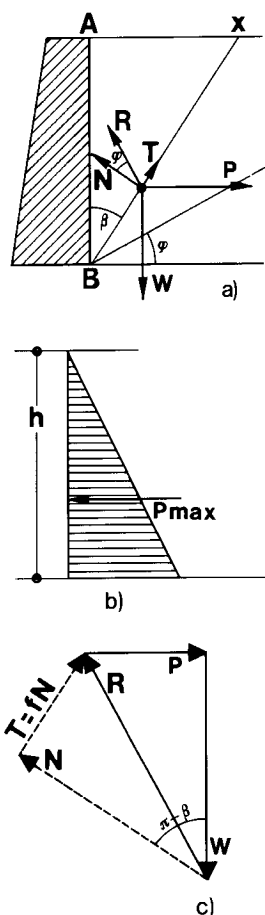


# Verifiche di stabilità dei muri di sostegno

**Dott. Fioravante Bosco**  
**Geologo Benevento**



**Fig 1 - Spinta secondo le  
teoria dell'equilibrio di  
Coulomb: a) determinazione  
del pia-no di scorrimen-  
to; b) diagramma delle  
pressioni; c) poligono delle  
forze**

Nelle linee generali per muri di sostegno e/o di contenimento s'intendono tutte quelle strutture murarie destinate ad impedire il franamento di terrapieni naturali ed artificiali.

Dette strutture possono essere considerate opere rigide, intendo con questo termine, che lo stato di sollecitazione trasmesso ad esse dalle terre, dipende dallo spostamento e dalla rotazione rigida della struttura e non dalla deformazione della stessa.

Per la progettazione di un muro di sostegno occorre primariamente valutare la spinta, cioè la pressione che le terre (terrapieni) esercitano sopra la superficie del muro, successivamente predisposto e costruito per il loro contenimento.

La valutazione della spinta è un problema di notevole interesse tecnico-applicativo nel campo geologico tecnico, atteso che entra "in gioco" in molte opere di ingegneria civile (muri di sostegno e contenimento s.s., armature e rivestimenti di scavi a cielo aperto e sotterranei, portanza fondazioni superficiali e profonde ecc.).

Si deve a Coulomb (1776) la prima analisi rigorosa relativa alla determinazione della spinta delle terre (teoria del prisma di massima spinta); l'ipotesi intuitiva e semplicistica fornisce risultati molto vicini ai dati sperimentali in particolar modo nell'ambito della valutazione dello stato limite attivo.

Da molti studiosi la teoria è ritenuta sufficiente a soddisfare la pratica ingegneristica in considerazione che molte sono le incertezze presenti nei parametri di "input" del problema (angolo di attrito, peso di volume, coesione, comportamento plastico ed elastico del terreno ecc.).

La spinta considerata da Coulomb è quella esercitata da un terreno incoerente su un'opera di sostegno, dovuta alla massa di

un cuneo di terra (prisma ABX Fig. 1) che "collassando" si distaccerebbe secondo la superficie di rottura, considerata piana, rappresentata dalla retta XB.

Nell'ipotesi di parametro verticale del muro, assenza di attrito lungo la parete di contatto AB (muro-terreno), terrapieno orizzontale senza sovraccarico e direzione orizzontale della spinta, il problema viene risolto ricorrendo all'analisi dell'equilibrio globale del sistema costituito, dal muro e dal prisma di terreno retrostante.

In queste condizioni il cuneo ABX sottoposto all'azione delle seguenti forze:

- la forza peso W del cuneo ABX;
- la reazione risultante R delle forze d'attrito lungo la linea di scorrimento, inclinata rispetto al piano BX dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno;
- la reazione P del muro sul terreno.

