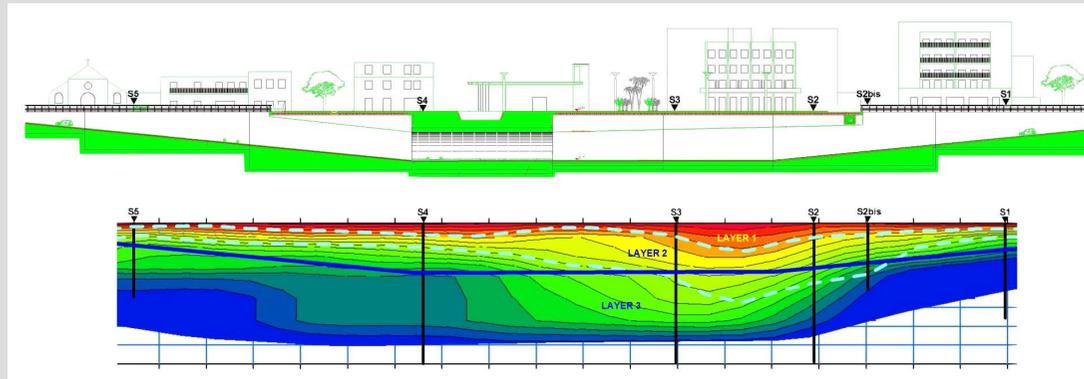




ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA

Corso di aggiornamento professionale
**“Progettazione geotecnica
secondo le NTC 2008”**

Pistoia, 13 maggio-24 giugno 2011



*Aula Polivalente del Seminario Vescovile
Via Puccini, 36 - Pistoia*

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pistoia

Via Panciatichi, 11 – 51100 Pistoia

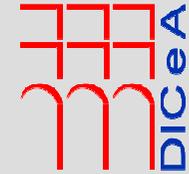
Tel. 0573 25931 - fax 0573 24383

info@ordineingegneri.pistoia.it

www.ordineingegneri.pistoia.it



Corso di aggiornamento professionale su
"Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008)"



Prof. Ing. Alessandro Ghinelli

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze

diaframmi in cemento armato con e senza tiranti di ancoraggio

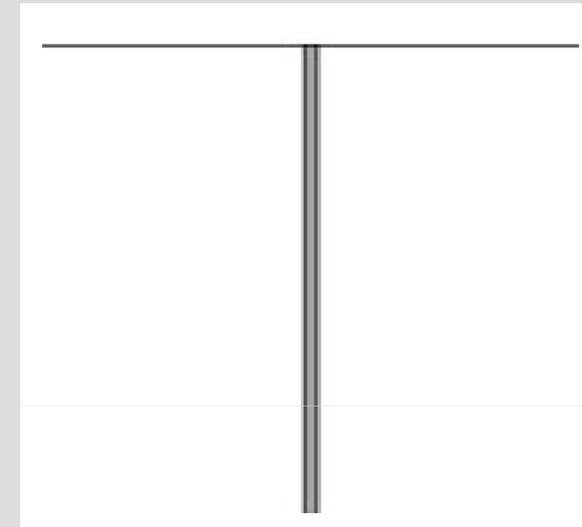
Pistoia, 20 Maggio 2011



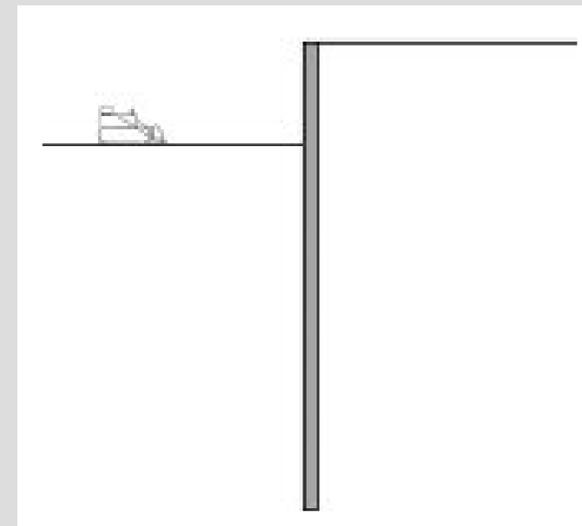
La realizzazione di una paratia, indipendentemente dalla tipologia, passa attraverso più fasi di esecuzione.

Caso di una paratia con un ordine di tiranti:

Fase 1: infissione della paratia nel terreno

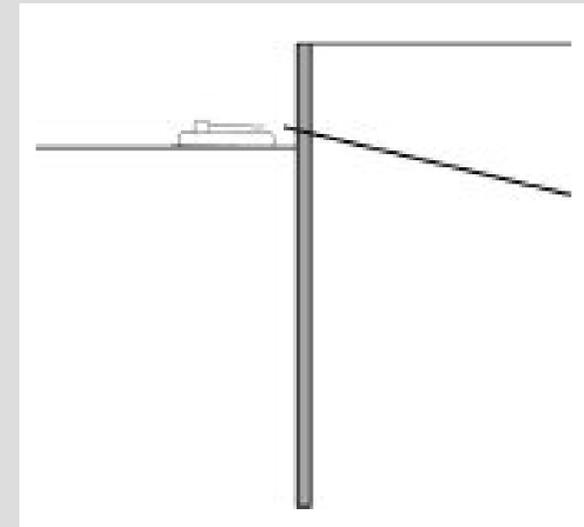


Fase 2: realizzazione della prima fase di scavo, il terreno a tergo è sostenuto dalla paratia.

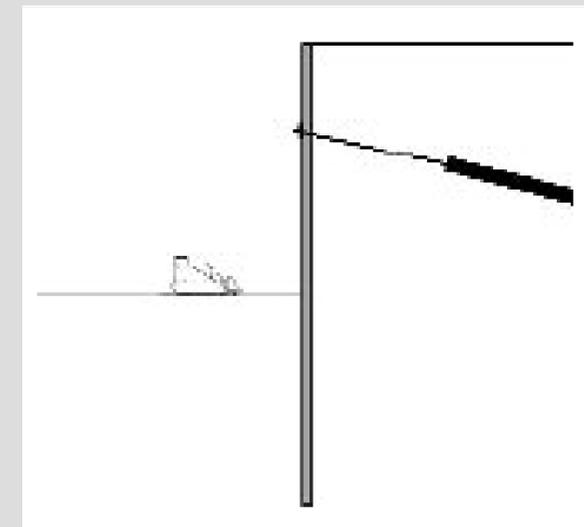




***Fase 3: messa in opera dei tiranti di ancoraggio
(o di puntelli di contrasto)***



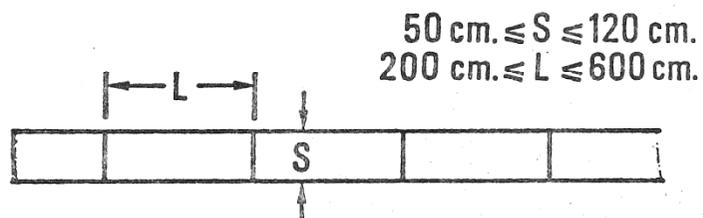
***Fase 4: ripresa delle operazioni di scavo
fino alla quota di fondo scavo finale***



Il ricorso a paratie come opere di sostegno del terreno permette di ridurre l'occupazione delle aree adiacenti all'intervento: ideale in ambito urbano.



DIAFRAMMA LINEARE

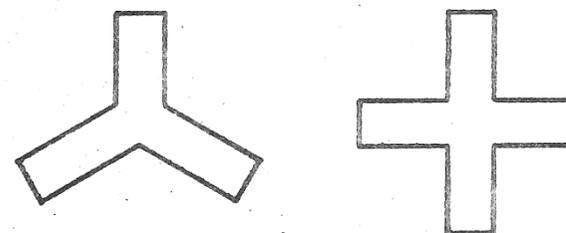


DIAFRAMMA

A STELLA

A CROCE

Le dimensioni sono simili indicate per i diaframmi a 'T'



DIAFRAMMA A 'T'

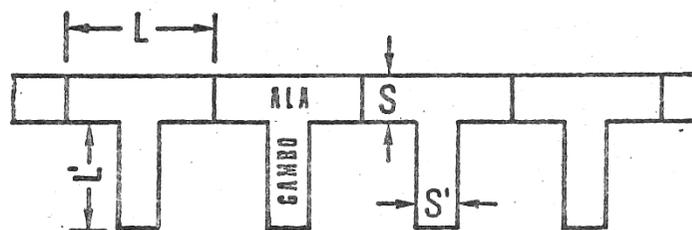
119

$L = 300 \div 500 \text{ cm.}$

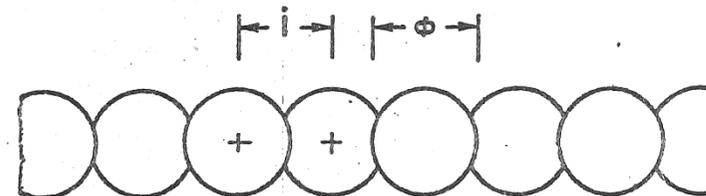
$S = 50 \div 100 \text{ cm.}$

$L' = 200 \div 400 \text{ cm.}$

$S' = 50 \div 100 \text{ cm.}$



DIAFRAMMA A PALI SECANTI



$\phi = 60 \div 80 \text{ cm.}$

$i = 50 \div 60 \text{ cm.}$

Fig. 3.27 : Tipi di diaframmi costruiti in opera (da Botto 1979)

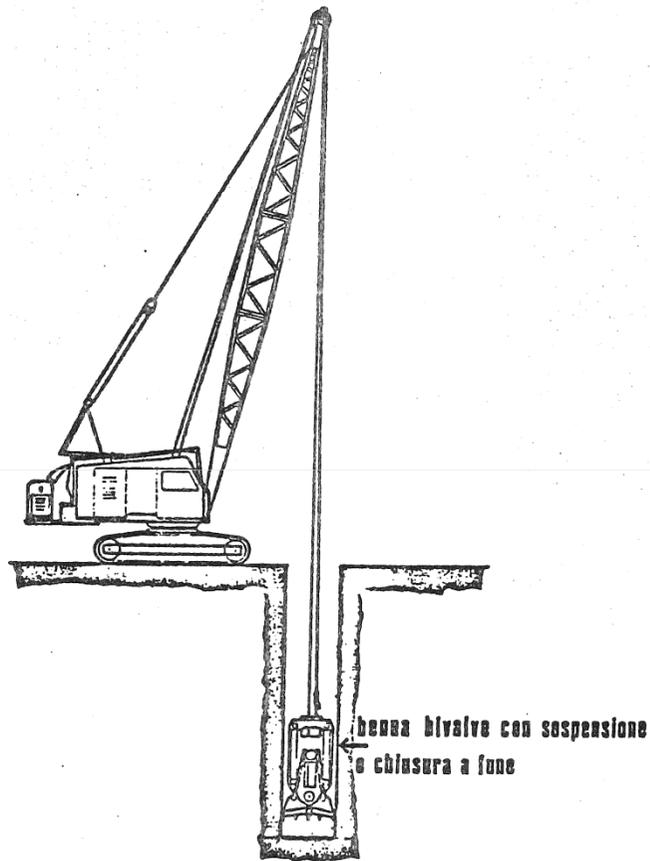


Fig. 3.32 : Scavo per mezzo di utensile
a frese multiple (da Botto 1979)

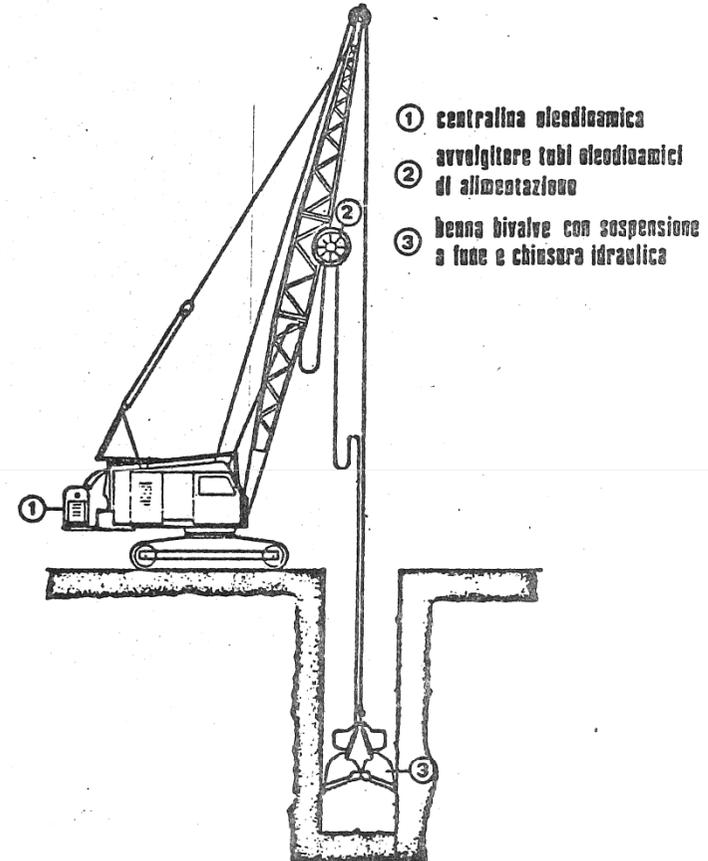
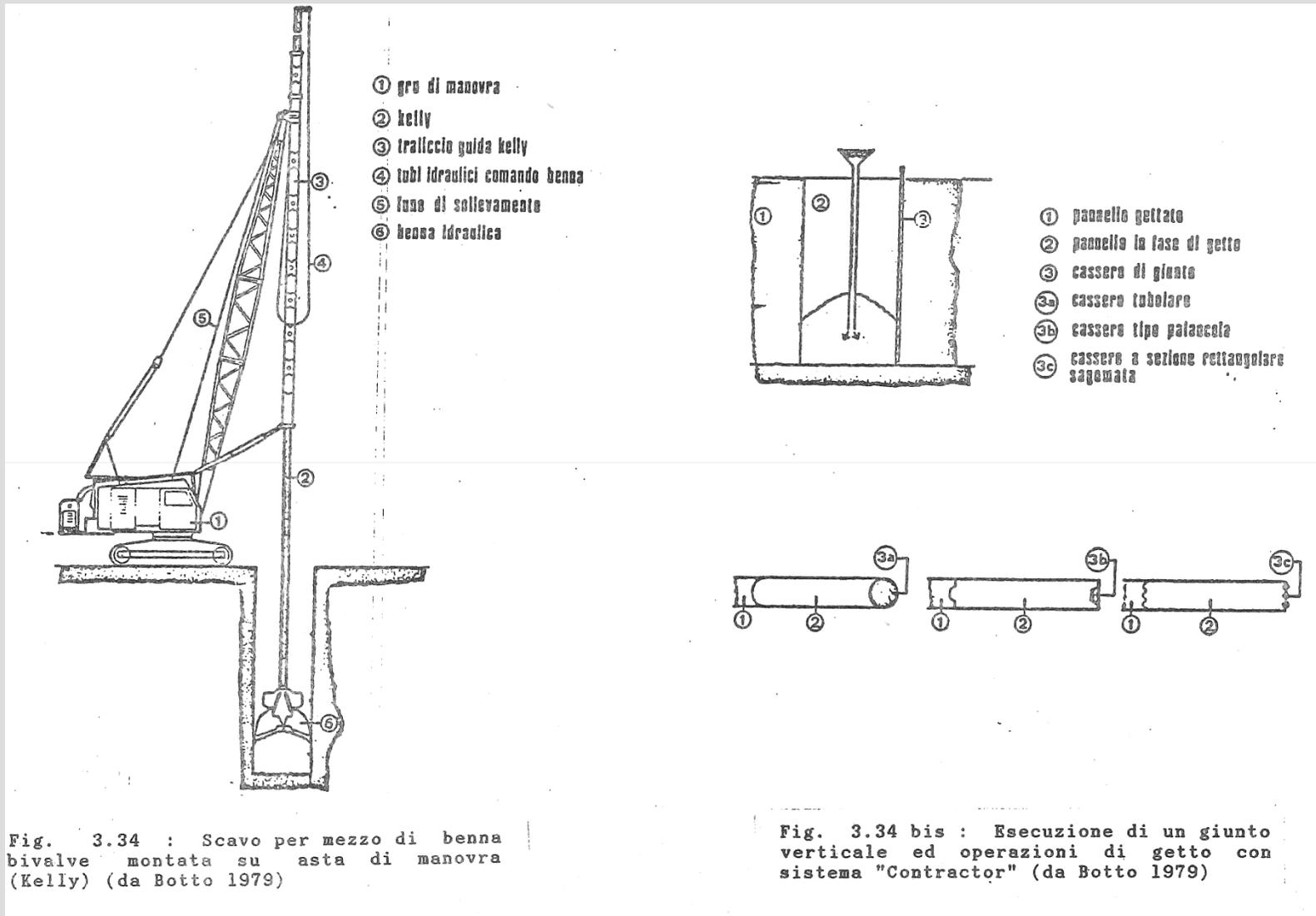


