

# Alcune osservazioni sul coefficiente di sicurezza per le opere di sostegno

Luigi Callisto\*

## Sommario

In alcuni recenti testi normativi, recependo le indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, si introduce per lo studio della sicurezza di un sistema geotecnico un coefficiente di sicurezza definito come fattore riduttivo dei parametri di resistenza nel terreno. In questa nota tecnica, con riferimento ad alcuni semplici schemi di opere di sostegno, è illustrato un metodo per definire una corrispondenza fra i valori assunti dal coefficiente di sicurezza di nuova definizione e quelli assunti, a parità di condizioni, dai coefficienti di sicurezza utilizzati finora nella pratica tecnica.

## Introduzione

La verifica di un sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso è in genere effettuata valutando la distanza del sistema dalle condizioni ultime mediante un coefficiente di sicurezza globale, chiamato a compensare le incertezze legate alla scelta delle proprietà meccaniche che caratterizzano il sistema, alla variabilità delle azioni, alle semplificazioni contenute nel modello di calcolo.

In alcuni casi, la definizione del coefficiente di sicurezza globale è piuttosto immediata, ed essenzialmente coincide con quella del moltiplicatore di collasso dei carichi agenti. È questo il caso, ad esempio, di molte fondazioni superficiali e profonde. Sono tuttavia numerose le circostanze nelle quali la definizione del coefficiente di sicurezza globale non appare univoca: nelle opere di sostegno, dove le azioni dipendono dalle proprietà meccaniche dei terreni; nei problemi di stabilità dei pendii, dove i carichi agenti contribuiscono sia al collasso sia alla resistenza; nelle fondazioni massicce, o soggette a elevate sottospinte idrauliche, dove le incertezze legate al peso della fondazione o alla distribuzione delle pressioni interstiziali lungo il piano di posa appaiono meno significative di quelle legate alla distribuzione di carichi esterni o alle proprietà meccaniche del terreno. Spesso, inoltre, le verifiche nei confronti dei meccanismi di collasso assolvono indirettamente anche al compito di garantire che il comportamento dell'opera nelle condizioni di esercizio sia soddisfacente.

Per tutti questi motivi, i valori minimi dei coefficienti di sicurezza globali e la loro stessa definizione analitica dipendono dalle specificità dell'opera e dal meccanismo di collasso analizzato. Queste considerazioni sono implicitamente riflesse nella normativa tecnica relativa ai sistemi geotecnici

adoperata negli ultimi vent'anni (D.M. 11.3.1988), dove per alcune opere il progettista è lasciato libero (e responsabile) di scegliere la definizione e i valori del coefficiente di sicurezza da adoperare.

Nell'ultimo decennio si è assistito a un notevole impulso verso la progettazione basata sul metodo dei coefficienti di sicurezza parziali. Nel nostro continente ciò è avvenuto soprattutto attraverso la stesura e la promulgazione del sistema degli Eurocodici. Si tratta, in estrema sintesi, di assegnare a ciascuno dei fattori che concorrono alla valutazione della sicurezza un fattore di penalizzazione, basato su un'analisi probabilistica della variabilità del singolo fattore, e studiarne, a valle dell'analisi del sistema, gli effetti combinati.

In uno degli approcci progettuali suggeriti dall'Eurocodice 7 [CEN, 2004], la sicurezza rispetto a un meccanismo di collasso che comporti il raggiungimento della resistenza nel terreno è studiata dividendo i parametri di resistenza del terreno per un opportuno coefficiente di sicurezza<sup>1</sup>. Al di là del significato probabilistico di questa definizione, sfumato dallo stesso testo dell'Eurocodice, si tratta in realtà di un approccio già in uso per lo studio della stabilità dei pendii, o suggerito, ad esempio, per le opere di sostegno [BURLAND *et al.*, 1981], nel quale si controlla che la resistenza mobilitata sia solo una frazione di quella effettivamente disponibile.

In linea di principio il coefficiente di sicurezza così definito, operando direttamente sui parametri di resistenza, appare indipendente dalle particolarità del sistema in studio. È opportuno però considerare che nella comunità tecnica si è ormai formata una sensibilità rispetto all'accettabilità dei valori assunti dai coefficienti di sicurezza tradizionali, mentre l'esperienza nell'uso della nuova definizione appare assai limitata. Si avverte perciò la necessità di studi che consentano la definizione di una corrispondenza fra i valori assunti dai coefficienti di sicurezza tradizionali e da quello di nuova definizione.

\* Università di Roma "La Sapienza"

Per le opere di sostegno, questa corrispondenza è resa poco immediata dalla circostanza che anche le azioni, oltre che le resistenze, derivano direttamente dai parametri di resistenza del terreno e sono perciò modificate dal coefficiente di sicurezza di nuova definizione.

L'applicazione alle opere di sostegno dei metodi suggeriti dall'Eurocodice 7 è già stata trattata da alcuni autori (per esempio AVERSA 1996). In questa nota, restringendo l'indagine ad alcune semplici tipologie di opere di sostegno, è illustrato un metodo razionale che consente di stabilire un legame diretto fra i valori dei coefficienti di sicurezza adoperati tradizionalmente e quelli ricavati secondo la nuova definizione. Questo confronto può consentire il trasferimento dell'esperienza maturata nell'uso dei coefficienti di sicurezza globali alla progettazione secondo approcci più moderni.

L'esposizione è limitata a terreni puramente attritivi, analisi in termini di tensioni efficaci e pressioni interstiziali nulle.

