

## **4. Teoria e Normativa**

In questa sezione del Manuale Utente vengono presentate in breve le nozioni teoriche sulle quali si basa il programma.

Gli argomenti trattati sono i seguenti:

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

### **4.1 Coefficienti di spinta del terreno.**

#### **COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA.**

Il coefficiente di spinta attiva può essere visto in prima approssimazione come il rapporto minimo fra gli sforzi agenti sul piano orizzontale (contenimento ad opera del terreno circostante) e quelli agenti sul piano verticale (peso del terreno sovrastante ed eventuali sovraccarichi agenti sul piano campagna) applicati ad un elemento di terreno in condizioni di equilibrio plastico limite:

$$K_a = P_{hmin} / P_v.$$

La spinta attiva si mobilita quando il terreno subisce una decompressione (una diminuzione della pressione orizzontale alla quale non corrisponda un uguale variazione della pressione verticale, come può verificarsi per esempio in seguito ad uno sbancamento) con deformazioni dell'ordine dello 0,2-0,3%.

E' possibile individuare un piano lungo il quale  $K_a$  assume il suo valore minimo. Questo piano rappresenta una superficie potenziale di rottura lungo la quale potrà muoversi il prisma di terreno isolato dalla superficie di rottura stessa, che andrà a sollecitare l'eventuale opera di contenimento posta a valle.

## COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA.

Comprimendo orizzontalmente il terreno e mantenendo inalterata la pressione verticale, il valore di  $P_h$  aumenta fino a raggiungere un valore massimo. Questa condizione viene chiamata stato di equilibrio plastico limite superiore o stato passivo e raggiungibile solo in seguito a notevoli deformazioni del terreno (2% - 4%). Lo stato passivo si genera normalmente nel terreno a valle di un'opera di sostegno in seguito a spostamenti che questa subisce per le spinte del terreno a monte e ha come effetto di contrastare il movimento dell'opera stessa.

I quattro modelli più in uso per la stima del valore di  $K_a$  e  $K_p$  sono:

- il modello di Rankine;
- il modello di Muller-Breslau;
- il modello di Mononobe e Okabe;
- il modello di Caquot Kerisel.

### **4.1.1 Modello di Rankine.**

E' il modello in assoluto più semplice, ma che pone per la sua utilizzazione una serie di condizioni che lo rendono in alcuni casi non applicabile a situazioni reali.

Posto con  $\varphi(^{\circ})$  il valore dell'angolo di resistenza al taglio( o d'attrito) del terreno, il coefficiente di spinta attiva assume, secondo questo modello, il seguente valore:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^{\circ} - \varphi/2);$$

La superficie potenziale di rottura del terreno è piana e parte dal piede dello scavo con un'inclinazione di  $45^{\circ} + \varphi/2$ .

Il coefficiente di spinta passiva invece può essere valutato con la relazione:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^{\circ} + \varphi/2).$$

## PROGRAM GEO - ArmaGeo ver.1 per Windows

Tale metodo richiede, per poter essere utilizzato, che sia il piano orizzontale che quello verticale siano piani principali di sforzo. Nella pratica ciò si verifica quando:

- il paramento interno dell'opera di sostegno sia verticale;
- non vi sia attrito al contatto fra superficie del diaframma e del terreno (angolo d'attrito terra-diaframma=0).

Per quanto riguarda quest'ultimo punto va tenuto presente che la presenza di sforzi di taglio agenti lungo il paramento interno conducono ad una riduzione significativa della spinta attiva. Ignorare tali sforzi porta quindi a valori di  $K_a$  e della spinta totale della terra a favore della sicurezza.

### 4.1.2 Modello di Muller-Breslau.

Nel modello di Muller-Breslau non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e su quello verticale siano sforzi principali. La spinta totale del terreno risulterà quindi inclinata di un certo angolo uguale all'angolo d'attrito terra-diaframma.

Posto:

- $\beta$  = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;
- $\rho$  = inclinazione della superficie di rottura del terreno;
- $\delta$  = angolo d'attrito terra-diaframma, di solito posto uguale a  $\arctg[2/3 \times \tan(\varphi)]$ ;
- $\epsilon$  = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- $\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;

il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

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

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \epsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\epsilon - \beta)}$$

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

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

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}$$

Il metodo è applicabile alla maggioranza dei casi pratici, con un'errore contenuto entro il 5% rispetto a procedimenti più elaborati, purchè sia verificata la condizione  $\delta \leq \varphi/3$ .

#### 4.1.3 Modello di Mononobe e Okabe.

Il modello di Mononobe e Okabe è molto simile nella formulazione a quello di Muller-Breslau. Si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

Posto:

- $\beta$  = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;
- $\rho$  = inclinazione della superficie di rottura del terreno;
- $\delta$  = angolo d'attrito terra-diaframma, di solito posto uguale a  $\arctg[2/3 \times \tg(\varphi)]$ ;
- $\varepsilon$  = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- $\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $\theta$  = angolo legato alla sollecitazione sismica, posto uguale a 0 in condizioni statiche (vedi paragrafo 4.2.4.4);

il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

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

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}$$

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

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

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{[\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)]};$$

Questo metodo è consigliato dalle Normative Tecniche vigenti per le opere di sostegno in zona sismica.

#### 4.1.4 Modello di Caquot-Kerisel.

Nel caso in cui sia  $\delta > \varphi/3$  gli errori che si commettono applicando il metodo di Muller-Breslau non sono più trascurabili.

La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana.

Il coefficiente di spinta attiva secondo Caquot-Kerisel è valutabile attraverso la seguente relazione:

$$K_C = p \times K_0;$$

con

$$p = a \cdot b;$$

$$K_0 = 10^{(w \cdot f)};$$

in cui:

$$a = [\cos(\beta' - \varphi)^2 / \cos(\beta' + \delta)];$$

$$b = \{1 / [1 + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon) / \cos(\beta' + \delta) \cos(\beta' - \varepsilon))}]\}^2;$$

$$w = -\text{Log}[(1 - 0.9I^2 - 0.1I^4)(1 - 0.3I^3)];$$

$$f = \sqrt{(\sin \varphi) [2 - (\text{tg}^2 \varepsilon + \text{tg}^2 \delta) / (2 \text{tg}^2 \varphi)]};$$

$$I = (\beta' - \beta) / (\beta' + \beta + \pi - 2\varphi);$$

$$b_0 = (m + \varepsilon - r) / 2;$$

$$r = \arcsin(\sin \varepsilon / \sin \varphi)$$

$$m = 2 \arctg\{[\cotg \delta - \sqrt{(\cotg^2 \delta - \cotg^2 \varphi)}] / (1 + \text{cosec} \varphi)\};$$

$$\beta' = 90^\circ - \beta;$$

Per la stima del coefficiente di spinta passiva si adotta invece la formula già vista per il modello di Muller-Breslau.

Il modello di Caquot-Kerisel è il più preciso e completo fra quelli proposti ed è applicabile a quasi tutte le situazioni che si presentano nella pratica.

Unica eccezione è rappresentata dalle situazioni in cui si abbia un'inclinazione del pendio a monte superiore all'angolo d'attrito del terreno.

Nel caso in cui delta sia minore o uguale a  $\varphi/3$  i metodi di Muller-Breslau e di Caquot-Kerisel conducono a risultati praticamente equivalenti.

#### 4.2 Calcolo della spinta attiva e passiva del terreno.

E' possibile in prima approssimazione valutare, noto  $K_a$ , la spinta attiva orizzontale del terreno con la relazione:

$$P_h = P_v K_a.$$

Nel caso di un terreno omogeneo, privo di coesione ed in assenza di falda, sul quale agisca solo la forza di gravità, si potrà essere scrivere:

$$P_h = \gamma z K_a;$$

con  $\gamma$  = peso di volume del terreno;  
 $z$  = profondità dal piano campagna.

Il prodotto  $\gamma z$  corrisponde in pratica al peso della colonna litostatica alla profondità  $z$ .

Integrando su tutta l'altezza del muro si ottiene:

$$(a) S_a = 0.5 H^2 \gamma K_a;$$

con  $S_a$  = spinta attiva del terreno.