Fig. 3.33 : Scavo per mezzo di benna
bivalente sospesa (da Botto 1979)



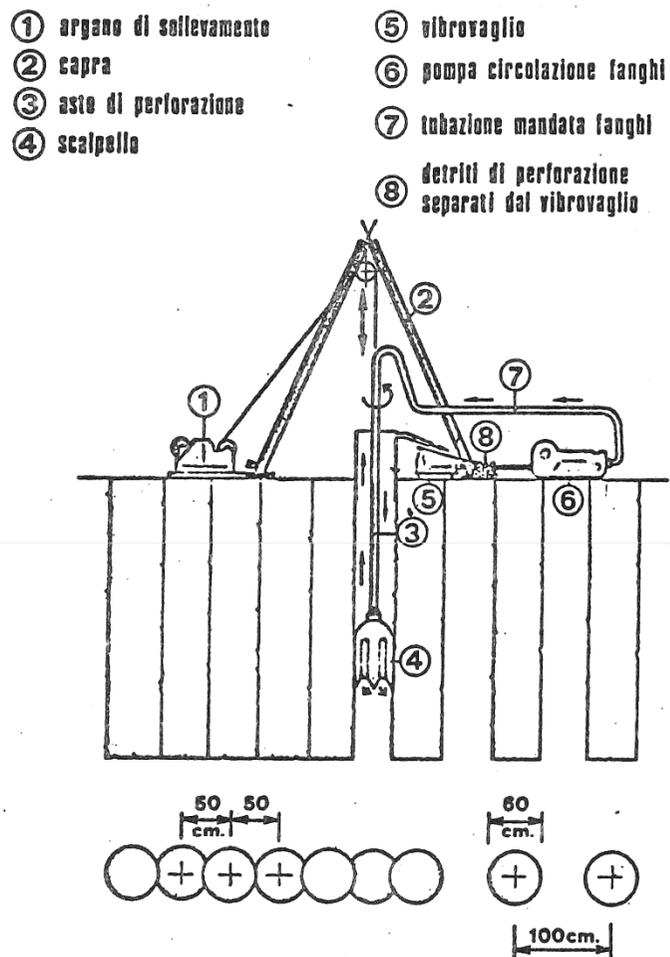


Fig. 3.28 : Tecnica esecutiva di paratia a pali secanti (da Botto 1979)

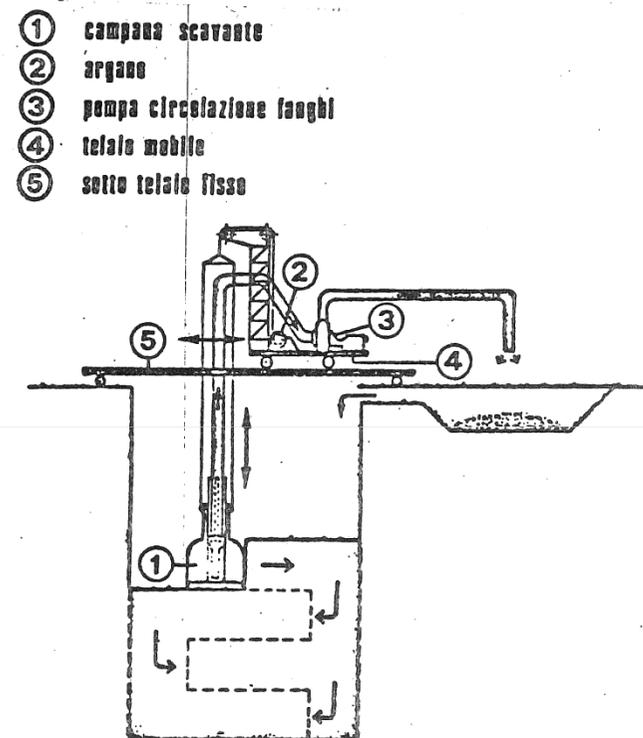
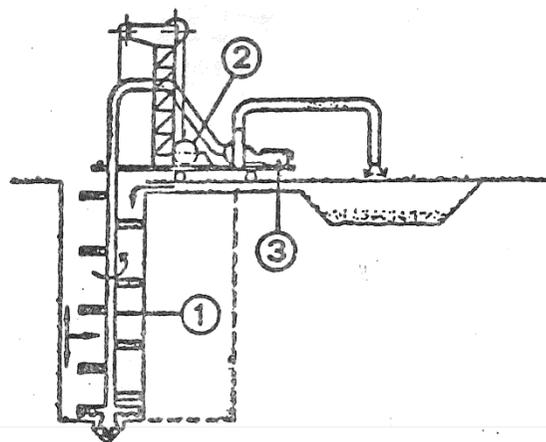
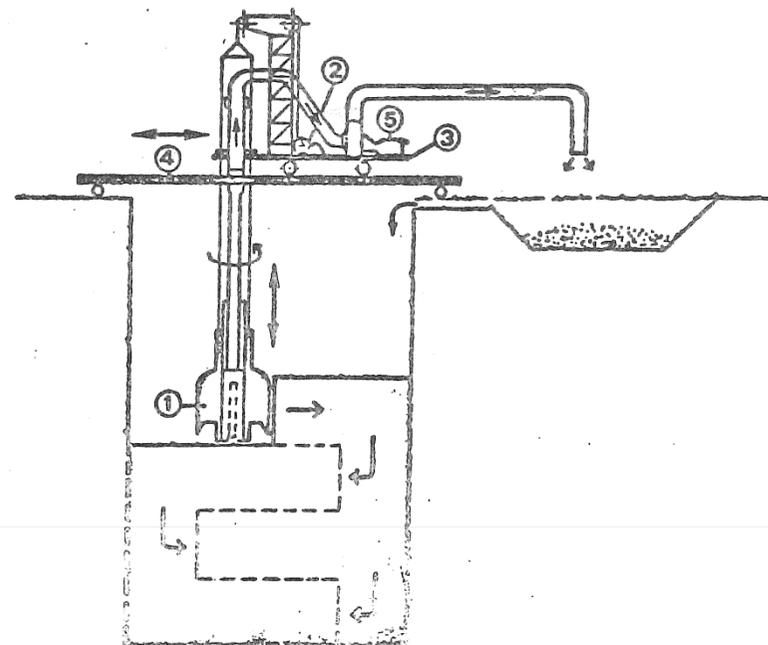


Fig. 3.29 : Sistema di scavo a percussione (da Botto 1979)



- ① batteria aste rotanti con taglienti
- ② argano.
- ③ pompa circolazione fanghi

Fig. 3.30 : Sistema di scavo a rotazione (da Botto 1979)



- ① scarpella a croce
- ② argano
- ③ telaio mobile
- ④ sotto telaio fisso
- ⑤ pompa circolazione fanghi

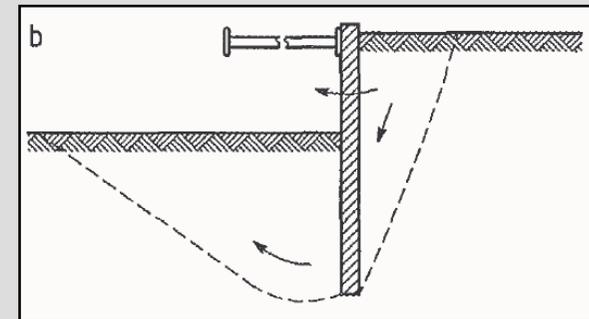
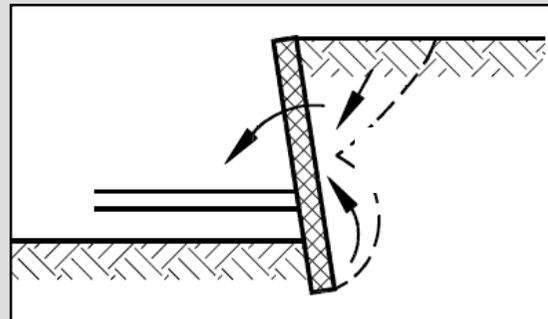
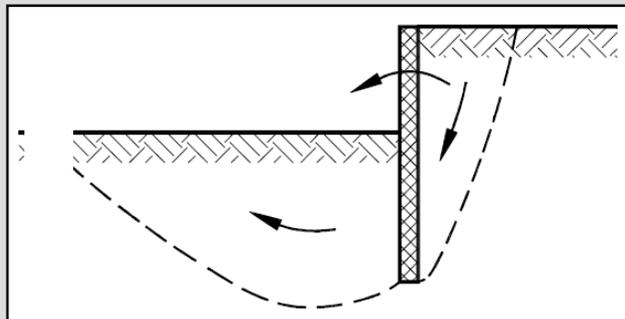
Fig. 3.31 : Sistema di scavo a roto-percussione (da Botto 1979)



La nuova normativa prevede che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale

SLU di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera

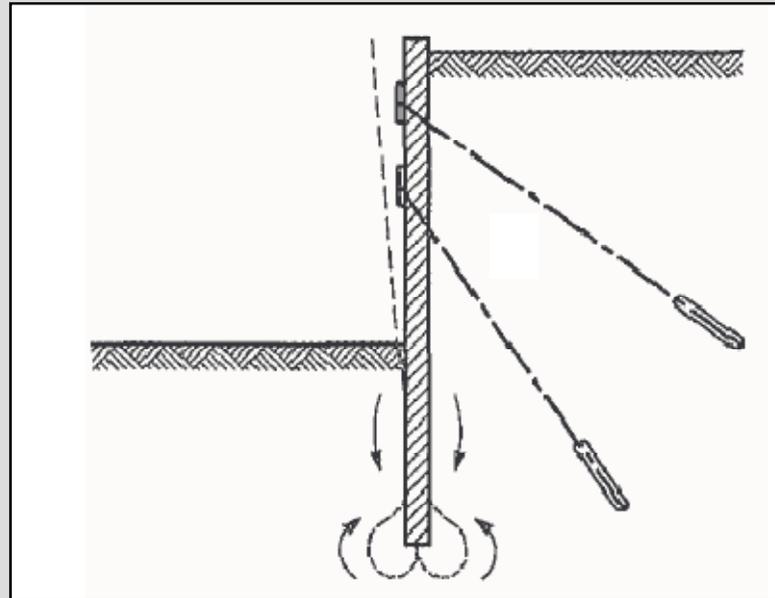




La nuova normativa prevede che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale

SLU di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

- 1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera
- 2) collasso per carico limite verticale

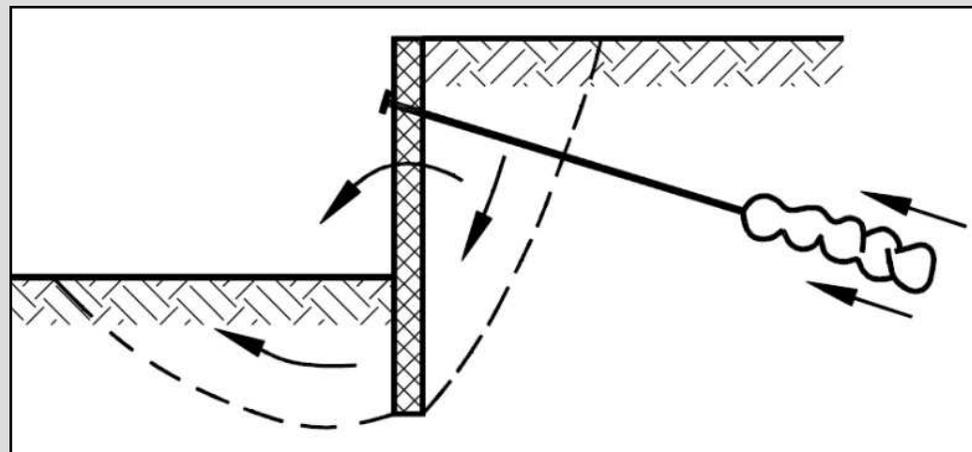




La nuova normativa prevede che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale

SLU di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

- 1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera
- 2) collasso per carico limite verticale
- 3) sfilamento di uno o più ancoraggi