## Muri di sostegno

Nel seguito l'attenzione è concentrata sulla sicurezza nei confronti del carico limite e dello scorrimento della fondazione del muro. Si omettono invece le considerazioni sulla verifica a ribaltamento, che nella grande maggioranza dei casi risulta di scarso interesse pratico.

### Sicurezza nei confronti del carico limite della fondazione

Si consideri il muro di sostegno rappresentato schematicamente in figura 1, di base  $B$  e altezza  $H$ . Il muro è soggetto alla forza peso  $W$  e alla risultante delle spinte  $S$ . La distanza delle forze  $W$  e  $S$  dall'estremità  $P$  della fondazione del muro è pari a  $\alpha_w \cdot B$  e a  $\alpha_s \cdot H$ . La forza  $R$ , risultante di  $S$  e  $W$ , ha un'inclinazione  $\delta$  sulla verticale data da:

$$\delta = \arctan \frac{S}{W} \quad (1)$$

Il peso  $W$ , dipendente dalla tecnologia adoperata e dalle particolarità geometriche del muro, può essere espresso nella forma:

$$W = B \cdot H \cdot \gamma_{eq} = B \cdot H \cdot \frac{\gamma}{\zeta} \quad (2)$$

dove

$$\zeta = \frac{\gamma}{\gamma_{eq}} \quad (3)$$

è il rapporto fra il peso dell'unità di volume del terreno,  $\gamma$ , e un peso dell'unità di volume equivalente,  $\gamma_{eq}$ , del muro. La spinta  $S$ , calcolata nelle condizioni di equilibrio limite attivo, vale invece:

$$S = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (4)$$

dove  $K_a$  è il coefficiente di spinta attiva.

Sostituendo la (2) e la (4) nella (1) si ottiene:

$$\tan \delta = \frac{1}{2} \zeta \frac{H}{B} K_a \quad (5)$$

La distanza  $a$  del punto  $P$  dal punto di applicazione della risultante in fondazione vale:

$$a = \alpha_w \cdot B - \frac{S}{W} \cdot \alpha_s \cdot H = \alpha_w \cdot B - \tan \delta \cdot \alpha_s \cdot H \quad (6)$$

e facendo uso della (5) si ottiene per la larghezza equivalente  $B'$  [MEYERHOF, 1953]:

$$B' = 2a = 2B \left[ \alpha_w - \frac{1}{2} \zeta \cdot \alpha_s \cdot K_a \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (7)$$

Per un terreno con coesione nulla, ipotizzando un meccanismo di rottura generale (Vesic 1973) e trascurando il contributo del sovraccarico a valle, la pressione limite della fondazione ha l'espressione:

$$q_{lim} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B'}{2} \cdot \xi_\gamma \quad (8)$$

Il coefficiente d'inclinazione  $\xi_\gamma$  può essere valutato, secondo VESIC [1973], con l'espressione:

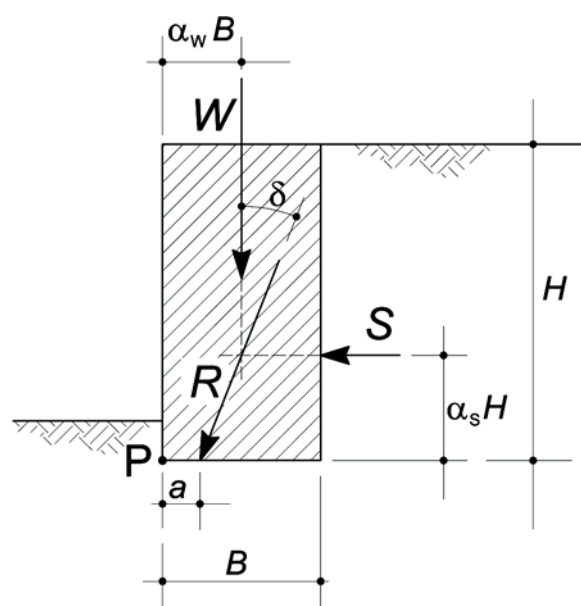


Fig. 1 - Schema del muro di sostegno.  
Fig. 1 - Outline of a gravity retaining wall.

$$\xi_\gamma = (1 - \tan \delta)^3 \quad (9)$$

si ottiene così:

$$q_{lim} = N_\gamma \cdot \gamma \cdot B \left[ \alpha_W - \frac{1}{2} \zeta \cdot \alpha_S \cdot K_a \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right] \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \zeta \frac{H}{B} K_a \right)^3 \quad (10)$$

La pressione media sul piano di posa  $q_v$  è:

$$q_v = \frac{W}{B} = \frac{\gamma_{eq} \cdot H}{2 \cdot \left[ \alpha_W - \frac{1}{2} \zeta \cdot \alpha_S \cdot K_a \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right]} \quad (11)$$

Il rapporto fra la pressione limite e la pressione media sul piano di posa è dato quindi dall'espressione:

$$\frac{q_{lim}}{q_v} = 2 N_\gamma \cdot \zeta \cdot \frac{B}{H} \left[ \alpha_W - \frac{1}{2} \zeta \cdot \alpha_S \cdot K_a \left( \frac{H}{B} \right)^2 \right] \cdot \left( 1 - \frac{1}{2} \zeta \frac{H}{B} K_a \right)^3 \quad (12)$$