Definito  $\beta$  l'angolo di inclinazione, che la superficie di contatto BX, forma con la verticale AB del parametro interno del muro, e scomposta la reazione R in due componenti, una normale N al parametro BX e l'altra, di grandezza T (rappresenta la resistenza di attrito), parallela allo stesso piano, un istante prima del collasso, per l'equilibrio dovrà verificarsi:

$$W - P - N - T = 0 \quad \text{e cioè:} \quad (1)$$

$$P - N \cdot \cos \beta + T \cdot \sin \beta = 0 \quad (2)$$

$$W - N \cdot \sin \beta - T \cdot \cos \beta = 0$$

Considerando che il peso del prisma ABX, per la lunghezza di un metro è dato da:

$$W = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h \cdot Bx \quad \text{con}$$

g = peso dell'unità di volume del terreno.

e osservando che:

$$AX = \sqrt{x^2 + h^2}; \quad \sin \beta = \frac{x}{AB}; \quad \cos \beta = \frac{h}{AX}$$

$$T = f \cdot N \quad \text{con:} \quad f = \frac{\sin \varnothing}{\cos \varnothing} = \tan \varnothing$$

avremo, introducendo tali valori nella (2) tenendo presente che  $f$  rappresenta il coefficiente di attrito, che:

$$P - N \cdot \frac{h}{AX} + f \cdot N \cdot \frac{x}{AX} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{g \cdot h \cdot x}{2} \cdot AX = N \cdot (x + f \cdot h) \quad (4)$$

Ricavando il valore di  $N$  dalla (4) e introducendolo nella (3) si deriva:

$$N = \frac{g \cdot h \cdot x \cdot AB}{2 \cdot (x + f \cdot h)}$$

$$P \cdot AX = \frac{g \cdot h \cdot x \cdot AX}{2 \cdot (x + f \cdot h)} \cdot (h - f \cdot x) \quad (6)$$

e quindi:

$$P = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h \cdot \frac{x \cdot (h - f \cdot x)}{(x + f \cdot h)} \quad (7)$$

Annullando la derivata rispetto a  $x$  si ricava dalla (7) il segmento  $x$  relativo al massimo di  $P$ :

$$x = h \cdot \tan \left( 45^\circ - \frac{\varnothing}{2} \right) \quad (8)$$

Il massimo valore di  $P$  è dato pertanto da:

$$P_{\max} = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varnothing}{2} \right) \quad (9)$$

Il diagramma delle pressioni è triangolare e quindi il punto di applicazione della Spinta max. ricade a 1/3 dell'altezza del muro (Fig. 1b).

Definito  $K_a$  il coefficiente di tensione o di spinta attiva (rappresenta il rapporto tra le tensioni orizzontali e verticali del terreno), dalla:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varnothing}{1 + \sin \varnothing} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varnothing}{2} \right) \quad (10)$$

la (9) assume la nota espressione:

$$P_a = 0,5 \cdot g \cdot H^2 \cdot K_a \quad (11)$$

Da quanto sopra si deriva che la superficie di rottura (piano BX) inclinata di un angolo pari a  $45^\circ + \varnothing/2$  rispetto all'orizzontale, fornisce il valore massimo della spinta e rappresenta la bisettrice dell'angolo che il parametro interno del muro forma con la "scarpa" naturale del terreno (angolo di natural declivio).

Analogamente imponendo le condizioni di minimo si ottiene, per la resistenza limite passiva, l'angolo di inclinazione della superficie di rottura pari a  $45^\circ - \varnothing/2$ .

Conseguentemente la spinta passiva ( $P_p$ ) è data dalla:

$$P_p = 0,5 \cdot H^2 \cdot K_p \quad \text{con} \quad (12)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varnothing}{1 - \sin \varnothing} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varnothing}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad (13)$$

Nella pratica, atteso che le ipotesi di attrito nullo tra muro e terreno non sono quasi mai verificate e per tener conto di eventuali differenti inclinazioni del parametro interno del muro e del terrapieno superiore si ricorre, per il calcolo di  $K_a$  (Fig. 2), alla relazione:

$$K_a = \frac{\sin^2 (\alpha + \varnothing)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin (\alpha - \delta) \cdot (1 + \sqrt{a})^2} \quad \text{con:} \quad (14)$$

$$a = \frac{\sin (\varnothing + \delta) \cdot \sin (\varnothing - i)}{\sin (\alpha - \delta) \cdot \sin (\alpha + i)}$$

$i$  = angolo di inclinazione del terrapieno;

$\alpha$  = angolo di inclinazione del parametro interno del muro;

$\varnothing$  = angolo di attrito del terreno;

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro.

