

STABILITA' DEI PENDII E OPERE DI SOSTEGNO

prof. ing. Nunziante Squeglia

**SPINTA DELLE TERRE E
OPERE DI SOSTEGNO**

DEFINIZIONI

- **Opere di sostegno rigide: muri a gravità, a mensola, a contrafforti.....**
- **Opere di sostegno flessibili: palancole metalliche, diaframmi in cls (eventualmente con ancoraggi)**
- **Strutture miste: terra armata, terra rinforzata, muri cellulari.....**

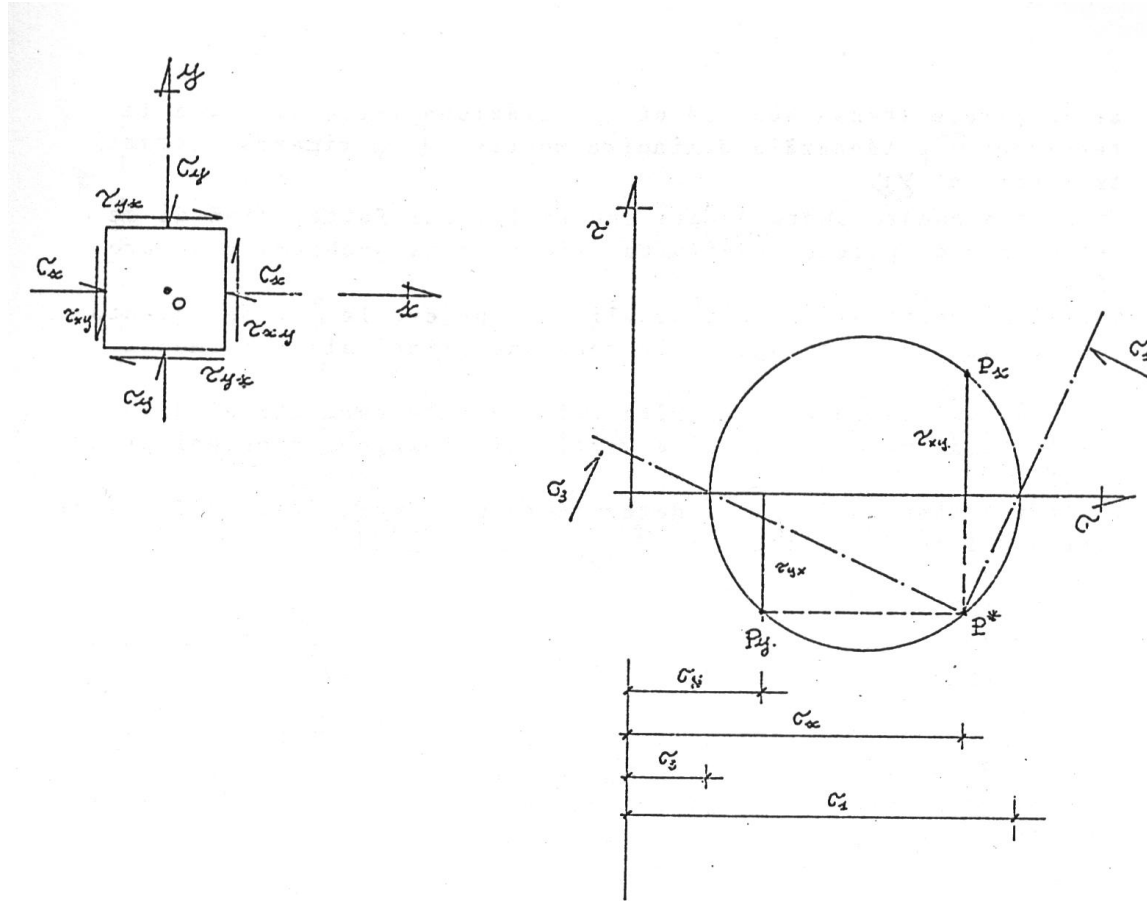
VERIFICA DI SICUREZZA (SLU, GEO)

- **scivolamento sul piano di posa**
- **ribaltamento (muri?)**
- **rottura del complesso fondazione – terreno**
- **stabilità globale**

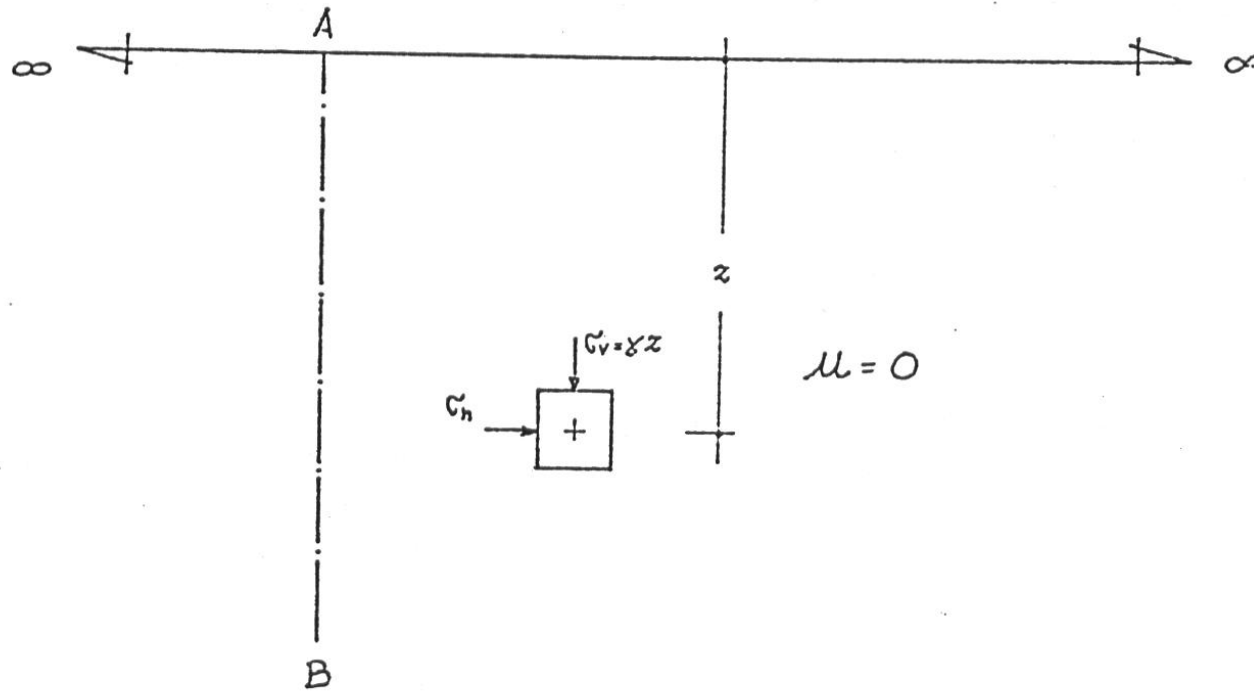
VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

- **compatibilità degli spostamenti**
- **influenza sul regime idraulico**
- **interazione terreno - struttura**