Operando in maniera tradizionale, l'espressione (12) è proprio quella del coefficiente di sicurezza  $F_f$  della fondazione rispetto al meccanismo di collasso considerato. Seguendo invece l'Eurocodice 7, assumendo che il valore caratteristico  $\varphi_k$  dell'angolo di attrito coincida con quello derivante dalla caratterizzazione geotecnica tradizionale [AVERSA, 1996], il valore di progetto  $\varphi_d$  dell'angolo di attrito è definito come segue:

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi} \quad (13)$$

dove  $\gamma_\varphi$  è il coefficiente di sicurezza, definito come fattore riduttivo dell'angolo di attrito. In questo senso, la pressione limite  $q_{lim}$  e quella media  $q_v$ , calcolate utilizzando l'angolo di attrito di progetto  $\varphi_d$ , devono essere intese, nella terminologia degli Eurocodici, come "resistenza di progetto"  $R_d$  ed "effetto delle azioni di progetto"  $E_d$  rispettivamente.

Un'equivalenza tra i due approcci può ottenersi calcolando mediante la (12) il coefficiente di sicurezza  $F_f$ , per fissati valori di  $B/H$ ,  $\zeta$ ,  $\alpha_W$ ,  $\alpha_S$  e  $\varphi$ , e valutando, con gli stessi parametri, il fattore riduttivo dell'angolo di attrito  $\gamma_\varphi$  in corrispondenza del quale il rapporto (12) assume valore unitario.

A titolo di esempio, in figura 2(a) è mostrato l'andamento di  $F_f$  e  $\gamma_\varphi$  in funzione del rapporto  $B/H$ , per  $\varphi = 28^\circ$ ,  $\alpha_W = 0.5$ ,  $\alpha_S = 0.33$  e  $\zeta = 1$ . I valori di  $K_a$  nella (12) sono stati calcolati con l'espressione di Rankine:

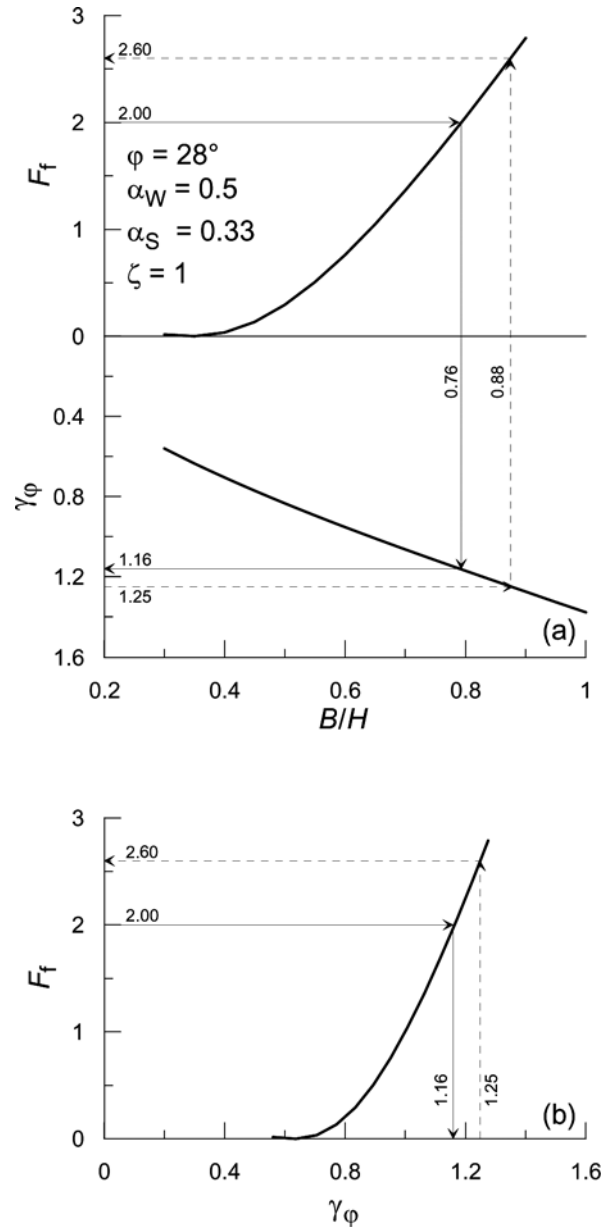


Fig. 2 – Legame fra  $\gamma_\varphi$ ,  $B/H$  e il coefficiente di sicurezza  $F_f$  nei riguardi del carico limite della fondazione del muro di sostegno.

Fig. 2 – Relationship between  $\gamma_\varphi$ ,  $B/H$  and the safety factor against bearing capacity failure of the foundation  $F_f$ .

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (14)$$

mentre per  $N_\gamma$  si è utilizzata l'espressione di CAQUOT e KERISEL [1953]:

$$N_\gamma = 2 \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} + 1 \right) \cdot \tan \varphi \quad (15)$$

Il diagramma di figura 2(a) può essere trasformato in una relazione diretta fra  $F_f$  e  $\gamma_\varphi$ , diagrammando i valori dei due coefficienti ottenuti in corri-

