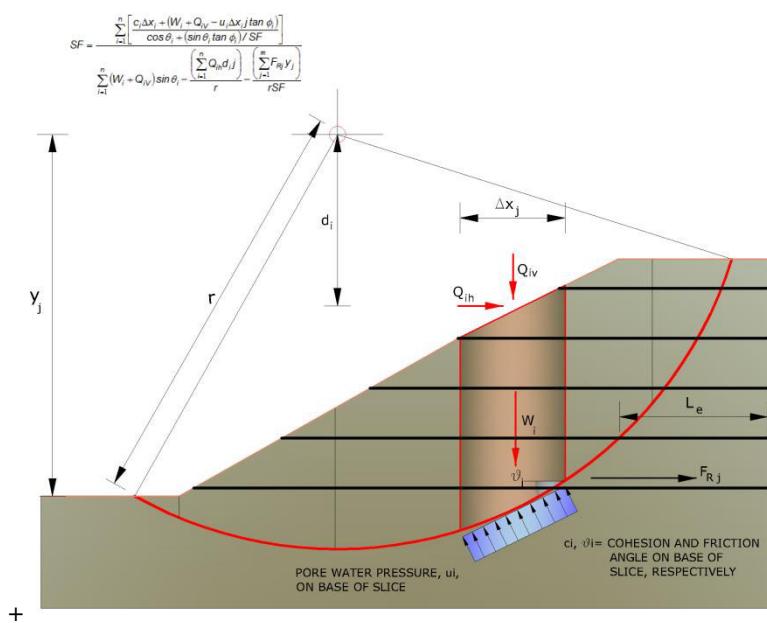
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

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:

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

Per geosintetico a maglie chiuse:

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

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

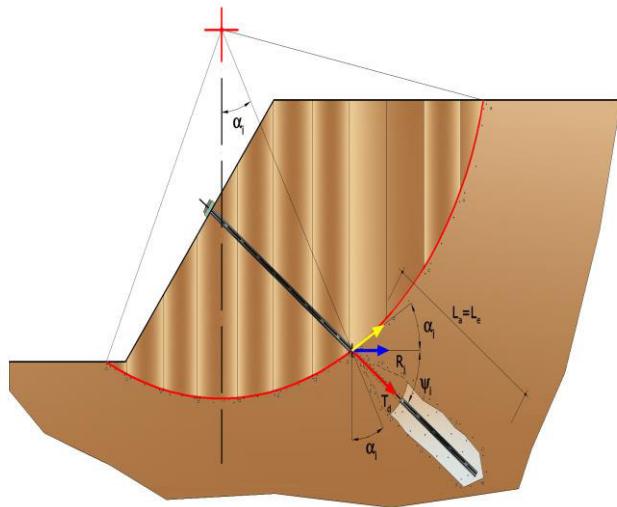
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

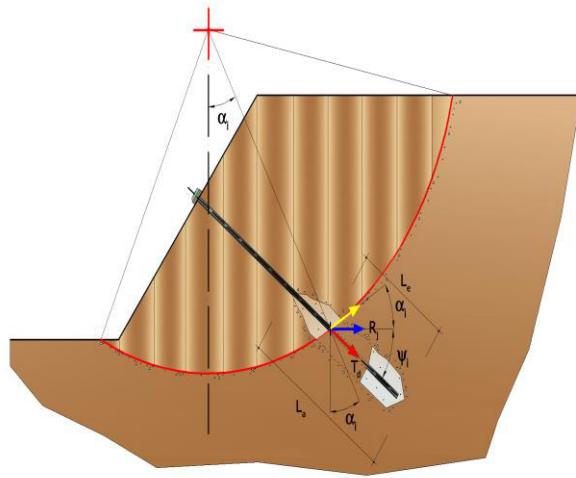
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

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:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

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)

Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	5,0
Numero dei conci	10,0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1,0
Coefficiente parziale resistenza	1,2
Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito:	Picco
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	42,5 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	52,0 m
Ascissa vertice destro superiore xs	57,5 m
Ordinata vertice destro superiore ys	67,0 m
Passo di ricerca	10,0
Numero di celle lungo x	10,0
Numero di celle lungo y	10,0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:

B

Categoria topografica:

T2

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,6	2,5	0,27
S.L.D.	50,0	0,75	2,48	0,28
S.L.V.	475,0	1,78	2,44	0,31
S.L.C.	975,0	2,22	2,46	0,32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,864	0,2	0,0176	0,0088
S.L.D.	1,08	0,2	0,022	0,011
S.L.V.	2,5632	0,24	0,0627	0,0314
S.L.C.	3,1361	0,28	0,0895	0,0448

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0627

Coefficiente azione sismica verticale 0,0314

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	15,0	36,0
2	42,0	46,0
3	50,0	46,0
4	50,0	50,0
5	60,0	50,0

Vertici strato1

N	X (m)	y (m)
1	15,0	36,0
2	42,0	46,0
3	50,0	46,0
4	50,0	48,0
5	60,0	48,0

Vertici strato2

N	X (m)	y (m)
1	15,0	36,0
2	42,0	46,0
3	50,0	46,0
4	50,0	46,0
5	60,0	46,0

Vertici strato3

N	X (m)	y (m)
1	15,0	36,0
2	30,66	41,8
3	60,0	41,8

Vertici strato4

N	X (m)	y (m)
1	15,0	36,0
2	23,91	39,3
3	60,0	39,3

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1,0 0,0

Favorevoli: Permanenti, variabili 1,0 0,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1,0

Coesione efficace 1,0

Coesione non drenata 1,0

Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m ³)	Peso saturo (Kg/m ³)	Litologia	
1	0		16	1800	1800	Terreno vegetale	
2	0,155		22	1900	1900	Sabbia limosa compatta	
3	0		38	2000	2000	Ghieie e sabbie	
4	0,79		24	2000	2000	Limo sabbioso debolmente argilloso	
5	0		37	2000	2000	Sabbie limose	

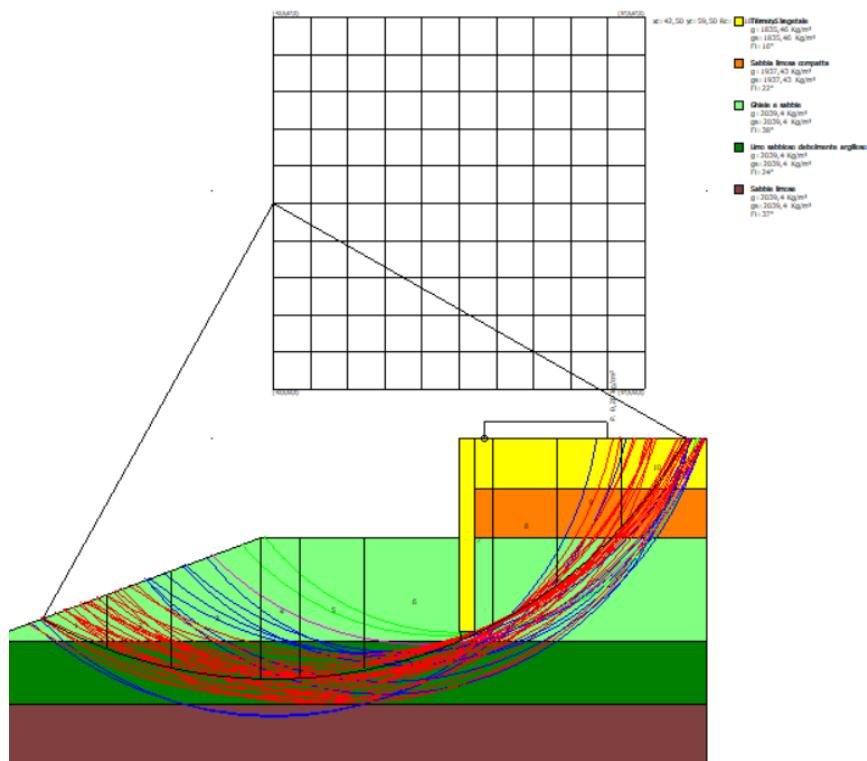
Carichi distribuiti

N°	xi (m)	yi (m)	xf (m)	yf (m)	Carico esterno (kg/cm ²)
1	51	50	56	50	0,20394

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2 (Sisma)]