ANALISI DELLO STATO TENSIONALE

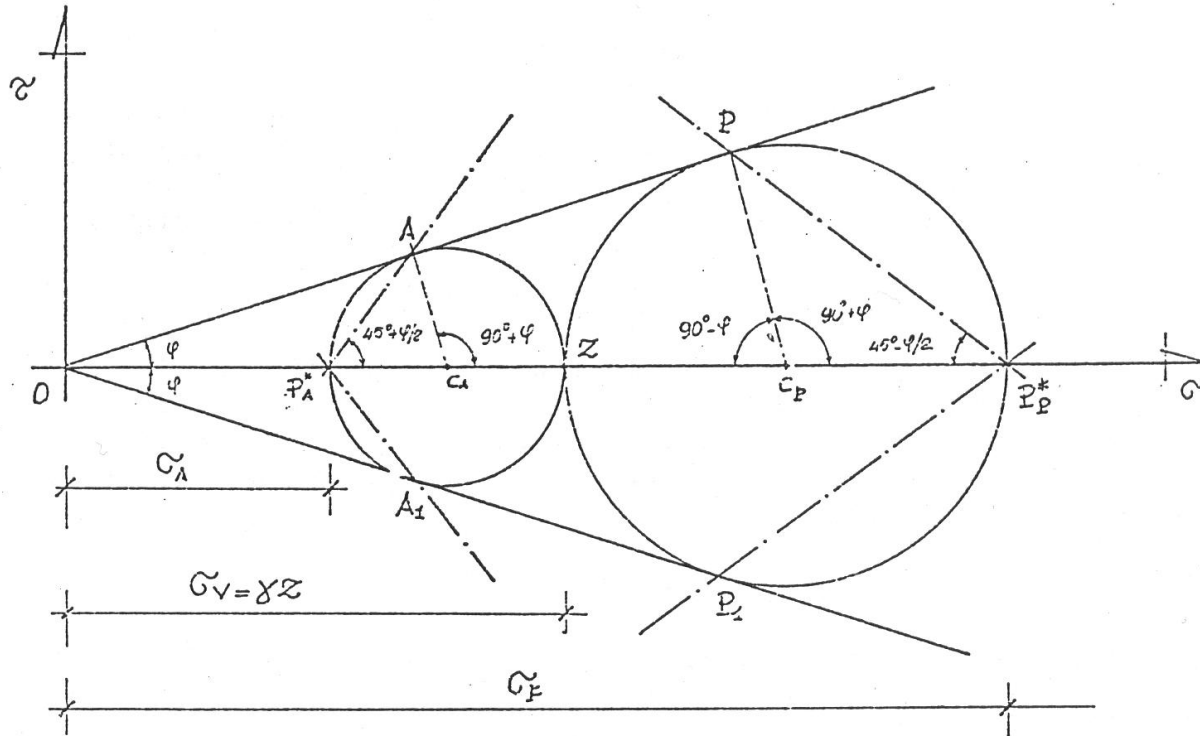


ANALISI DELLO STATO TENSIONALE



$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v$$

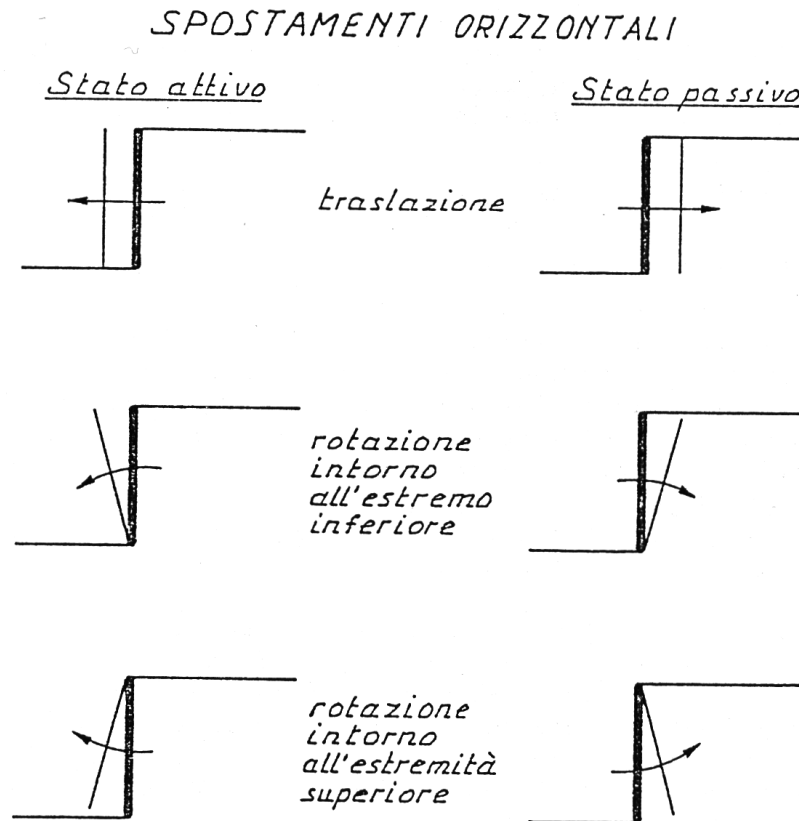
ANALISI DELLO STATO TENSIONALE



$$\sigma'_A = k_a \cdot \sigma'_v \quad k_a = \frac{1 - \text{sen} \varphi'}{1 + \text{sen} \varphi'} \quad \sigma'_P = k_p \cdot \sigma'_v \quad k_p = \frac{1 + \text{sen} \varphi'}{1 - \text{sen} \varphi'}$$