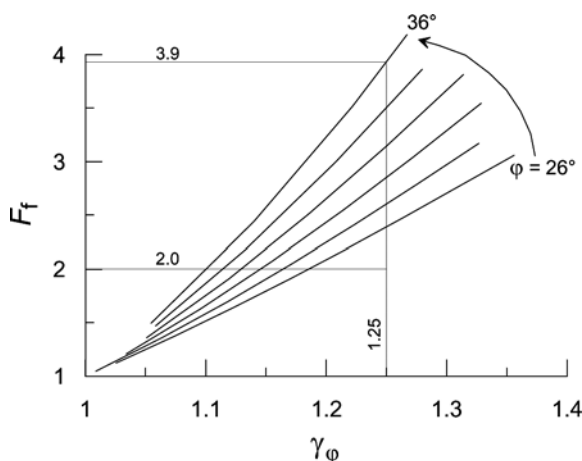


Fig. 3 – Andamento di  $F_f$  in funzione di  $\gamma_\varphi$  per  $\varphi_r$  compreso fra 26 e 36° e per  $\alpha_S = 0.33$ ,  $\alpha_W = 0.5$ ,  $\zeta = 1$  e  $\theta = 1$ .  
Fig. 3 – Plot of  $F_f$  as a function of  $\gamma_\varphi$  for  $\varphi_r$  ranging between 26 and 36°, and for  $\alpha_S = 0.33$ ,  $\alpha_W = 0.5$ ,  $\zeta = 1$ ,  $\theta = 1$ .

spondenza del medesimo rapporto  $B/H$  (Fig. 2b). Il diagramma mostra che, per il caso esaminato, al coefficiente di sicurezza  $F_f = 2$  adoperato tradizionalmente per i muri di sostegno corrisponde un fattore  $\gamma_\varphi = 1.16$ . Utilizzando invece un fattore  $\gamma_\varphi = 1.25$ , come suggerito per esempio dall'Allegato A dell'Eurocodice 7, si otterrebbe un coefficiente di sicurezza  $F_f$  ben maggiore, pari a 2.6. In generale, dalla pendenza del diagramma di figura 2(b) può desumersi che a modeste variazioni di  $\gamma_\varphi$  corrispondano più significative variazioni di  $F_f$ .

In figura 3 sono mostrate, in una scala diversa, le relazioni fra  $F_f$  e  $\gamma_\varphi$  ottenute ancora per  $\alpha_W = 0.5$ ,  $\alpha_S = 0.33$  e  $\zeta = 1$ , ma facendo variare l'angolo di attrito fra 26 e 36°. In corrispondenza di  $\gamma_\varphi = 1.25$  i valori di  $F_f$  calcolati aumentano con  $\varphi$ , e variano fra 2.4 e 3.9. A  $F_f = 2$  corrispondono invece valori di  $\gamma_\varphi$  che diminuiscono da 1.18 a 1.10 con l'aumentare di  $\varphi$  da 26 a 36°.

È possibile verificare che l'andamento del diagramma  $F_f - \gamma_\varphi$  non è significativamente influenzato dai valori di  $\zeta$ . L'effetto dei coefficienti  $\alpha_W$  e  $\alpha_S$ , che individuano la posizione della forza peso e della spinta, è invece più rilevante; nel seguito è illustrato l'effetto del solo coefficiente  $\alpha_W$  poiché, in assenza di sovraccarichi e di azioni sismiche,  $\alpha_S$  è poco variabile, e tipicamente pari a 0.33.

In figura 4 sono mostrate le curve  $F_f - \gamma_\varphi$  per  $\alpha_W = 0.75$  e 0.25. Le curve relative a  $\alpha_W = 0.75$  sono state diagrammate per  $\varphi$  variabile fra 26 e 36°. Il confronto con la figura 3 mostra che, a parità di  $\gamma_\varphi$ , al diminuire di  $\alpha_W$  si verifica una diminuzione di  $F_f$ . Tuttavia, per  $\alpha_W = 0.25$  e per bassi valori dell'angolo di attrito si ottengono valori accettabili dei coefficienti di sicurezza solo per rapporti  $B/H$  irrealisticamente elevati. Si è seguito perciò il criterio di non

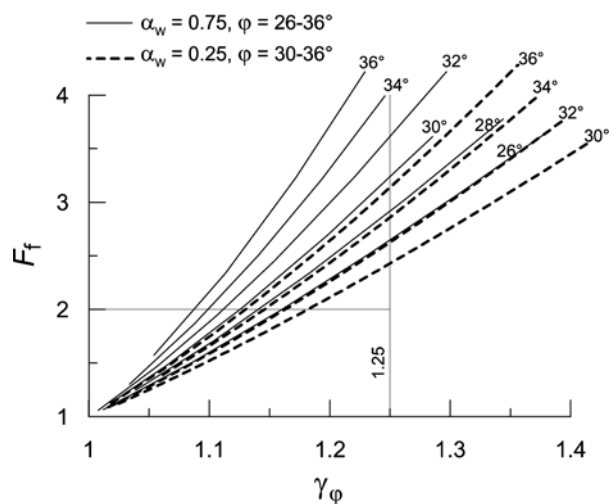


Fig. 4 – Effetto di  $\alpha_W$  sul legame tra  $\gamma_\varphi$  e  $F_f$ .  
Fig. 4 – Influence of  $\alpha_W$  on the relationship between  $\gamma_\varphi$  e  $F_f$ .

rappresentare le curve per le quali la condizione  $F_f > 2$  si ottiene per  $B/H > 1.5$ . Per questo motivo, in figura 4 si sono rappresentate le curve relative a  $\alpha_W = 0.25$  determinate solo per  $\varphi$  compreso fra 30 e 36°. Introducendo questa limitazione, si osserva che, anche per valori di  $\alpha_W$  modesti, il valore di  $F_f$  corrispondente a  $\gamma_\varphi = 1.25$  non è mai inferiore a 2.4.