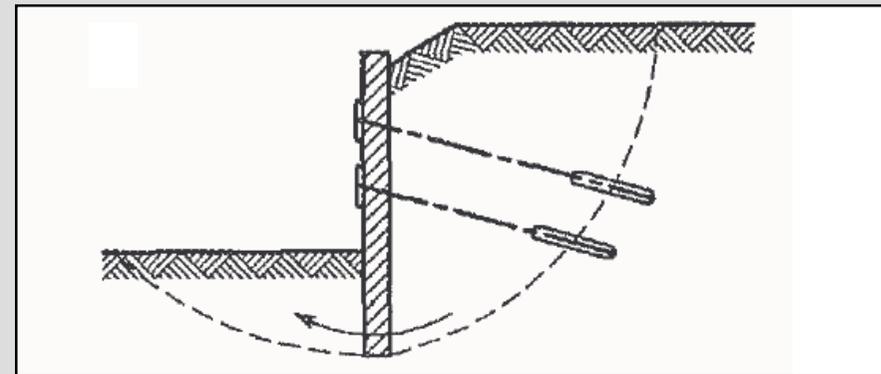
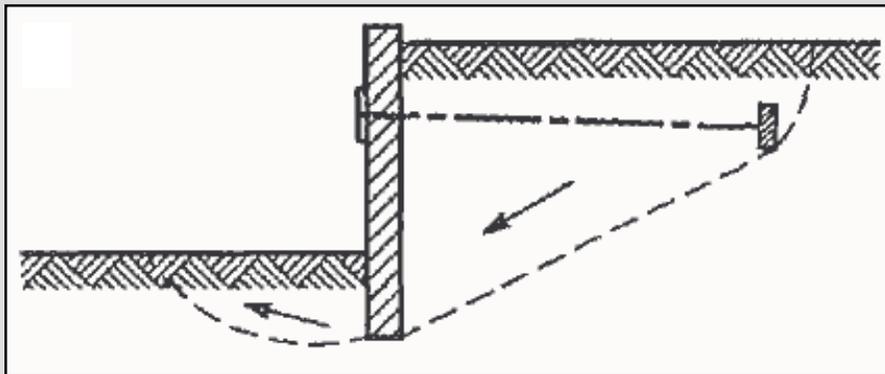




La nuova normativa prevede che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale

SLU di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

- 1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera
- 2) collasso per carico limite verticale
- 3) sfilamento di uno o più ancoraggi
- 4) instabilità globale dell'insieme terreno-opera





La nuova normativa prevede che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale

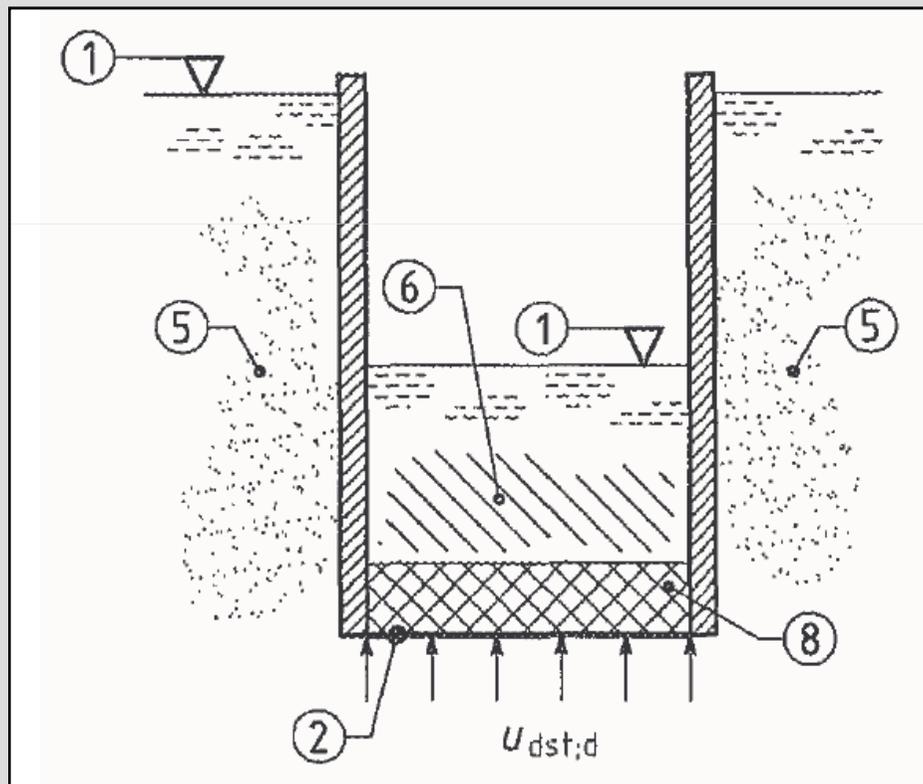
SLU di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

- 1) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera**
- 2) collasso per carico limite verticale**
- 3) sfilamento di uno o più ancoraggi**
- 4) instabilità globale dell'insieme terreno-opera**
- 5) instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate**



SLU di tipo idraulico, perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta a:

1) instabilità del fondo scavo per sollevamento

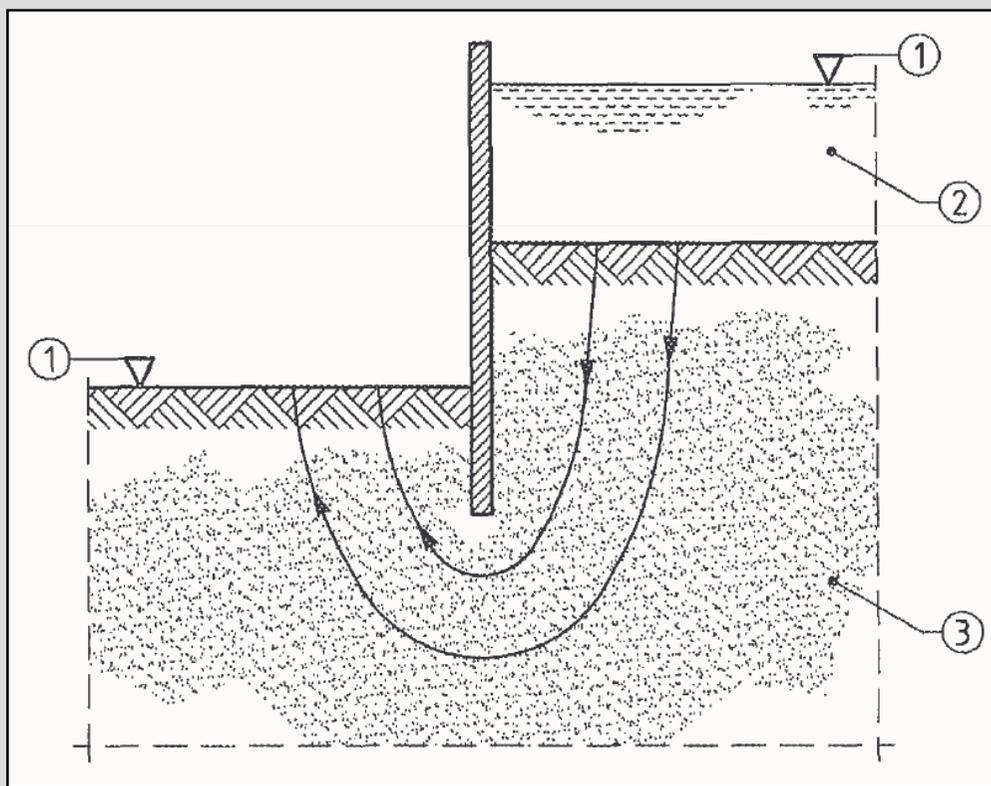


- ① Livello piezometrico
- ② Superficie critica
- ⑤ Sabbia
- ⑥ Sabbia
- ⑧ Materiale impermeabile



SLU di tipo idraulico, perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta a:

- 1) instabilità del fondo scavo per sollevamento**
- 2) sifonamento del fondo scavo**



- ① Linea di dragaggio (sx);
Livello piezometrico (dx)**
- ② Acqua**
- ③ Sabbia**

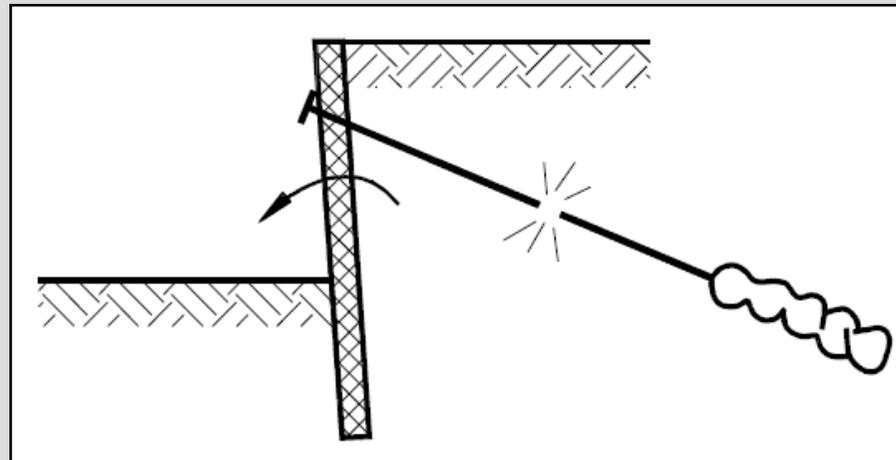


SLU di tipo idraulico, perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta a:

- 1) **instabilità del fondo scavo per sollevamento**
- 2) **sifonamento del fondo scavo**

SLU di tipo strutturale: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali quando il collasso è governato dalla resistenza dei materiali della struttura.

- 1) **raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi (o puntoni)**



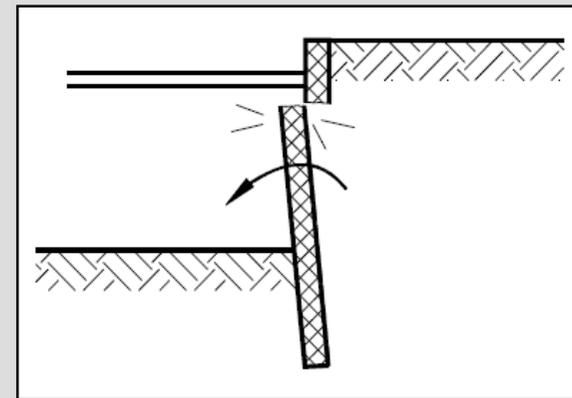
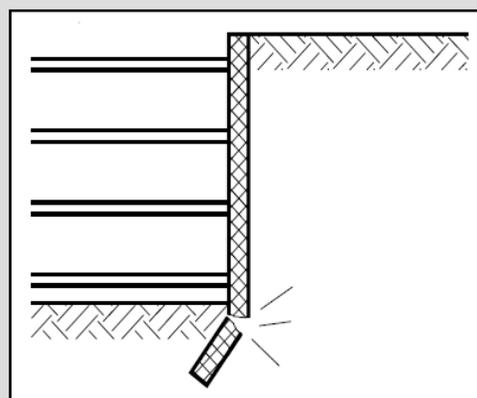
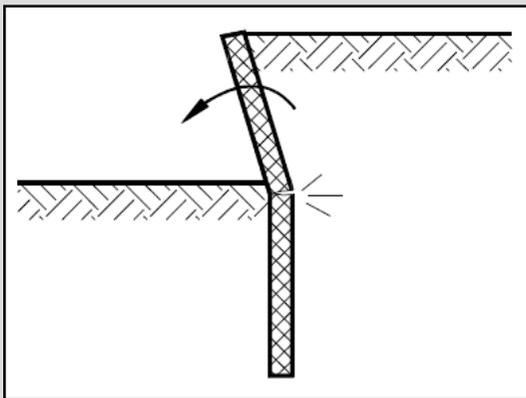


SLU di tipo idraulico, perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta a:

- 1) **instabilità del fondo scavo per sollevamento**
- 2) **sifonamento del fondo scavo**

SLU di tipo strutturale: collasso interno o deformazione eccessiva della struttura o degli elementi strutturali quando il collasso è governato dalla resistenza dei materiali della struttura.

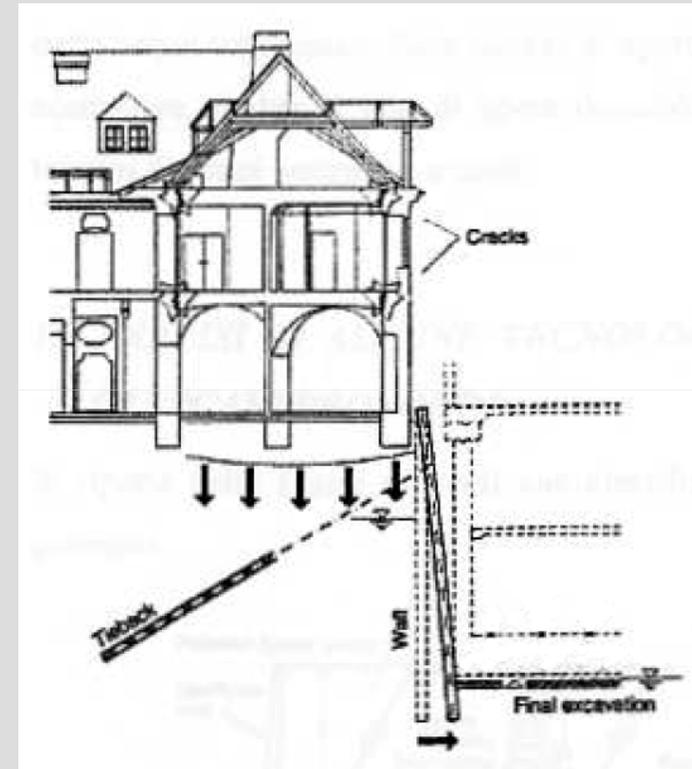
- 1) **raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi (o puntoni)**
- 2) **raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.**



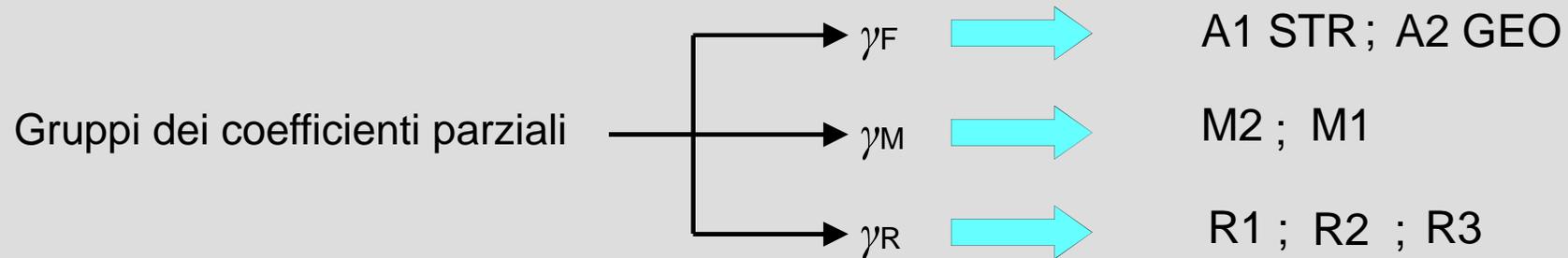


SLE

- 1) Incompatibilità tra gli spostamenti dell'opera di sostegno e la sua funzionalità
- 2) Incompatibilità tra gli spostamenti indotti nel terreno circostante e la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti



Il dimensionamento di una paratia, pertanto, è il risultato dell'integrazione di calcoli, di natura anche abbastanza diversa tra loro.