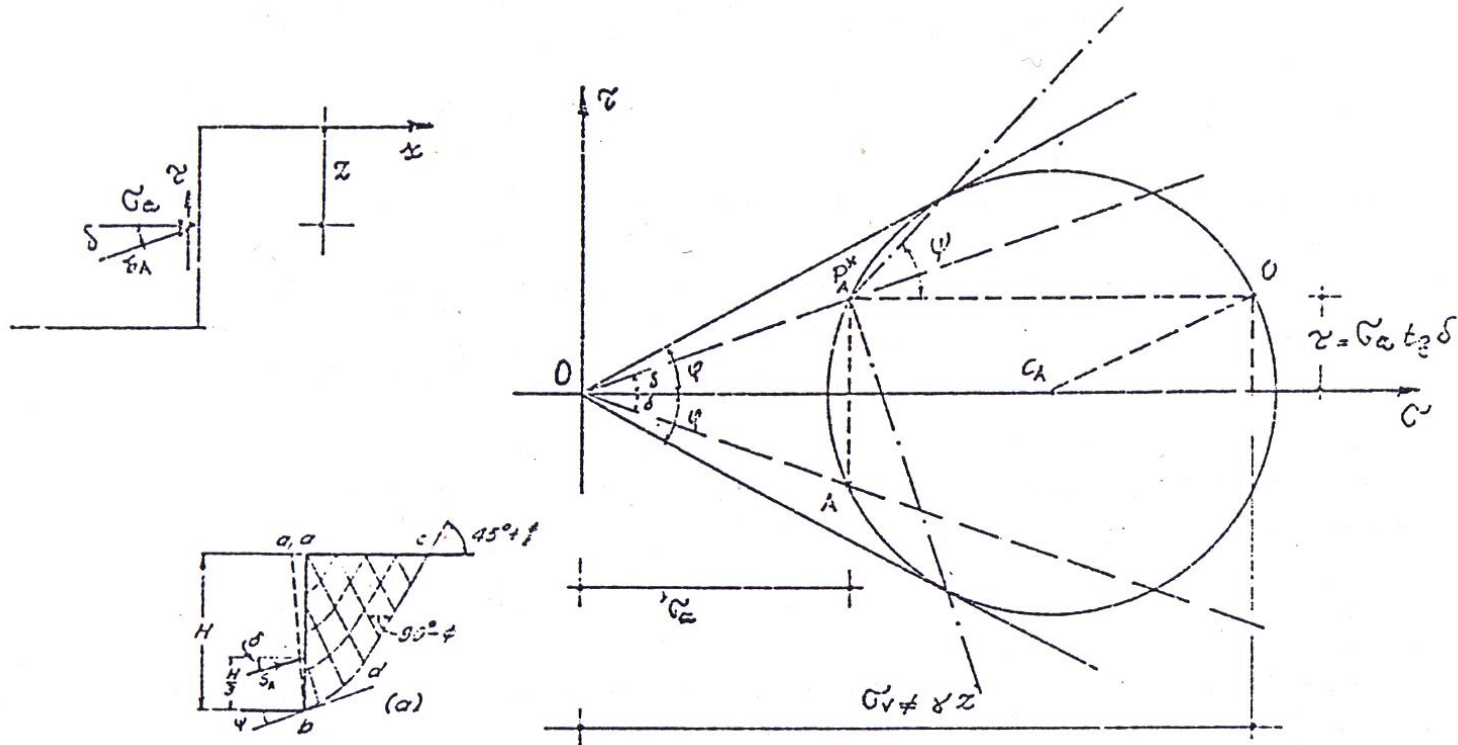
PARETE DI ALTEZZA FINITA

Cinematismo di rottura



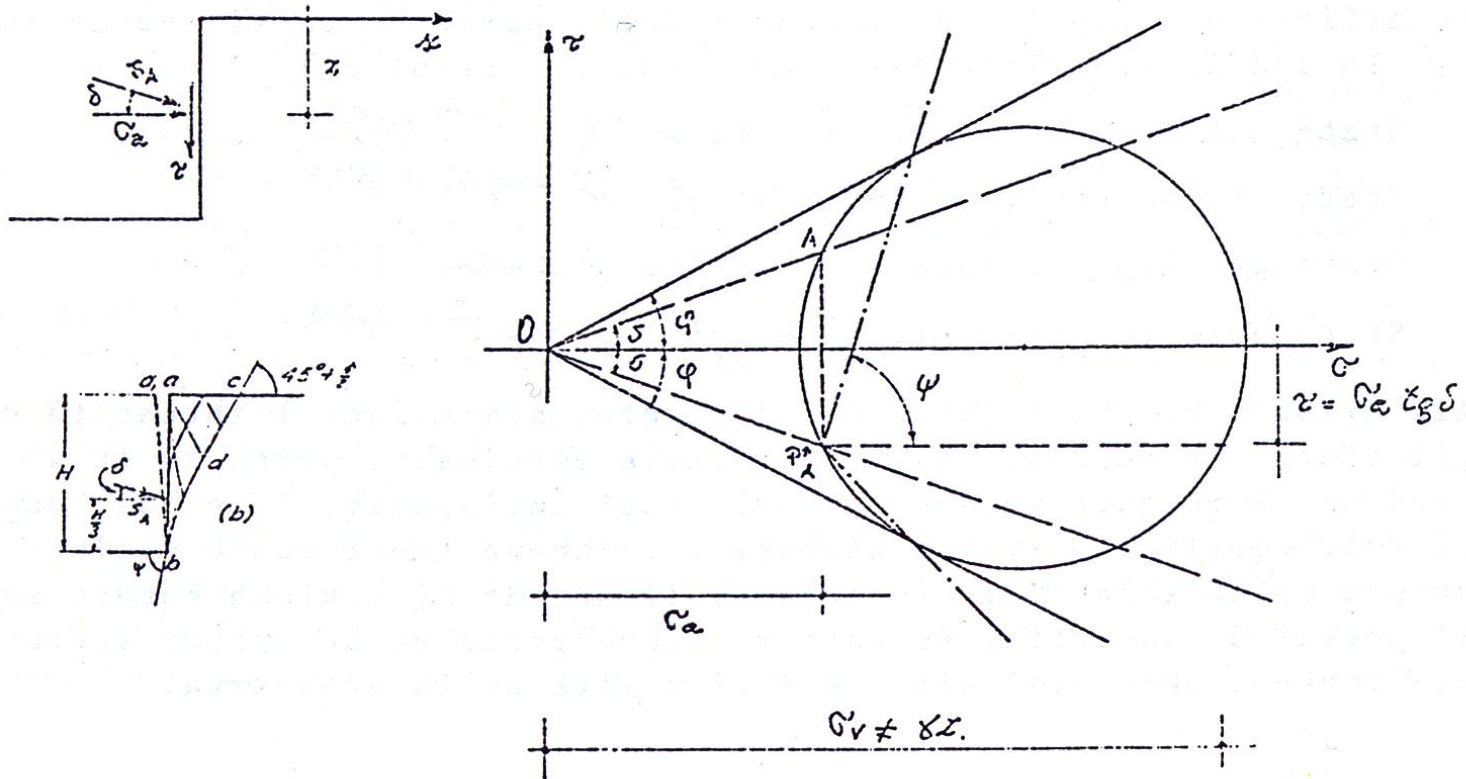
INFLUENZA DEL CINEMATISMO

Spinta Attiva – Cinematismo Positivo



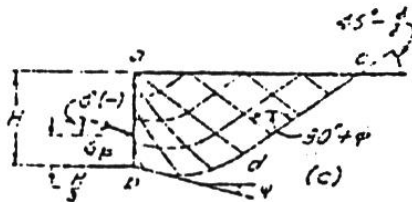
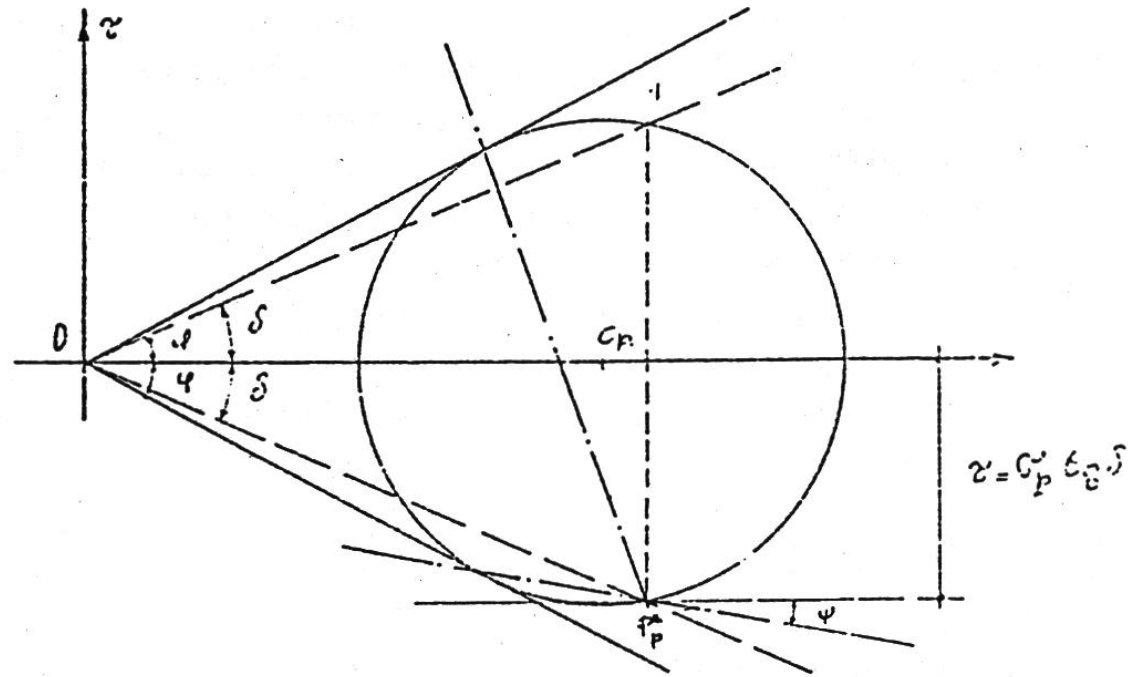
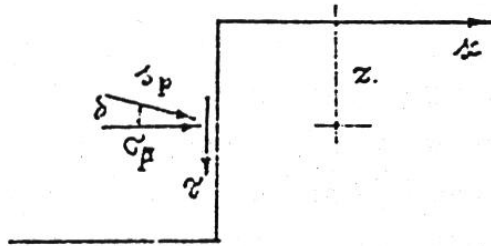
INFLUENZA DEL CINEMATISMO

Spinta Attiva – Cinematismo Negativo



INFLUENZA DEL CINEMATISMO

Spinta Passiva – Cinematismo Positivo



CALCOLO DELLA SPINTA METODI

SPINTA DELLE TERRE

Superfici piane →

**Teoria di Rankine
Metodo di Coulomb**

Superfici curve →

**Mistilinea (cerchio + retta)
Spirale logaritmica**

CALCOLO DELLA SPINTA

Applicabilità della Teoria di Rankine

- **Paramento di monte verticale**
- **Attrito nullo tra paramento e terreno**
- **Terrapieno orizzontale**

CALCOLO DELLA SPINTA

Determinazione della Spinta mediante la Teoria di Rankine

$$\sigma'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

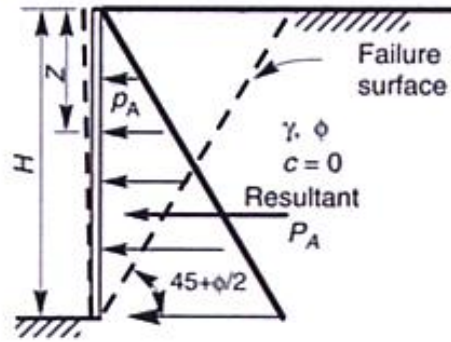
$$k_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi'}{1 + \operatorname{sen}\varphi'}$$

$$\sigma'_p = k_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi'}{1 - \operatorname{sen}\varphi'}$$

CALCOLO DELLA SPINTA

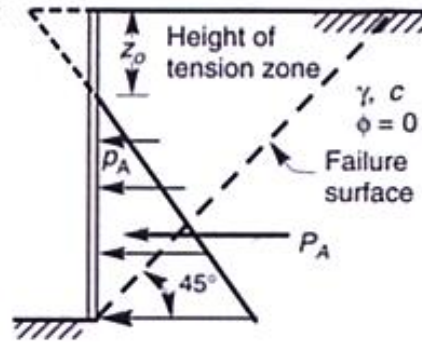
Determinazione della Spinta mediante la Teoria di Rankine



$$K_A = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$p_A = K_A \gamma z$$

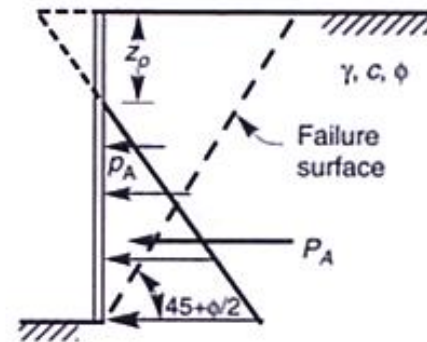
$$P_A = K_A \gamma H^2 / 2$$



$$z_0 = 2c/\gamma$$

$$p_A = \gamma z - 2c$$

$$P_A = \gamma H^2 / 2 - 2cH + \frac{2c^2}{\gamma}$$



$$z_0 = \left(\frac{2c}{\gamma} \right) \tan(45 + \phi/2)$$

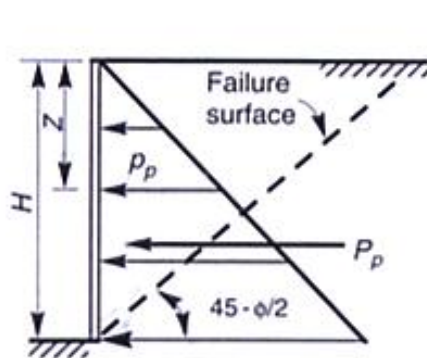
$$p_A = \gamma z \tan^2(45 - \phi/2) - 2c \tan(45 - \phi/2)$$

$$P_A = \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right) \tan^2(45 - \phi/2) - 2cH \tan(45 - \phi/2) + 2c^2/\gamma$$

Spinta Attiva

CALCOLO DELLA SPINTA

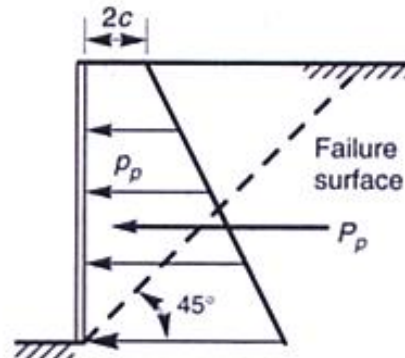
Determinazione della Spinta mediante la Teoria di Rankine



$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

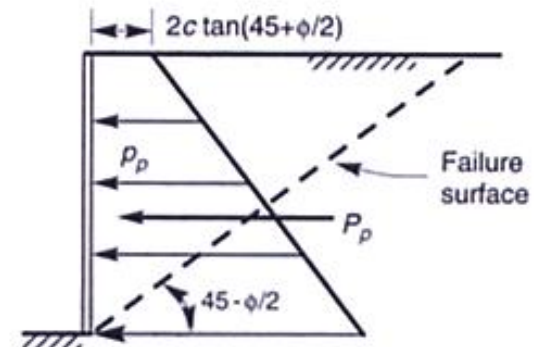
$$p_p = K_p \gamma z$$

$$P_p = K_p \gamma H^2 / 2$$



$$p_p = \gamma z + 2c$$

$$P_p = 1/2 \gamma H^2 + 2cH$$



$$p_p = \gamma z \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \tan(45 + \phi/2)$$

$$P_p = \left(\frac{\gamma H^2}{2} \right) \tan^2(45 + \phi/2) + 2cH \tan(45 + \phi/2)$$

Spinta Passiva

CALCOLO DELLA SPINTA

Teoria di Coulomb



Spinta Passiva

CALCOLO DELLA SPINTA

Teoria di Coulomb

$$S_i = \frac{1}{2} k_i \gamma H^2 \quad c' = 0$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

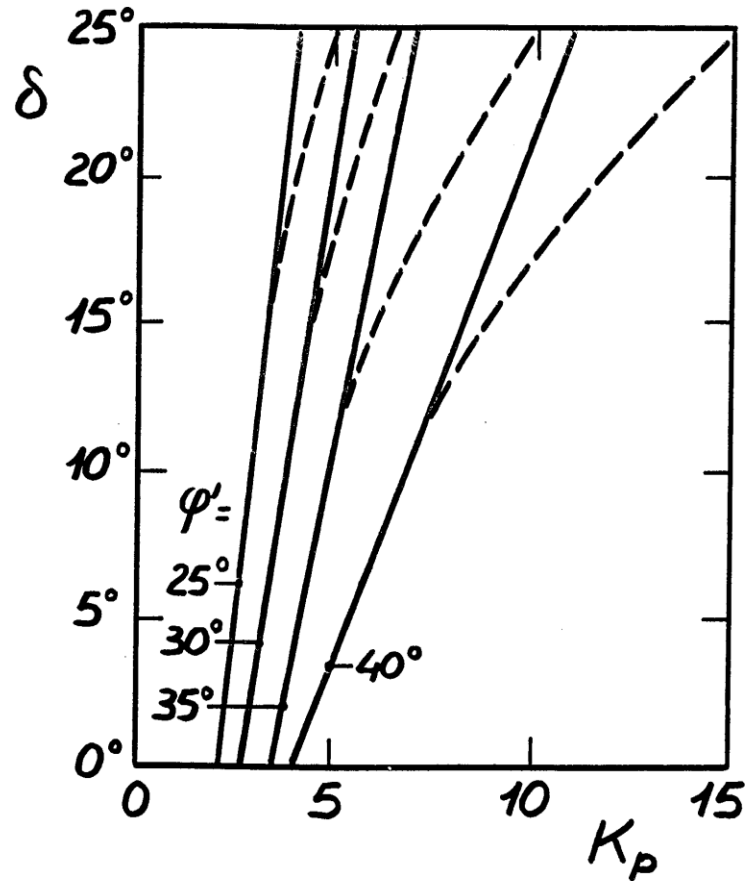
$$k_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