Nei casi trattati finora si è ipotizzato che il terreno di fondazione e quello costituente il rinterro a tergo del muro siano caratterizzati dallo stesso angolo di attrito. È possibile studiare il caso nel quale le proprietà dei due terreni siano diverse, introducendo il coefficiente  $\theta$ , rapporto fra i parametri di resistenza del terreno di fondazione ( $f$ ) e del rinterro ( $r$ ):

$$\theta = \frac{\tan \varphi_f}{\tan \varphi_r} \quad (16)$$

e inserendo nelle equazioni (14) e (15) i valori di  $\varphi_r$  e  $\varphi_f$  rispettivamente.

L'effetto di un diverso angolo di attrito fra rinterro e terreno di fondazione è illustrato in figura 5. In figura 5(a) la relazione fra  $F_f$  e  $\gamma_\varphi$  è diagrammata per  $\theta = 0.8$  e per  $\theta = 0.6$ , mantenendo  $\alpha_W = 0.5$  e  $\zeta = 1$  e facendo variare l'angolo di attrito del rinterro  $\varphi_r$ . A parità di  $\gamma_\varphi$ , si osserva che una diminuzione di  $\theta$  produce una significativa riduzione del coefficiente di sicurezza  $F_f$ . Anche in questo caso la rappresentazione è limitata al solo caso in cui risulti  $F_f > 2$  per  $B/H < 1.5$ , che si verifica per  $\varphi_r > 26^\circ$  con  $\theta = 0.8$  e per  $\varphi_r > 30^\circ$  con  $\theta = 0.6$ .

Questo effetto è mostrato in maggiore dettaglio in figura 5(b), dove alle curve ottenute per  $\theta = 0.8$  sono state sovrapposte alcune isolinee del rapporto  $B/H$ . Se si indica con A il punto (1.25, 2) del piano  $\gamma_\varphi - F_f$ , si osserva che in realtà questo punto può essere raggiunto solo per  $B/H > 1.2$ . A valori di  $B/H$

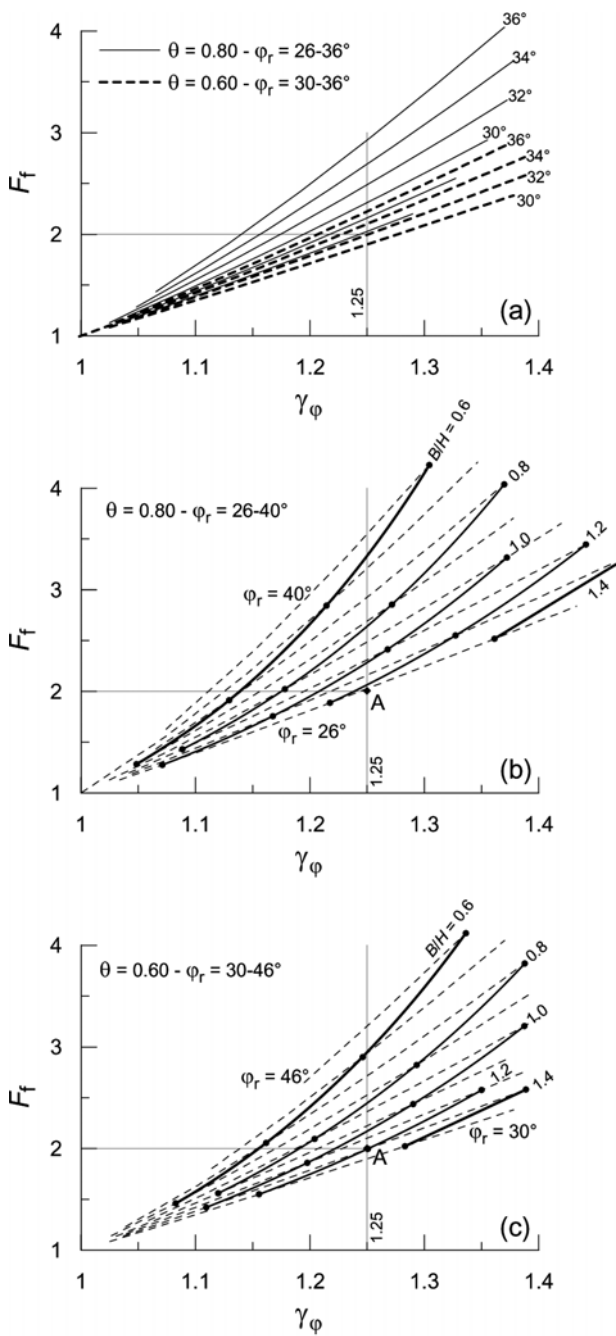


Fig. 5 – Effetto di  $\theta = \tan \varphi_f / \tan \varphi_r$  sul legame tra  $\gamma_\varphi$  e  $F_t$ .  
 Fig. 5 – Influence of  $\theta = \tan \varphi_f / \tan \varphi_r$  on the relationship between  $\gamma_\varphi$  e  $F_t$ .

minori di 1.2 corrispondono, per  $\gamma_\varphi = 1.25$ , coefficienti  $F_t$  maggiori di 2 e, per  $F_t = 2$ , valori di  $\gamma_\varphi$  minori di 1.25. In figura 5(c) si è utilizzata la stessa rappresentazione per un valore di  $\theta = 0.6$ , che può essere considerato un limite inferiore di questo parametro. A causa della forte riduzione di  $\varphi_f$  prodotta da  $\theta = 0.6$ , per raggiungere coefficienti di sicurezza ragionevoli occorre ipotizzare valori di  $\varphi_r$  più elevati. Anche in questo caso si può osservare che, per  $B/H = 1.2$ , a  $\gamma_\varphi = 1.25$  corrispondono sempre valori

del coefficiente di sicurezza tradizionale  $F_t$  della fondazione maggiori di 2.