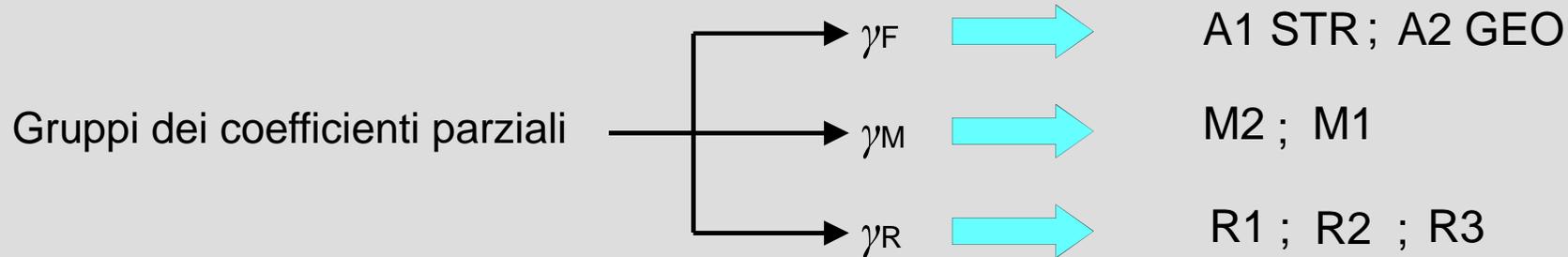


Per ogni verifica la norma fornisce una o più combinazione dei coefficienti parziali

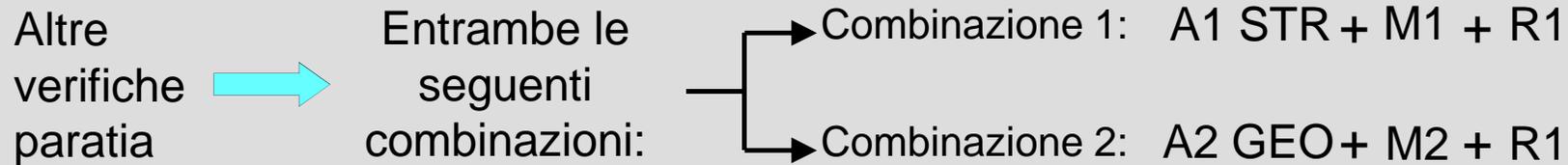
Verifica
stabilità
globale



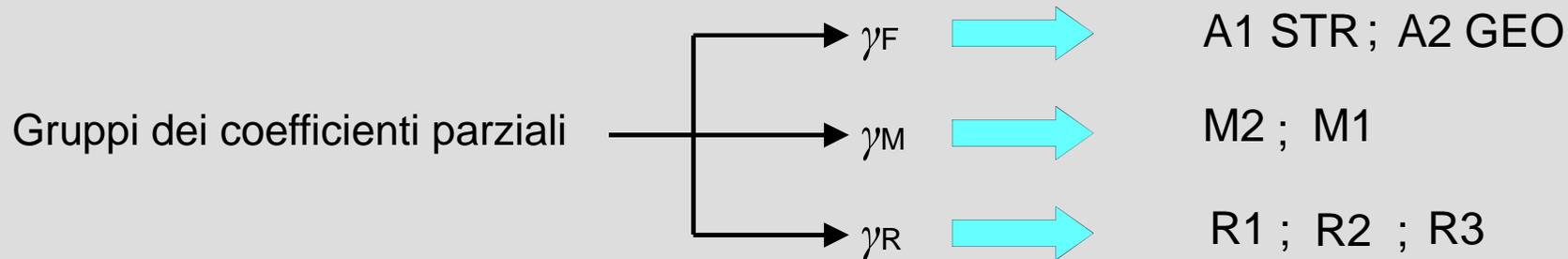
Combinazione particolare: A2 GEO + M2 + R2



Per ogni verifica la norma fornisce una o più combinazioni dei coefficienti parziali



Combinazione	Azioni cui applicare γ_F					Grandezza cui applicare γ_M :				Grandezza cui applicare γ_R :
	Perm.		Perm. non strutt.		Var.	$\tan \phi'$	c'	c_u	$p \cdot p_{terr}$	K_p
	sfav.	fav.	sfav.	fav.	sfav.					
Combinazione 1	1.3	1.0	1.5	0.0	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Combinazione 2	1.0	1.0	1.3	0.0	1.3	1.25	1.25	1.4	1.0	1.0



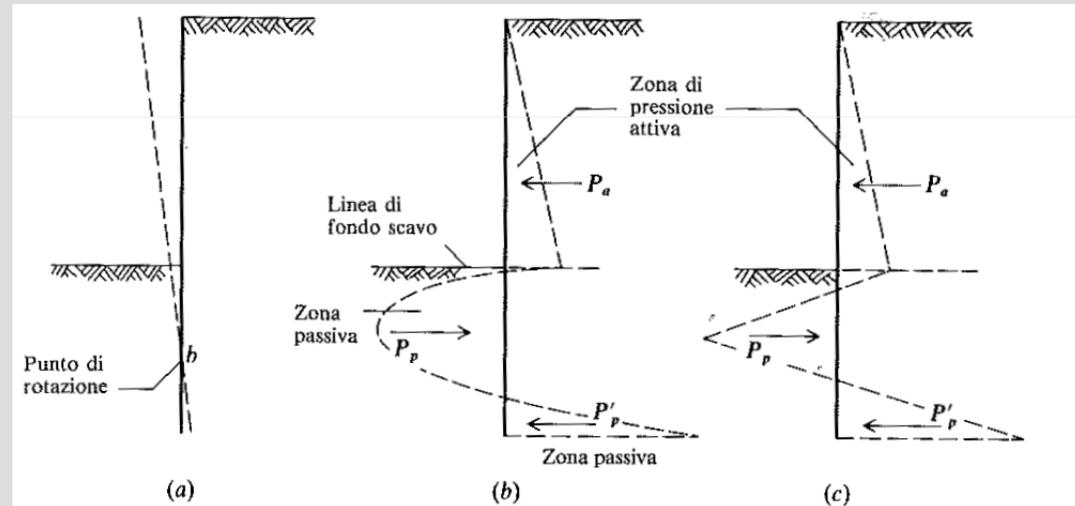
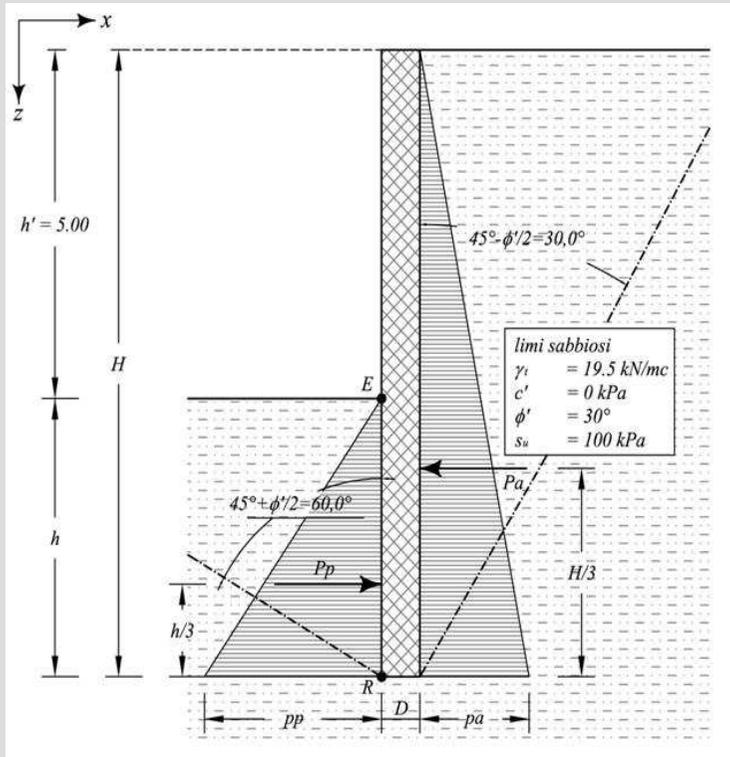
Per ogni verifica la norma fornisce una o più combinazione dei coefficienti parziali

Verifica
sfilamento tirante → Combinazione particolare: A1 STR + M1 + R3

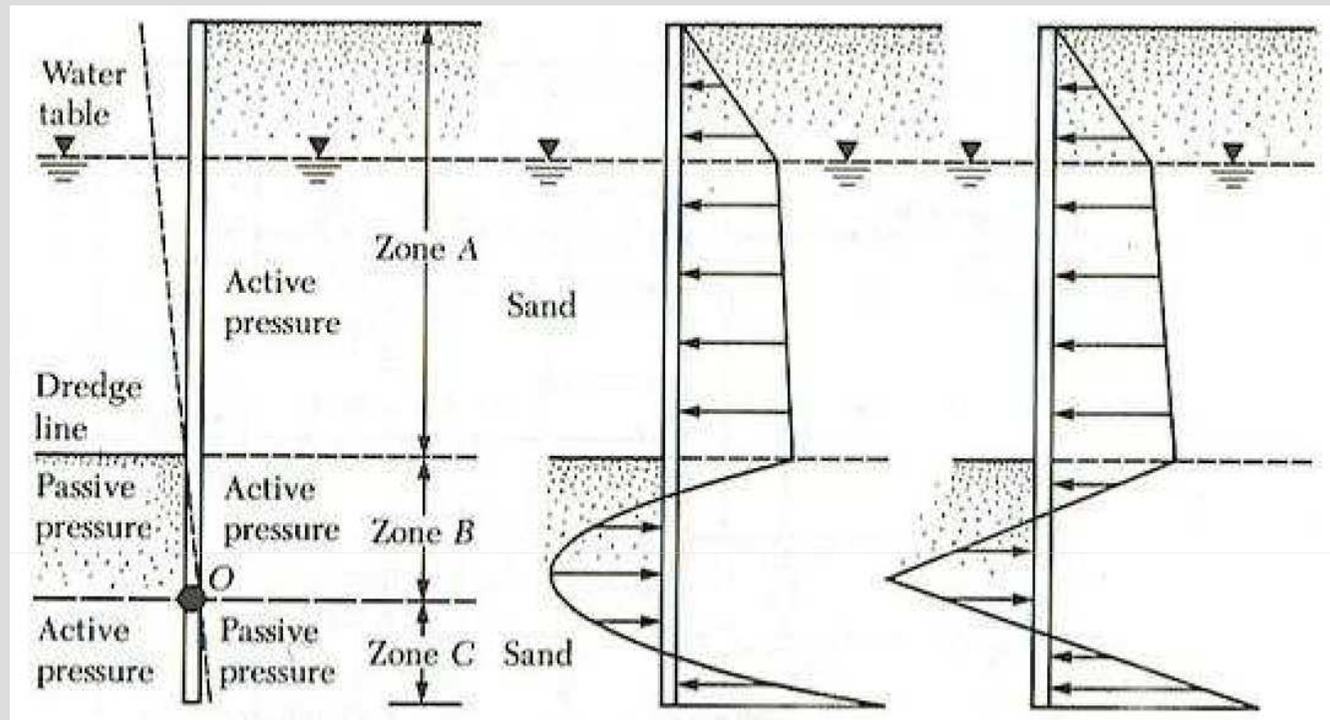
Combinazione	Azioni a cui applicare γ_F :					Grandezza a cui applicare γ_M :				γ_R :	
	Perm.		Perm. non strutt.		Var.						
	sfav.	fav.	sfav.	fav.	sfav.	$\tan \phi'$	c'	c_u	$p \cdot p_{terr}$	Temporanei	Permanenti
	1.3	1.0	1.5	0.0	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.2



1) Collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (*atto di moto rigido*)



(a) Deformata ipotizzata per la palancolata; (b) probabile distribuzione qualitativa della pressione del terreno, ottenuta con una soluzione a elementi finiti; (c) diagramma delle pressioni semplificato a scopi computazionali (il caso illustrato è quello di terreno granulare, senza presenza di acqua).



Verifica l'equilibrio complessivo tra azioni spingenti e reazioni stabilizzanti.

Costituisce una tipica verifica geotecnica, nella quale entrano in gioco i parametri geotecnici del terreno e le ipotesi sulla geometria del cinematiso atteso.

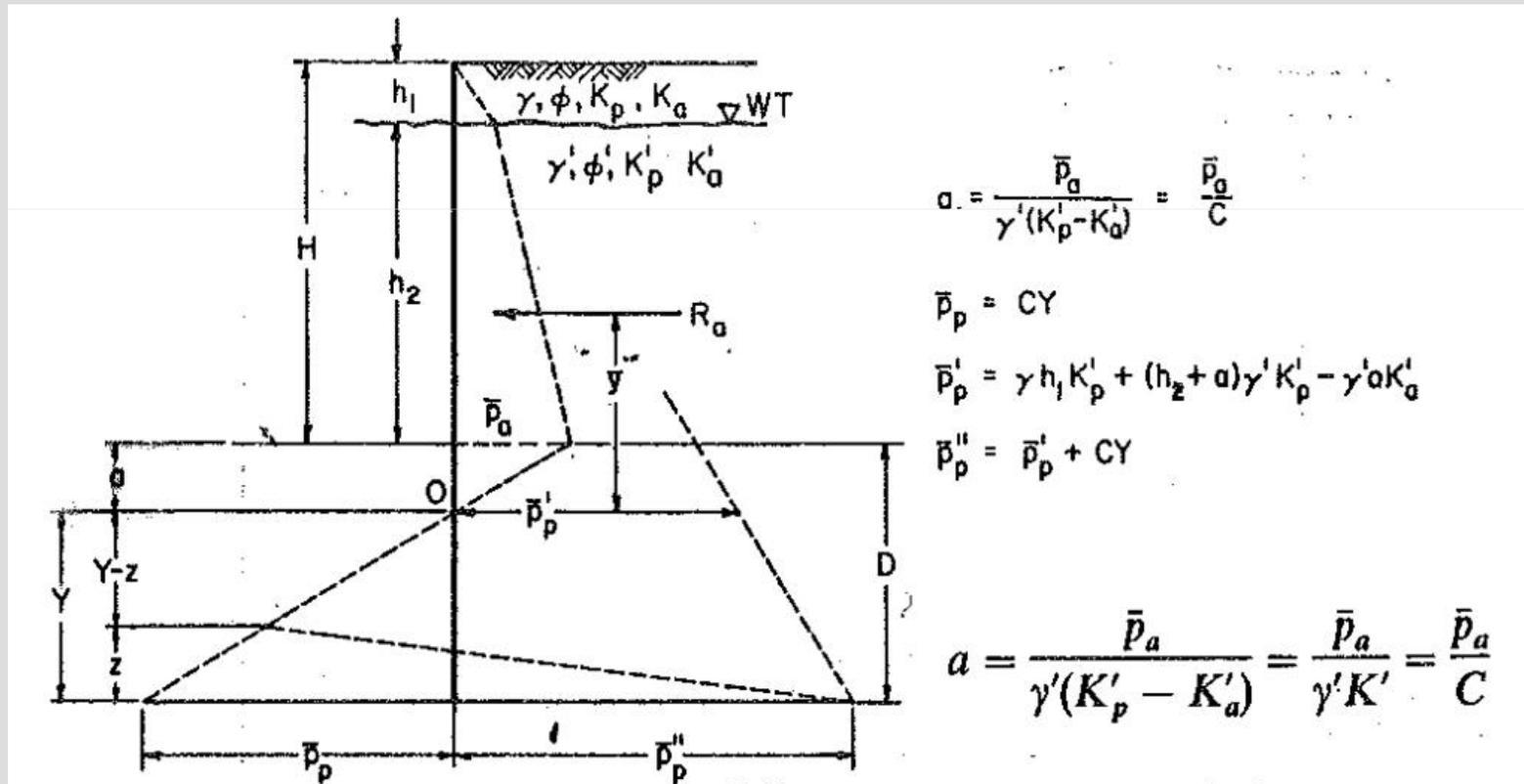
E' l'elemento sostanziale del dimensionamento della paratia