SPINTA PASSIVA

Influenza della curvatura della superficie

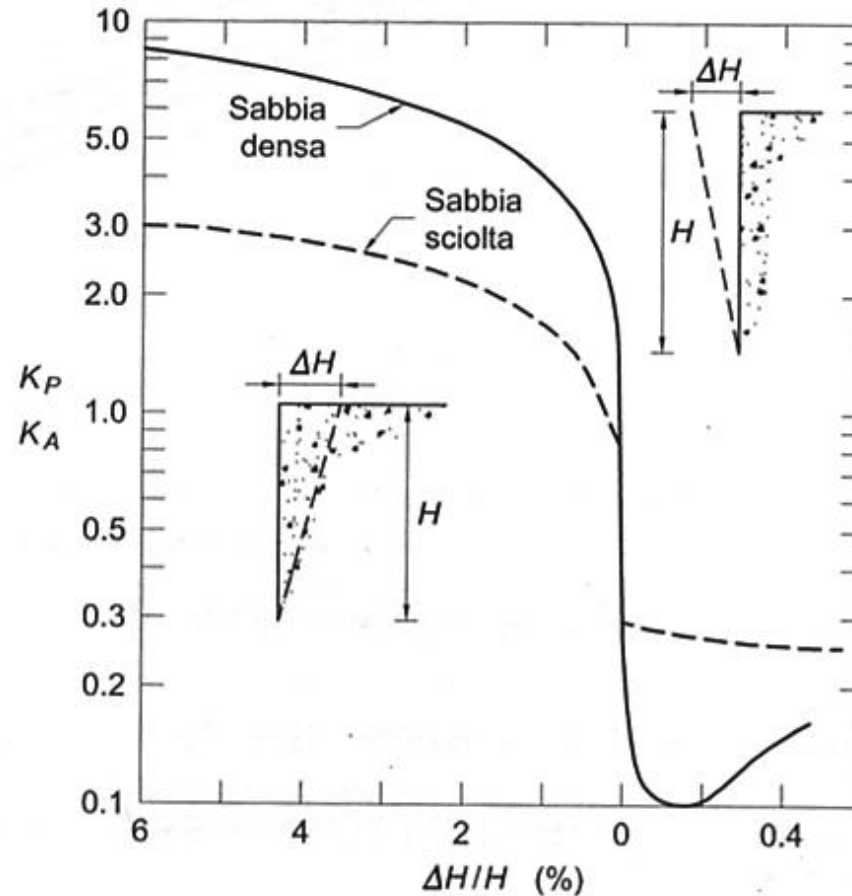
SPINTA DELLE TERRE

- superficie curva
- - - superficie piana



CALCOLO DELLA SPINTA

Influenza dell'entità degli spostamenti

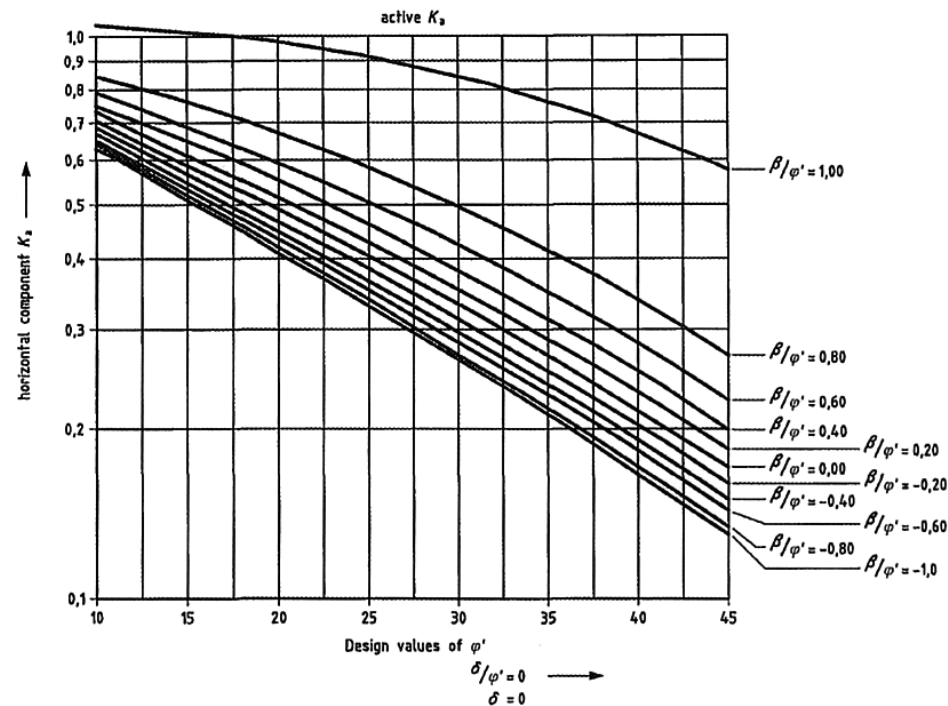
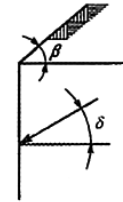


ROWE, 1965

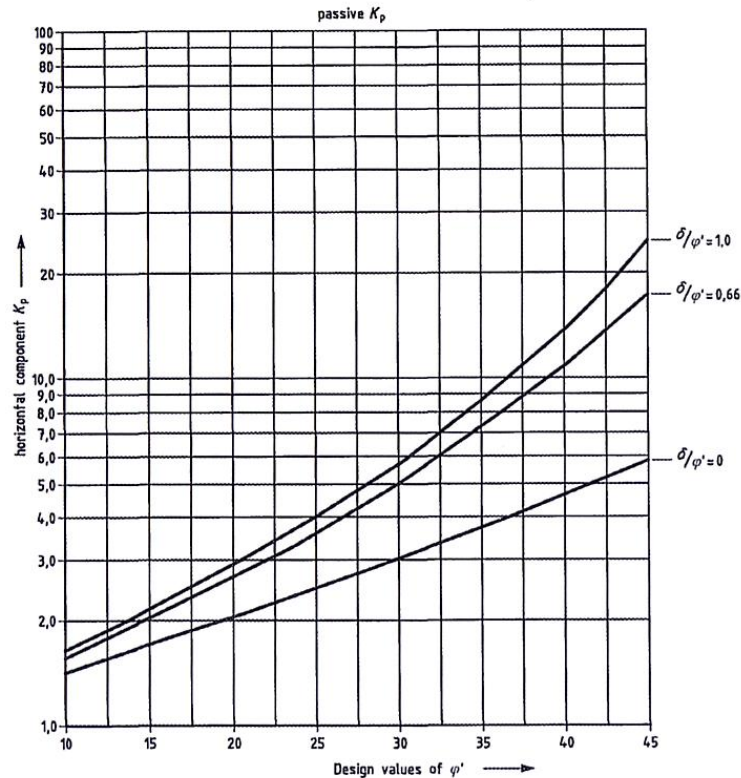
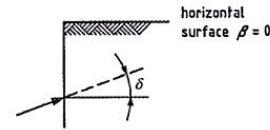
CALCOLO DELLA SPINTA

1. **Azioni: terreno + acqua + sovraccarichi + sisma**
2. **Spinta attiva: utilizzare le soluzioni con la superficie di scorrimento piana:**
 - Rankine ($i = 0, \delta = 0^\circ, c_a' = 0$)
 - Coulomb ($i \neq 0, \delta \neq 0^\circ, c_a' \neq 0$)
3. **Spinta passiva: quando $\delta > 1/3 \varphi'$ utilizzare le soluzioni con la superficie di scorrimento curvilinea.**
4. **Spostamenti necessari per mobilitare la spinta:**
 - attiva, molto modesti
 - passiva, rilevanti

CALCOLO DELLA SPINTA EC7 – Allegato C (Spinta Attiva)

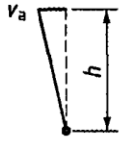
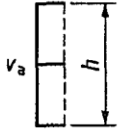
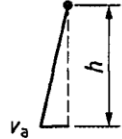
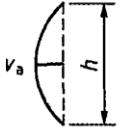


CALCOLO DELLA SPINTA EC7 – Allegato C (Spinta Passiva)



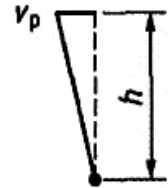
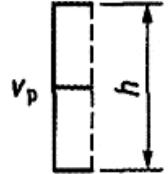
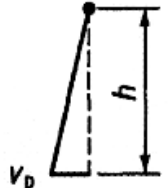
**CALCOLO
DELLA SPINTA
EC7 – All. C**

**Spostamenti
necessari
per la mobilitazione
della Spinta Attiva**

Kind of wall movement	v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1.0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall		

CALCOLO DELLA SPINTA EC7 – All. C

Spostamenti necessari per la mobilitazione della Spinta Passiva

Kind of wall movement	v_p/h loose soil %	v_p/h dense soil %
a) 	7 (1,5) to 25 (4,0)	5 (1,1) to 10 (2,0)
b) 	5 (0,9) to 10 (1,5)	3 (0,5) to 6 (1,0)
c) 	6 (1,0) to 15 (1,5)	5 (0,5) to 6 (1,3)
where: v_p is the wall motion to mobilise passive earth pressure h is the height of the wall		