*Sicurezza nei confronti dello scorrimento*

Nel caso in esame, in cui si è assunto che il piano della fondazione sia orizzontale, la parete del muro verticale e le tensioni tangenziali al contatto fra parete e terreno nulle, il valore limite della spinta  $S$  che produce lo scorrimento è:

$$S_{lim} = W \tan \varphi_f \tag{17}$$

il rapporto tra  $S_{lim}$  e la spinta  $S$  può scriversi, facendo uso delle relazioni (2), (4) e (16), nella seguente forma:

$$\frac{S_{lim}}{S} = \frac{2\theta}{\zeta} \frac{B}{H} \frac{\tan \varphi_r}{K_a} \tag{18}$$

Utilizzando un approccio tradizionale, la (18) esprime il coefficiente di sicurezza nei confronti dello scorrimento  $F_t$ . Viceversa, accettando la definizione (13) per il coefficiente di sicurezza, la (18) è il rapporto fra resistenze ed effetto delle azioni di progetto. In maniera analoga a quanto fatto per il caso del carico limite, è possibile, fissate le quantità  $\theta, \zeta, B/H$  e  $\varphi_r$ , utilizzare l'espressione (18) sia per calcolare  $F_t$ , sia per ricavare i valori di  $\gamma_\varphi$  per i quali il rapporto  $S_{lim}/S$  diviene unitario. Eliminando la variabile  $B/H$  si ottiene poi la relazione fra  $F_t$  e  $\gamma_\varphi$ .

È utile notare che nella (18) le quantità dipendenti dall'angolo di attrito sono a fattor comune. Per questo motivo, la relazione fra  $F_t$  e  $\gamma_\varphi$  risulta indipendente dagli altri parametri che compaiono nella (18), e specificamente da  $\zeta$  e da  $\theta$ ; la relazione ottenuta è mostrata in figura 6, per  $\varphi_r$  variabile fra

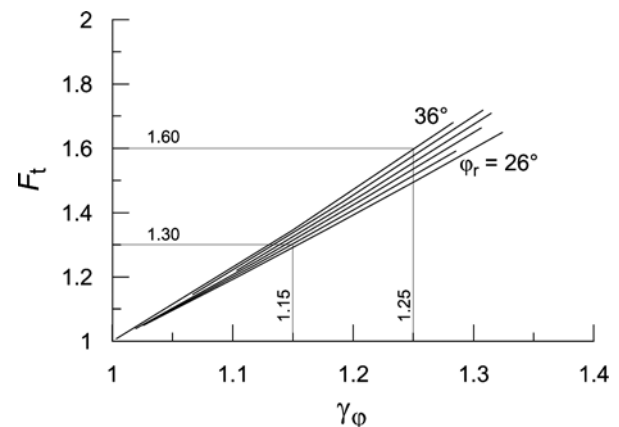


Fig. 6 – Andamento del coefficiente di sicurezza  $F_t$  nei riguardi dello scorrimento in funzione di  $\gamma_\varphi$ , per  $\varphi_r$  compreso fra 26 e 36°.  
 Fig. 6 – Plot of the safety factor against sliding  $F_t$  as a function of  $\gamma_\varphi$ , for  $\varphi_r$  ranging between 26 and 36°.



26° e 36°. In questo caso le curve descrivono un fuso piuttosto sottile individuando, in corrispondenza del coefficiente  $F_t = 1.3$  tradizionalmente utilizzato per le verifiche nei riguardi dello scorrimento, un valore massimo di  $\gamma_\varphi$  circa pari a 1.15. Utilizzando invece  $\gamma_\varphi = 1.25$  si ottiene un coefficiente  $F_t$  variabile fra 1.5 (per  $\varphi_r = 36^\circ$ ) e 1.6 (per  $\varphi_r = 26^\circ$ ).

## Paratie

### Paratia a sbalzo

Lo schema studiato è mostrato in figura 7. Si tratta di una paratia a sbalzo immersa in un terreno a grana grossa omogeneo, con coesione efficace nulla. Le pressioni interstiziali sono ovunque nulle e i sovraccarichi assenti. Nella pratica tecnica del nostro paese, il coefficiente di sicurezza  $F_r$ , valutato con riferimento a un cinematismo di collasso consistente in una rotazione intorno a un punto prossimo al piede, è definito come il fattore riduttivo della resistenza passiva che produce le corrispondenti condizioni di equilibrio limite.