La spinta è applicata ad una altezza dal piano di posa del muro uguale a:

$$l = H/3.$$

Alla relazione per la stima di  $S_a$  andranno aggiunte altre componenti di spinta, se presenti, dovute alla presenza di:

- terreni multistrato;
- falda;
- terreni coesivi;
- sovraccarichi esterni;
- azioni sismiche;

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

- pendii a monte con profilo spezzato;

**4.2.1 Terreni multistrato.**

Si prenda in considerazione, come esempio, un terreno a tre strati con litologia e/o parametri geotecnici differenti. Il calcolo della spinta attiva dovrà procedere nel seguente modo:

- si applica la relazione (a) ad ogni strato, sostituendo ad H il valore dello spessore dello strato e a  $\gamma$  il peso di volume dello strato e a  $K_a$  il valore corrispondente al  $\phi$  dello strato; il punto di applicazione sarà dato da:

$$l_s = H_s/3 + \Sigma(\text{da } H_1 \text{ a } H_{s-1}) H;$$

quindi nel caso di un terreno a tre strati, il punto d'applicazione per lo strato n.3 (il più superficiale) sarà dato da:

$$l_3 = H_3/3 + H_2 + H_1.$$

- si calcola il contributo come sovraccarico di ogni strato rispetto a quelli sottostanti; quindi il contributo totale alla spinta attiva dato dallo strato n.1 (il più profondo) sarà:

$$Sa_1' = 0.5 H_1^2 K_{a3} \gamma_3 (\text{contributo dello strato 1})$$

$$Sa_1'' = (\gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3) H_3 K_{a3} (\text{contributo strati 2 e 3 come sovraccarico sullo strato 1});$$

con un punto d'applicazione dato da:

$$l_1 = [(H_1/3)Sa_1' + (H_1/2)Sa_1''] / (Sa_1' + Sa_1'').$$

Analogamente per lo strato 2 e 3:

$$Sa_2' = 0.5 H_2^2 K_{a2} \gamma_2 (\text{contributo dello strato 2})$$

$$Sa_2'' = (\gamma_3 H_3) H_2 K_{a2} (\text{contributo strato 3 come sovraccarico sullo strato 2});$$



**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$S_{a3}' = 0.5 H_3^2 K_{a3} \gamma_3 (\text{contributo dello strato 3})$$
$$S_{a3}'' = 0;$$

$$l_2 = \{[(H_2/3) + H_1] S_{a2}' + [(H_2/2) + H_1] S_{a2}''\} / (S_{a2}' + S_{a2}'' );$$

$$l_3 = \{[(H_3/3) + H_2 + H_1] S_{a1}' + [(H_1/2) + H_2 + H_1] S_{a1}''\} / (S_{a1}' + S_{a1}'' ).$$

La spinta attiva totale sarà data quindi da:

$$S_a = (S_{a1}' + S_{a1}'' ) l_1 + (S_{a2}' + S_{a2}'' ) l_2 + (S_{a3}' + S_{a3}'' ) l_3 / (S_{a1}' + S_{a1}'' + S_{a2}' + S_{a2}'' + S_{a3}' + S_{a3}'' ).$$

#### **4.2.2 Presenza della falda.**

In presenza di falda la relazione (a), per gli strati immersi, si modifica come segue:

$$S_{aw} = 0.5 \gamma' K_a H_w^2;$$

con  $\gamma'$  = peso di volume immerso del terreno;

$H_w$  = altezza della falda rispetto al piano di posa del diaframma.

con un punto di applicazione della spinta dato da

$$l_{aw} = H_w / 3.$$

Per gli strati sopra falda al posto di H va introdotto  $H - H_w$ , cioè l'altezza fuori falda del terreno.

Il punto d'applicazione della spinta per il terreno non immerso è dato da:

$$l = H_w + (H - H_w) / 3.$$

Vanno inoltre considerati il contributo alla spinta attiva totale dato dalla spinta idraulica:

$$S_w = 0.5 H_w^2 \gamma_w,$$

con punto di applicazione:

$$l_w = H_w/3,$$

e quello costituito dal sovraccarico indotto dalla porzione di terreno non immersa su quella immersa:

$$S_{a'} = (H-H_w)\gamma H_w K_a,$$

con  $\gamma$  = peso di volume del terreno sopra falda,

e punto d'applicazione dato da:

$$l_{a'} = H_w/2.$$

#### **4.2.3 Terreni coesivi.**

La presenza di coesione nel terreno conduce, com'è ovvio, ad una riduzione della spinta attiva.

Ad una profondità  $z$  dal piano campagna, supponendo per semplicità un terreno omogeneo e privo di falda e sovraccarichi, lo sforzo attivo totale sarà dato da:

$$(b)P_h = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a},$$

con  $c$  = coesione del terreno.

Il primo termine ( $\gamma z K_a$ ) rappresenta la variazione della spinta attiva con la profondità in un terreno privo di coesione; il secondo termine è la componente costante dovuta alla coesione.

Integrando su tutta la lunghezza del muro si ha:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$S_a = 0.5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a},$$

con un punto d'applicazione:

$$l_a = H/3.$$

In prossimità della superficie del pendio a monte del diaframma (z prossimo a zero), il secondo termine della (b) diventa maggiore, in valore assoluto, al primo e la spinta attiva assume un valore negativo. Quindi il livello più superficiale del terreno a tergo del diaframma viene sottoposto a trazione e si fessura. La profondità di questo livello si ottiene ponendo  $P_h=0$  nella (19) e risolvendo rispetto a z:

$$Z_c = 2c / (\gamma \sqrt{K_a}).$$

Da questa quota, in cui la spinta attiva si annulla, fino al piano campagna il terreno è quindi sottoposto a trazione, si fessura e si distacca dal paramento interno del muro. Ai fini del calcolo della spinta attiva che agisce sull'opera il contributo di questo livello superficiale va quindi posto uguale a zero. Considerando un diagramma di spinta triangolare si ottiene:

$$S_{c'} = 0.5(Z_c 2 c \sqrt{K_a}).$$

Sostituendo a  $Z_c$  la sua espressione si ha quindi:

$$S_{c'} = 2c^2/\gamma.$$

Questa relazione rappresenta un termine compensativo della spinta attiva negativa che si ha nel livello più superficiale, sottoposto a trazione.

La (a) andrà modificata di conseguenza come segue:

$$S_a = 0.5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} + S_{c'},$$

con un punto d'applicazione:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$l_a = (H - Z_c)/3.$$

Inoltre, in assenza di un drenaggio efficiente delle acque superficiali a monte del muro, le fessure di trazione potrebbero riempirsi d'acqua, dando luogo ad un incremento della spinta attiva, valutabile come segue:

$$S_{cw} = 0.5 Z_c^2,$$

con un punto d'applicazione della spinta uguale a:

$$l_{cw} = (H - Z_c) + Z_c/3.$$

#### **4.2.4 Sovraccarichi esterni.**

Vengono qua presi in considerazione tre tipi possibili di sovraccarichi esterni agenti sulla superficie del pendio a monte del diaframma:

- sovraccarichi uniformemente ripartiti;
- sovraccarichi concentrati;
- sovraccarichi nastriformi.

##### **4.2.4.1 Sovraccarichi uniformemente ripartiti.**

Si tratta di carichi esterni di notevole estensione areale, che giunge fino al paramento interno del muro, e di intensità uguale in ogni punto dell'area sovraccaricata.

Ponendo  $q$ =modulo del sovraccarico, il contributo dato alla spinta attiva totale è:

$$S_u = q H K_a [\text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \epsilon)],$$

con un punto d'applicazione:

$$l_u = 0.5 H.$$

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Non è corretto, come proposto da alcuni Autori, trasformare, in alternativa, il sovraccarico uniforme in altezza di terra equivalente, riscrivendo la (a) nel seguente modo:

$$S_a = 0.5 \gamma K_a (H + H_{eq}),$$

con  $H_{eq} = q [\text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \epsilon)] / \gamma$ .

#### 4.2.4.2 Sovraccarichi concentrati.

Un sovraccarico concentrato è un sovraccarico con un'estensione areale molto ridotta. Il problema di valutare il contributo alla spinta attiva totale di questo tipo di sovraccarico può essere risolto attraverso la teoria dell'elasticità, utilizzando l'equazione di Boussinesq:

$$(32) \sigma_r = (Q/2\pi) \{ (3r^2 z/R^5) - [(1-2\mu)/(R^2 + zR)] \}.$$

in cui:

$\sigma_r$  = componente radiale della spinta alla quota  $z$  sotto il piano campagna in un punto di coordinate  $x, y$  rispetto al punto di applicazione del sovraccarico;

$Q$  = modulo del sovraccarico;

$$r = \sqrt{(x^2 + y^2)};$$

$$R = \sqrt{(r^2 + z^2)};$$

$\mu$  = coefficiente di Poisson (che vale mediamente 0.35 nei terreni sciolti).