Diaframmi non tirantati in terreni incoerenti: diagramma pressioni ed equazione risoltrice

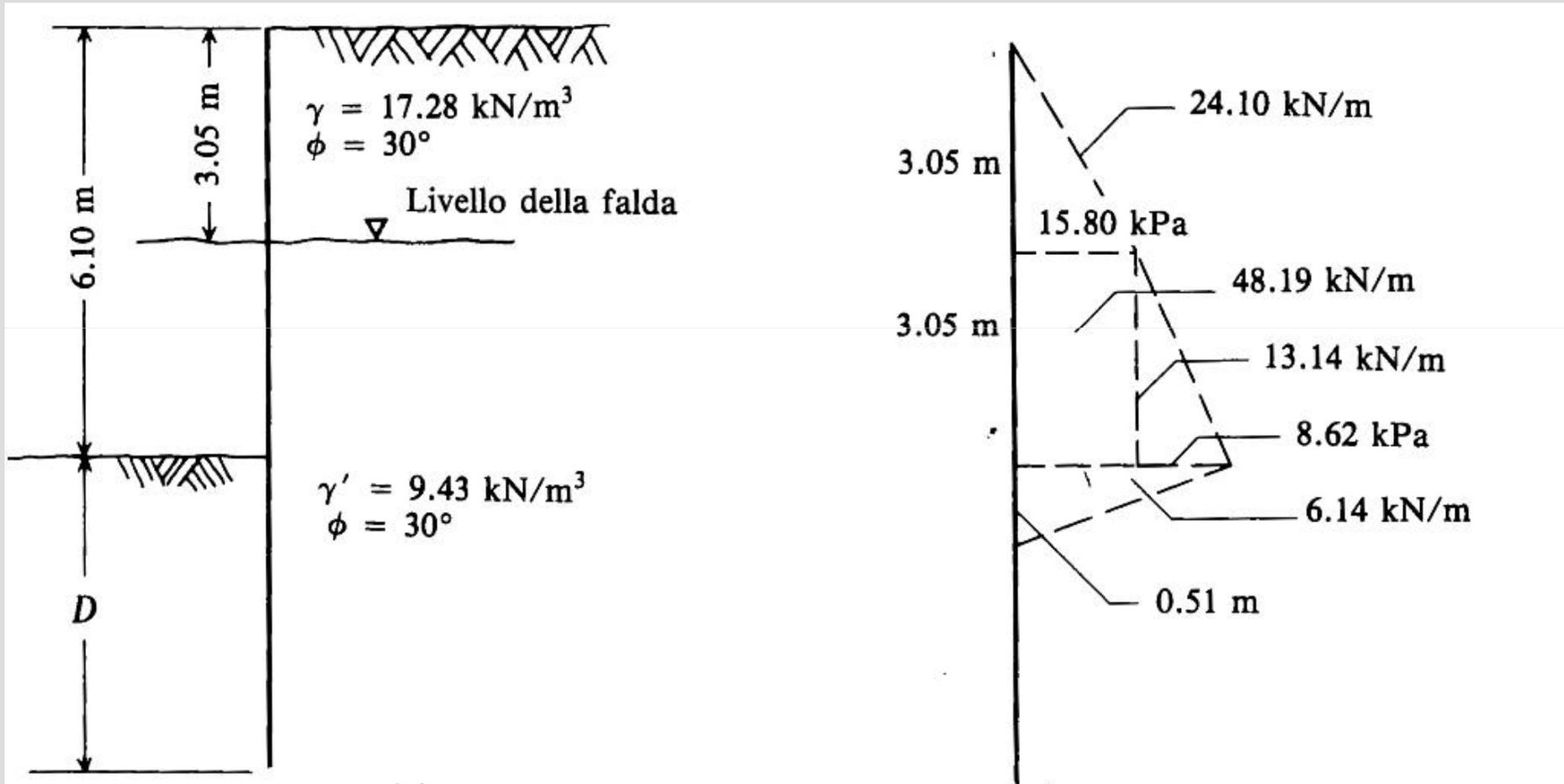
$$y^4 + y^3 \frac{\bar{P}'_p}{C} - y^2 \frac{8R_a}{C} - y \left[\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{P}'_p) \right] - \frac{6R_a \bar{y} \bar{P}'_p + 4R_a^2}{C^2} = 0$$

$D = y + a$ Fissato F_S a discrezione del progettista: $D' = F_S \cdot D$





Diaframmi non tirantati in terreni incoerenti: condizioni paratia per l'esempio considerato





Diaframmi non tirantati in terreni incoerenti: Calcolo D per l'esempio considerato

$$\delta = 17^\circ \quad k_a = k'_a = 0.299$$

$$k_p = k'_p = 5.385$$

$$k' = k_p - k_a = 5.086$$

$$C = 9.425 \cdot 5.086 = 47.936 \text{ kN}$$

$$\bar{p}_a = [3.05 \cdot (17.280) + 3.05 \cdot (9.425)] \cdot 0.379 = 30.870 \text{ kN}$$

$$a = \frac{\bar{p}_a}{C} = \frac{24.354}{47.936} = 0.51 \text{ m}$$

$$R_a = 3.05 \cdot \frac{(15.80)}{2} + 3.05 \cdot \frac{(15.80 + 24.42)}{2} + 0.51 \cdot \frac{(24.42)}{2} = 91.66 \text{ kN}$$

$$91.66\bar{y} = 6.14 \cdot 0.335 + 13.14 \cdot 1.519 + 48.19 \cdot 2.027 + 24.10 \cdot 4.575$$



$$\bar{y} = \frac{229.96}{91.66} = 2.51$$

$$\bar{p}'_p = [3.05 \cdot (17.280) + 3.56 \cdot (9.425)] \cdot 5.385 - 0.51 \cdot 9.425 \cdot 0.299 = 463.057 \text{ kN}$$

$$\frac{\bar{p}'_p}{C} = \frac{463.057}{47.936} = 9.66 \text{ m}$$

$$\frac{8R_a}{C} = 15,30 \text{ m}^2$$

*Nella formula a fianco si segnala un errore di calcolo
in J., Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi 4th ed., McGraw-Hill, Milano, 1991*

$$\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{p}'_p) = 0.239 \cdot 703.70 = 168.42 \text{ m}^3$$

$$y^4 + 9.66y^3 - 15.30y^2 - 168.42y = 292.80$$

$$y = 4.59 \text{ m}$$

$$D = a + y = 0.51 + 4.59 = 5.10 \text{ m}$$



Ricalcolo D con la combinazione GEO dei coeff. parz. : A2; M2; R1 (NTC '08)

$$\delta = 17^\circ \quad k_a = k'_a = 0.379$$

$$k_p = k'_p = 3.509$$

$$k' = k_p - k_a = 3.130$$

$$C = 9.425 \cdot 3.13 = 29.512 \text{ kN}$$

$$\bar{p}_a = [3.05 \cdot (17.28) + 3.05 \cdot (9.425)] \cdot 0.379 = 30.870 \text{ kN}$$

$$a = \frac{\bar{p}_a}{C} = \frac{30.870}{29.512} = 1.05 \text{ m}$$

$$R_a = 3.05(19.98)/2 + 3.05(19.98 + 10.90)/2 + 1.05 \cdot 30.88/2 = 124.1 \text{ kN}$$

$$124.1\bar{y} = 16.14 \cdot 0.697 + 16.62 \cdot 2.062 + 60.91 \cdot 2.571 + 30.45 \cdot 5.112$$



$$\bar{y} = \frac{357.86}{124.1} = 2.88$$

$$\bar{p}'_p = [3.05 \cdot (17.28) + 3.56 \cdot (9.425)] \cdot 3.509 - 1.05 \cdot 9.425 \cdot 0.379 = 316.695 \text{ kN}$$

$$\frac{\bar{p}'_p}{C} = \frac{316.695}{29.512} = 10.73 \text{ m}$$

$$\frac{8R_a}{C} = 33.64 \text{ m}^2$$

$$\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{p}'_p) = 0.855 \cdot 486.853 = 416.334 \text{ m}^3$$

$$y^4 + 10.73y^3 - 33.64y^2 - 416.334y = 851.51$$

$$y = 6.65 \text{ m}$$

$$D = a + y = 1.05 + 6.65 = 7.70 \text{ m}$$



Ricapitolando:

$D(F_s = 1) = 5.10 \text{ m}$; per terreni incoerenti $F_s = 1.20 \div 1.30 \Rightarrow D'(F_s = 1,30) = 6,65 \text{ m}$

$D(GEO) = 7.70 \text{ m}$

Operando con un solo coefficiente di sicurezza F_s , per il caso in esame sarebbe stato necessario porre $F_s = 1,50 > 1,30$ per ottenere lo stesso livello di sicurezza imposto dalla NTC '08.

Ricalcolando D con la combinazione STR dei coeff. parz. : A1; M1; R1, si ottiene:

$D(STR) = 5.90 \text{ m}$

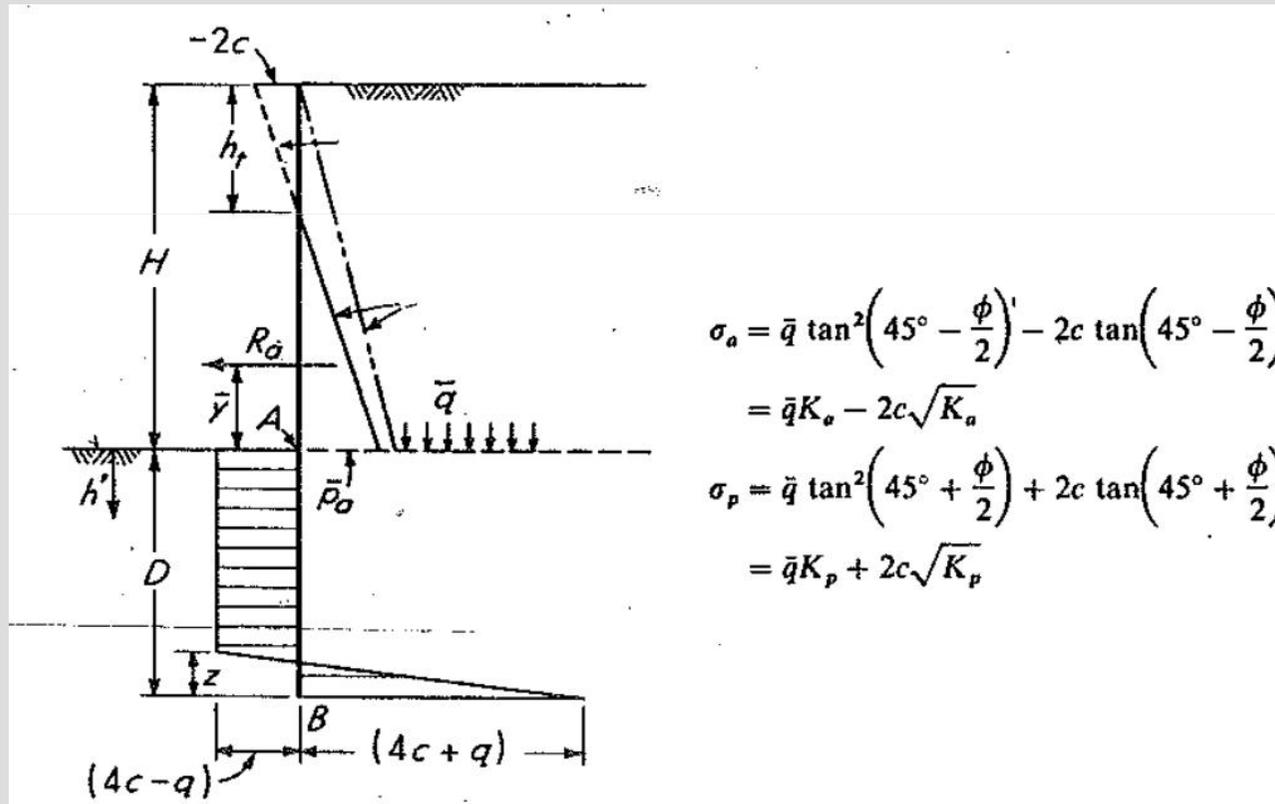
Il caso in esame mostra come la combinazione STR è in genere meno gravosa della combinazione GEO sul calcolo della lunghezza di infissione



Diaframmi non tirantati in terreni coesivi: diagramma pressioni ed equazione risoltrice