Fs minimo individuato 1,53

Ascissa centro superficie	42,5 m
Ordinata centro superficie	59,5 m
Raggio superficie	19,18 m



Numero di superfici esaminate (40)

N°	Xo	Yo	Ro	Fs
1	42,5	52,0	13,2	2,02
2	43,3	52,8	13,3	1,72
3	44,0	52,0	12,7	1,71
4	44,8	52,8	13,1	1,68
5	45,5	52,0	12,5	1,78
6	46,3	52,8	13,2	1,82
7	47,0	52,0	12,3	1,89
8	47,8	52,8	11,9	1,98
9	48,5	52,0	11,0	2,11

10	49,3	52,8	10,7	2,57
11	50,0	52,0	9,9	2,62
12	42,5	53,5	14,7	1,88
13	43,3	54,3	14,4	1,68
14	44,0	53,5	14,1	1,63
15	44,8	54,3	13,9	1,71
16	45,5	53,5	14,2	1,74
17	46,3	54,3	13,8	1,81
18	47,0	53,5	13,3	1,91
19	47,8	54,3	12,8	2,21
20	48,5	53,5	11,8	2,37
21	42,5	55,0	15,5	1,62
22	43,3	55,8	15,6	1,66
23	44,0	55,0	14,6	1,70
24	44,8	55,8	15,4	1,68
25	45,5	55,0	14,6	1,74
26	46,3	55,8	14,4	1,98
27	47,0	55,0	13,7	2,08
28	42,5	56,5	16,7	1,61
29	43,3	57,3	17,2	1,61
30	44,0	56,5	16,2	1,64
31	44,8	57,3	16,8	1,66
32	45,5	56,5	15,3	1,85
33	42,5	58,0	18,3	1,60
34	43,3	58,8	18,2	1,57
35	44,0	58,0	17,2	1,61
36	44,8	58,8	17,6	1,76
37	42,5	59,5	19,2	1,53
38	43,3	60,3	19,5	1,58
39	44,0	59,5	18,5	1,62
40	42,5	61,0	20,5	1,54

SOMMARIO

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	2
PROFILI STRATIGRAFICI	2
MURI IN GABBIONI.....	2
Muro : MG.....	2
CARICHI.....	3
VERIFICHE.....	4
Verifica come muro di sostegno :	4

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Terreno : FOND	Descrizione : Limo sabbioso_Fond
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 15.50
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 22.39
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.60
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.60
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
 Terreno : RG	 Descrizione : Riempimento gabbioni
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 17.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 40.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - favorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 19.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30
 Terreno : TR	 Descrizione : Terreno di riporto
Classe coesione.....	: Coeff. Parziale - Coesione efficace
Coesione.....	[kN/m ²].....: 0.00
Classe d'attrito.....	: Coeff. Parziale - tangente dell'angolo di resistenza a taglio
Angolo d'attrito.....	[°].....: 20.00
Rapporto di pressione interstiziale (Ru).....	: 0.00
Classe di peso.....	: Coeff. Parziale - Peso dell'unità di volume - sfavorevole
Peso specifico sopra falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Peso specifico in falda.....	[kN/m ³].....: 18.00
Modulo elastico.....	[kN/m ²].....: 0.00
Coefficiente di Poisson.....	: 0.30

PROFILO STRATIGRAFICO

Strato: FOND	Descrizione:
Terreno : FOND	
X [m]	Y [m]
-100.00	-57.73
X [m]	Y [m]
0.00	0.00
X [m]	Y [m]
100.00	0.00
X [m]	Y [m]

MURI IN GABBIONI

Muro : MG	
Coordinate Origine.....[m].....	: Ascissa.....= 0.00
Rotazione muro.....[°].....	= 8.00 Ordinata.....= -1.30
Materiale riempimento gabbioni.....	: RG
Terreno di riempimento a tergo.....	: TR

Terreno di copertura.....: CP
Terreno di fondazione.....: FOND

Strato	Lunghezza [m]	Altezza [m]	Distanza [m]	Pu [kN/m ³]
1	1.50	1.00	0.00	91.23
2	1.00	1.00	0.50	91.23