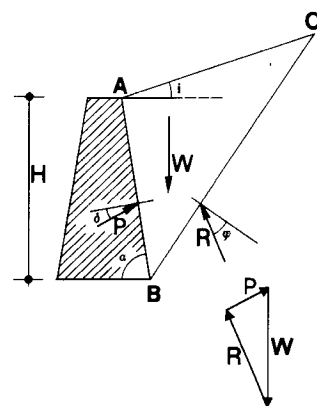
Per il calcolo di  $K_p$ , per converso, si ricorre alla:

$$K_p = \frac{\sin^2 (\alpha - \varnothing)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin (\alpha + \delta) \cdot (1 - \sqrt{b})^2} \quad \text{con:} \quad (15)$$

$$b = \frac{\sin (\varnothing + \delta) \cdot \sin (\varnothing + i)}{\sin (\alpha + \delta) \cdot \sin (\alpha \pm i)}$$

Con  $i = \delta = 0^\circ$  e  $\alpha = 90^\circ$  la (14) coincide con la (10) e la (15) coincide con la (13).

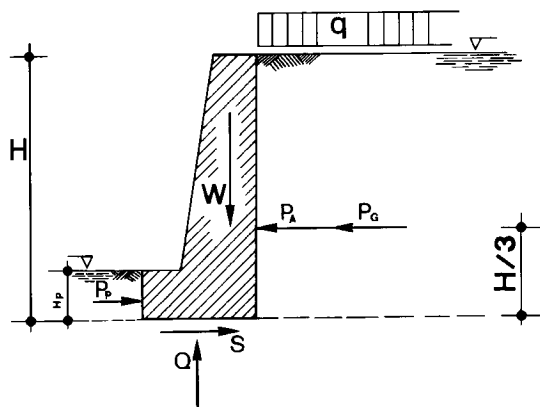
## Sicurezza



**Fig 2 - Spinta secondo la teoria dell'equilibrio limite di Coulomb nel caso più generale**

## Sicurezza

Agli stessi risultati si arriva utilizzando le condizioni di rottura in stato limite attivo e passivo di un volume elementare di terreno dedotte da Rankine (1857).



**Fig 3 - Azioni su un muro a gra-vi-tà in condizioni statiche**

Con riferimento alla Fig. 3, in condizioni statiche, le azioni su un muro di sostegno, nell'ipotesi di terreno omogeneo non coesivo e saturo fino alla superficie del suolo, sono date:

- dalla Spinta del terrapieno più eventuale Spinta dovuta ad un sovraccarico (q) sufficientemente esteso e uniformemente distribuito

$$P_a = (0,5 \cdot g' \cdot H^2 \cdot K_a) + (q \cdot H \cdot K_a)$$

- dalla Spinta dell'acqua

$$P_w = 0,5 \cdot g_w \cdot H^2$$

- dalla Resistenza del terreno antistante il muro o Spinta passiva

$$P_p = 0,5 \cdot g' \cdot H_p \cdot K_p$$

- dalla Resistenza (S) allo scorrimento del muro lungo il piano di posa

- dal Carico limite ultimo (Q) del terreno di fondazione dove:

$g' = g - g_w$  = peso di volume del terreno immerso;

$g_w$  = peso specifico dell'acqua;

$H$  = altezza totale del muro compresa fondazione;

$H_p$  = altezza della terra a valle del muro;  
 $K_a$  e  $K_p$  = coefficienti di spinta attiva e passiva

Si osserva dalle precedenti relazioni che la Spinta esercitata dall'acqua a tergo del muro, è sensibilmente più elevata di quella esercitata dal terreno. Infatti il prodotto ( $g' \cdot K_a$ ) è dell'ordine di 0,25-0,40 t/mc., mentre  $g_w$  è pari a 1,0 t/mc. Da questa osservazione nasce pertanto l'esigenza di realizzare, a tergo dei muri, un drenaggio in grado di garantire nel tempo, un adeguato smaltimento delle acque piovane e/o di falda.

In presenza di sisma inoltre, i muri di sostegno sono perturbati da una ulteriore forza (Spinta in condizione dinamica) generata da accelerazioni tangenziali prodotte dal sisma stesso. Il metodo più usato per valutare le azioni laterali dinamiche è quello pseudostatico di Okabe (1926) e Mononobe (1929) (Questo metodo, noto come teoria di Mononobe-Okabe, proposto oltre 50 anni fa per terreni non coesivi e asciutti, riprende la metodologia di analisi di Coulomb).