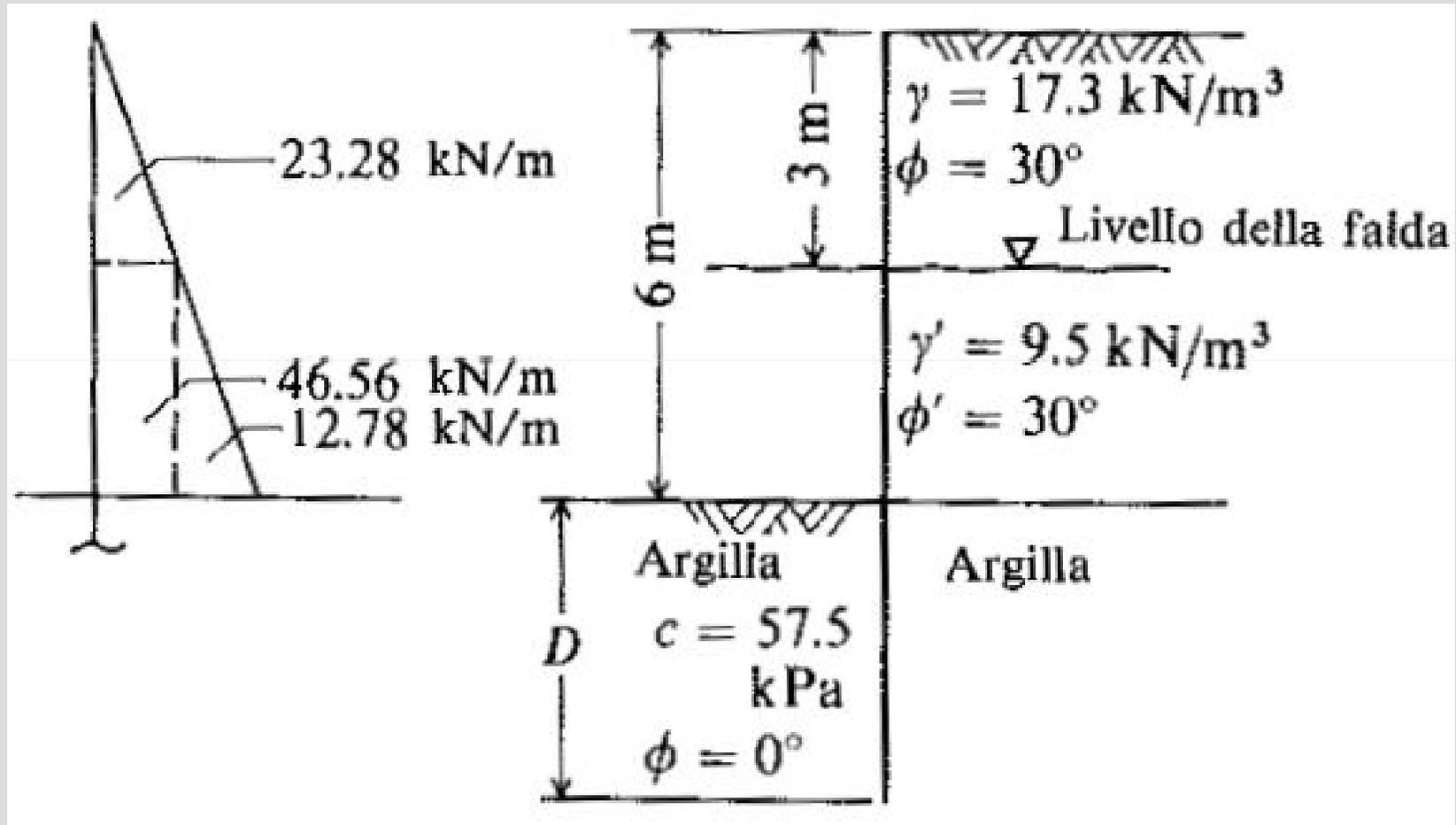
$$D^2(4c - \bar{q}) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{y} + R_a)}{2c + \bar{q}} = 0$$

Fissato F_S a discrezione del progettista: $D' = F_S \cdot D$





Diaframmi non tirantati in terreni coesivi: condizioni paratia per l'esempio considerato





Diaframmi non tirantati in terreni coesivi: Calcolo D per l'esempio considerato

$$\delta = 17^\circ \quad k_a = k'_a = 0.299$$

$$k_p = k'_p = 5.385$$

$$\bar{q} = 17.3 \cdot 3 + 9.5 \cdot 3 = 80.4$$

$$R_a = 3(17.3 \cdot 1.5)0.299 + 3(17.3 \cdot 3)0.299 + 3(9.5 \cdot 1.5)0.299 = 82.6 \text{ kN}$$

$$82.6\bar{y} = 12.78 \cdot 1 + 46.56 \cdot 1.5 + 23.28 \cdot 4$$

Nella formula a fianco si segnala un errore di battitura in J., Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi 4th ed., McGraw-Hill, Milano, 1991

$$\bar{y} = \frac{12.78 \cdot 1 + 46.56 \cdot 1.5 + 23.28 \cdot 4}{82.6} = 2.13$$



$$4c - \bar{q} = 230 - 80.4 = 149.6$$

$$12c\bar{y} + R_a = 12 \cdot 57.5 \cdot 2.13 + 82.6 = 1552.3$$

$$2c + \bar{q} = 195.4$$

$$149.6 \cdot D^2 - 2D \cdot 82.6 - \frac{86.6 \cdot 1552.3}{195.4} = 0$$

$$D = 2.75 \text{ m}$$



Ricalcolo D con la combinazione GEO dei coeff. parz. : A2; M2; R1 (NTC '08)

$$\delta = 17^\circ \quad k_a = k'_a = 0.38$$

$$k_p = k'_p = 3.51$$

$$\bar{q} = 17.3 \cdot 3 + 9.5 \cdot 3 = 80.4$$

$$R_a = 3 \cdot (17.3 \cdot 1.5) \cdot 0.38 + 3 \cdot (17.3 \cdot 3) \cdot 0.38 + 3 \cdot (9.5 \cdot 1.5) \cdot 0.38 = 104.70 \text{ kN}$$

$$104.70 \bar{y} = 16.20 \cdot 1 + 59.00 \cdot 1 + 29.50 \cdot 4$$

$$\bar{y} = \frac{16.20 \cdot 1 + 59.00 \cdot 1.5 + 29.50 \cdot 4}{104.70} = 2.13$$



$$4c - \bar{q} = 164.29 - 80.4 = 83.88$$

$$12c\bar{y} + R_a = 12 \cdot 41.10 \cdot 2.13 + 104.70 = 1553.02$$

$$2c + \bar{q} = 162.54$$

$$83.88 \cdot D^2 - 2D \cdot 104.70 - \frac{104.70 \cdot 1552.02}{162.54} = 0$$

$$D = 4.50 \text{ m}$$



Ricapitolando:

$D(F_s = 1) = 2.75$ m; per terreni coesivi: $F_s = 1.30 \div 1.40 \Rightarrow D'(F_s = 1.40) = 3.80$ m

$D(GEO) = 4.50$ m

Operando con un solo coefficiente di sicurezza F_s , per il caso in esame sarebbe stato necessario porre $F_s = 1,60 > 1,40$ per ottenere lo stesso livello di sicurezza imposto dalla NTC '08.

Ricalcolando D con la combinazione STR dei coeff. parz. : A1; M1; R1, si ottiene:

$D(STR) = 3.25$ m

Anche in questo caso la combinazione STR è in genere meno gravosa della combinazione GEO sul calcolo della lunghezza di infissione



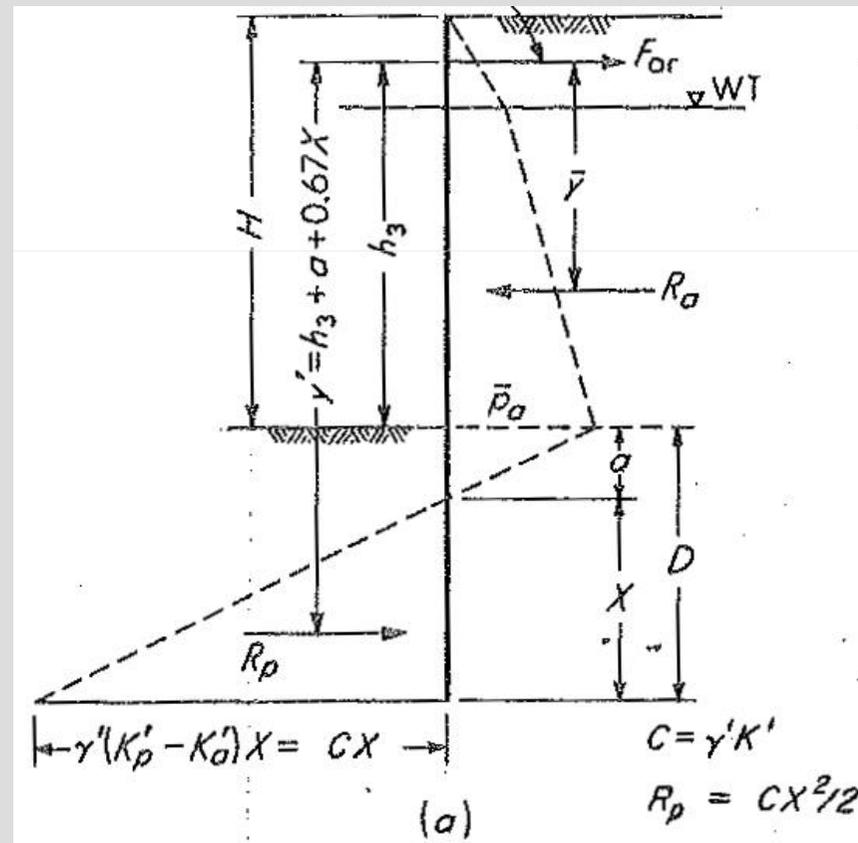
Diaframmi tirantati in terreni incoerenti: diagramma pressioni ed equazione risoltrice

$$2x^3 + 3x^2(h_3 + a) - \frac{6R_a\bar{\gamma}}{C} = 0$$

$$D = x + a \quad \text{Fissato } F_S \text{ a discrezione del progettista: } D' = F_S \cdot D$$

La reazione del tirante di ancoraggio (F_{ar}) è tale da soddisfare l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle distribuzioni di forze agenti sulla paratia.

$$F_{ar} = R_a - R_p$$





Diaframmi tirantati in terreni incoerenti: Calcolo D per l'esempio considerato

$$\delta = 20^\circ \quad k_a = k'_a = 0.297$$

$$k_p = k'_p = 6.10$$

$$G_k = \gamma' k' = 10.37 \cdot (6.10 - 0.297) = 60.16 \text{ kN/m}^3$$

$$P_1 = 2.44 \cdot 23.94 \cdot 0.297 = 17.35 \text{ kN}$$

$$P_2 = 2.44 \cdot 16.49 \cdot (2.44/2) \cdot 0.297 = 14.58 \text{ kN}$$

$$P_3 = 6.71 \cdot 19.15 = 128.51 \text{ kN}$$

$$P_4 = 6.71 \cdot 10.37 \cdot (6.71/2) \cdot 0.297 = 69.33 \text{ kN}$$

$$\bar{p}_a = 19.15 + 20.59 = 39.74 \text{ kN}$$

$$P_5 = \bar{p}_a \cdot a/2 = 39.74 \cdot (0.66/2) = 13.11 \text{ kN}$$

$$a = \frac{\bar{p}_a}{G_k} = \frac{39.74}{60.16} = 0.66 \text{ m}$$

$$\sum P = R_a = 242.88 \text{ kN}$$



Si determina y mediante un equilibrio alla rotazione rispetto al punto O

$$242.88\bar{y}_1 = 17.35 \cdot 8.59 + 14.58 \cdot 8.18 + 128.51 \cdot 4.02 + 69.33 \cdot 2.90 + 13.11 \cdot 0.44$$

$$\bar{y}_1 = \frac{991.74}{244.88} = 4.08 \text{ m} \quad \text{Distanza del punto di applicazione di } R_a \text{ dal punto } O$$

$$\bar{y} = 9.81 - 4.02 - 1.22 = 4.51 \text{ m} \quad \text{Distanza del punto di applicazione di } R_a \text{ dal tirante di ancoraggio}$$

$$\frac{6R_a\bar{y}}{G_K} = \frac{6 \cdot 242.88 \cdot 4.51}{60.16} = 109.25 \text{ m}^3$$

$$3 \cdot (h_3 + a) = 25.77 \text{ m}$$

$$2x^3 + 25.77x^2 - 109.25 = 0$$

$$x = 1.94 \text{ m}$$

$$D = a + y = 0.66 + 1.94 = 2.60 \text{ m}$$

Determinazione della trazione
nella barra di ancoraggio

$$R_p = \frac{G_K \cdot x^2}{2} = 110.90 \text{ kN/m}$$

$$P_{ar} = R_a - R_p = 132.00 \text{ kN/m}$$



Ricalcolo D con la combinazione GEO dei coeff. parz. : A2; M2; R1 (NTC '08)

$$\delta = 20^\circ \quad k_a = k'_a = 0.38$$

$$k_p = k'_p = 3.79$$

$$G_k = \gamma' k' = 10.37(3.79 - 0.38) = 35.44 \text{ kN/m}^3$$

$$P_1 = 2.44 \cdot 23.94 \cdot 0.38 = 28.48 \text{ kN}$$

$$P_2 = 2.44 \cdot 16.49 \cdot (2.44/2) \cdot 0.38 = 18.40 \text{ kN}$$

$$P_3 = 6.71 \cdot 26.76 = 179.56 \text{ kN}$$

$$P_4 = 6.71 \cdot 10.37 \cdot (6.71/2) \cdot 0.38 = 87.55 \text{ kN}$$

$$\bar{p}_a = 26.10 + 26.76 = 52.85 \text{ kN}$$

$$P_5 = \bar{p}_a \cdot a/2 = 52.85 \cdot \left(\frac{1.50}{2}\right) = 39.42 \text{ kN}$$

$$a = \frac{\bar{p}_a}{G_k} = \frac{52.85}{35.44} = 1.50 \text{ m}$$

$$\sum P = R_a = 353.40 \text{ kN}$$



Si determina \bar{y} mediante un equilibrio alla rotazione rispetto al punto O

$$353.40\bar{y}_1 = 28.48 \cdot 9.42 + 18.40 \cdot 9.02 + 179.56 \cdot 4.84 + 87.55 \cdot 3.73 + 39.42 \cdot 0.99$$

$$\bar{y}_1 = \frac{1670.18}{353.40} = 4.72 \text{ m} \quad \text{Distanza del punto di applicazione di } R_a \text{ dal punto O}$$

$$\bar{y} = 9.81 - 4.72 - 1.22 = 4.70 \text{ m} \quad \text{Distanza del punto di applicazione di } R_a \text{ dal tirante di ancoraggio}$$

$$\frac{6R_a\bar{y}}{G_k} = \frac{6 \cdot 353.40 \cdot 4.70}{35.43} = 281.01 \text{ m}^3$$

$$3 \cdot (h_3 + a) = 28.26 \text{ m}$$

$$2x^3 + 28.26x^2 - 281.01 = 0$$

$$x = 2,90 \text{ m}$$

$$D = a + x = 1.50 + 2.90 = 4.40 \text{ m}$$

Determinazione della trazione
nella barra di ancoraggio

$$R_p = \frac{G_k \cdot x^2}{2} = 146.38 \text{ kN/m}$$

$$P_{ar} = R_a - R_p = 207.00 \text{ kN/m}$$



Ricapitolando:

$D(F_s = 1) = 2.60$ m, **per terreni incoerenti:** $F_s = 1.20 \div 1.30 \Rightarrow D'(F_s = 1.30) = 3.40$ m

$D(GEO) = 4.40$ m

Operando con un solo coefficiente di sicurezza F_s , per il caso in esame sarebbe stato necessario porre $F_s = 1,60 > 1,30$ per ottenere lo stesso livello di sicurezza imposto dalla NTC '08.