Gabbioni senza diaframmi
Maglia 6x8
Classe Pu

Diametro filo 2,7 [mm]

: Pu

Parametri per il calcolo della capacità portante con Brinch Hansen, Vesic o Meyerhof
Affondamento fondazione.....[m] : 1.30
Inclinazione pendio a valle.....[°] : 30.00

Profilo di ricopertura:

X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]
0.00	0.00	1.00	-0.00	2.80	1.30	100.00	1.50

CARICHI

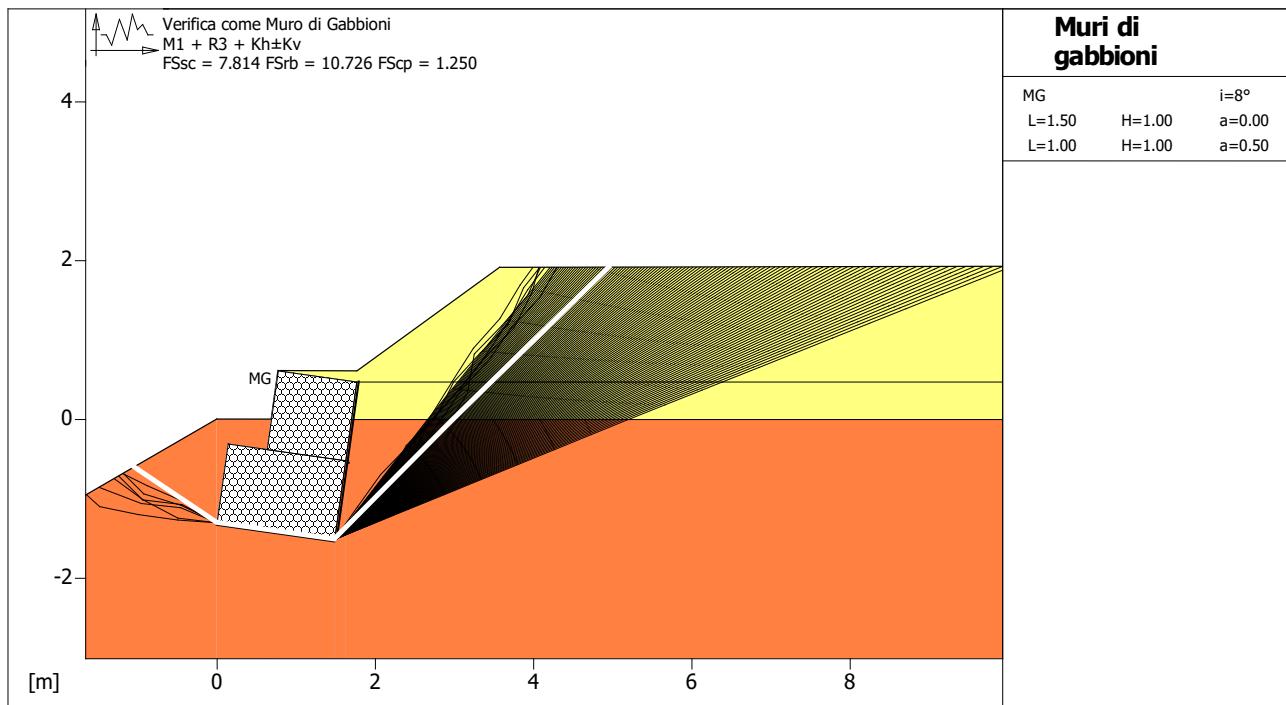
Sisma :

Classe : Sisma

Accelerazione.....[m/s²] : Orizzontale..... = 0.96

Verticale..... = 0.48

VERIFICHE



Verifica come muro di sostegno:

Combinazione di carico: $M1 + R3 + Kh \pm Kv$

Stabilità verificata sul blocco: MG

Forza Stabilizzante $[kN/m]$ 55.93

Forza Instabilizzante $[kN/m]$ 7.16

Classe scorrimento : Coeff. parziale R - Scorrimento

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento 7.814

Momento Stabilizzante $[kN \cdot m/m]$ 42.27

Momento Instabilizzante $[kN \cdot m/m]$ 3.94

Classe momento : Coeff. parziale R - Ribaltamento

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento 10.726

Pressione ultima calcolata con Vesic.