In riferimento alla Fig. 4 gli effetti di un ipotetico terremoto sono rappresentati, in aggiunta alla forza peso  $W$  del cuneo  $ABC$  di rottura, dalle forze d'inerzia in direzione orizzontale  $WK_h$  e verticale  $WK_v$  ( $K_h$  e  $K_v$  sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontale e verticale).

Per terremoto di progetto agente solo in direzione orizzontale (di norma è l'ipotesi più ricorrente nella pratica progettuale) il coefficiente di Spinta attiva in condizioni dinamiche vale:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \varnothing + \theta)}{\sin \theta \cdot \sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot (1 + \alpha)^2}$$

con: (16)

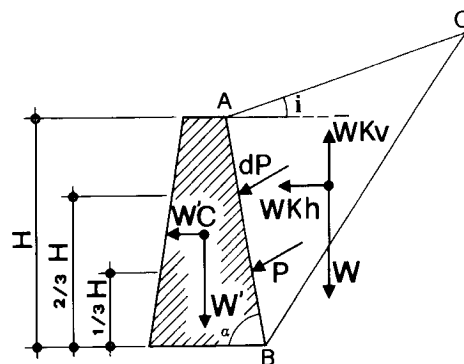
$$a = \frac{\sin(\varnothing + \delta) \cdot \sin(\varnothing - i - \theta)}{\sin(\alpha - \delta - \theta) \cdot \sin(\alpha + i)}$$

$\theta = \arct(K_h)$  (distorsione angolare simulata)

La spinta attiva e passiva in condizioni sismiche è data rispettivamente dalle:

$$P_{as} = 0,5 \cdot g \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{as} \quad (17)$$

$$P_{ps} = 0,5 \cdot g \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{ps} \quad (18)$$



**Fig 4 - Azioni su un muro a gra-vi-tà in condizioni sismiche (metodo di Mononobe-Okabe)**

In pratica la Spinta totale in condizioni sismiche può essere suddivisa in due componenti:

$$P_s = P + dP \quad \text{dove:} \quad (19)$$

$P$  = Spinta iniziale in condizioni statiche  
 $dP$  = Incremento di Spinta dinamico

È buona norma calcolare separatamente la Spinta statica e il corrispondente incremento dinamico.

Il punto di applicazione dell'incremento di Spinta dinamico è posto ad una altezza leggermente maggiore di  $H/3$  e compresa tra circa  $1/2$  e circa  $2/3$  di  $H$ .

Il coefficiente di Spinta attiva in condizioni sismiche dipende dal corrispondente valore dell'accelerazione Orizzontale ( $K_h$ ). Per  $K_v < K_h$  (condizione comune per la maggior parte dei terremoti) l'accelerazione verticale, come è già detto, può essere trascurata ai fini pratici.

L'angolo di "scarpa" ( $i$ ) del terreno a tergo del muro influenza in modo sensibile il valore della Spinta in condizioni sismiche; l'angolo di attrito muro-terreno ( $\delta$ ), generalmente trascurabile ai fini pratici, influenza poco il valore di  $P_s$ .

Per quanto attiene l'angolo di attrito del terreno ( $\phi$ ), le condizioni sismiche equivalgono in pratica a quelle statiche relative ad un terreno con angolo di attrito più piccoli di un angolo pari all'arcotangente del coefficiente sismico orizzontale ( $K_h$ ).

Il metodo per il calcolo della Spinta in condizioni sismiche (basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno, soggetto, oltre che alle forze di natura statica, alle azioni addizionali indotte dal sisma), è praticamente alla base delle indicazioni fornite dalla normativa sismica vigente (D.M. LL.PP. 24.1.86).

La stessa normativa in tema di opere di sostegno prescrive, sinteticamente:

- azioni sismiche da considerare agenti soltanto in direzione orizzontale ( $K_v = 0$ );
- azioni sismiche valutate col metodo pseudostatico di Mononobe-Okabe;
- coefficiente sismico orizzontale da adottare  $K_h = C$  (con  $C$  coefficiente di intensità sismica variabile in funzione del grado -S- di sismicità della zona D.M. LL. 3.3.75);
- va considerata una forza d'inerzia pari a

$CxW'$  (con  $W'$  = peso del muro), applicata al baricentro dei pesi;

- per muri di altezza ( $H$ ) minore di 3,0 metri le verifiche sismiche possono essere omesse.