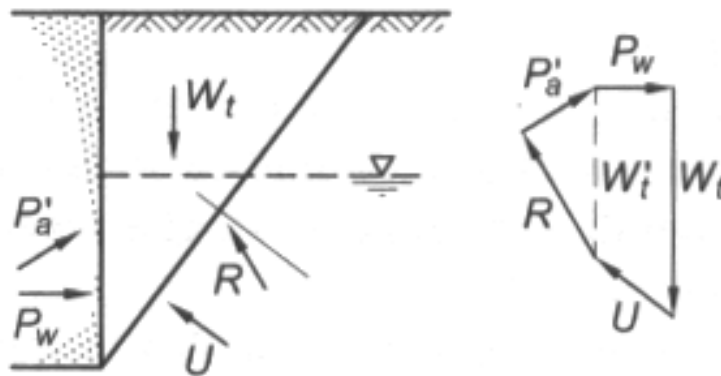
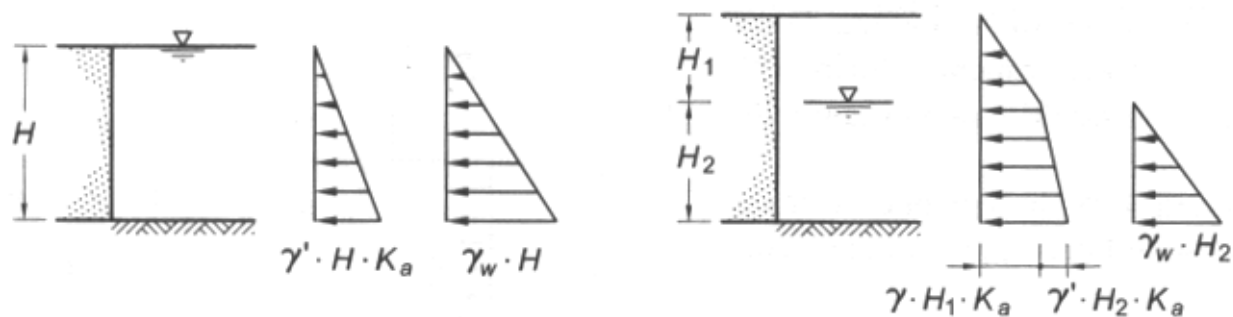
MURI DI SOSTEGNO (DOPO...)

Fasi del progetto

- 1. Scelta della tipologia (gravità, mensola, contrafforti...)**
- 2. Dimensionamento di massima**
- 3. Scelta dei parametri geotecnici**
- 4. Scelta del tipo di drenaggio**
- 5. Valutazione del cinematismo e degli spostamenti**
- 6. Calcolo della spinta (rif. 3, 4, 5)**
- 7. Verifiche GEO – vedi normativa**
- 8. Definizione particolari costruttivi**
- 9. Verifiche STR – vedi normativa**

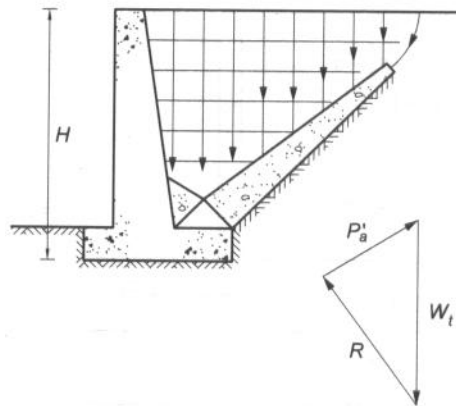
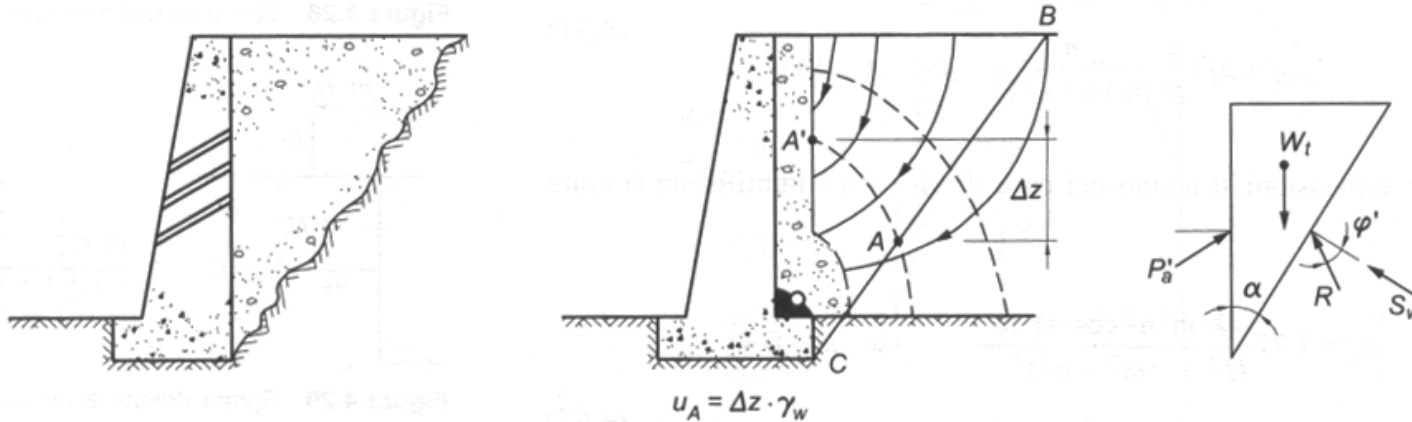
MURI DI SOSTEGNO

Influenza delle pressioni neutre



MURI DI SOSTEGNO

Influenza delle pressioni neutre



**Effetto di diverse
tipologie di drenaggio**

MURI DI SOSTEGNO

Valutazione degli spostamenti

Spostamenti relativi terrapieno-muro

- azioni sul muro
- peso del terrapieno

Muri che non subiscono spostamenti

- riferirsi al coefficiente di spinta a riposo (k_0)
- effetto del costipamento del terrapieno

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte da sovraccarichi

Sovraccarico uniforme q [F/L²]

TEORIA DI RANKINE

$$\Delta\sigma_a = k_a \cdot q$$

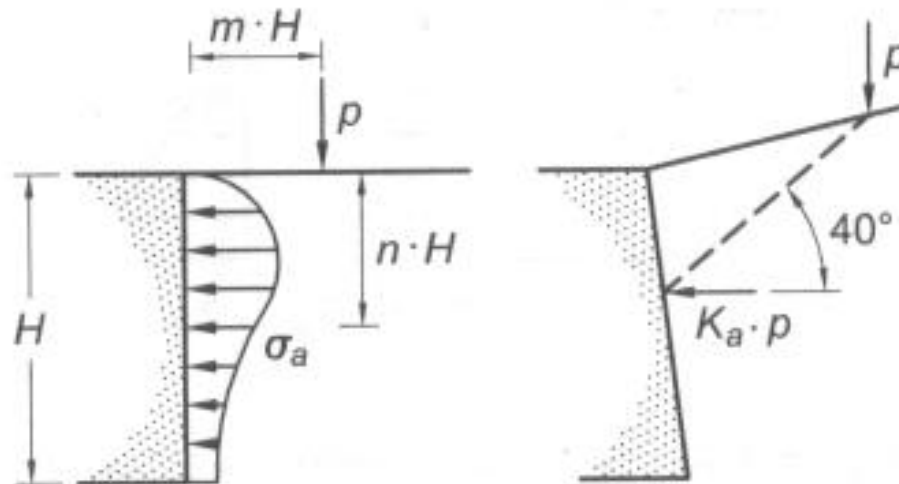
$$\Delta S_a = k_a \cdot q \cdot H$$

Applicato a $0.5H$

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte da sovraccarichi

Sovraccarico lineare p [F/L]
Teoria dell'elasticità

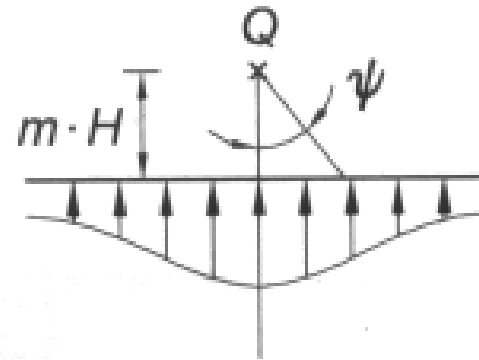
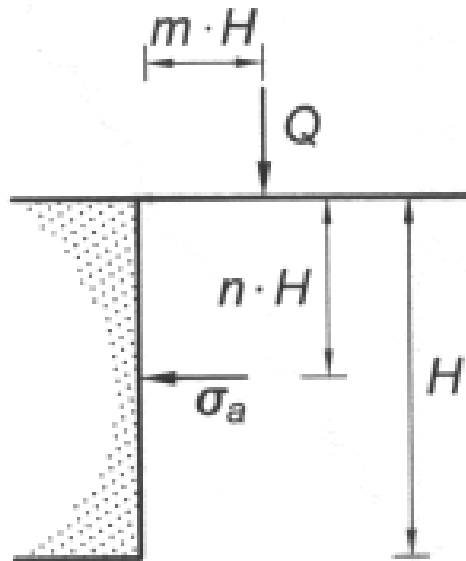


MURI DI SOSTEGNO

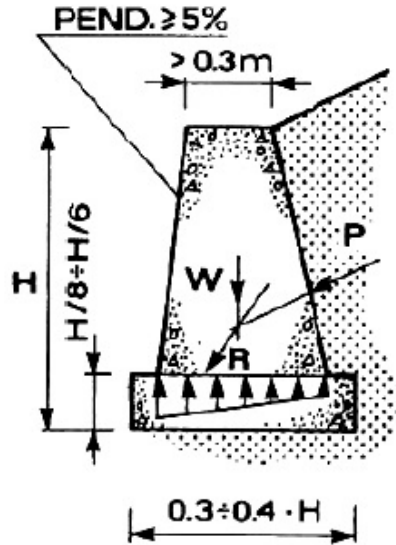
Spinte indotte da sovraccarichi

Sovraccarico puntiforme Q [F]