I valori delle reazioni dei tiranti di ancoraggio ottenute sono:

$P_{ar}(GEO) = 207.00$ kN/m \gg $P_{ar}(STR) = 187.00$ kN/m \gg $P_{ar}(F_s = 1) = 132.00$ kN/m



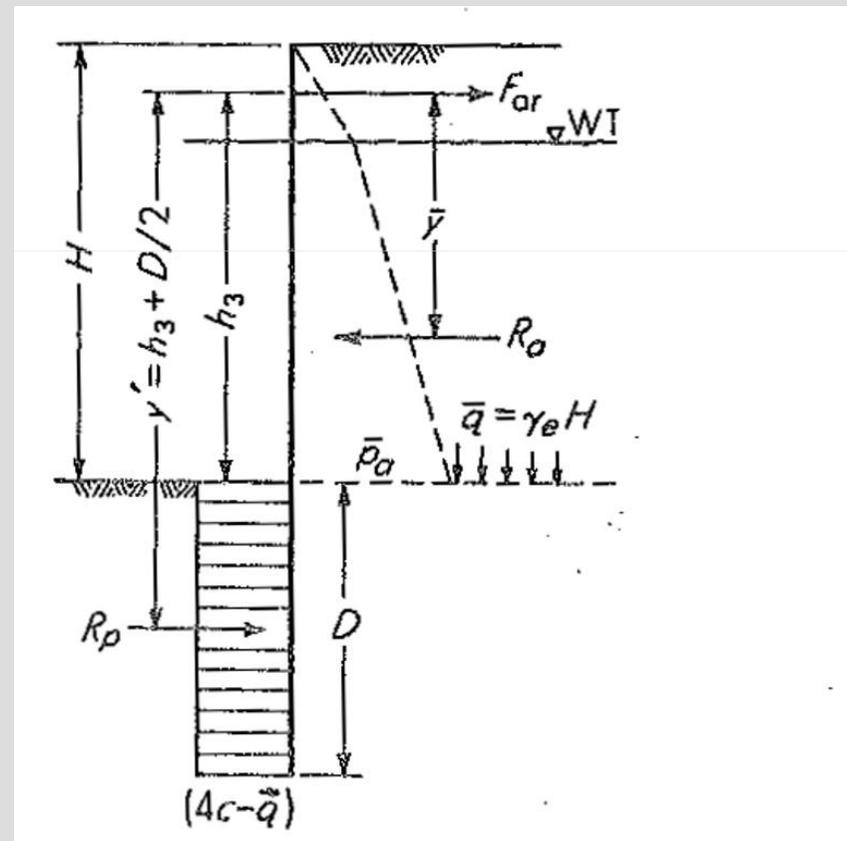
Diaframmi tirantati in terreni coesivi: diagramma pressioni ed equazione risoltrice

$$D^2 + 2Dh_3 - \frac{2\bar{y}R_a}{4c - \bar{q}} = 0$$

Fissato F_S a discrezione del progettista: $D' = F_S \cdot D$

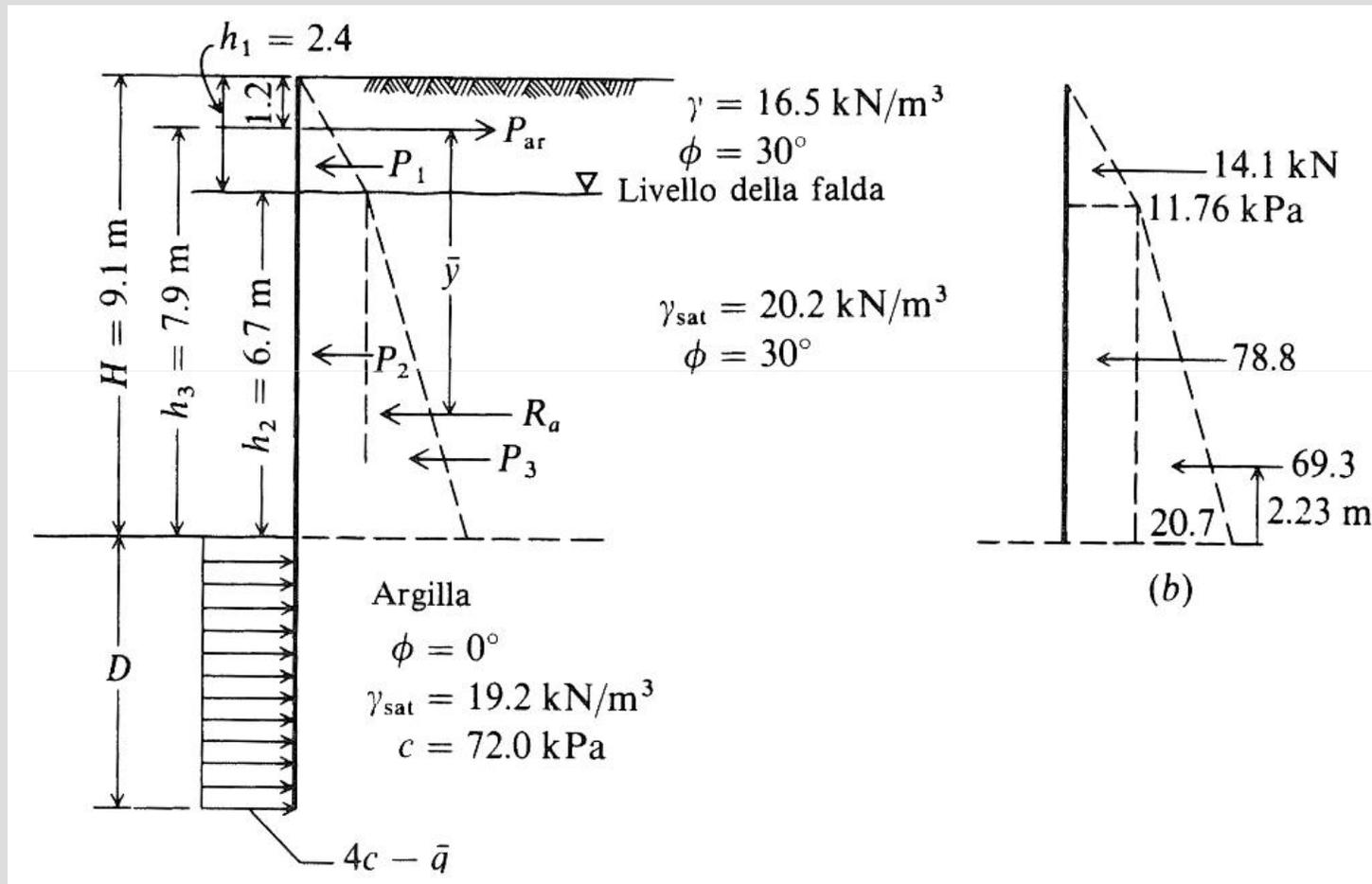
La reazione del tirante di ancoraggio (F_{ar}) è tale da soddisfare l'equilibrio alla traslazione orizzontale delle distribuzioni di forze agenti sulla paratia.

$$F_{ar} = R_a - R_p$$





Diaframmi tirantati in terreni coesivi: condizioni paratia per l'esempio considerato





Diaframmi tirantati in terreni coesivi: Calcolo D per l'esempio considerato

$$\delta = 20^\circ \quad k_a = k'_a = 0.297$$

$$k_p = k'_p = 6.10$$

$$P_1 = 2.4 \cdot 16.5 \cdot 0.297 \cdot 1.2 = 14.1 \text{ kN}$$

$$P_2 = 11.76 \cdot 6.7 = 78.8 \text{ kN}$$

$$P_3 = 20.7 \cdot 6.7 \cdot 0.5 = 69.3 \text{ kN}$$

$$\sum P = R_a = 162.2 \text{ kN}$$

$$\bar{q} = 2.4 \cdot 16.5 + 6.7 \cdot (20.2 - 9.8) = 109.3 \text{ kPa}$$

Si determina \bar{y} direttamente mediante un equilibrio rispetto al tirante di ancoraggio

$$162.2y' = 14.1 \cdot 0.4 + 78.8 \cdot 4.55 + 69.3 \cdot 5.67$$

$$y' = \frac{757.46}{162.2} = 4.67 \text{ m}$$



$$2h_3 = 2 \cdot 7.9 = 15.8$$

$$2\bar{y}R_a = 2 \cdot 4.67 \cdot 162.2 = 1514.9$$

$$4c - \bar{q} = 178.7 \text{ kPa}$$

$$D^2 + 15.8D - \frac{1514.9}{178.7} = 0$$

$$D = 0.55$$

Determinazione della trazione nella barra di ancoraggio

$$R_p = D \cdot (4c - \bar{q}) = 0.52 \cdot (178.7) = 92.90 \text{ kN/m}$$

$$P_{ar} = R_a - R_p = 162.2 - 92.90 = 69.52 \text{ kN/m}$$



Ricalcolo D con la combinazione GEO dei coeff. parz. : A2; M2; R1 (NTC '08)

$$\delta = 20^\circ \quad k_a = k'_a = 0.38$$

$$k_p = k'_p = 3.79$$

$$P_1 = 2.4 \cdot 16.5 \cdot 0.38 \cdot 1.2 = 17.82 \text{ kN}$$

$$P_2 = 17.82 \cdot 6.7 = 99.50 \text{ kN}$$

$$P_3 = 26.10 \cdot 6.7 \cdot 0.5 = 87.45 \text{ kN}$$

$$\sum P = R_a = 204.80 \text{ kN}$$

$$\bar{q} = 2.4 \cdot 16.5 + 6.7 \cdot (20.2 - 9.8) = 109.3 \text{ kPa}$$

Si determina \bar{y} direttamente mediante un equilibrio rispetto al tirante di ancoraggio

$$204.80\bar{y} = 17.82 \cdot 0.4 + 99.50 \cdot 4.55 + 87.45 \cdot 5.67$$

$$\bar{y} = \frac{955.46}{204.80} = 4.67 \text{ m}$$



$$2h_3 = 2 \cdot 7.9 = 15.8$$

$$2\bar{y}R_a = 2 \cdot 4.67 \cdot 204.80 = 1910.92$$

$$4c - \bar{q} = 96.50 \text{ kPa}$$

$$D^2 + 15.8D - \frac{1910.92}{96.50} = 0$$

$$D = 1.20$$

Determinazione della trazione nella barra di ancoraggio

$$R_p = D \cdot (4c - \bar{q}) = 1.20 \cdot (96.50) = 112.62 \text{ kN/m}$$

$$P_{ar} = R_a - R_p = 204.80 - 112.62 = 92.15 \text{ kN/m}$$



Ricapitolando:

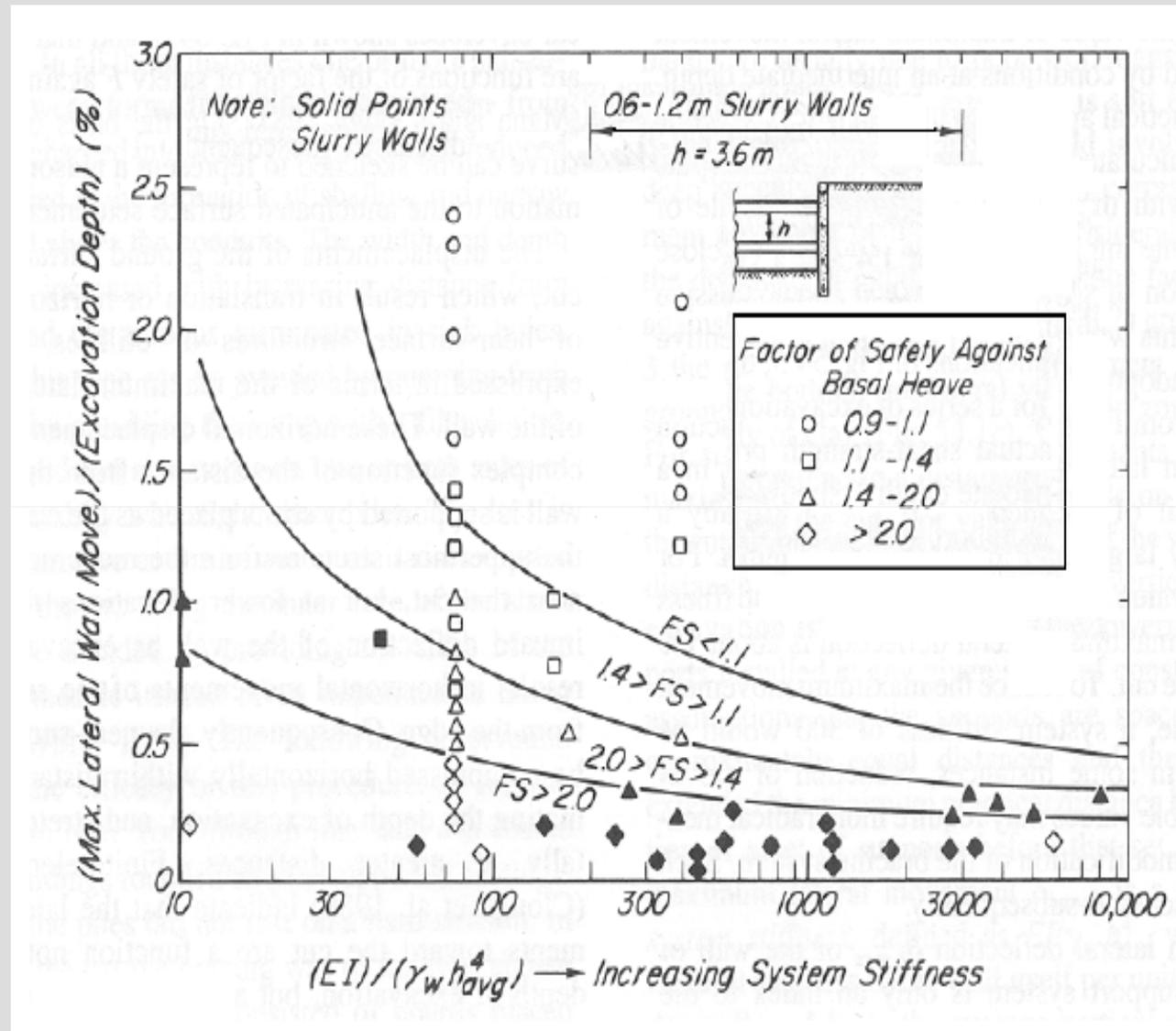
$$D(F_S = 1) = 0.55 \text{ m}; \text{ per terreni coesivi: } F_S = 1.30 \div 1.40 \Rightarrow D'(F_S = 1.40) = 0.80 \text{ m}$$

$$D(GEO) = 1.20 \text{ m}$$

Operando con un solo coefficiente di sicurezza F_S , per il caso in esame sarebbe stato necessario porre $F_S = 1,50 > 1,40$ per ottenere lo stesso livello di sicurezza imposto dalla NTC '08.