Pressione ultima $[kN/m^2]$ 56.20

Pressione media agente $[kN/m^2]$ 37.47

Classe pressione : Coeff. parziale R - Capacità portante

Coefficiente di sicurezza sulla capacità portante 1.250

Fondazione equivalente $[m]$ 1.46

Eccentricità forza normale $[m]$ 0.03

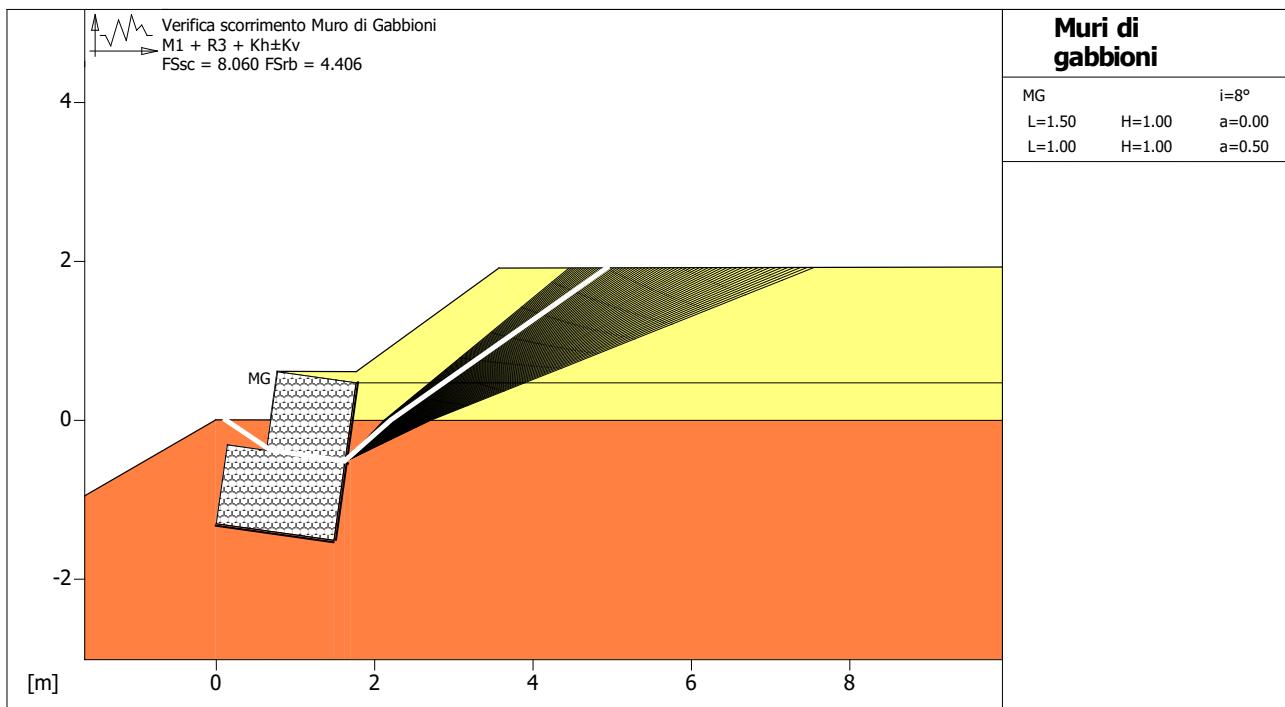
Braccio momento $[m]$ 0.55

Forza normale $[kN]$ 54.14

Pressione estremo di valle $[kN/m^2]$ 40.25

Pressione estremo di monte $[kN/m^2]$ 30.59

VERIFICA SCORRIMENTO



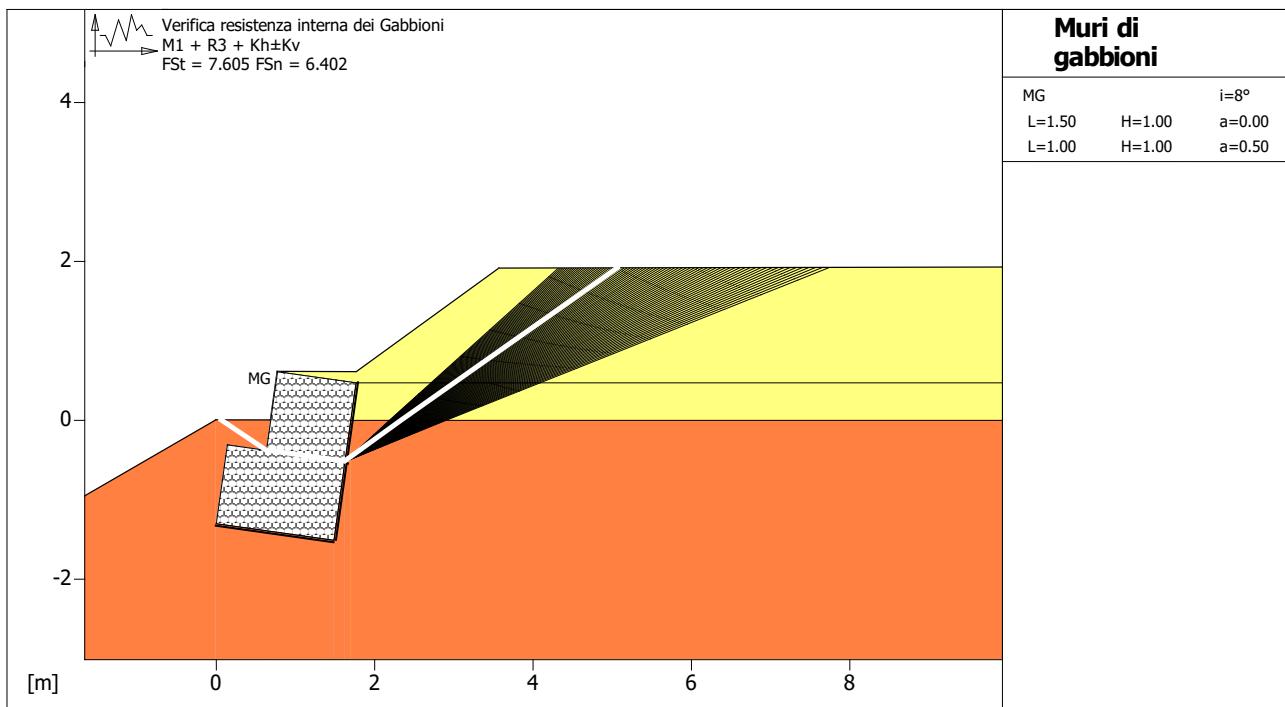
Verifica di resistenza interna:

Combinazione di carico: $M1 + R3 + Kh \pm Kv$

Stabilità verificata sul blocco: MG

Forza Stabilizzante	[kN/m]	45.93
Forza Instabilizzante	[kN/m]	5.70
Classe scorrimento	Coeff. parziale R - Scorrimento	
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento	8.060	
Momento Stabilizzante	[kN*m/m]	9.08
Momento Instabilizzante	[kN*m/m]	2.06
Classe momento	Coeff. parziale R - Ribaltamento	
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	4.406	

VERIFICHE DI RESISTENZA INTERNA



Verifica di stabilità interna:

Combinazione di carico: M1 + R3 + Kh±Kv

Stabilità verificata sul blocco: MG

Sforzo di taglio ammissibile.....	[kN/m ²]	38.67
Sforzo di taglio agente.....	[kN/m ²]	5.08
Classe taglio.....	: Fs resistenza a taglio rete Gabbioni	
Coefficiente di sicurezza sull'azione tagliante.....		7.605
Pressione ammissibile.....	[kN/m ²]	655.70
Pressione media agente.....	[kN/m ²]	102.42
Classe pressione.....	: Fs resistenza a schiacciamento gabbioni	
Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento.....		6.402
Fondazione equivalente.....	[m]	0.20
Eccentricità forza normale.....	[m]	0.40