La progettazione di un muro di sostegno richiede, oltre alla valutazione delle spinte Statica e dinamica, anche delle verifiche di stabilità del complesso struttura-terreno. Tali verifiche sono contemplate nel D.M. LL.PP. 11.3.1988 e relativa circolare esplicativa LL.PP. n° 30483 del 24.9.1988.

La normativa succitata prescrive:

### VERIFICA ALLA TRASLAZIONE SUL PIANO DI POSA

Per la stabilità lungo il piano di posa, il rapporto tra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sul muro deve risultare non inferiore a 1,3. Salvo casi particolari non si deve tener conto del contributo di resistenza del terreno antistante il muro (Spinta passiva).

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL MURO

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti rispetto al lembo anteriore della base deve risultare maggiore di 1,3.

### VERIFICA AL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE TERRENO

La stabilità del terreno di fondazione è verificata con le usuali relazioni per il calcolo limite del carico limite ultimo (Terzaghi, Brinch-Hansen, Meyerhof ecc.) tenendo conto dell'inclinazione ed eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal muro al terreno. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2,0.

### VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Questa verifica riguarda la stabilità del terreno nel quale è inserito il muro, nei confronti di fenomeni di scorrimento profondo. Il coefficiente di sicurezza non deve risultare inferiore a 1,3. Tale verifica è effettuata con i consueti metodi di "analisi di stabilità" ipotizzando superfici di rottura circolari o di forma qualsiasi (Fellenius, Bishop, Janbu, Bell ecc).

## Sicurezza

Si osserva, non per ultimo, che una corretta progettazione di un muro di sostegno non può prescindere da una adeguata e accurata caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto stesso. Le indagini geologiche e geotecniche, così come prescritto dalla normativa, avranno lo scopo di raccogliere tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per il progetto e per il controllo del comportamento dell'opera nel suo insieme ed in rapporto al terreno. Le indagini pertanto dovranno essere dirette ad approfondire la caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo per consentire la scelta delle soluzioni progettuali, di eseguire i calcoli di verifica e definire i procedimenti costruttivi.

A chiusura della nota si verifica la stabilità del muro schematizzato in Fig. 5 interessante, a tergo materiale "arido" incoerente asciutto e sul piano di posa si fondazione terreno coerente omogeneo asciutto.

### CARATTERISTICHE DEL TERRENO A TERGO DEL MURO:

$g$  = peso dell'unità di volume = 1,90 t/mc.  
 $\phi$  = angolo di attrito = 38°  
 $c$  = coesione = 0,00 t/mc.

### CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE:

$g$  = peso dell'unità di volume = 2,00 t/mc.  
 $\phi$  = angolo di attrito = 20°  
 $c$  = coesione = 2,00 t/mc.

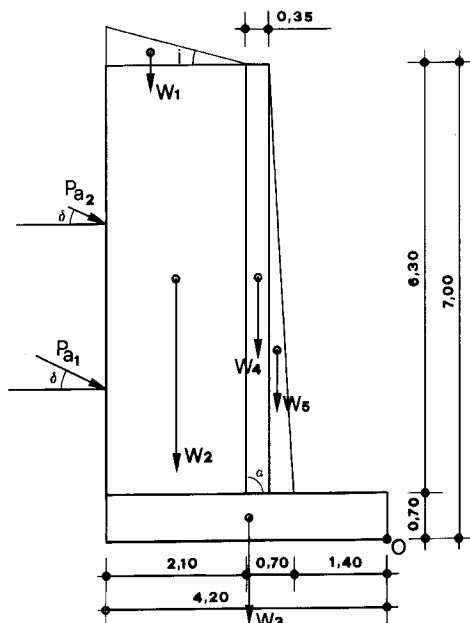


Fig 5 - Muro oggetto della verifica

### CALCOLO DELLA SPINTA TENENDO CONTO ANCHE DELL'EFFETTO SISMICO:

#### SPINTA STATICA:

$P1 = 0,5 \cdot g \cdot H2 \cdot Ka$  con:

$i = 15^\circ$

$\phi = 38^\circ$

$\alpha = 90^\circ$

$\delta = 2/3 \cdot \phi = 25^\circ$

$H = 7,00$  m

$Ka = 0,26$

$S = 9,00$  (ex 2 categoria)

-  $P1 = 12,10$  t

### INCREMENTO DI SPINTA DINAMICA: P2 Ps - P1

l'effetto sismico (incremento dinamico) si determina con la stessa espressione di  $P1$  e di  $Ka$  introducendo però in quest'ultimo termine i valori di  $i$  e  $\alpha$  in luogo dei rispettivi  $i$  e  $\alpha$ .