Attraverso  $\sigma_r$  si ricava il valore della spinta orizzontale alla quota  $z$ :

$$(30) \sigma_h = \sigma_r(x/r).$$

Integrando numericamente con un passo fissato in maniera appropriata ( per es. 0.1 m), si ottiene il contributo alla spinta attiva totale del sovraccarico con un punto d'applicazione dato da:

$$(31) I_{sc} = \Sigma P_i H_i / \Sigma P_i;$$

con

$H_i$ =altezza rispetto al piano di posa del muro;

$P_i$ =pressione indotta dal sovraccarico all'altezza  $H_i$ .

#### **4.2.4.3 Sovraccarichi nastriformi.**

Si tratta di sovraccarichi di estensione areale significativa, che si sviluppano parallelamente alla lunghezza del diaframma, coprendo solo una porzione del pendio a monte dell'opera. L'intensità del sovraccarico viene considerata uguale in ogni punto dell'area caricata.

Il problema della stima del contributo alla spinta attiva totale di questo tipo di sovraccarico viene ricondotto al caso dei sovraccarichi concentrati. In pratica, si suddivide l'area caricata in un numero maggiore di aree rettangolari di estensione sufficientemente piccola (nel programma si utilizzano superfici di 0.2x0.3 metri) ad ognuna delle quali si attribuisce una frazione del sovraccarico, trattato come se fosse di tipo concentrato.

Calcolati i contributi delle singole aree, la spinta totale verrà data dalla somma di questi.

Analogamente si procede per la determinazione del punto d'applicazione della spinta.

#### **4.2.4.4 Sollecitazioni sismiche.**

Per la stima del contributo alla spinta attiva totale dovuta alle eventuali sollecitazioni sismiche, si fa riferimento a quanto proposto dal Legislatore.

Eseguito il calcolo della spinta attiva totale del terreno in condizioni statiche ( $S_a$ ), si procede al calcolo della spinta in condizioni dinamiche con gli stessi criteri adottati in precedenza (muller Breslau o Mononobe e Okabe), ponendo:

$$\theta = \arctang (kh/(1-kv)).$$

dove  $kh$  e  $kv$  sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontali e verticali, correlabili all'accelerazione sismica orizzontale di progetto dalle relazioni:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$k_h = \beta a_{\max} \text{ e } k_v = 0.5k_h$$

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Il parametro  $\beta$  spesso viene posto uguale a 0.5. Nel D.M.14/01/2008 invece va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	$\beta$	$\beta$
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.18

L'incremento di spinta sismica si ottiene dalla differenza fra la spinta in condizioni dinamiche e quella in condizioni statiche:

$$\Delta S = S_a' - S_a.$$

Il suo punto d'applicazione è uguale a:

$$l_{\Delta S} = (2/3)H.$$

#### **4.2.4.5 Pendii a monte con profilo non orizzontale.**

Nel caso il pendio a monte del diaframma possieda un profilo non orizzontale e con andamento irregolare qualsiasi è possibile procedere assimilando il pendio ad un piano orizzontale ( $\epsilon = 0$ ) e trattando il terreno al di sopra di questo piano come una serie di sovraccarichi nastroiformi di larghezza ridotta (per es. 0,1 m). Il modulo del sovraccarico viene calcolato con la relazione:

$$Q \text{ (t/m)} = \Delta l \times h \times \gamma;$$

dove:

$\Delta l$  = larghezza dell'area caricata (per es. 0,1 metri);

$h$  = altezza media della colonna di terreno;

$\gamma$  = peso di volume del terreno.

## **PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Il contributo di questi sovraccarichi alla spinta attiva totale va calcolato come già visto per i sovraccarichi nastriformi.

### **4.2.5 Spinta passiva.**

Per il calcolo della spinta passiva totale valgono le stesse considerazioni e le medesime procedure di calcolo viste per quella attiva. In questo caso al posto del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  andrà utilizzato ovviamente quello di spinta passiva  $K_p$ . Inoltre il fattore  $2c H \sqrt{K_p}$ , legato alla presenza della coesione andrà preso con il segno + e quindi sommato alle altre componenti di spinta.



### 4.3 Verifiche di stabilità del muro .

Occorre valutare la stabilità dell'opera rispetto:

- allo slittamento;
- al ribaltamento;
- allo schiacciamento.

#### 4.3.1 Verifica del muro allo slittamento.

Viene eseguita, confrontando le forze orizzontali che tendono a far slittare il muro verso valle (forze instabilizzanti) e quelle di verso contrario, che si oppongono al movimento (forze stabilizzanti).

##### 4.3.1.1 Forze stabilizzanti.

La componente complessiva stabilizzante è data da:

$$F_{stab} = P_1 + f_a [L_m(W_{muro} + S_{vert} + C_{vert})\cos \alpha + L_m(S_{oriz} + C_{oriz})\sin \alpha - L_m W_{acqua} B_{muro} / \cos \alpha] + C_b B_{muro} / \cos \alpha;$$

con

$P_1$ =portanza laterale della palificata, se presente;

$f_a = \tan \varphi_m$  ( $\varphi_m$ = angolo d'attrito terra-base del muro);

$L_m$ =interasse dei contrafforti, se presenti (se assenti si pone  $L_m = 1$ );

$W_{muro}$ =peso del muro;

$S_{vert}$ =componente verticale della spinta delle terre;

$C_{vert}$ =eventuali carichi esterni verticali agenti sulla sommità del muro;

$\alpha$ =inclinazione della base rispetto all'orizzontale;

$S_{oriz}$ =componente orizzontale della spinta delle terre;

$C_{oriz}$ =eventuali carichi esterni orizzontali agenti sulla sommità del muro;

$W_{acqua}$ =carico idraulico medio al piano di posa del muro =  $0.5(H_{acqua1} - H_{acqua2})(H_{acqua1} + H_{acqua2})$  ( $H_{acqua1}$ =altezza dell'acqua rispetto al piano di posa del muro a valle;  $H_{acqua2}$ =altezza dell'acqua rispetto al piano di posa a monte);

$B_{muro}$ =larghezza della base del muro;

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$C_b$ =coesione agente sulla fondazione, posta generalmente uguale a  $(2/3)C$ , con  $C$  = coesione dello strato di terreno su cui posa il muro.

Nel caso in cui la base del muro non sia inclinata, si ha:

$$F_{stab} = P_1 + f_a [L_m (W_{muro} + S_{vert} + C_{vert}) - L_m W_{acqua} B_{muro}] + C_b B_{muro}$$

Viene trascurata, a favore della sicurezza, come suggerito dal Legislatore (D.M. 21.1.81.), la spinta passiva della terra agente sul piede a valle del muro.

**4.3.1.2 Forze instabilizzanti.**

La componente complessiva instabilizzante è data da:

$$F_{instab} = L_m (S_{oriz} + C_{oriz}) \cos \alpha$$

Nel caso in cui la base del muro sia orizzontale ( $\alpha=0$ ), si ha:

$$F_{instab} = L_m (S_{oriz} + C_{oriz})$$

Una volta stimate le componenti stabilizzanti e non delle forze agenti sul muro, la misura del grado di stabilità allo slittamento dell'opera è dato dal rapporto:

$$F_{sic} = F_{stab} / F_{instab}$$

che viene definito Coefficiente di Sicurezza allo slittamento.

Per legge tale coefficiente non può essere inferiore a **1.3** (D.M.21.1.81).

**4.3.2 Verifica del muro al ribaltamento.**

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

La verifica al ribaltamento consiste nello stimare i momenti ribaltanti e quelli stabilizzanti agenti sull'opera, riferiti al piede esterno della base del muro.

**4.3.2.1 Momenti stabilizzanti.**

a) Componente dovuta al peso del muro:

$$M_{s1} = L_m W_{\text{muro}} X_b;$$

con

$X_b$ =ascissa del baricentro del muro.

b) Componente dovuta alla spinta attiva verticale della terra.

$$M_{s2} = L_m S_{\text{vert}}(B_{\text{muro}} - Y_s \cos \beta);$$

con

$Y_s$ =altezza del punto d'applicazione della spinta della terra rispetto al piano di posa del muro;

$\beta$ =inclinazione del paramento interno del muro rispetto all'orizzontale (positivo in senso orario).

c) Componente dovuta alla presenza della palificata.

$$M_{s3} = P_1 (2/3) L_{\text{palo}};$$

con

$L_{\text{palo}}$ =lunghezza della palificata;

$P_1$ =portanza laterale della palificata.

d) Componente dovuta alla presenza di carichi esterni verticali agenti sulla sommità del muro.

$$M_{s4} = L_m C_{\text{vert}} X_b.$$

e)Componente dovuta alla presenza di momenti esterni stabilizzanti agenti sulla sommità del muro.

$$M_{s5}=M_{est}.$$

Anche per questa verifica, tra le componenti stabilizzanti viene trascurata la spinta passiva a favore della sicurezza, come suggerito nel D.M. 21.1.81.

