

# 7 Verifiche di stabilità

## 7.1 Generalità

Note tutte le azioni agenti sul manufatto, vanno effettuate le verifiche di stabilità dell'opera di sostegno. Le azioni da considerare sono fornite dalla spinta del terrapieno a monte, dalle forze permanenti di natura gravitazionale, dalle azioni inerziali dovute all'effetto del sisma, associate alle masse del muro, del terreno e di eventuali carichi e sovraccarichi agenti.

Per muri con fondazioni superficiali si considerano usualmente le verifiche di stabilità di tipo geotecnico, con riferimento alle seguenti condizioni di equilibrio limite:

- Ribaltamento
- Scorrimento
- Capacità portante
- Stabilità globale

Nel caso specifico di opere di sostegno in c.a., sono previste inoltre verifiche di tipo strutturale in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate. Le resistenze dei materiali strutturali devono essere calcolate in conformità a quanto previsto dalle norme vigenti, per le verifiche agli stati limite delle sezioni in c.a. Per indicazioni più approfondite riguardo le verifiche di resistenza strutturale, si rimanda all'Appendice D.

In questa sede ci soffermeremo, invece, solamente sulle verifiche geotecniche da effettuare; tali verifiche dovranno essere soddisfatte, ovviamente, in tutte le fasi temporali del muro di sostegno, dalla costruzione alla fine della vita utile del manufatto. Poiché nel terreno, a causa dei fenomeni di dissipazione delle sovrappressioni neutre, la variabile temporale non può di certo essere trascurata, occorre conoscere l'evoluzione della storia di consolidazione nel terreno a seguito della realizzazione del muro.

Normalmente di ciò se ne dovrà tenere conto effettuando le verifiche a breve e a lungo termine (ovvero a inizio e fine consolidazione), con opportuni valori dei parametri resistenti: si adopereranno, dunque, i parametri in condizione non drenata ( $c_u$  e  $\varphi_u = 0$ ), facendo riferimento alle tensioni totali, per le verifiche a breve termine, mentre si adopereranno i parametri di resistenza in condizione drenata ( $c'$  e  $\varphi'$ ), facendo riferimento alle tensioni efficaci, per le verifiche a lungo termine.

## 7.2 Condizioni di stato limite per opere di sostegno

I criteri di progettazione delle opere di sostegno di basano essenzialmente su due tipi di verifiche:

- Verifica della sicurezza del sistema rispetto alle condizioni di equilibrio limite per scorrimento, ribaltamento, capacità portante e stabilità globale.
- Verifica dell'ammissibilità dei valori delle grandezze che identificano la prestazione dell'opera in esercizio (spostamenti).

Le verifiche di equilibrio limite sono comunemente condotte mediante analisi pseudo-statiche, che presuppongono la valutazione convenzionale di forze statiche equivalenti alle azioni dinamiche indotte dal sisma, mediante opportuni coefficienti moltiplicativi dei pesi delle masse in gioco. Le verifiche di ammissibilità della prestazione dell'opera, presuppongono, invece, la valutazione degli spostamenti, indotti dalle azioni sollecitanti l'opera, mediante analisi dinamiche semplificate e complete.

Per le opere di sostegno, sulla base di quanto prescritto dalle recenti normative, sia in ambito nazionale che europeo, è possibile identificare le seguenti condizioni di stato limite, con riferimento ai suddetti criteri di verifica:

- 1) Rottura per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- 2) Rottura per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione
- 3) Ribaltamento dell'opera intorno al piede o alla sommità
- 4) Rottura dell'insieme struttura-terrapieno-terreno di fondazione
- 5) Spostamento limite per scorrimento lungo il piano di posa della fondazione
- 6) Spostamento limite per rotazione dell'opera intorno al piede o alla sommità
- 7) Rottura dell'elemento strutturale

Le condizioni limite da 1 a 6 si possono verificare con i metodi propri delle verifiche di stabilità dell'ingegneria geotecnica sismica, come illustrato più avanti al capitolo di pertinenza; mentre lo stato limite 7, una volta determinate le azioni agenti sul manufatto, richiede una verifica con i metodi propri dell'ingegneria strutturale.

Si rende opportuno precisare che, a rigore, le condizioni da 1 a 4 e 7 rappresentano degli stati limite ultimi, mentre le condizioni 5 e 6 possono essere viste come stati limite di esercizio.