-  $P2 = 2,33$  t

Tali spinte risultano inclinate rispetto all'orizzontale di 25° ed applicate rispettivamente ad 1/3 e 2/3 di  $H$ .

### ANALISI DEI CARICHI:

Prefissate la geometria del muro (Fig. 5) e considerano il peso dell'unità di volume del calcestruzzo pari a 2,50 t/mc si hanno:

#### Forze verticali

$P1v \cdot \sin 25^\circ = \dots\dots\dots 5,082$   
 $P2v \cdot \sin 25^\circ = \dots\dots\dots 0,9789$   
 $W1 = 0,56 \cdot 2,10 \cdot 0,5 \cdot 1,90 = \dots\dots\dots 1,117$   
 $W2 = (2,10 \cdot 6,30 \cdot 1,90) = \dots\dots\dots 25,137$   
 $W3 = (4,20 \cdot 0,70 \cdot 2,50) = \dots\dots\dots 7,350$   
 $W4 = (0,35 \cdot 6,30 \cdot 2,50) = \dots\dots\dots 5,512$   
 $W5 = (0,35 \cdot 6,30 \cdot 0,52 \cdot 2,50) = \dots\dots\dots 2,756$

Risultante forze verticali ( $Rv$ ).....t 47,392

#### Forze orizzontali

$P1o \cdot \cos 25^\circ = \dots\dots\dots 11,011$   
 $P2o \cdot \cos 25^\circ = \dots\dots\dots 2,120$   
 $W1s = W1 \cdot 0,07 = (\text{Forza d'inerzia}) \dots\dots\dots 0,078$   
 $W2s = W2 \cdot 0,07 = (\text{Forza d'inerzia}) \dots\dots\dots 1,759$   
 $W3s = W3 \cdot 0,07 = (\text{Forza d'inerzia}) \dots\dots\dots 0,514$   
 $W4s = W4 \cdot 0,07 = (\text{Forza d'inerzia}) \dots\dots\dots 0,386$   
 $W5s = W5 \cdot 0,07 = (\text{Forza d'inerzia}) \dots\dots\dots 0,193$

Risultante forze orizzontali ( $Ro$ )...t 16,061

## VERIFICA AL RIBALTAMENTO:

Facendo sempre riferimento alla Fig. 5, si effettua l'equilibrio alla rotazione intorno al punto O:

**Momento stabilizzante (Ms)**

$$M_s = (P_{1v} \cdot 4,20) + (P_{2v} \cdot 4,20) + (W_1 \cdot 3,50) + (W_2 \cdot 3,15) + (W_3 \cdot 2,10) + (W_4 \cdot 1,93) + (W_5 \cdot 0,46) \cong 138,88 \text{ t}$$

**Momento ribaltante (Mr)**

$$M_r = (P_{1o} \cdot 2,33) + (P_{2o} \cdot 4,66) + (W_{1s} \cdot 7,18) + (W_{2s} \cdot 3,85) + (W_{3s} \cdot 0,35) + (W_{4s} \cdot 3,85) + (W_{5s} \cdot 2,80) \cong 45,07 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{M_s}{M_r} = \frac{135,88}{45,07} = 3,05 \text{ (verificato } \geq 1,50)$$

## DETERMINAZIONE DELL'ECCENTRICITÀ (e): (Fig. 6)

$$e = (B \cdot 0,5) - u \quad \text{con:}$$

B = larghezza suola di fondazione

$$u = \frac{M_s - M_r}{R_v} = 1,89 \text{ m}$$

$$e = 0,21 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$

la risultante dei carichi ricade nel terzo medio.