#### **4.3.2.2 Momenti ribaltanti.**

a)Componente dovuta alla spinta attiva orizzontale della terra.

$$M_{r1}=L_m S_{oriz}(Y_s - B_{muro}tg \alpha);$$

con

$\alpha$ =inclinazione della base del muro.

b)Componente dovuta alla presenza di carichi orizzontali esterni agenti sulla sommità del muro.

$$M_{r2}=L_m C_{oriz} H_{muro};$$

con

$H_{muro}$ =altezza del muro dal piano di posa delle fondazioni.

c)Componente dovuta alla spinta idraulica sulla base del muro.

$$M_{r3}=W_{acqua} B_{muro} L_m H_w / \cos \alpha;$$

con

$H_w=(3H_{acqua1} + 2H_{acqua2})B_{muro}/(6H_{acqua1} + 3H_{acqua2})$ .

d)Componente dovuta alla presenza di momenti esterni ribaltanti agenti sulla sommità del muro.

$$M_{r4}=M_{est}.$$

Valutate le componenti stabilizzanti e ribaltanti, la misura del grado di stabilità rispetto al ribaltamento dell'opera è dato dal rapporto:

$$F_{sic} = \Sigma M_{stabilizzanti} / \Sigma M_{ribaltanti}.$$

che viene definito Coefficiente di Sicurezza al ribaltamento.

Per legge tale coefficiente non può essere inferiore a **1.5** (D.M.21.1.81).

#### 4.3.3 Verifica del muro allo schiacciamento.

La verifica allo schiacciamento consiste nella stima del rapporto fra portanza della fondazione del muro e la somma delle componenti verticali delle forze che agiscono sulla base dell'opera:

Se il muro poggia su fondazioni superficiali si ha:

$$F_{sic}=B_{eb} \cos \alpha Q_{amm} / (W_{muro}+W_{terra}+S_{vert}+C_{vert});$$

con

$F_{sic}$ =coefficiente di sicurezza allo schiacciamento;

$B_{eb}$  = lunghezza della base del muro corretta per l'eccentricità dei carichi verticali;

$Q_{amm}$ =portanza ammissibile del terreno di fondazione;

$\alpha$ =inclinazione della base del muro (per muri a gravità).

Nel caso di fondazioni su pali, si ha:

$$F_{sic}= P_{amm} / (W_{muro}+W_{terra}+S_{vert}+C_{vert});$$

con

$P_{amm}$ =portata della palificata.

Il coefficiente di sicurezza, come suggerito dal Legislatore (D.M. 21.1.81), deve risultare maggiore o uguale a 2.

#### 4.3.4 Pressioni massime e minime sul terreno.

Per il calcolo della pressione massima e minima applicate dal muro sul terreno si utilizzano le seguenti relazioni:

$$P_{\max}=(N_{\text{vert}}\cos \alpha/B)(1+6e \cos \alpha/B)$$
$$P_{\min}=(N_{\text{vert}}\cos \alpha/B)(1-6e \cos \alpha/B);$$

con

$N_{\text{vert}}$ =risultante dei carichi verticali:

$N_{\text{vert}}=(W_{\text{muro}}+W_{\text{terra}}+S_{\text{vert}}+C_{\text{vert}})$  per muri a mensola;

$N_{\text{vert}}=(W_{\text{muro}}+S_{\text{vert}}+C_{\text{vert}})$  per muri a gravità o a semigravità;

$B$ =larghezza effettiva della fondazione;

$\alpha$ =inclinazione della base (per muri a gravità);

$e$ =distanza dal punto d'applicazione della risultante dei carichi verticali dal centro della base =  $B/2-r$

in cui  $r=(\Sigma M_{\text{stabilizzanti}} - \Sigma M_{\text{ribaltanti}})/N_{\text{vert}}$ ;

se la risultante dei carichi verticali cade entro il terzo medio della base ( $e < B/6$ );

$$P_{\max}=(2N_{\text{vert}})/[3(B/2-e)] \quad P_{\min}=0;$$

se la risultante dei carichi verticali cade fuori dal terzo medio della base ( $e > B/6$ );

$$P_{\max}=(2N)/H \quad P_{\min}=0;$$

con  $H$  =altezza del muro.

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

se la risultante dei carichi verticali coincide con il terzo medio della base ( $e = B/6$ ).

Generalmente nei muri a gravità e a semigravità è richiesto che sia verificata la condizione  $e < B/6$ .

**4.3.5 Verifica al sifonamento**

In presenza di filtrazione di acqua sul fondo scavo è consigliabile effettuare una verifica al sifonamento. Un metodo semplificato che consente di quantificare la sicurezza dell'opera relativamente a questo problema è quello di Terzaghi. Il procedimento si basa sulla relazione:

$$F_S = \frac{D\gamma'}{h_a\gamma_a}$$

dove:

D = profondità d'infissione del diaframma;

$\gamma'$  = peso di volume immerso del terreno all'interno del quale è impostato il muro;

$h_a$  = eccesso di pressione interstiziale alla profondità D, che può essere posta, a favore della sicurezza uguale  $0.5H$ , con  $H$ =profondità dello scavo;

$\gamma_a$  = peso di volume dell'acqua;

L'opera si considera generalmente verificata se il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.

#### 4.4 Portanza e cedimenti del terreno di fondazione.

La verifica allo schiacciamento presuppone che sia stato eseguito in precedenza il calcolo della portanza del terreno su cui poggia il muro.

La portanza è una grandezza che fornisce un'indicazione della pressione o del carico massimo ammissibile dal terreno di fondazione, senza che questo subisca rottura per taglio o cedimenti non tollerabili dall'opera.

Occorre distinguere fra fondazioni superficiali e fondazioni su pali (profonde).

##### 4.4.1 Fondazioni superficiali.

##### 4.4.1.1 Portanza del terreno di fondazione.

Sono considerate tali quelle in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D_{\text{fond}} \leq B_{\text{fond}};$$

con

$D_{\text{fond}}$ =profondità di posa della fondazione;

$B_{\text{fond}}$ =larghezza della fondazione (lato più corto).

Nella determinazione della portanza influiscono sia la geometria della fondazione (principalmente la larghezza, la lunghezza e la profondità di posa), sia, ovviamente, le caratteristiche geotecniche del terreno.

Fra le numerose relazioni empiriche e semi-empiriche per il calcolo della portanza note in letteratura, una delle più attendibili e verificate è quella proposta da Brinch Hansen (1970).

##### 4.4.1.1.1 Terreni con angolo d'attrito maggiore di 0.

Nel caso in cui sia  $\varphi > 0$  (terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate), la relazione di Brinch Hansen assume la seguente forma:

$$Q_{\text{lim}} = c N_{cs} c_{dc} i c_{gc} b_c + \gamma_1 D_{\text{fond}} N_{qs} q_{dq} i q_{gq} b_q + 0.5 B_{\text{fond}} N_{\gamma} \gamma_2 s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma};$$



**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

in cui

C=coesione del terreno;

$\gamma_1$ =peso di volume del terreno sopra il piano di posa della fondazione;

$\gamma_2$ =peso di volume del terreno sotto il piano di posa della fondazione;

con  $N_q, N_c, N_\gamma$  = fattori di portanza;

$N_q = e^{k \tan^2(45^\circ + \phi/2)}$  ( $k = \pi \tan \phi$ );

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

$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$ .

$s_q, s_c, s_\gamma$  = fattori di forma;

$s_q = 1 + (B_{fond}/L_{fond}) \tan \phi$  ( $L_{fond}$  = lunghezza della fondazione);

$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B_{fond}/L_{fond})$ ;

$s_c = 1$  per fondazioni nastriformi ( $L_{fond} > 5B_{fond}$ );

$s_\gamma = 1 - 0.4(B_{fond}/L_{fond})$ .