Gli stati limite ultimi per le opere di sostegno si riferiscono, infatti, allo sviluppo di tutti quei meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, che compongono le opere stesse.

Le verifiche di esercizio, invece, devono essere condotte con l'intento di verificare la compatibilità degli spostamenti dell'opera e del terreno circostante, con la funzionalità dell'opera stessa e con la sicurezza e la funzionalità dei manufatti adiacenti.

Secondo quanto stabilito dalle recenti NTC, approvate con D.M.14/01/2008, e con riferimento agli Approcci progettuali definiti al capitolo di pertinenza (Capitolo 2), per la verifica allo scorrimento e per quella al carico limite dell'insieme fondazione-terreno bisognerà scegliere uno dei due seguenti Approcci, a cui corrispondono le rispettive combinazioni di seguito riportate:

#### ***Approccio 1***

- Combinazione 1:  $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2:  $(A2+M2+R2)$

#### ***Approccio 2***

- $(A1+M1+R3)$

I coefficienti da applicare tanto alle azioni ( $A1$  ed  $A2$ ), quanto ai parametri di resistenza del terreno ( $M1$  ed  $M2$ ), sono stati definiti al paragrafo 2.5.2, mentre per i coefficienti  $\gamma_R$ , corrispondenti ai gruppi  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$ , che agiscono direttamente sulle resistenze, bisogna fare riferimento alla tabella 6.5.I delle NTC, di seguito riportata, in funzione del tipo di verifica da effettuarsi.

Verifica	Coefficienti parziali $\gamma_R$		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,0	1,0	1,4
Scorrimento	1,0	1,0	1,1
Resistenza del terreno a valle	1,0	1,0	1,4

Lo stato limite di ribaltamento, invece, non prevedendo la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, deve essere trattato come uno stato di equilibrio di corpo rigido, e devono essere utilizzati, per questo specifico caso, i coefficienti parziali sulle azioni del gruppo EQU, ed i coefficienti sulle resistenze, quelle del gruppo M2, riportati al paragrafo 2.5.2.

Infine, per quanto riguarda la verifica alla stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, deve essere effettuata con riferimento all'Approccio1, per la sola combinazione 2 (A2+M2+R2), con  $\gamma_R$ , specifico per le verifiche di sicurezza delle opere in materiali sciolti e fronti di scavo, ovvero posto pari a 1,1.

### 7.3 Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della fondazione del muro di sostegno consiste nell'imporre l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra tutte le forze instabilizzanti e resistenti che intervengono nel problema, richiedendo che l'equilibrio sia soddisfatto con un opportuno fattore di sicurezza alla traslazione, imposto dalle norme.

Il piano, su cui scorre l'opera di sostegno, è rappresentato dalla base della fondazione. Esaminiamo il caso generale in cui quest'ultima risulti inclinata rispetto all'orizzontale.

Definendo  $s$  il piano di scorrimento ed  $n$  la normale ad  $s$ . Scomponiamo la risultante di tutte le forze verticali  $V$  e la risultante di tutte le forze orizzontali  $H$  lungo  $s$  ed  $n$ , ottenendo quindi le componenti  $V_s, V_n, H_s, H_n$ .

In generale, le forze resistenti sono rappresentate dalla reazione che, per attrito, si desta all'interfaccia tra la base del muro e il terreno di fondazione, dalla reazione fornita dal terreno di fondazione e da quella fornita dal terreno antistante il muro, che si oppone alla traslazione.

La resistenza allo scorrimento è data dalla relazione:

$$R = (V_n + H_n) \cdot \operatorname{tg} \phi' + V_s + F_p \cdot S_p + F_C \cdot A \cdot C \quad (7.1)$$

avendo indicato con:

$\phi'$  l'angolo d'attrito interno terreno-fondazione;