## VERIFICA AL CARICO LIMITE:

Tale verifica si effettua adottando la relazione di Brinch-Hansen:

$$Q_1 = (c \cdot N_c \cdot i_c) + (q \cdot N_q \cdot i_q) + (0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot i_g) \quad \text{con:}$$

c = coesione terreno di fondazione pari a 2,00 t/mc

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>g</sub> = coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno e pari rispettivamente a:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg } \varnothing$$

$$N_q = K_p \cdot \text{EXP}(\pi \cdot \tan \varnothing) \text{ con } K_p = \tan^2(45 + \varnothing/2)$$

$$N_g = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varnothing$$

i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>g</sub> = coefficienti che tengono conto della inclinazione della risultante dei carichi e rispettivamente pari a:

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

$$i_q = (1 - \frac{0,5 \cdot R_o}{R_v + A' \cdot \text{ctg } \varnothing})^5$$

$$i_g = (1 - \frac{0,7 \cdot R_o}{R_v + A' \cdot \text{ctg } \varnothing})^5 \quad \text{dove:}$$

A' = area ridotta per eccentricità (Fig. 6)

$$A' = (B - 2e \cdot L) = (4,20 - 2 \cdot 0,21 \cdot 1) = 3,78 \text{ mq}$$

q = g · h con g peso dell'unità di volume del terreno di fondazione e h profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna circostante (h = 1,70 m)

Pertanto con:

$$N_c = 14,85$$

$$N_q = 6,40$$

$$N_g = 3,50$$

$$i_c = 0,38$$

$$i_q = 0,47$$

$$i_g = 0,34$$

$$q = 3,40 \text{ t/mq}$$

$$Q_1 = (11,28 + 6,016 + 8,497) = 25,793 \text{ t/mp}$$

tenendo conto che il carico effettivo gravante sul piano di posa è pari a:

$$\frac{R_v}{A'} = \frac{47,93}{3,78} = 12,68 \text{ t/mq}$$

si ottiene il conseguente coefficiente di sicurezza:

$$\mu = \frac{25,793}{3,78} = 2,03 \quad \text{(verificato } \geq 2,00)$$

## VERIFICA ALLA TRASLAZIONE:

Tale verifica viene eseguita mediante la seguente relazione:

$$\mu = \frac{\text{PRESSIONE RESISTENTE (Pr)}}{\text{PRESSIONE SOLLECITANTE (Ro)}} \quad \text{con:}$$

$$Pr = R_v \cdot \tan \varnothing + B' \cdot C_a \quad \text{dove:}$$

C<sub>a</sub> = aderenza e/o coesione residua che si mobilita sul piano di posa e pari a 0,5-0,7 c

$$\mu = \frac{21,792}{16,061} = 1,36 \quad \text{(verificato } \geq 1,30)$$

## VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Si adotta il procedimento di verifica Fellenius o "delle strisce" (Fig. 7) in condizioni sismiche (metodo pseudostatico) che valuta l'equilibrio alla traslazione in base

## Sicurezza

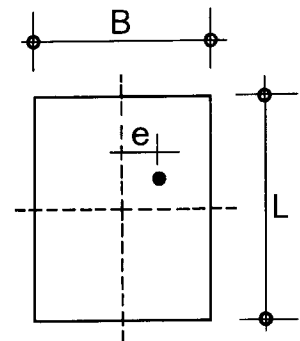
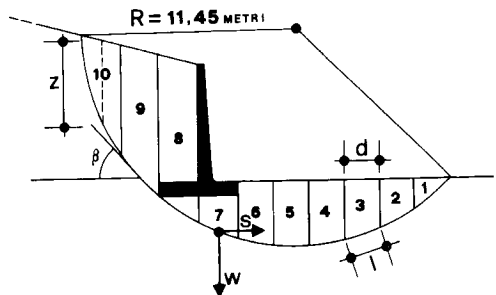


Fig. 6 - Eccentricità (schema grafico)

## Sicurezza

**Fig. 7 - Verifica di stabilità globale con il metodo di Fellenius o delle strisce**



alla proiezione di tutte le forze in gioco sull'asse orizzontale. L'azione sismica viene considerata sotto forma di una forza statica orizzontale (Forza S Fig.7), applicata alla base di ciascuna striscia e pari al coefficiente di intensità sismica ( $K_h = C$ ) per il peso

di terreno più sovraccarico compreso tra la superficie del suolo e la potenziale superficie di soccorrimento critica, relativa al caso di assenza di sisma. Il coefficiente di attrito è dato dalla:

$$F = \frac{\sum c \cdot l + (W \cdot \cos \beta - S \cdot \sin \beta) \cdot \tan \phi}{\sum (W \cdot \sin \beta + S \cdot \cos \beta)}$$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che tutta la superficie di scorrimento considerata è interessata dal terreno posto alla base della fondazione del muro.