$d_q, d_c, d_\gamma$  = fattori di approfondimento;

$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$ ;

$k = D_{fond}/B_{fond}$  per  $D_{fond}/B_{fond} \leq 1$ ;

$k = \arctg(D_{fond}/B_{fond})$  (in rad) per  $D_{fond}/B_{fond} > 1$ ;

$d_c = 1 + 0.4k$

$d_\gamma = 1$

$i_q, i_c, i_\gamma$  = fattori per l'inclinazione del carico;

$i_q = [1 - 0.5Q_{oriz}/(Q_{vert} + L_{fond} B_{fond} C_a \cot \phi)]^5$ ;

$Q_{oriz}$ =componente orizzontale del carico;

$Q_{vert}$ =componente verticale del carico;

$C_a$ =coesione agente sulla base della fondazione= $(2/3)C$

$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$

$i_\gamma = [1 - 0.7Q_{oriz}/(Q_{vert} + L_{fond} B_{fond} C_a \cot \phi)]^5$  con base della fondazione non inclinata;

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$i_{\gamma} = [1 - (0.7 - \eta/450) Q_{\text{oriz}} / (Q_{\text{vert}} + L_{\text{fond}} B_{\text{fond}} C_a \cotg \varphi)]^5$  con base della fondazione inclinata;

$\eta$  (°) = inclinazione della base;

Nel caso della fondazione di un muro di contenimento le grandezze  $Q_{\text{oriz}}$  e  $Q_{\text{vert}}$  si ottengono come segue:

$$Q_{\text{oriz}} = S_{\text{oriz}} + C_{\text{oriz}};$$

$$Q_{\text{vert}} = W_{\text{muro}} + W_{\text{terra}} + S_{\text{vert}} + C_{\text{vert}};$$

in cui  $Q_{\text{oriz}} \leq Q_{\text{vert}} \text{tg } \delta + L_{\text{fond}} B_{\text{fond}} C_a$ ;

$\delta$  = angolo d'attrito terra-fondazione.

$g_q, g_c, g_{\gamma}$  = fattori per fondazioni su pendio;

$$g_q = (1 - 0.5 \text{tg } \beta)^5;$$

$\beta$  = inclinazione del pendio;

$$g_c = 1 - (\beta^\circ / 147);$$

$$g_{\gamma} = g_q.$$

$b_q, b_c, b_{\gamma}$  = fattori per fondazioni con base inclinata;

$$b_q = \exp(-2\eta \text{tg } \varphi)$$

$\eta$  = inclinazione della base;

$$b_c = 1 - \eta^\circ / 147;$$

$$b_{\gamma} = \exp(-2.7\eta \text{tg } \varphi);$$

#### 4.4.1.1.2 Terreni con angolo d'attrito uguale a 0.

In terreni coesivi in condizioni non drenate ( $\varphi=0$ ) si utilizza la seguente relazione:

$$Q_{\text{lim}} = 5.14C(1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + \gamma_1 D_{\text{fond}};$$

con i parametri  $s_c, d_c, i_c, g_c, b_c$  modificati come segue:

$$s_c = 0.2 B_{\text{fond}} / L_{\text{fond}};$$

$$d_c = 0.4k;$$

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$i_c = 0.5 - 0.5\sqrt{[1 - Q_{oriz} / (L_{fond} B_{fond} C_a)]};$$
$$g_c = \beta^\circ / 147;$$
$$b_c = \eta^\circ / 147.$$

In presenza di carichi eccentrici, come nel caso della fondazione di un muro di contenimento, nel calcolo della portanza va introdotta una larghezza ed una lunghezza della fondazione corretta come segue:

$$L'_{fond} = L_{fond} - 2e_{cl};$$
$$B'_{fond} = B_{fond} - 2e_{cb}.$$

con

$e_{cl}$  = eccentricità del carico rispetto al lato lungo della fondazione;

$e_{cb}$  = eccentricità del carico rispetto al lato corto della fondazione;

I due parametri  $e_{cl}$ ,  $e_{cb}$  verranno valutati in un successivo paragrafo.

La portanza calcolata con le relazioni viste rappresenta la pressione massima tollerabile dal terreno di fondazione. Per Legge (D.M.21.1.81) questo valore deve essere ridotto, per ottenere la portanza d'esercizio, dividendolo per un coefficiente di sicurezza, che non può essere inferiore a **3**.

$$Q_{es} = Q_{lim} / 3.$$

#### 4.4.1.2 *Cedimenti assoluti del terreno.*

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

## PROGRAM GEO - ArmaGeo ver.1 per Windows

Poichè le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.

Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec};$$

in cui:

$S_{imm}$ =cedimento immediato, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

$S_{con}$ =cedimento di consolidazione, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

$S_{sec}$ =cedimento secondario, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

### 4.4.1.2.1 Cedimenti in terreni incoerenti.

Un metodo semplificato per stimare il cedimento immediato di un terreno di fondazione prevalentemente incoerente è fornito dalla relazione di Schleicher:

$$S_{imm} = Q_{vert} I (1 - \mu^2) / E;$$

con

$Q_{vert}$ =carico verticale applicato alla fondazione;

$E$ =modulo elastico (o di deformazione) del terreno;

$\mu$ =coefficiente di Poisson=0.5 (terreni saturi, in condizioni non drenate);

$I$ =fattore di influenza, ottenibile attraverso le relazioni di Schmertmann:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$I=0.6 z$ ; per  $z \leq 1$ ;

$I=0.6 - 0.2(z-1)$ ; per  $1 < z \leq 4$ ;

con  $z$ =profondità dal piano di posa della fondazione in metri.

Nel caso di un terreno pluristrato la relazione va applicata ad ogni singolo strato ed i risultati sommati.

4.4.1.2.2 Cedimenti in terreni coesivi.

In prima approssimazione, i cedimenti per consolidazione di un terreno prevalentemente coesivo possono essere ottenuti attraverso la relazione:

$$S_{con}=H \Delta\sigma/E_d;$$

con

$H$ =spessore dello strato;

$\Delta\sigma$ =sovraccarico indotto dal muro alla quota dal piano di posa della fondazione equivalente a metà dello spessore dello strato;

$E_d$ =modulo edometrico dello strato;

Il sovraccarico  $\Delta\sigma$  può essere stimato approssimativamente con la relazione:

$$\Delta\sigma =(Q_{vert}-\gamma l D_{fond})/[(B_{fond} + z \operatorname{tg} 27^\circ)(L_{fond} + z \operatorname{tg} 27^\circ)];$$

Nel caso di un terreno pluristrato la relazione va applicata ad ogni singolo strato ed i risultati sommati.

Poichè il metodo richiede che sia verificata la disequaglianza:

$$H < B_{fond};$$

strati di spessore superiore a questo limite vanno divisi in due o più sottostrati, con spessore uguale e uguale modulo di deformazione o modulo edometrico.

## PROGRAM GEO - ArmaGeo ver.1 per Windows

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2,5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille).

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$\chi_{ang} = (S_2 - S_1) / L_{12};$$

con

$\chi_{ang}$ =distorsione angolare;

$S_2$ =cedimento assoluto nel punto 2;

$S_1$ =cedimento assoluto nel punto 1;

$L_{12}$ =distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

### 4.4.2 Fondazioni su pali.

In assenza di strati portanti in prossimità del piano di posa delle fondazioni, si può rendere necessario l'utilizzo di fondazioni su pali.

Vengono distinte due tipologie di pali, sia per la diversa procedura di messa in opera, sia per gli effetti che producono sulle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione: i pali infissi ed i pali trivellati. A parte vengono presi in considerazione i micropali tipo tubfix, che pur potendo essere inseriti nella categoria generale dei pali trivellati, se ne differenziano per alcune importanti caratteristiche.

#### 4.4.2.1 *Portanza verticale del palo.*

##### 4.4.2.1.1 Pali infissi.

Sono pali che vengono messi in opera senza l'asportazione del terreno.

Sono utilizzabili in terreni incoerenti da poco a mediamente addensati, dove la procedura d'infissione conduce generalmente ad un miglioramento delle caratteristiche geotecniche. Sconsigliabile invece il loro utilizzo in terreni coesivi, nei quali l'infissione porta ad un rimaneggiamento degli strati con conseguente scadimento delle caratteristiche geotecniche degli stessi. Non sono impiegabili in terreni molto addensati, o con trovanti o livelli cementati.

Il calcolo della portata di un palo infisso viene effettuata sommando i contributi di portata della punta del palo con quello dovuto alla resistenza laterale del fusto.

Vengono distinti 3 casi.

##### 4.4.2.1.1.1 Terreni incoerenti.

In questo tipo di terreno la portanza laterale può essere valutata attraverso la relazione di Burland(1973):

$$Q_{lat} = A_{lat} P_{ef} K f_w \operatorname{tg} \delta;$$

con

$A_{lat}$  = area laterale del palo;

$P_{ef}$  = pressione efficace del terreno data da:

$P_{ef} = L_{palo} \gamma$  se  $L_{palo} < 15 D_{palo}$ ;

$P_{ef} = 15 D_{palo} \gamma$  se  $L_{palo} > 15 D_{palo}$ ;

$L_{palo}$  = lunghezza del palo;

$D_{palo}$  = diametro o lato medio del palo;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$K = 1 - \operatorname{sen} \phi'$ ;

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$\varphi' = (3/4)\varphi + 10;$$

$\varphi$  =angolo d'attrito del terreno.