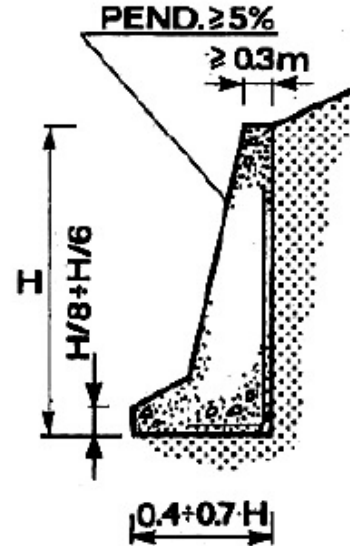
Teoria dell'elasticità



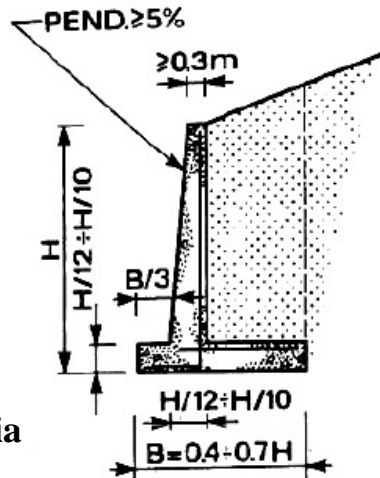
Muro a Gravità



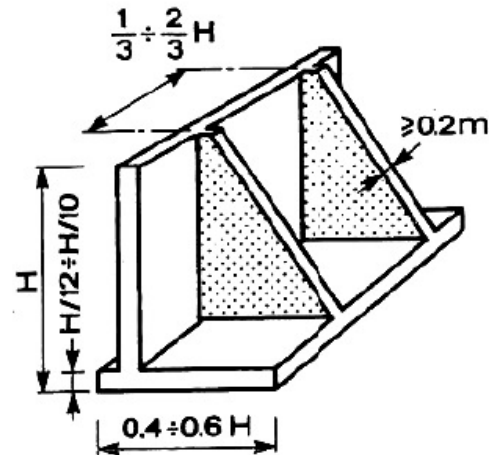
Muro a Semi-Gravità



Muro a Mensola



Muro a Mensola con contrafforti



MURI DI SOSTEGNO

Verifiche di sicurezza (statica)

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Lezioni di Stabilità dei Pendii e Opere di Sostegno

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

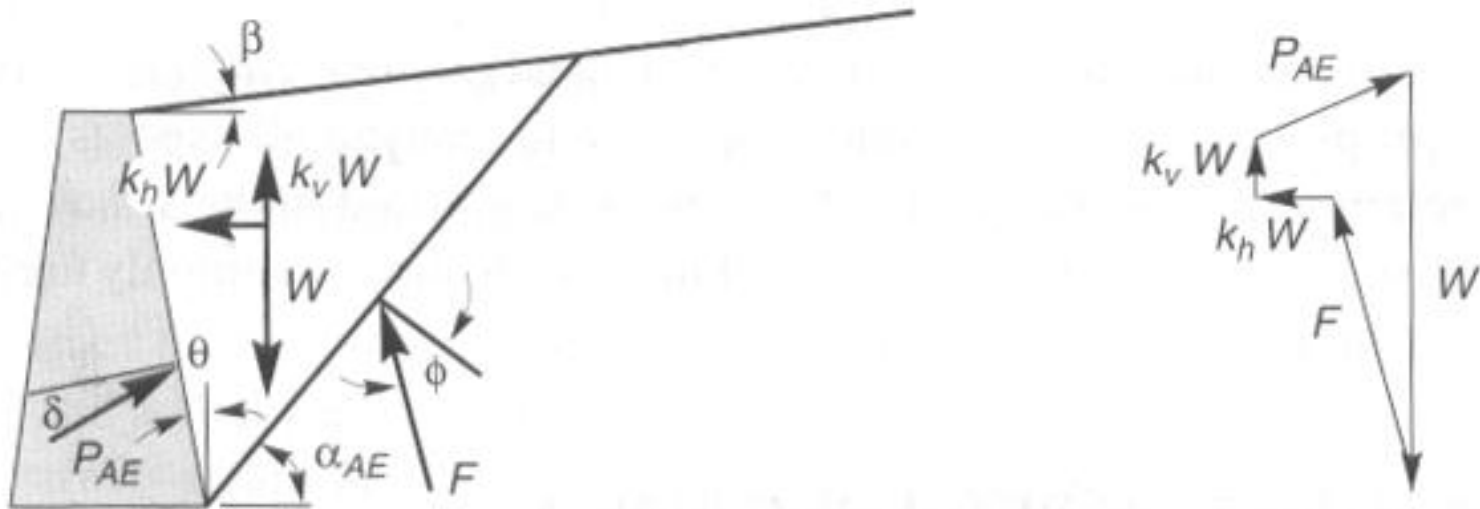
Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

Approccio pseudo-statico (Mononobe-Okabe)



MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

Approccio pseudo-statico (Mononobe-Okabe)

$$P_{AE} = \frac{1}{2} k_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad \psi = \arctan \frac{k_h}{1 - k_v}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

S_a , applicata H/3; $P_{AE} - S_a$, applicata H/2

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

Coefficienti sismici (NTC 2018)

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$$

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

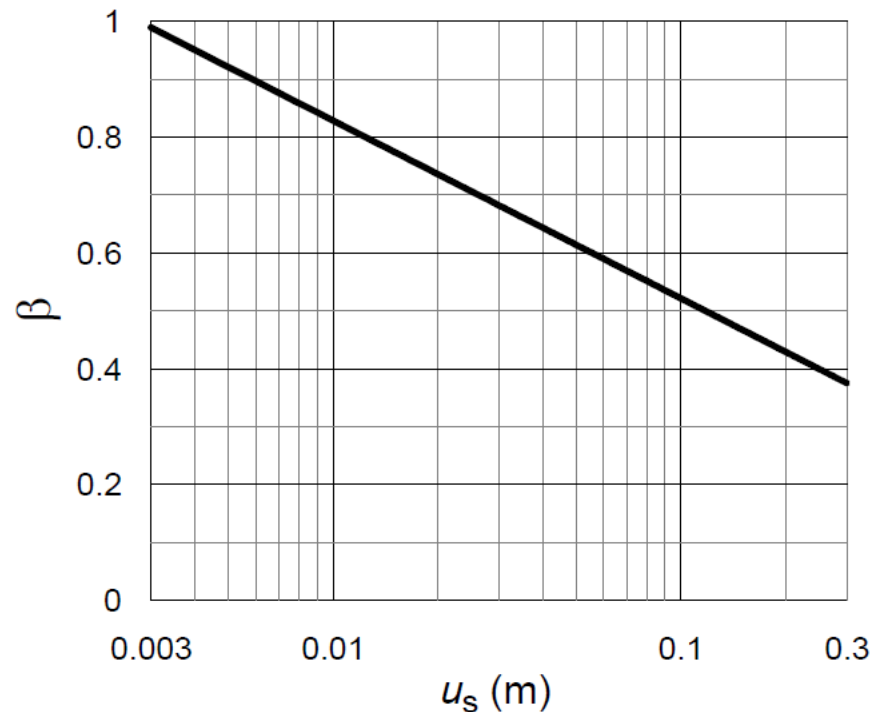


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

MURI DI SOSTEGNO

Limiti dell'approccio pseudo-statico

- **Rapporto tra componente verticale e orizzontale ($\psi \leq \varphi$)**
- **Sovrastima k_{PE} (come nel caso statico)**
- **Opere che non ammettono spostamenti**
- **Deformabilità terrapieno**
 - **Amplificazione (Opere alte)**
 - **Differenze di fase**

MURI DI SOSTEGNO

Spinte indotte dal sisma

Spinta dell'acqua

Terreni poco permeabili: incremento di spinta legato a γ_{sat}

In un terreno scarsamente permeabile sollecitato da un moto sismico l'acqua interstiziale si muove sostanzialmente in fase rispetto allo scheletro solido e le forze di inerzia sono proporzionali al peso di volume saturo del terreno. La spinta sismica dovuta all'acqua sarà nulla e, per tenere conto delle forze di inerzia, si assumerà

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad (7.42)$$

Terreni molto permeabili: incremento di spinta legato a γ' , spinta dell'acqua libera

In un terreno a permeabilità elevata, invece, l'acqua interstiziale è libera di muoversi attraverso la parte granulare del terreno. Ponendo che H sia l'altezza di quella parte dell'opera che si trova al di sotto del livello di falda, in caso di sisma l'acqua esercita un'azione pari a

$$W_{DIN} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad (7.43)$$

e in questo caso le forze d'inerzia dipendono dal peso di volume secco del terreno:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad (7.44)$$

E' anche possibile che su un lato dell'opera si trovi acqua libera (ad esempio nel caso di banchine portuali o di scavi sotto falda): in tal caso la pressione dinamica dell'acqua può essere calcolata con la seguente espressione:

$$q(z_w) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{z_w H} \quad (7.45)$$

essendo H come nel caso precedente e z_w l'ordinata discendente che indica la profondità al di sotto del pelo libero.

La spinta dinamica dell'acqua viene sempre applicata a $4H/10$ dal piede dell'opera.