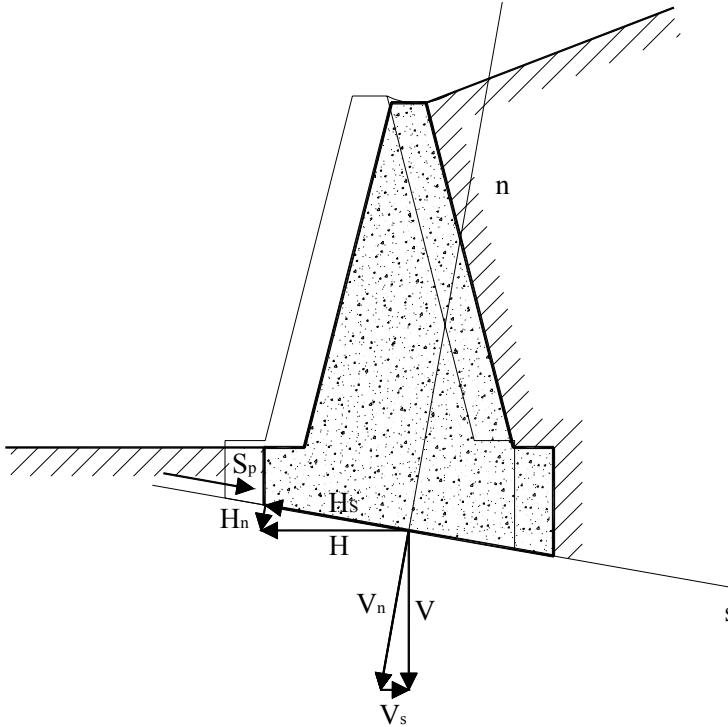
$S_p$  la componente lungo  $s$  della spinta passiva, che si mobilita nel terreno di valle;

$C$  l'aderenza fondazione-terreno;

$A$  l'area della base della fondazione;

$F_p, F_C$  fattori riduttivi compresi tra 0 ed 1.

È opportuno precisare che le ultime NTC impongono che “*ai fini della verifica alla traslazione, sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si terrà conto, in generale, del contributo di resistenza del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota di tale resistenza sarà subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera*”.



**Figura 7.1** Verifica allo scorrimento.

A tal proposito, il vecchio D.M. 11/03/1988, dettava analoghe prescrizioni, per quanto riguarda il contributo resistente nei confronti dello scorrimento, dettato dal terreno antistante il muro, imponendo di poterne tenere conto, solo in casi particolari e con dei valori non superiori al 50 per cento della resistenza passiva.

Tali prescrizioni evidenziano un esplicito spirito cautelativo che caratterizza le norme vigenti. Difatti, alcuni risultati sperimentali mostrano che la presenza di un riempimento di valle, seppure di altezza molto limitata, rispetto all'altezza totale del muro, costituisce un vincolo efficace alla traslazione e migliora anche il comportamento al ribaltamento dell'opera, come si vedrà al prossimo paragrafo.

Le azioni instabilizzanti previste sono, invece, quelle dovute al terreno, all'acqua e agli eventuali sovraccarichi, nonché, per estensione al caso sismico, le azioni derivanti dall'inerzia del terrapieno e dall'inerzia del muro.

Con riferimento alla figura 7.1, quindi, l'azione sollecitante è rappresentata dalla componente lungo  $s$  delle forze orizzontali suddette:

$$S = X_s \quad (7.2)$$

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$R_d \geq S_d \quad (7.3)$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale (D.M. 11/03/1988), ci si riferiva, invece, ai valori caratteristici, e la verifica era soddisfatta se:

$$\frac{R_k}{S_k} \geq 1.3 \quad (7.4)$$

## 7.4 Verifica al ribaltamento

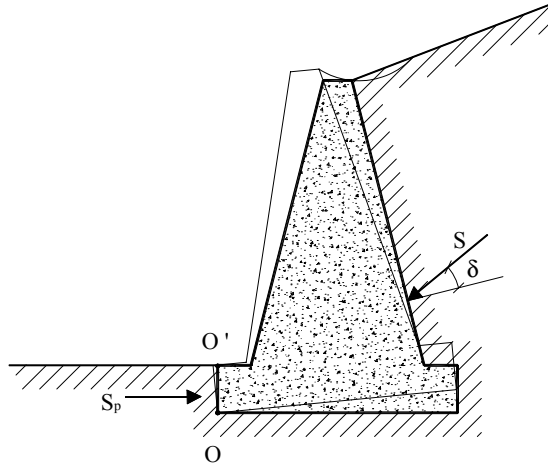
La Verifica al Ribaltamento consiste nell'imporre la verifica alla rotazione intorno al punto più a valle dell'opera di sostegno, valutando le azioni ribaltanti e quelle stabilizzanti.

Si ipotizza che un eventuale ribaltamento dell'opera di contenimento, possa avvenire per rotazione attorno al punto  $O$  esterno inferiore della fondazione, mostrato in figura 7.2.