$\delta$  =angolo d'attrito terra-palo, posto =20° per pali in acciaio e =(2/3) $\varphi'$  per pali in calcestruzzo;

$f_w$ =fattore correttivo legato alla tronco-conicità percentuale del palo ( $t_r$ )del palo;

---

**N.B.:** Per tronco-conicità del palo s'intende la diminuzione percentuale del diametro del palo con la profondità nel caso di pali prefabbricati tronco-conicità (per es. una tronco-conicità del 5% vuol dire che il diametro del palo diminuisce di 5 cm per ogni metro di lunghezza del palo stesso).

---

ponendo  $\omega^\circ = \arctg(t_r/100)$

per  $\omega=0$  (palo cilindrico)  $f_w=1$ ;

per  $\omega>0$  (palo tronco-conico) i valori di  $f_w$  sono forniti dalla seguente tabella:

$\varphi'$	$\omega^\circ$	$f_w$
$\varphi' < 30$	$\omega^\circ \leq 0.8$	$1 + 1.5 \omega^\circ$
$\varphi' < 30$	$0.8 < \omega^\circ \leq 1.6$	$2.75 \omega^\circ$
$\varphi' < 30$	$\omega^\circ > 1.6$	$2.8 + \omega^\circ$
$30 \leq \varphi' < 35$	$\omega^\circ \leq 1.1$	$1 + 2.45 \omega^\circ$
$30 \leq \varphi' < 35$	$1.1 < \omega^\circ \leq 1.6$	$2.16 + 1.4 \omega^\circ$
$30 \leq \varphi' < 35$	$\omega^\circ > 1.6$	$4 + 0.25 \omega^\circ$
$35 \leq \varphi' < 40$	$\omega^\circ \leq 1$	$1 + 3.3 \omega^\circ$
$35 \leq \varphi' < 40$	$\omega^\circ > 1$	$4.3$
$\varphi' \geq 40$	$\omega^\circ > 0.5$	$4$
$\varphi' \geq 40$	$\omega^\circ \leq 0.5$	$1 + 6 \omega^\circ$

La portanza della punta viene invece valutata utilizzando la relazione:

$$Q_{base} = (A_{base} P_{ef} N_q) - W_{palo};$$



**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

con

$A_{base}$  = area della base del palo;

$N_q$  =fattore adimensionale di portata sec.Berantezev;

$N_q = 10^m$ ;

$m = -0.764 + 0.076 \varphi'$ ;

$W_{palo}$  = peso del palo.

4.4.2.1.1.2 Terreni coesivi normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati (rapporto di sovraconsolidazione  $OCR < 4$ ).

Si procede come nel caso precedente, sommando i contributi della portanza laterale e di punta.

La portanza laterale è data da:

$$Q_{lat} = C_a A_{lat}$$

con  $C_a$ =adesione palo-terreno;

Per il parametro  $C_a$  vengono utilizzati i valori suggeriti da Tomlison.

Litologia	$P_{infissione}/D_{palo}$	$C_a/C$
Sabbia giacente su terreni coesivi compatti	<b>&lt;20</b>	<b>1.25</b>
Sabbia giacente su terreni coesivi compatti	<b>≥20</b>	<b>0.80</b>
Argille molli su terreni coesivi compatti	<b>&lt;20</b>	<b>0.40</b>
Argille molli su terreni coesivi compatti	<b>≥20</b>	<b>0.70</b>
Terreni coesivi compatti	<b>&lt;20</b>	<b>0.40</b>
Terreni coesivi compatti	<b>≥20</b>	<b>0.60</b>

---

$P_{infissione}/D_{palo}$  = rapporto di penetrazione = rapporto profondità di penetrazione del palo in argilla compatta/diametro palo;

$C_a/C$ =rapporto adesione palo-terreno/coesione del terreno.

---

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

La portata di punta del palo viene calcolata con la seguente relazione:

$$(54) Q_{base} = A_{base} C N_c;$$

con

$N_c$  = fattore adimensionale di portata;

Nella pratica viene utilizzato un valore di  $N_c = 9$  come proposto da Skempton.

4.4.2.1.1.3 Terreni fortemente sovraconsolidati ( $OCR \geq 4$ ).

Si procede come nel caso di terreni incoerenti, modificando il fattore  $k$  della formula della portanza laterale come segue:

$$k = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR};$$

$\varphi$  = angolo d'attrito del terreno in condizioni drenate.

4.4.2.1.2 Pali trivellati.

Sono pali messi in opera con asportazione di terreno. Vengono impiegati in terreni incoerenti da mediamente a molto addensati e in terreni coesivi, dove provocano un minor rimaneggiamento rispetto ai pali infissi.

Il calcolo della portanza di un palo trivellato viene eseguito come nel caso di un palo infisso, sommando i contributi di portata della punta del palo e del fusto.

Nell'applicare le relazioni viste in precedenza va tenuto presente che, a causa del disturbo indotto nei livelli incoerenti dall'asportazione del terreno, l'angolo d'attrito da utilizzare dovrà essere corretto come segue:

$$\varphi^{\circ} = \varphi^{\circ} - 3^{\circ}.$$

con  $\varphi$  = angolo d'attrito del terreno prima della messa in opera del palo.

4.4.2.1.3 Micropali tipo tubfix.

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Si procede come nel caso dei pali trivellati, introducendo nel calcolo al posto della lunghezza totale del palo e del suo diametro medio la lunghezza ed il diametro presunto del bulbo iniettato.

**4.4.2.2 Portanza complessiva della palificata.**

Si definisce efficienza della palificata il rapporto fra la portanza del gruppo di pali e la somma della portanza dei singoli pali:

$$E_{\text{palificata}} = Q_{\text{palificata}} / \Sigma Q_{\text{palo}};$$

Va notato che, mentre in terreni incoerenti l'efficienza è di solito prossima all'unità, o in alcuni casi addirittura superiore, a causa dell'addensamento del terreno prodotto dall'infissione dei pali, nei terreni coesivi è spesso inferiore a 1. La causa principale è il sovrapporsi dei bulbi di pressione dei singoli pali, con la conseguente riduzione del contributo alla capacità portante totale degli stessi.

Un criterio semplice per determinare la portanza di una palificata in terreni coesivi è quello proposto da Terzaghi e Peck (1948): la portanza verticale del gruppo di pali va posta uguale alla minore delle due seguenti grandezze:

- a) la portanza data dalla somma delle portanze dei singoli pali;
- b) la portanza di un blocco di terreno di larghezza uguale a  $B_{\text{palificata}}$  (larghezza della palificata), lunghezza uguale a  $L_{\text{palificata}}$  (lunghezza della palificata) e profondità corrispondente alla lunghezza dei pali, data da:

$$Q_{\text{palificata}} = B_{\text{palificata}} L_{\text{palificata}} C_{\text{base}} N_c + 2(B_{\text{palificata}} + L_{\text{palificata}}) L_{\text{palo}} C_{\text{lat}};$$

con

$C_{\text{base}}$ =coesione del terreno alla base del blocco;

$C_{\text{lat}}$ =coesione del terreno agente lateralmente al blocco;

$N_c$ =coefficiente di portanza, in genere posto uguale a 9 (Skempton);

$L_{\text{palo}}$ =lunghezza del palo.

## **PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Nei terreni incoerenti invece, per interassi compresi fra 2.5 e 6  $D_{\text{palo}}$  ( $D_{\text{palo}}$ =diametro o lato medio del palo), si può assumere che la portanza complessiva della palificata sia data semplicemente dalla somma delle portanze dei singoli pali.

### **4.4.2.3 *Interasse dei pali di una palificata.***

L'interasse, o spaziatura, dei pali è un parametro fondamentale, in quanto influenza direttamente l'efficienza di una palificata. Interassi troppo piccoli o troppo grandi infatti possono far diminuire drasticamente la portanza complessiva della palificata. In alcuni casi inoltre, per es. per pali infissi in terreni incoerenti mediamente o molto addensati, una spaziatura troppo stretta può condurre ad un danneggiamento reciproco dei pali.

Il D.M. 21.1.81 consiglia un interasse minimo di  $3D_{\text{palo}}$  in qualunque situazione ( $D_{\text{palo}}$ =diametro o lato medio del palo), anche se in realtà occorrerebbe tener conto della modalità di messa in opera del palo (infisso o trivellato) e del tipo di terreno di fondazione (coesivo o incoerente).