Detta  $d$  la profondità d'infissione della paratia,  $H$  l'altezza di scavo e  $d_0$  la profondità del punto di rotazione P, utilizzando il metodo di BLUM [1931] e scrivendo l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto P può ottenersi l'espressione del coefficiente di sicurezza:

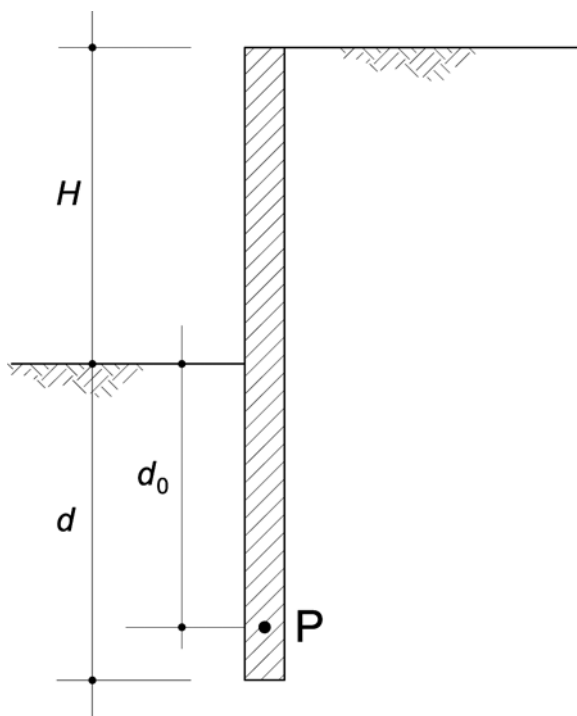


Fig. 7 - Schema della paratia a sbalzo.  
Fig. 7 - Outline of the cantilever embedded retaining wall.

$$F_{rs} = \frac{K_p}{K_a} \cdot \left( \frac{H}{d_0} + 1 \right)^{-3} \quad (19)$$

Dove  $K_p$  è il coefficiente di spinta passiva.

### Paratia vincolata in testa

Con riferimento allo schema di figura 8, mantenendo le ipotesi già formulate a proposito della paratia a sbalzo, la sicurezza rispetto a un cinematismo di collasso consistente in una rotazione intorno a un punto prossimo alla testa può essere studiata con il metodo dell'estremo libero. Scrivendo l'equazione di equilibrio alla rotazione intorno al punto sommitale della paratia P, l'espressione del coefficiente di sicurezza può scriversi come segue:

$$F_{ra} = \frac{K_p}{K_a} \cdot \left( \frac{3}{2} \frac{H}{d} + 1 \right) \cdot \left( \frac{H}{d} + 1 \right)^{-3} \quad (20)$$

### Legame fra $\gamma_\varphi$ e $F_r$

Le espressioni (19) e (20) possono essere utilizzate nel modo già descritto nei paragrafi precedenti: in un approccio tradizionale esse esprimono il coefficiente di sicurezza rispetto al cinematismo ipotizzato; utilizzando invece la definizione (13) per il coefficiente di sicurezza, esse esprimono il rap-

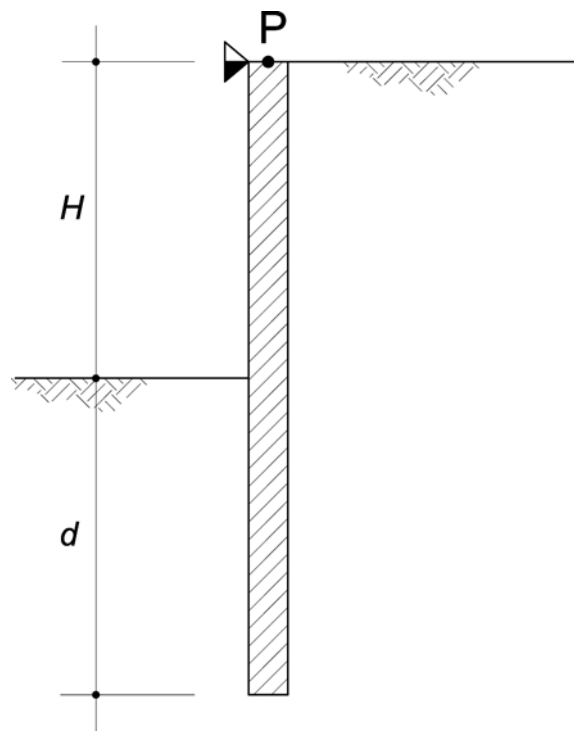


Fig. 8 - Schema della paratia vincolata in testa.  
Fig. 8 - Outline of the propped embedded retaining wall.

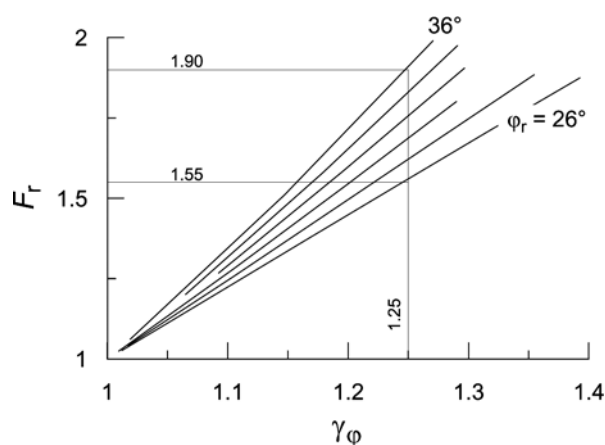


Fig. 9 – Andamento del coefficiente di sicurezza  $F_r$  delle paratie in funzione di  $\gamma_\varphi$ , per  $\varphi_r$  compreso fra 26 e 36°.

Fig. 9 – Plot of the factor of safety for embedded retaining walls  $F_r$  as a function of  $\gamma_\varphi$ , for  $\varphi_r$  ranging between 26 and 36°.

porto fra resistenze  $R_d$  ed effetto delle azioni  $E_d$  di progetto, in termini di coppie risultanti. Eliminando la quantità  $(H/d_0)$  o  $(H/d)$  da queste espressioni può ricavarsi il legame fra il coefficiente di sicurezza tradizionale  $F_r$  e quello definito dalla (13).