Per alcune tipologie di muro, quali a gravità in pietrame, con riseghe e/o gradoni, è buona norma prevedere altri punti attorno a cui potrebbe avvenire il ribaltamento ( $O_1, O_2, O_3, \dots$ ).

Inoltre, con riferimento alla possibilità di considerare o meno una aliquota della spinta passiva del terreno antistante il muro di sostegno, l'evidenza sperimentale ha dimostrato che la presenza di tale riempimento fa sì che un eventuale meccanismo di rottura, in condizioni dinamiche, si inneschi per rotazione, intorno ad un punto posto ad una quota superiore rispetto alla base del muro (punto  $O'$  in figura 7.2).

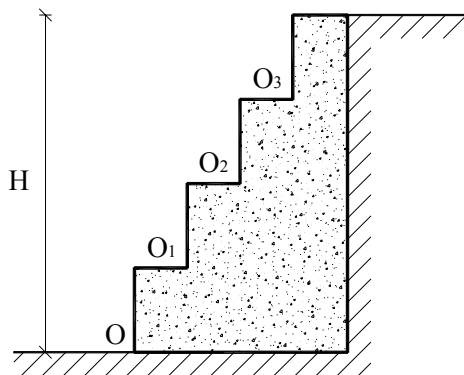
In generale la spinta complessiva che il terrapieno esercita sul muro è una forza ribaltante  $F$ , mentre la forza stabilizzante  $W$  è rappresentata dal peso del muro ed eventualmente dal peso del terreno sovrastante la fondazione di monte.



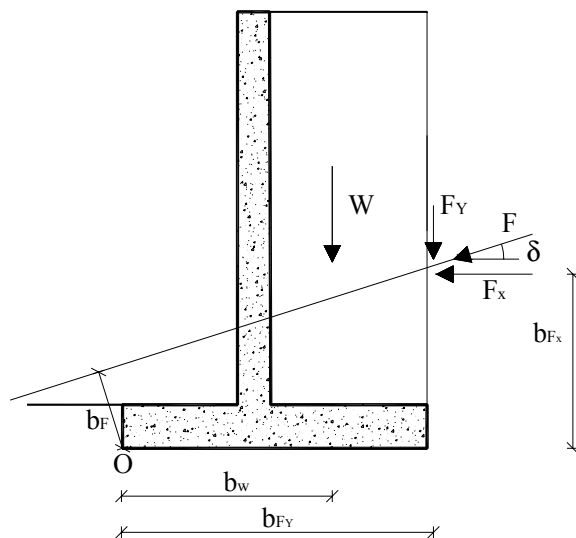
**Figura 7.2** Crisi per ribaltamento.

Chiamando  $b_F$  il braccio della forza ribaltante rispetto ad  $O$  e  $b_W$  il braccio della forza stabilizzante, sempre rispetto ad  $O$ , definiamo il momento resistente  $R$  ed il momento sollecitante  $S$ :

$$\begin{aligned} R &= W \cdot b_W \\ S &= F \cdot b_F = F_X \cdot b_{F_X} - F_Y \cdot b_{F_Y} \end{aligned} \quad (7.5)$$



**Figura 7.3** Verifica al ribaltamento del muro in pietrame con riseghe.



**Figura 7.4** Effetto delle azioni ribaltanti e stabilizzanti.

È opportuno precisare che quando la  $F$  è inclinata, a causa dell'attrito terra muro, il momento sollecitante  $S$  (che in generale è ribaltante) deve essere calcolato come differenza tra il momento generato dalla componente orizzontale di  $F$  ( $F_x$ ) e il momento generato dalla componente verticale di  $F$  ( $F_y$ ).

Per particolari geometrie può risultare addirittura che il momento della forza  $F$  sia stabilizzante (questo capita quando l'angolo di attrito terra-muro assume valori elevati e/o la fondazione ha una base molto grande); questa circostanza fa sì che il fattore di sicurezza, dato dal rapporto  $R/S$ , tende all'infinito, per il fatto che il denominatore della precedente frazione è identicamente nullo.