In generale si consiglia un interasse maggiore di  $3D_{\text{palo}}$  in argilla, per tener conto del disturbo prodotto dalla messa in opera del palo, mentre in sabbia, l'interasse proposto dal D.M.21.1.81 può anche essere ridotto a  $2.5D_{\text{palo}}$  per pali infissi in sabbie sciolte.

### **4.4.2.4 *Portanza di un palo soggetto a carichi laterali.***

#### **4.4.2.4.1 Portanza del palo singolo.**

I pali di fondazione di un muro sono soggetti a forze laterali e momenti. E' necessario quindi valutare anche la resistenza laterale del terreno di fondazione.

Si utilizza la teoria di Broms(1964) applicata a pali rigidi a testa incastrata, distinguendo fra fondazioni in terreni coesivi e fondazioni in terreni incoerenti.

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

4.4.2.4.1.1 Terreni coesivi.

La resistenza laterale è data da:

$$(a)R_{lat}=9 C_u D_{palo} (L_{palo} - 1.5 D_{palo});$$

con

$C_u$ =coesione non drenata del terreno;

$D_{palo}$ =diametro o lato medio del palo;

$L_{palo}$ =lunghezza del palo.

La reazione del terreno ha quindi un andamento di tipo rettangolare, cioè costante con la profondità:

$$R_z=9 C_u D_{palo}.$$

4.4.2.4.1.2 Terreni incoerenti.

In questo caso la (a) va riscritta come segue:

$$(b)R_{lat}=1.5 \gamma L_{palo}^2 D_{palo} K_p;$$

con

$\gamma$  = peso di volume del terreno di fondazione;

$K_p=(1 + \text{sen } \varphi)/(1 - \text{sen } \varphi)$ .

La reazione del terreno ha qui un andamento di tipo triangolare, cioè crescente linearmente con la profondità:

$$R_z=3 \gamma L_{palo} D_{palo} K_p.$$

Sia alla (a) che alla (b) va applicato un coefficiente di sicurezza (con un valore minimo di 2.5 secondo il D.M.21.1.81) per ottenere le portanze d'esercizio:

$$R_{es}=R_{lat}/F_s;$$

con

$F_s$ =coefficiente di sicurezza.

#### 4.4.2.4.2 Portanza della palificata.

Come nel caso di una palificata soggetta a carichi verticali, anche per gruppi di pali sottoposti a sollecitazioni orizzontali va definito il concetto di efficienza del gruppo.

Viene definita efficienza di una palificata soggetta a carichi orizzontali il rapporto fra la portanza laterale complessiva del gruppo e la somma delle portanze laterali dei singoli pali.

Valgono in complesso le considerazioni già fatte per i pali caricati verticalmente: in pali fondati in terreni incoerenti l'efficienza spesso è prossima all'unità, in pali in terreni coesivi generalmente è inferiore.

Si consiglia in generale di utilizzare come portanza laterale del gruppo di pali il minore fra questi due valori:

1. la somma delle portanze laterali dei singoli pali;
2. la portanza laterale di un blocco di fondazione di larghezza uguale alla larghezza della palificata (lato della palificata perpendicolare alla direzione di carico) e di spessore corrispondente alla lunghezza dei pali, cioè:

##### 4.4.2.4.2.1 Terreni coesivi:

$$R_{palificata}=9 C_u L_{palo}(L_{palificata}-C_r);$$

con

$L_{palificata}$ =larghezza della palificata;

$C_r$ =il minore fra i valori  $(1.5D_{palo})$ e  $(0.1L_{palo})$ .

##### 4.4.2.5.2.2 Terreni incoerenti:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$R_{\text{palificata}} = 1.5 \gamma L_{\text{palo}}^2 L_{\text{palificata}} K_p.$$

#### 4.4.2.5 *Portanza di pali soggetti a carichi inclinati.*

I pali di fondazione di un muro di contenimento sono soggetti a carichi inclinati, cioè alla combinazione di carichi verticali e orizzontali. In questo caso occorrerà verificare che siano soddisfatte le due condizioni:

- a)  $P_{\text{vert}} < Q_{\text{palificata}}$  (verifica al collasso assiale);
- b)  $P_{\text{oriz}} < R_{\text{palificata}}$  (verifica al collasso laterale).

in cui

$P_{\text{vert}}$  = componente verticale del carico;

$Q_{\text{palificata}}$  = portanza d'esercizio verticale della palificata;

$P_{\text{oriz}}$  = componente orizzontale del carico;

$R_{\text{palificata}}$  = portanza d'esercizio orizzontale della palificata.

#### 4.5 Calcolo del carico d'esercizio di un tirante.

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

##### Schneebeli

Per terreni granulari ( $\varphi > 0$ ) la formula è la seguente:

$$T_l = \pi D_p L \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{sen} \varphi \frac{1 + e^{2\pi g \varphi}}{2} \gamma Z ;$$

dove:

$D_p$  = diametro di perforazione;

$L$  = lunghezza della zona ancorata;

$Z$  = profondità del punto medio del tratto ancorato;

$\gamma$  = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreno coesivi ( $\varphi = 0$ ) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$T_l = \pi D_p L c$$

$c$  = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo  $T_l$  per un coefficiente di sicurezza, solitamente posto uguale a 2,5.

$$T = \frac{T_l}{2,5}$$



**Bustamante Doix**

La relazione è la seguente:

$$T_l = \pi \alpha D_p L q_s ;$$

dove:

$D_p$  = diametro di perforazione;

$L$  = lunghezza della zona ancorata;

$\alpha$  = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

$q_s$  = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

IL coefficiente  $\alpha$  è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere stimato dalla seguente tabella:

Litologia	Coefficiente $\alpha$	
	Iniezione ripetuta	Iniezione semplice
Ghiaia	1,8	1,3-1,4
Ghiaia sabbiosa	1,6-1,8	1,2-1,4
Sabbia ghiaiosa	1,5-1,6	1,2-1,3
Sabbia pulita	1,4-1,5	1,1-1,2
Sabbia limosa	1,4-1,5	1,1-1,2
Limo	1,4-1,6	1,1-1,2
Argilla	1,8-2,0	1,2
Marne e arenarie alterate e/o fratturate	1,8	1,1-1,2

Il fattore  $q_s$  può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

*iniezione semplice:*

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,05 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,006(c - 10) + 0,1 \text{ per terreni coesivi (c=coesione)}$$

*iniezione ripetuta:*

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,1 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,008(c - 10) + 0,18 \text{ per terreni coesivi (c=coesione)}$$

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo  $T_l$  per un coefficiente di sicurezza, solitamente posto uguale a 2,5.

$$T = \frac{T_l}{2,5}$$

Nel caso di opere definitive si deve tener conto del fatto che la forza applicata ai tiranti inseriti tenderà a diminuire nel tempo e quindi la  $T_{es}$  andrà divisa per un ulteriore coefficiente di sicurezza (coefficiente  $\beta$ ), solitamente posto uguale a 1,5.

## 4.6 Analisi della stabilità globale del muro.

### 4.6.1 Definizione del problema.

Non è sufficiente che il muro risulti verificato per lo slittamento, il ribaltamento e lo schiacciamento: occorre infatti valutare anche la stabilità globale del pendio sul quale è fondato il muro.

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob};$$

con

$F_{sic}$  = coefficiente di sicurezza;

$T_{max}$  = resistenza di taglio massima;

$T_{mob}$  = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ( $T_{max} = T_{mob}$ )  $F_{sic}$  deve essere ovviamente uguale a 1.

Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando  $F_{sic}$  risulta maggiore di 1 ( $T_{max} > T_{mob}$ ), instabile in caso contrario ( $T_{max} < T_{mob}$ ).

Vanno quindi distinti tre casi:

a) Coefficiente di sicurezza inferiore a 1: il pendio si trova in condizioni di instabilità globale.

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

b) Coefficiente di sicurezza uguale a 1: il pendio si trova in condizioni prossime all'equilibrio limite; anche un piccolo incremento degli sforzi tangenziali sulla superficie potenziale di rottura puo' innescare il fenomeno franoso.

c) Coefficiente di sicurezza superiore a 1: il pendio si trova in condizioni di stabilita' globale.