Per i due schemi di paratia, i parametri di resistenza sono contenuti soltanto nel rapporto  $K_p/K_a$ , che figura a fattor comune in entrambe le espressioni (19) e (20), perciò la relazione fra  $F_r$  e  $\gamma_\varphi$  è la stessa per i due schemi considerati. Essa è rappresentata in figura 9, per valori dell'angolo di attrito variabili tra 26 e 36°. Il diagramma è stato ottenuto valutando il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  mediante la relazione di Rankine e il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  con la soluzione di estremo inferiore ottenuta da LANCELLOTTA [2002], assumendo un angolo di attrito terreno-muro  $\delta_{tm} = 2/3 \cdot \varphi$ .

Nella pratica tecnica, la scelta del coefficiente di sicurezza minimo per una paratia è stata tradizionalmente lasciata al progettista, con valori tipici di  $F_r$  variabili da 1.5 a 2 [TENG, 1962; BURLAND *et al.*, 1981]. La figura 9 mostra che, per i casi analizzati, un coefficiente riduttivo dell'angolo di attrito  $\gamma_\varphi = 1.25$  equivale a un coefficiente di riduzione della spinta passiva  $F_r$  variabile con l'angolo di attrito e, nell'intervallo di valori di  $\varphi$  investigato, compreso fra 1.55 (per  $\varphi = 26^\circ$ ) e 1.9 (per  $\varphi = 36^\circ$ ).

## Conclusioni

Il coefficiente sicurezza di un sistema geotecnico può essere definito come il fattore riduttivo dei parametri di resistenza che produce condizioni di equilibrio limite. Questa definizione è già in uso nei problemi di stabilità dei pendii ed è stata utilizzata

da numerosi autori per lo studio di diversi sistemi geotecnici. La stessa definizione è di fatto contenuta anche in uno degli approcci progettuali definiti nell'Eurocodice 7.

La definizione appare più generale di quelle utilizzate nella pratica tecnica tradizionale. In linea di principio essa comporta la definizione di valori minimi del coefficiente di sicurezza indipendenti dal tipo di opera. Tuttavia, l'esperienza acquisita nella pratica tecnica induce a ricercare una corrispondenza fra i valori dei coefficienti di sicurezza definiti secondo approcci tradizionali e quelli assunti, a parità di condizioni, dal coefficiente di nuova definizione. Per alcuni semplici schemi di opere di sostegno si è illustrato un metodo che consente di ottenere questa corrispondenza in modo pressoché immediato.

Per i muri di sostegno, il valore  $\gamma_\varphi = 1.25$  suggerito nell'Allegato A dell'Eurocodice 7 corrisponde a un grado di sicurezza maggiore di quello comunemente accettato nel nostro paese: ciò è immediatamente evidente nelle verifiche a scorrimento (Fig. 6), dove per  $\gamma_\varphi = 1.25$  si ottiene  $F_t = 1.5-1.6$ , mentre per le verifiche a carico limite il coefficiente  $F_t$  varia in un intervallo più ampio, da 2 a oltre 3 per i casi analizzati. I casi in cui a  $\gamma_\varphi = 1.25$  corrisponde un valore  $F_t$  prossimo o inferiore a 2 sono invece di limitato interesse pratico, poiché si riferiscono a muri con rapporto  $B/H$  maggiore di 1.2.

Anche per le paratie nei casi studiati si sono ottenuti, per  $\gamma_\varphi = 1.25$ , valori di  $F_r$  superiori a quelli minimi comunemente utilizzati, ma che appaiono comunque compatibili con la pratica tecnica corrente.

## Note

- 1 Nel caso in cui non vi siano carichi variabili, questo è l'unico margine di sicurezza introdotto nella verifica, ed è perciò anch'esso un coefficiente di sicurezza globale.

## Bibliografia

- AVERSA S. (1996) – Eurocodice 7: strutture di sostegno. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. XXX, n. 2/3, pp. 66-91.
- BLUM (1931) – *Einspannungsverhältnisse bei Bohlwerken*. Wil. Ernst und Sohn, Berlin.
- BURLAND J.B., POTTS D.M., WALSH N.M. (1981) – *The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls*. Ground Engineering, July, pp. 28-38.
- CAQUOT A., KERISEL J. (1953) – *Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent*. Proc. 2<sup>nd</sup> ICSMFE, Zurich, 1, pp. 336-337.

- CEN (2004) – EN-1997-1, 2004, *Eurocode 7 : Geotechnical Design*. Part 1 : General Rules.
- LANCELLOTTA R. (2002) – *Analytical solution of passive earth pressure*. *Géotechnique*, 52, n. 8, pp. 617-619.
- MEYERHOFF G.G. (1953) – *Bearing capacity of foundations under eccentric and inclined load*. *Proc. 3<sup>rd</sup> ICS-MFE*, Rotterdam, 1, pp. 440-445.
- TENG W.C. (1962) – *Foundation design*. Prentice-Hall, New Jersey.
- VESIC A.S. (1973) – *Analysis of shallow foundations*. *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 1, pp. 45-73.

## On the factor of safety for earth-retaining structures

### Summary

*A number of recent technical codes adopt one of the design approaches outlined in the Eurocode 7, in which a margin of safety is obtained by dividing the soil strength parameters by a partial factor. In this technical note, a method is presented to relate, for simple earth-retaining structures, the values attained by this new safety factor to the corresponding values attained by the safety factors traditionally used in the geotechnical practice.*