Ricordiamo che il D.M. 11/03/1988 imponeva un coefficiente di sicurezza maggiore o uguale a 1.5:

$$\frac{R_k}{S_k} \geq 1.5 \quad (7.6)$$

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se risulta:

$$R_d \geq S_d \quad (7.7)$$

### Osservazione

Nella valutazione della sicurezza nei confronti dello stato limite di ribaltamento è possibile seguire due diversi criteri, a seconda di come vengano introdotti i momenti dovuti alle componenti verticali della spinta statica, e sismica del terreno e della forza d'inerzia del muro. Infatti tali momenti possono essere detratti dal termine del momento sollecitante  $S$ , come riportato precedentemente nella (7.5), oppure, sommati al termine del momento resistente  $R$ , fornendo, in tal modo, un risultato a vantaggio di sicurezza.

È opportuno far notare, però, che adottare quest'ultimo criterio implica un errore solitamente molto diffuso (che, generalmente, comporta un vantaggio di sicurezza, ma un inutile dispendio di materiali), ovvero, quello di considerare come forza ribaltante solo la componente orizzontale di  $F$ , mentre la componente verticale viene considerata stabilizzante.

In simboli matematici, il momento resistente  $R$  ed il momento sollecitante  $S$  assumono la seguente forma:

$$\begin{aligned} R &= W \cdot b_W + F_Y \cdot b_{F_Y} \\ S &= F_X \cdot b_{F_X} \end{aligned} \quad (7.8)$$

Questo modo di procedere, del tutto sbagliato dal punto di vista concettuale (in quanto considera che una forza abbia una “doppia natura”, ribaltante e contemporaneamente stabilizzante), ha trovato però una larga diffusione e comunque risulta a vantaggio di sicurezza. Si è preferito porre chiarezza su questo punto che, purtroppo, stante la sua grande diffusione tra la maggior parte dei tecnici, continua a generare errori e confusione.

## 7.5 Verifica della capacità portante

La verifica della capacità portante del complesso fondazione-terreno è finalizzata a garantire che le azioni, trasmesse dall'opera di sostegno al terreno di fondazione, non superino il carico limite che lo stesso può tollerare.

Il carico limite del complesso terreno-struttura, viene determinato mediante l'espressione trinomia di Terzaghi, modificata da Brinch-Hansen.

La predetta formula di Terzaghi determina il valore del carico massimo, che comporta un collasso del terreno, di una fondazione superficiale nastriforme, applicando la teoria dell'equilibrio limite al terreno, considerando una superficie di rottura avente andamento in parte lineare ed in parte a spirale logaritmica, e risulta essere funzione, esclusivamente, della dimensione della base della fondazione e delle proprietà meccaniche del terreno su cui poggia la fondazione stessa.

La formula di Brinch-Hansen generalizza il risultato di Terzaghi, considerando anche l'inclinazione e l'eccentricità del carico di fondazione, la profondità della fondazione

rispetto al piano di campagna, l'inclinazione della base della fondazione e del piano di campagna e la forma della fondazione.

Il carico limite viene calcolato con la tradizionale formula:

$$q_{\text{lim}} = q \cdot N_q \cdot \alpha_q + c' \cdot N_c \cdot \alpha_c + \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot \alpha_\gamma \quad (7.9)$$

Essa viene correlata da vari coefficienti correttivi  $\alpha_q$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_\gamma$ , che tengono conto dell'inclinazione e profondità del piano di posa, dell'inclinazione del piano di fondazione e della inclinazione terreno e dell'effetto del punzonamento.

Per le opere di fondazione in zona sismica, le Norme vigenti prescrivono di tenere conto degli effetti delle forze di inerzia, che si manifestano nel terreno di fondazione e di quelle indotte dalla sovrastruttura, mediante l'introduzione di opportuni coefficienti correttivi da applicare ai termini della formula trinomia.

Per una trattazione più approfondita e per il significato dei singoli termini dell'espressione (7.9) si rimanda all'Appendice B del presente testo.

La verifica, effettuata con il metodo degli stati limite, è soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$q_{\text{lim}} \geq \sigma_{\text{max}} \quad (7.10)$$

Con il metodo del coefficiente di sicurezza globale (D.M. 11/03/1988), ci si riferiva invece ai valori caratteristici e la verifica era soddisfatta se:

$$\frac{q_{\text{lim}}}{\sigma_{\text{max}}} \geq 2.0 \quad (7.11)$$

Per determinare le pressioni che agiscono sul terreno, e quindi confrontarle con quella limite, si possono utilizzare diversi metodi, che tengano conto dell'interazione terreno-struttura; in questa sede andremo ad esporre il metodo più immediato e più semplice, ovvero quello del trapezio delle tensioni, che si basa esclusivamente su condizioni di equilibrio, trascurando però gli aspetti legati alla congruenza.