#### 4.6.2 Impostazione della procedura di calcolo.

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilita' di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;

b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{\max} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi;$$

con

$T_{\max}$  = resistenza di taglio massima del terreno;

$c$  = coesione del terreno;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$h$  = profondita' della superficie di rottura;

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno.

c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$$T_{\text{mob}} = (c/F_{\text{siic}}) + (\gamma h \operatorname{tg} \varphi/F_{\text{sicp}});$$

con

$F_{\text{siic}}$  = coefficiente di sicurezza legato a  $c$ ;

$F_{\text{sicp}}$  = coefficiente di sicurezza legato a  $\varphi$ ;

introducendo nel calcolo due coefficienti di sicurezza invece di uno, con ovvie complicazioni nella risoluzione analitica del problema;

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati ( $T_{mob}$ ) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb  $c$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$  ed  $h$  devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di  $T_{mob}$ . Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di  $\phi$ ,  $c$  e  $\gamma$  del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce però all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di  $F_{sic}$  intervengono le seguenti incognite ( $n$ =numero dei conci preso in considerazione):

- a) le forze normali ( $N$ ) agenti sulla base del concio ( $n$  incognite);
- b) le forze tangenziali ( $T$ ) agenti sulla base dei conci ( $n$  incognite);
- c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali ( $n$  incognite);
- d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ( $n-1$  incognite);
- e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ( $n-1$  incognite);
- f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) ( $n-1$  incognite);
- g) il coefficiente di sicurezza  $F_{sic}$  (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di  $6n-2$  incognite.

Per la sua risoluzione sono disponibili:

- a)  $3n$  equazioni d'equilibrio;
- b)  $n$  equazioni del tipo:

$$T = (c l + N \operatorname{tg} \phi) / F_{sic};$$

con

$l$  = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite  $N$ ,  $T$  ed  $F_{sic}$ .

c)  $n$  equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di  $N$  e  $T$  cada a meta' della base del concio.

In totale quindi sono disponibili  $5n$  equazioni per la soluzione analitica del problema.

Perche' si possa arrivare alla determinazione di  $F_{sic}$  occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.

In realta' perche' il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora  $n-2$  equazioni (la differenza fra il numero delle incognite,  $6n-2$ , ed il numero delle equazioni disponibili,  $5n$ ).

Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

#### 4.6.3 Metodo di risoluzione di Bishop.

Con il metodo di Bishop semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza ai singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

Viene inoltre supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con  $X_i = (c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \operatorname{tg} \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con  $g_w$  = peso di volume dell'acqua;

$h_w$  = altezza dell'acqua sulla base del concio;

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$dx$  = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

$\alpha$  = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \operatorname{tg} \alpha \times \operatorname{tg} \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con  $Z_i = g \times h \times dx \times \operatorname{sen} \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$(a) F_s = \sum_{(i=1-n)} T_i \text{ max} / \sum_{(i=1-n)} T_i \text{ mob}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della  $T \text{ max}$ . Di conseguenza non sara' possibile la risoluzione diretta.

La procedura da adottare in questo caso dovra' essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di  $F_s$ .

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di  $F_s$  (per es. 1) e si risolve la (a);
2. il nuovo valore di  $F_s$  ( $F_s'$ ) ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato ( es.  $F_s' - F_s > 0.001$ ), si ritorna al passo a), inserendo nella (a), al posto del valore di partenza di  $F_s$ , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e'  $F_s'$ .



**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_w \times h_w - c \times \text{tg } \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$

con  $s'$  = pressione normale agente sulla base del concio;

- $\cos \alpha \times (1 + Y/F_s) > 0.2.$

In caso contrario il metodo puo' condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Il metodo va applicato preferibilmente su versanti costituiti da terreni omogenei, dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche, o, al limite, su terreni in cui la stratificazione non porti a contatto litologie a comportamento meccanico significativamente diverso (per esempio sabbia su argilla); se ne sconsiglia l'uso anche in presenza di terreni fortemente sovraconsolidati.

Confrontando il metodo di Bishop semplificato con la sua versione completa, si ottengono differenze massime nei valori dei coefficienti di sicurezza non superiori all'uno per cento. Rispetto ad altri metodi piu' rigorosi, come il Morgenstern-Price, lo scarto non supera il 5%, tranne nel caso, di scarso interesse pratico, in cui sia  $F_s < 1$ .

#### 4.7 Verifica dei rinforzi.

La verifica della stabilità interna dell'opera consiste nel controllare che la spaziatura e la lunghezza dei rinforzi sia tale non permettere fenomeni di sfilamento o di rottura dei singoli elementi con conseguente collasso dell'opera. Inoltre è necessario determinare la lunghezza minima del tratto iniziale del rinforzo che deve essere ripiegato per assicurare la stabilità della facciata.

##### PRIMO DIMENSIONAMENTO

Si procede effettuando un primo dimensionamento, utilizzando per esempio la procedura di Bell, Stillely e Vandre (1975) e di Koerner(1986). Si ipotizza in pratica la formazione di un cuneo di spinta attiva che parte dal piede dell'opera con un'inclinazione di  $45^\circ + \varphi/2$ , dove  $\varphi$  è l'angolo di attrito del materiale compattato che costituisce la terra armata. I passi di calcolo sono elencati di seguito.

1) Calcolo della spaziatura verticale.

Il calcolo della spaziatura verticale massima dei rinforzi lungo il muro può essere eseguito utilizzando la seguente relazione:

$$S_v = \frac{\sigma_r}{\sigma_a F_s}$$

dove:

- $\sigma_r$ (kg/m)= Resistenza alla trazione del rinforzo;
- $\sigma_a$ (kg/mq)= Spinta attiva alla profondità  $z$  dalla testa del muro; in assenza di acqua, coesione e sovraccarichi è uguale a  $\gamma z K_a$ , con  $\gamma$  = peso di volume del terreno e  $K_a$ = coefficiente di spinta attiva;
- $F_s$ = Coefficiente di sicurezza variabile fra 1,3 e 1,5.

2) Calcolo della lunghezza minima dei rinforzi.

Valutata, o imposta, la spaziatura verticale, si può procedere al calcolo della lunghezza minima dei rinforzi attraverso la relazione:

$$L(m) = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{S_v \sigma_a F_s}{2\sigma_v \tan(k\varphi)}$$

## PROGRAM GEO - ArmaGeo ver.1 per Windows

dove:

$\varphi$ (°)=	Angolo di attrito del terreno di riempimento;
H (m)=	Altezza dell'opera;
$\sigma_v$ (kg/mq)=	Pressione litostatica efficace;
k=	Coefficiente di attrito terra-rinforzo, di solito posto circa uguale a 0,7.

3) Calcolo del tratto ripiegato.

L'ultima grandezza da stimare è la lunghezza minima del tratto iniziale del rinforzo che viene ripiegato. Per calcolarlo si può utilizzare la formula:

$$l(m) = \frac{S_v \sigma_a F_s}{4 \sigma_v \tan(k\varphi)}$$

ricordando che tale lunghezza minima non può essere inferiore a 1 metro.

### VERIFICA INTERNA

Effettuato un primo dimensionamento, andrà verificata la sicurezza dell'opera nei confronti di potenziali superfici di rottura interne alla terra armata o composte, cioè passanti parzialmente anche nel terreno naturale a tergo dell'opera. Seguendo le indicazioni di Leschinsky (1991), si può procedere utilizzando uno dei metodi dell'equilibrio limite disponibili in letteratura per la verifica di stabilità di pendii in terra, per esempio Bishop semplificato. Si genera quindi un fascio di superfici potenziali di rottura partenti dal piede dell'opera e attraversanti la terra armata. In corrispondenza dell'intersezione della superficie potenziale di scivolamento con un rinforzo si controlla che sia verificata la seguente disequaglianza:

$$F = \frac{k \tan \varphi \sigma_v L}{F_s} < \sigma_r$$

dove L in questo caso è la lunghezza del tratto di rinforzo posto oltre la superficie di scivolamento, lungo il quale si sviluppa la forza di attrito che si oppone al movimento. Questa forza entra nel calcolo del coefficiente di sicurezza alla stabilità interna, incrementando le sollecitazioni normali secondo la relazione:

**PROGRAM GEO** - ArmaGeo ver.1 per Windows

$$N = F \operatorname{sen}(\alpha + \beta)$$

dove  $\alpha$  è l'inclinazione della base del concio e  $\beta$  l'inclinazione, eventuale, del rinforzo rispetto all'orizzontale.

Se la disequaglianza non è verificata, si ha la rottura del rinforzo. Si noti che la rottura del singolo rinforzo può anche non pregiudicare la stabilità complessiva dell'opera, indicata dal valore del coefficiente di sicurezza alla stabilità interna. Se tale valore è maggiore di 1,3 l'opera può comunque essere considerata verificata.