Dai valori derivati (riportati nella tabella di Fig 8) si rileva un coefficiente di sicurezza, nelle condizioni ipotizzate, maggiore di 1,3 (verificato).

$\sum (W \cdot \cos \beta) = 125,635$
$\sum (W \cdot \sin \beta) = 54,275$
$\sum l = 26,530$
$\sum (S \cdot \cos \beta) = 8,808$
$\sum (S \cdot \sin \beta) = 3,694$

$$F = 1,53$$

**Fig. 8 - Verifica di stabilità globale. Tabella di calcolo**

STRISCE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
W	2,96	7,78	10,75	12,23	12,40	11,66	22,38	34,67	26,13	11,76
$\beta$	-37	-26	-16	-7	3	12	23	35	48	72
$\cos \beta$	0,798	0,899	0,961	0,992	0,998	0,978	0,920	0,819	0,669	0,309
$\sin \beta$	-0,60	-0,44	-0,27	-0,12	0,052	0,208	0,390	0,573	0,743	0,951
$W \cdot \cos \beta$	2,362	6,994	10,33	12,13	12,37	11,34	20,59	28,39	17,48	3,64
$W \cdot \sin \beta$	-1,77	-3,40	-1,31	-1,49	0,645	2,425	8,728	19,86	19,41	11,18
d	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9	2,1	2,1	2	2
$l = d / \cos \beta$	2,38	2,11	1,98	1,92	1,90	1,94	2,28	2,56	2,99	6,47
$S = W \cdot 0,07$	0,21	0,54	0,75	0,86	0,87	0,82	1,57	2,43	1,83	0,83
$S \cdot \cos \beta$	0,167	0,485	0,720	0,853	0,868	0,801	1,444	1,990	1,224	0,256
$S \cdot \sin \beta$	-0,13	-0,24	-0,21	-0,11	0,045	0,170	0,612	1,392	1,359	0,789

## BIBLIOGRAFIA

AUTORI VARI (1983) Manuale di Ingegneria Civile. Edizioni Scientifiche A. Cremonese, Roma.  
 AUTORI VARI (1986) Manuale dell'ingegnere. HOEPLI, Milano.  
 ALIBERTI G. (1969). Geofisica e meccanica del terreno nelle applicazioni pratiche. Vitali e Ghianda, Genova.  
 BOWLES J.E. (1991) Fondazioni. McGraw-Hill, Milano  
 BOSCO F. (1994). Stabilità dei pendii e delle scarpate. Vigili del Fuoco e Protezione Civile 5/93, Milano

CESTELLI GUIDI C. (1981). Geotecnica e tecnica delle fondazioni. HOEPLI, Milano.  
 COLOMBO P. (1974). Elementi di Geotecnica. Zanichelli, Bologna.  
 DE CAPITANI DA VIMERCATE S. (1921). La Statica Grafica. HOEPLI, Milano.  
 D'ELIA B. (1983). Opere di sostegno. A.G.I. - Regione Molise, Campobasso.  
 DESIO A. (1959). Geologia applicata all'ingegneria. HOEPLI, Milano.  
 IPPOLITO F., NICOTERA P.,

LUCINI P., CIVITA M., DE RISO R. (1975). Geologia Tecnica. ISEDI, Torino.  
 LANCELLOTTA R. (1987). Geotecnica. Zanichelli, Bologna.  
 MOTTA E. (1993). Sulla valutazione della spinta attiva in terrapieni di altezza finita. Rivista italiana di Geotecnica 3/93, Roma.  
 TERZAGHI K., PEEK R.B. (1974). Geotecnica. UTET, Torino.  
 VALLARIO A. (1992). Frane e territorio. Liquori Editore, Napoli.