### 7.5.1 Calcolo delle tensioni sul terreno

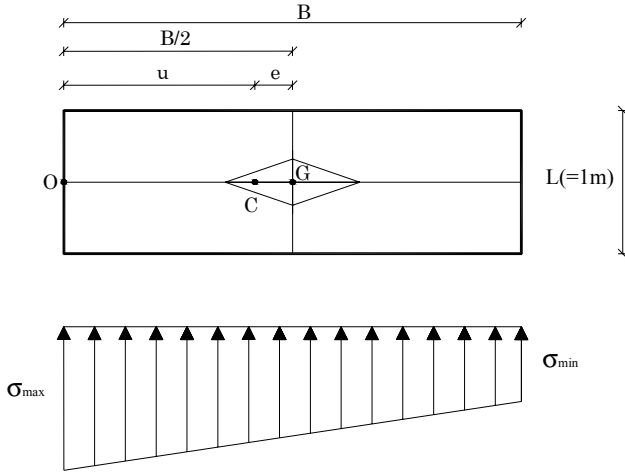
Di seguito si esporrà il metodo del trapezio delle tensioni, per sezione rettangolare, analizzando i vari casi in cui la risultante delle forze verticali ricada o meno all'interno del nocciolo centrale d'inerzia.

#### **Centro di pressione interno al nocciolo**

Dalla verifica al ribaltamento sono noti i valori del momento resistente e del momento sollecitante ( $R$  ed  $S$ ), ed anche la risultante di tutte le forze verticali ( $V$ ):

$$\begin{aligned} R &= \sum V_i \cdot x_i \\ S &= \sum H_i \cdot y_i \\ V &= \sum V_i \end{aligned} \quad (7.12)$$

La distanza  $u$  del centro di sollecitazione  $C$  rispetto al lembo di valle (distanza  $OC$ ) è data dalla relazione (7.13).



**Figura 7.5** Centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia.

$$u = \frac{R - S}{V} \tag{7.13}$$

A questo punto l'eccentricità del carico  $e$  è data da:

$$e = \frac{B}{2} - u \tag{7.14}$$

Ipotizzando che le tensioni, con cui il terreno reagisce al carico eccentrico  $V$ , abbiano un andamento trapezoidale, ed assumano i valori  $\sigma_{max}$  al lembo più compresso (quello di valle) e  $\sigma_{min}$  al lembo meno compresso (quello di monte) ed imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale e alla rotazione, si ha:

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{V}{B \cdot L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{V}{B \cdot L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \end{cases} \tag{7.15}$$

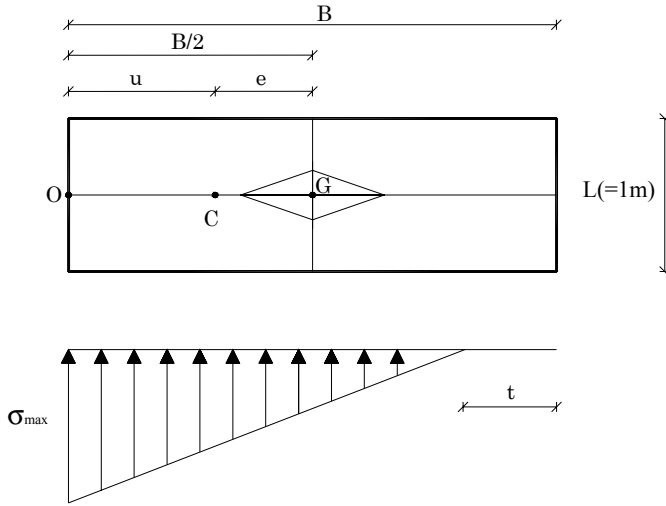
Una volta noti questi valori, si confronta la tensione limite con quella massima, e si valuta la sicurezza del complesso fondazione-terreno.

A svantaggio della sicurezza, la verifica può essere effettuata, confrontando la tensione limite con quella media fra la massima e la minima.

Quanto detto finora vale esclusivamente se la sezione è tutta compressa, ovvero se  $e \leq B/6$ .

**Centro di pressione esterno al nocciolo**

Se il centro di pressione risultasse esterno al nocciolo centrale di inerzia, l'asse neutro taglia la sezione, parzializzandola. Dato che il terreno è incapace di resistere a trazione, si deve tener conto solamente della parte di sezione compressa.