Verifiche di sicurezza (sismica)

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

PARATIE DI SOSTEGNO

Condizioni per il proporzionamento

- **Stabilità del complesso terreno – paratia (anche se ancorata)**
- **Massime sollecitazioni sulla paratie inferiori a quelle sopportabili dalla struttura**
- **Massimi spostamenti della paratia inferiori a quelli accettabili**

PARATIE DI SOSTEGNO

Metodi di Calcolo

- **parete rigida e terreno rigido – plastico**
- **parete elastica e terreno non lineare**
- **modellazione FEM o FDM**

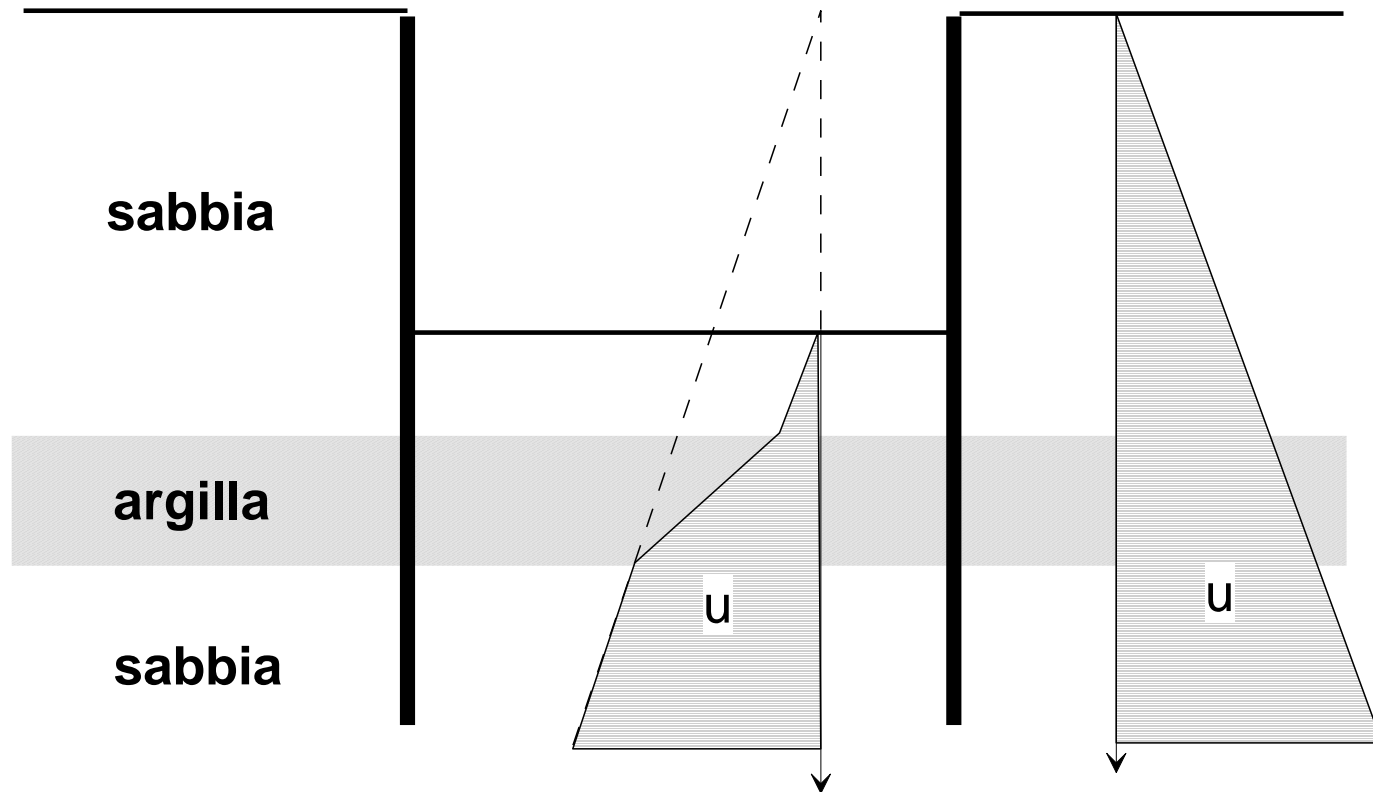
PARATIE DI SOSTEGNO

Terreno rigido – plastico

- **Spinta dovuta al peso del terreno**
- **Effetto dei sovraccarichi**
- **Effetto dell'acqua**
 - Spinta sulla parete**
 - Pressioni idrodinamiche**
 - Determinazione della portata**

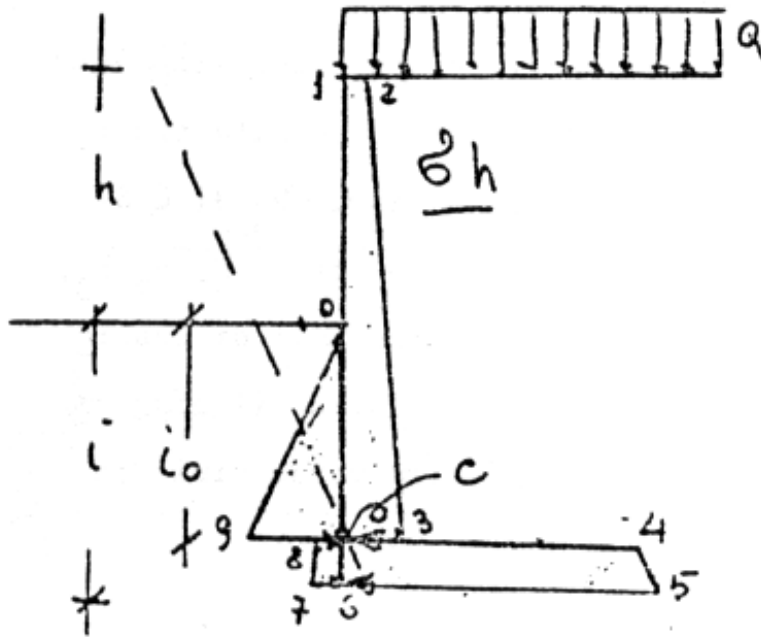
PARATIE DI SOSTEGNO

Sollevamento del fondo scavo



PARATIE DI SOSTEGNO LIBERE

Terreno rigido – plastico



$$1-2 \rightarrow q \cdot k_a$$

$$c-3 \rightarrow q \cdot k_a + (h+i_0) \cdot \gamma \cdot k_a$$

$$c-4 \rightarrow q \cdot k_p + (h+i) \cdot \gamma \cdot k_p$$

$$6-5 \rightarrow q \cdot k_p + (h+i) \cdot \gamma \cdot k_p$$

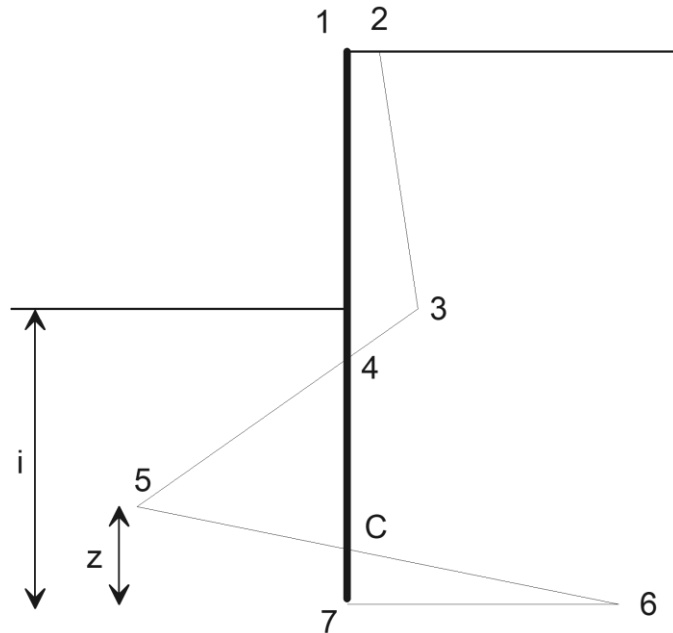
$$7-6 \rightarrow i \cdot \gamma \cdot k_a$$

$$8-c \rightarrow i_0 \cdot \gamma \cdot k_a$$

$$9-c \rightarrow i_0 \cdot \gamma \cdot k_p$$

PARATIE DI SOSTEGNO LIBERE

Metodo del “doppio triangolo”



Inclinazioni dei segmenti

$$2-3 \rightarrow \gamma \cdot k_a$$

$$3-5 \rightarrow \gamma \cdot (k_p - k_a)$$

Incognite:

posizione punto 5, z

lunghezza di infissione, i

Equazioni:

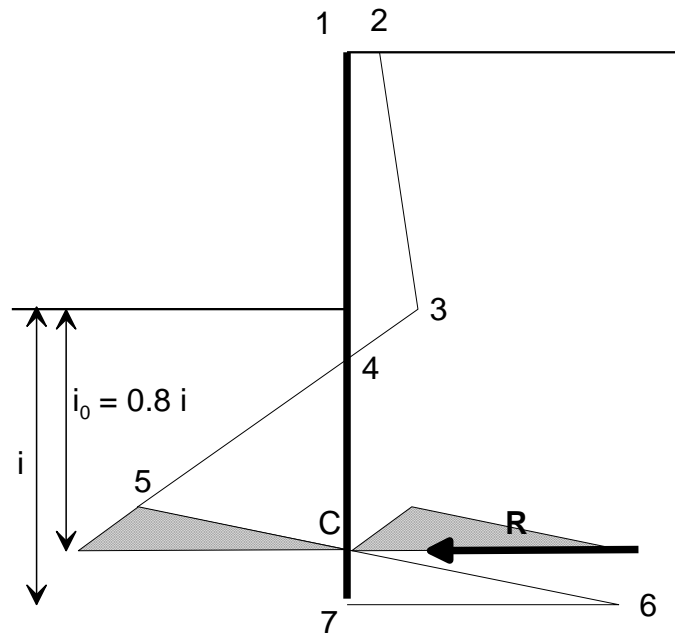
traslazione orizzontale

rotazione

$$7-6 \rightarrow q \cdot k_p + (h+i) \cdot \gamma \cdot k_p - \gamma \cdot k_a \cdot i$$

PARATIE DI SOSTEGNO LIBERE

Metodo di Blum (1943)



$$i_0 = 0.8 \cdot i$$

Equilibrio alla rotazione
intorno al punto C

=

Polinomio di 3° grado in i_0

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Vantaggi:

- limitazione degli spostamenti della parete
- effetto di stabilizzazione degli ancoraggi
- riduzione del momento flettente

Ancoraggi:

Passivi – carico dovuto al movimento della parete

Attivi – tiranti pretesi

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

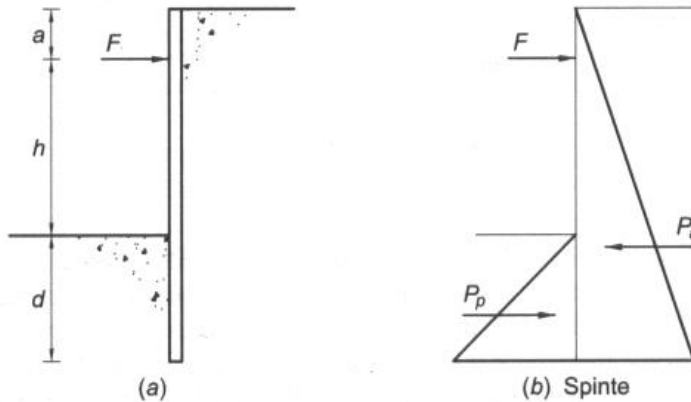
Metodi di calcolo (terreno rigido – plastico)

Paratie con un livello di ancoraggi:

- 1. Metodo della parete libera al piede**
- 2. Metodo della parete vincolata al piede**

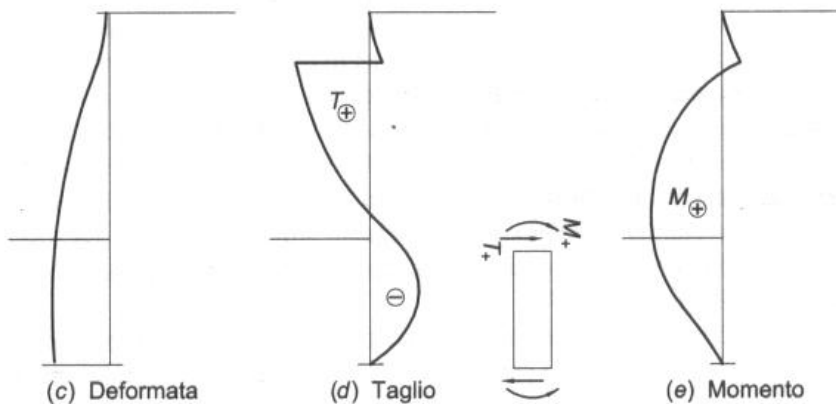
PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Metodo della parete libera al piede



Incognite:

1. Sforzo nei tiranti
2. Infissione



Equazioni:

1. Rotazione intorno F
2. Traslazione orizzontale

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Metodo della parete libera al piede: commenti

Riduzione del momento flettente massimo dovuta a:

- 1. controrotazione della parete nel tratto iniziale**
- 2. “effetto arco” tra il livello dell’ancoraggio e piano di scavo**
- 3. inflessione della parete nel tratto immerso**

Il cedimento dell’ancoraggio porta all’annullamento dei fenomeni 1. e 2.

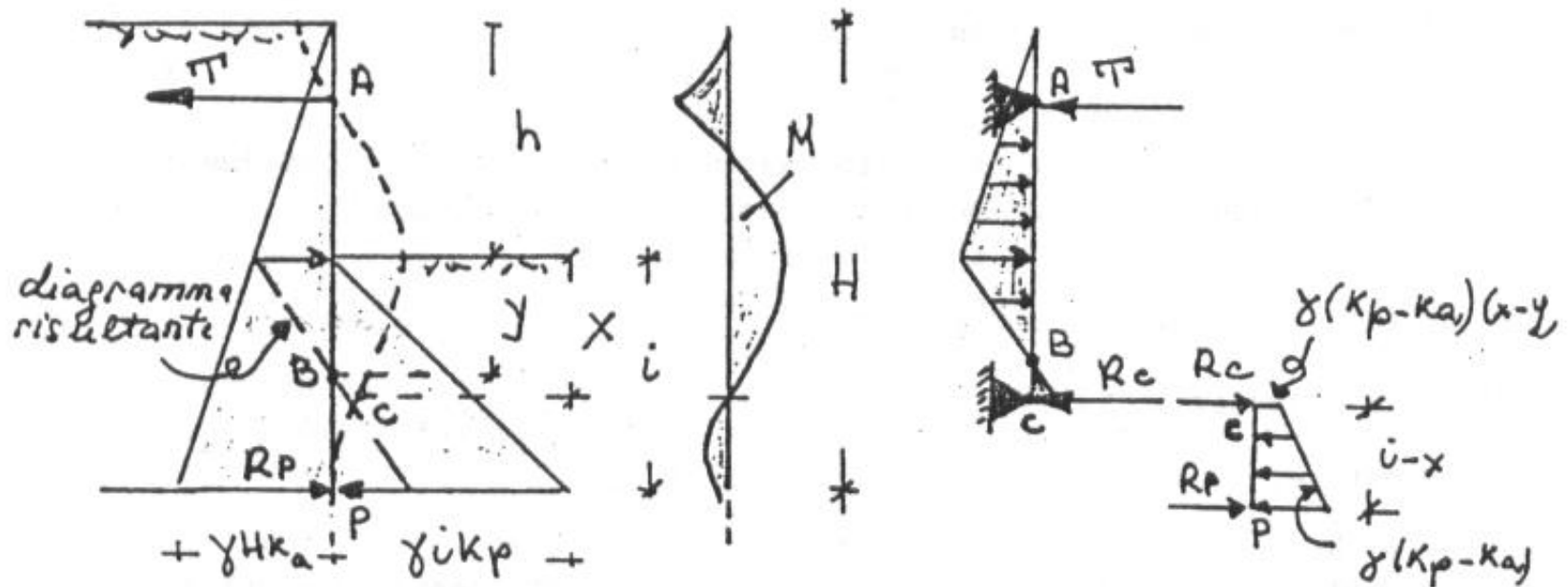
Rowe (1952):

Buon accordo nel caso di strutture rigide

Strutture flessibili → sovrastima del momento flettente massimo

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Metodo della parete vincolata al piede



C, flesso della deformata; P, punto fisso

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Metodo della parete vincolata al piede

Incognite:

1. sforzo nel tirante, T
2. posizione del punto di flesso C , x
3. posizione del punto P , i
4. lunghezza al di sotto del punto P
5. Sforzo di taglio nel punto P , R_p

Equazioni:

1. Rotazione
2. Traslazione

Nessuna relazione di congruenza

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Parete vincolata al piede

“Metodo della Trave Equivalente”, Blum (1950)

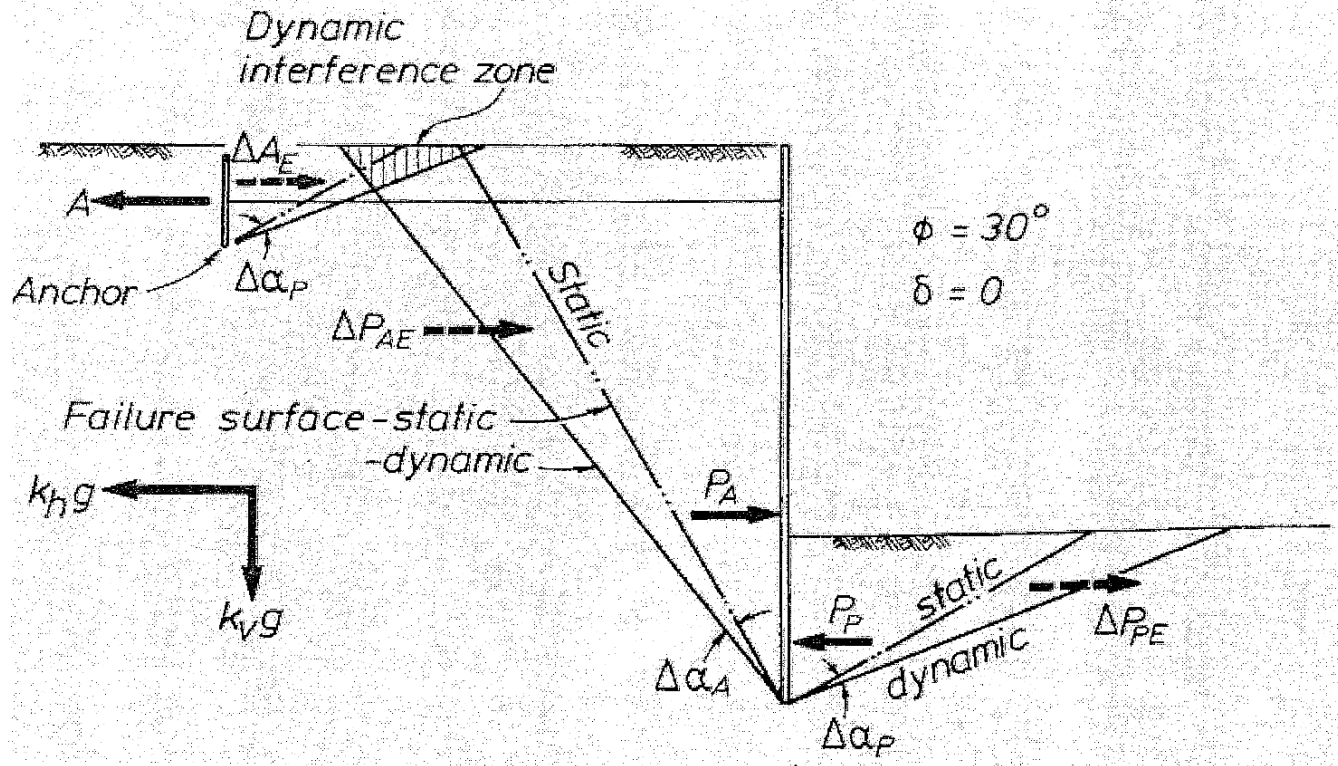
1. Valutazione della spinta attiva e passiva
2. Il punto di ancoraggio è da considerarsi fisso
3. Il valore di x è noto ($x = 0.1 \cdot h$)
4. Si considera il diagramma risultante ed il taglio R_p

Quindi:

1. Si ricavano dall'equilibrio della trave superiore R_c e T
2. Dall'equilibrio della parte inferiore si ricava i
3. Il tratto al di sotto di P si pone pari a $0.2 \cdot i$

PARATIE DI SOSTEGNO ANCORATE

Lunghezza degli ancoraggi



(Elms & Richard, 1990)