**Figura 7.6** Centro di pressione esterno al nocciolo centrale d'inerzia.

Detta  $t$  la lunghezza dal lembo di monte in cui la sezione risulta scarica, imponendo l'equilibrio alla traslazione verticale ed alla rotazione, si ha:

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{4 \cdot V}{3 \cdot (B - 2e) \cdot L} \\ t = 3 \cdot e - \frac{B}{2} \end{cases} \quad (7.16)$$

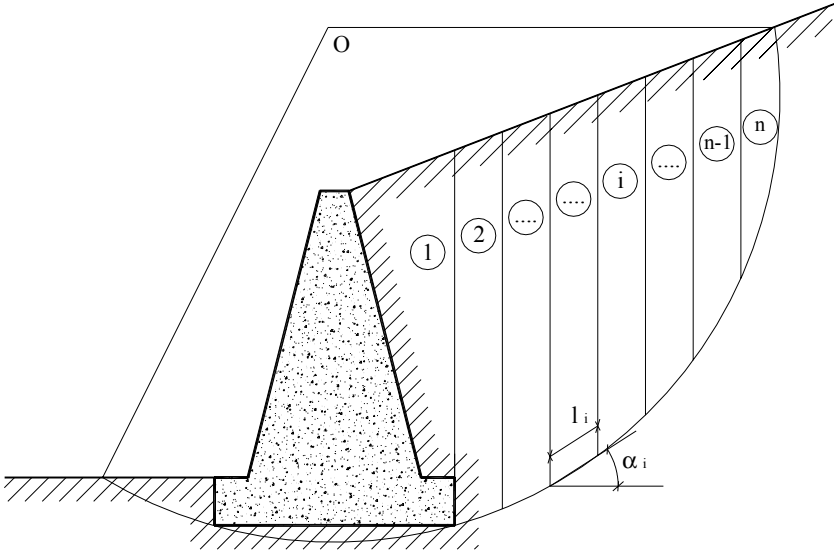
In questo caso si deve rispettare la condizione  $B/6 < e < B/2$ .

## 7.6 Verifica di stabilità globale

Tale verifica, prescritta da tutte le normative, è di grande importanza, specialmente se i terreni interessati sono instabili, oppure se il sovraccarico agente sul terrapieno è molto elevato. Infatti, con tale verifica, si determina il grado di sicurezza sia del manufatto, sia del terreno, nei confronti di possibili scorrimenti lungo superfici di rottura passanti al di sotto del piano di appoggio del muro.

La verifica, effettuata ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii, consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza e nel confrontare, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. Secondo questi metodi è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno.

In letteratura sono presenti vari metodi (Fellenius, Bishop, Bell, Jambu, Morgenstern-Price, etc). Si riporta, di seguito, il metodo di Fellenius, più semplice come formulazione rispetto ad altri metodi, in quanto ipotizza superfici di rottura circolari.



**Figura 7.7** Verifica di stabilità globale.

Suddividendo il pendio in  $n$  concio, questo metodo prevede il calcolo del coefficiente di sicurezza globale, tramite la seguente espressione:

$$F_s = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i]}{\sum W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i} \quad (7.17)$$

avendo indicato, per l' $i$ -esimo concio, con:

- $c'_i$  la coesione del terreno;
- $W_i$  il peso del concio, comprensivo di eventuali sovrac-carichi;
- $u_i$  la pressione idrostatica alla base del concio;
- $\varphi'_i$  l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $l_i$  lunghezza del concio;
- $\alpha_i$  angolo formato dalla secante al cerchio critico, in corrispondenza del concio, rispetto all'orizzontale.

Il D.M. 11/03/1988 imponeva che il coefficiente  $F_s$  calcolato con l'espressione (7.17) risultasse maggiore o uguale a 1.3.

Eseguido, invece, questa verifica con il metodo degli stati limite, ponendo il numeratore della espressione (7.17) pari alla resistenza al taglio e il denominatore pari al taglio sollecitante lungo la linea di scorrimento ipotizzata, per cui si ha:

$$\begin{aligned} R &= \sum [c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi'_i] \\ S &= \sum W_i \cdot \operatorname{sen} \alpha_i \end{aligned} \quad (7.18)$$

La verifica viene quindi soddisfatta se, riferendoci ai valori di calcolo, risulta:

$$R_d \geq S_d \quad (7.3)$$