I valori delle reazioni dei tiranti di ancoraggio ottenute sono:

$$P_{ar}(GEO) = 92.15 \text{ kN/m} \gg P_{ar}(STR) = 91.50 \text{ kN/m} \gg P_{ar}(F_S = 1) = 70.00 \text{ kN/m}$$





2) collasso per carico limite verticale

Si tratta, sostanzialmente, di una verifica di capacità portante, di un elemento rigido immerso nel terreno.

Si determina la capacità portante per attrito laterale (Portanza laterale) e la capacità portante per punta (Portanza di punta) della paratia, con le stesse modalità delle fondazioni profonde, con la sola importante avvertenza che le paratie sono schematizzabili come elementi piani, che si modellano attraverso uno schema di *“deformazione piana”*, mentre i pali sono elementi isolati e in genere godono di simmetria assiale.

Non costituisce praticamente quasi mai oggetto di deficit dimensionale.

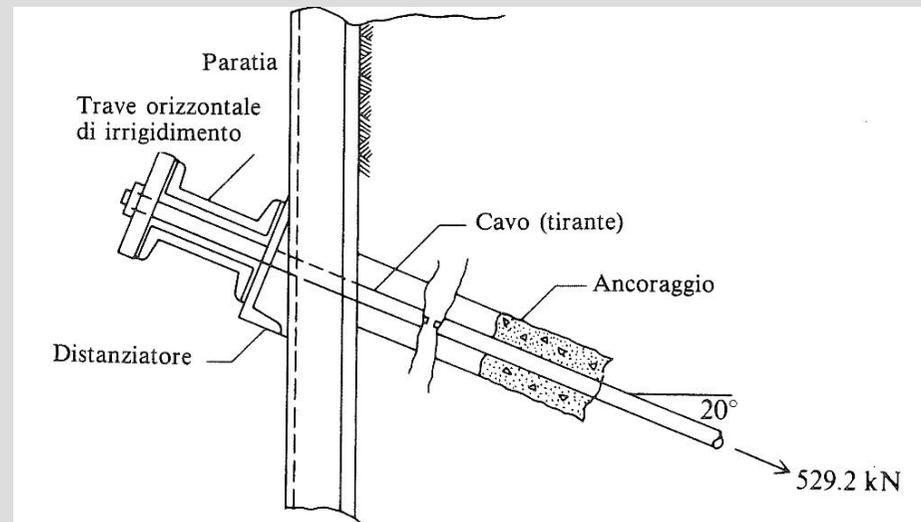


3) sfilamento di uno o più ancoraggi

Rimanda, nella realtà, alla verifica degli ancoraggi, che la norma tratta separatamente al **paragrafo 6.6**

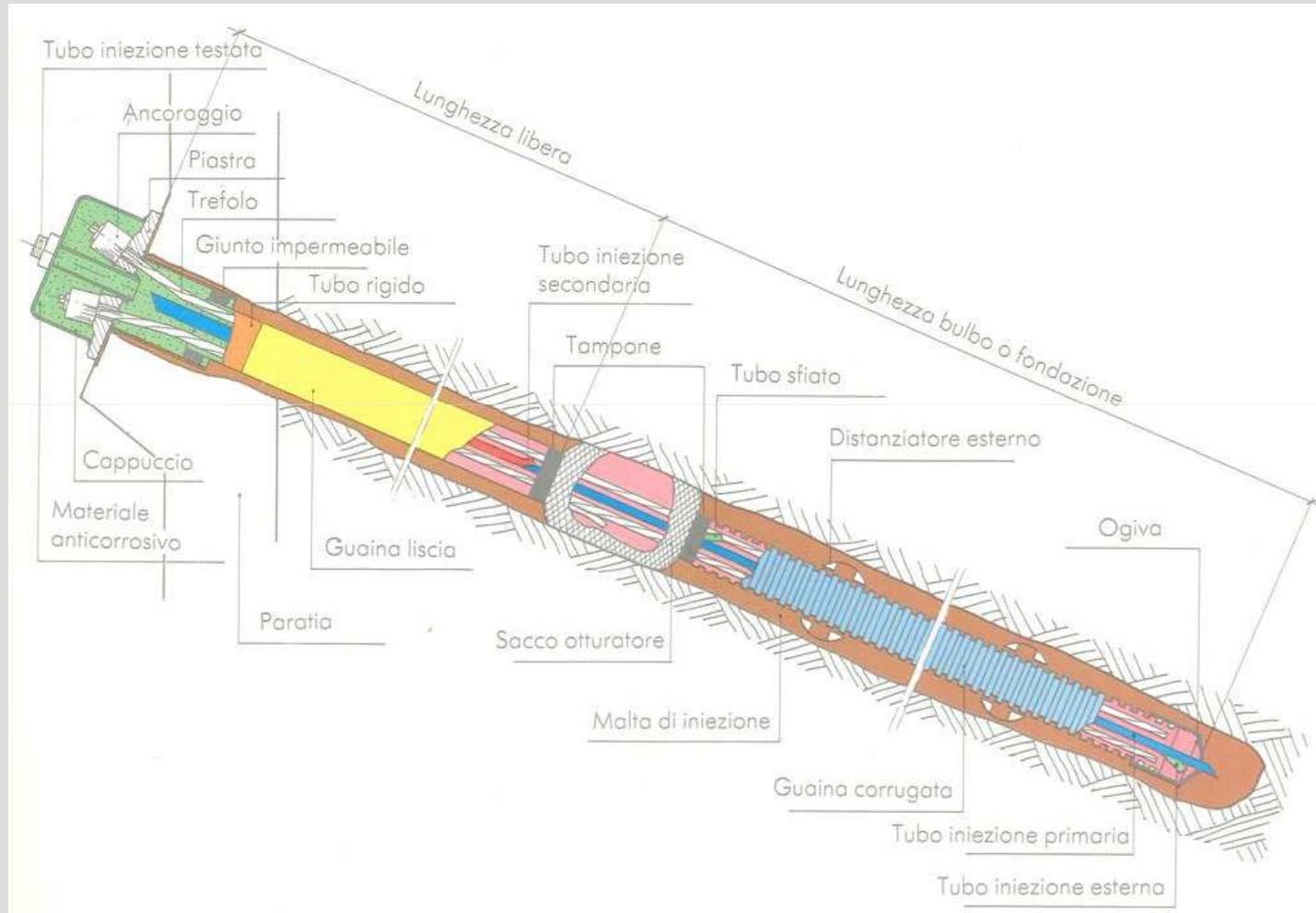
Nella norma i tiranti vengono distinti a seconda del tipo di utilizzo:

- tiranti provvisori;
- tiranti permanenti;



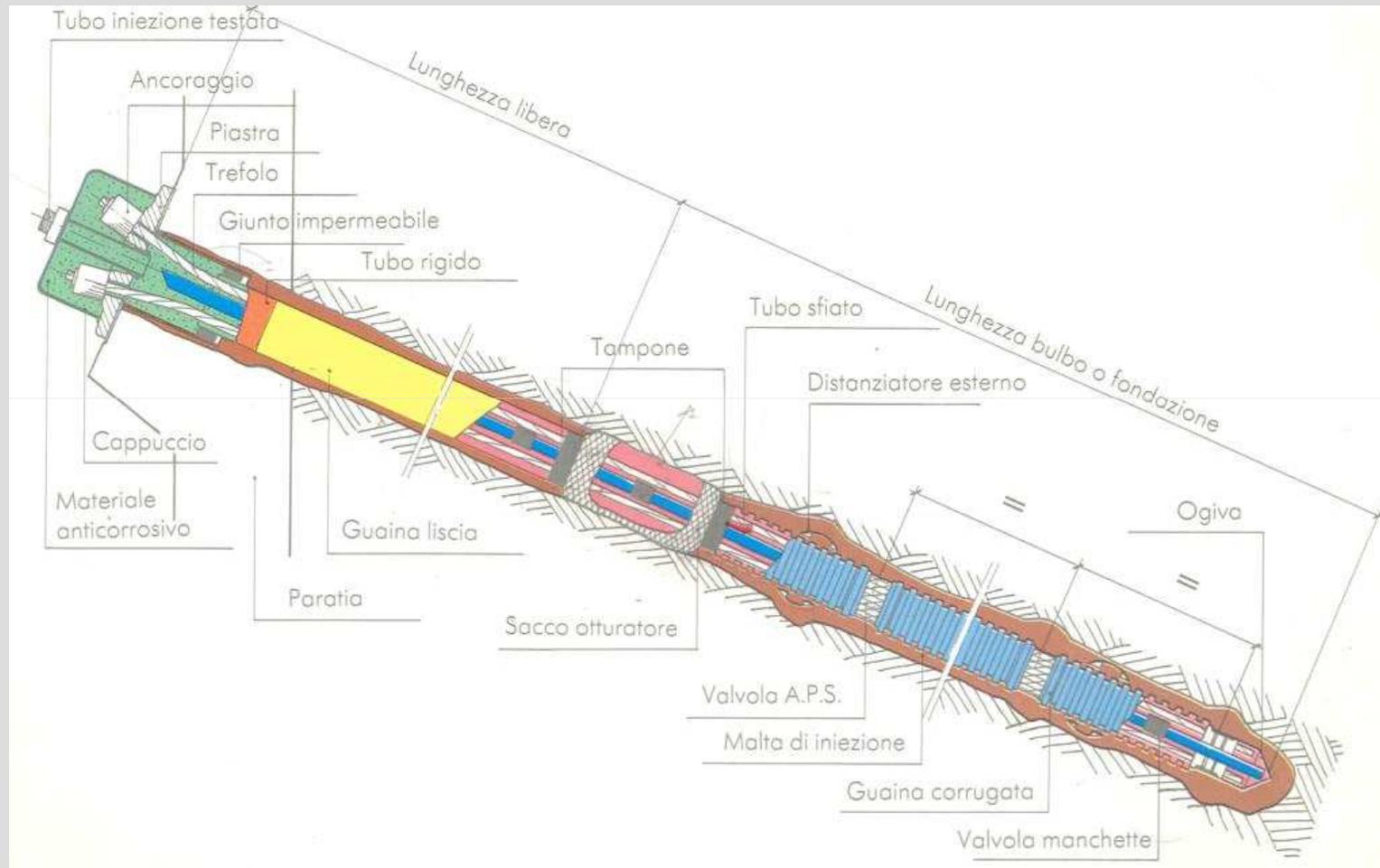


Tirante (attivo) provvisorio





Tirante (attivo) definitivo o permanente





E inoltre i tiranti possono essere ulteriormente suddivisi in:

- tiranti attivi o presollecitati; (*)
- tiranti passivi;

La capacità portante o carico limite ultimo è quella data dalla minore delle tre resistenze prodotte dagli elementi che costituiscono il tirante, composto da:

- trefoli (di acciaio);
- bulbo (di boiaccia di cemento);
- terreno intorno al bulbo;

Le tre sollecitazioni che cimentano il sistema (e che vanno verificate) sono:

- trazione nei trefoli (verifica **acciaio**);
- tensione tangenziale tra trefoli e bulbo (aderenza **acciaio - cls**);
- tensione tangenziale tra bulbo e terreno (aderenza **cls - terreno**);

(*) N.B. problema corrosione !!! (piano di manutenzione)



L'ultima di tali verifiche, spesso è quella che pone i maggiori problemi.
Si tratta in effetti di una verifica geotecnica di aderenza bulbo – terreno.

Vale sempre la relazione 6.2.1.

$$Ed < Rd$$

La norma ci dice che la **verifica a sfilamento** si può fare con la combinazione A1 + M1 + R3, quindi con i coefficienti delle tabelle **6.2.I**, **6.2.II** e **6.6.I**

La **tabella 6.6.I** è specifica per i tiranti e fornisce i valori del coefficiente parziale ξ da usare per ridurre la resistenza caratteristica **Rak**, per ottenere la resistenza di progetto **Rad**:

$$Rad = Rak / \xi_{Ra}$$

$\xi_{Ra,t} = 1.1$ per tiranti temporanei (provvisori);

$\xi_{Ra,p} = 1.2$ per tiranti permanenti



Per la valutazione della Resistenza caratteristica (R_{ak}) si può procedere in due modi (secondo la norma): **per via sperimentale** o **per via analitica**.

- a) dai risultati di **prove di sfilamento** “di progetto” su ancoraggi di prova;
- b) con **calcoli analitici**, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

a) PROVE DI SFILAMENTO

Si eseguono n prove di sfilamento, ciascuna delle quali fornisce un valore di $R_{a,m}$. In generale avremo quindi n determinazioni di $R_{a,m}$, una per ciascuna prova effettuata, potremo calcolare quindi il **valore medio** ed il **valore minimo** di tale popolazione, che chiamiamo $(R_{a,m})_{medio}$ ed $(R_{a,m})_{min}$.

Si valuta il valore della Resistenza caratteristica (a sfilamento) come il **valore minimo** tra:

$$(R_{a,m})_{medio} / \xi_{a1}$$

$$(R_{a,m})_{min} / \xi_{a2}$$



ξ_{a1} e ξ_{a2} sono dati nella tabella 6.6.II in funzione del numero di prove effettuate:

Numero n ancoraggi di prova	1	2	>2
ξ_{a1}	1,5	1,4	1,3
ξ_{a2}	1,5	1,3	1,2

b) CALCOLI ANALITICI

Si esegue il **calcolo analitico** della resistenza allo sfilamento utilizzando i valori dei parametri di resistenza desunti dalle prove fatte (senza riduzioni).

Detto **m** il numero di **verticali indagate** si può operare come segue:

Si utilizzano le **verticali indagate** come elementi indipendenti appartenenti alla stessa popolazione e si utilizzano i valori caratteristici dei parametri di resistenza dedotti dalle prove effettuate in ciascuna verticale per determinare il valore di **R_{a,c}**.



In generale avremo quindi **m** determinazioni di $R_{a,c}$, una per ciascuna verticale indagata, potremo calcolare quindi il **valore medio** ed il **valore minimo** di tale popolazione, che chiameremo $(R_{a,c})_{\text{medio}}$ ed $(R_{a,c})_{\text{min}}$.

Si valuta la Resistenza caratteristica (a sfilamento) come il **valore minimo** tra:

$$(R_{a,c})_{\text{medio}}/\xi_{a3}$$

$$(R_{a,c})_{\text{min}}/\xi_{a4}$$

ξ_{a3} e ξ_{a4} sono dati nella tabella 6.6.III in funzione del numero di verticali indagate **m**:

Numero m di verticali	1	2	3	4	≥ 5
ξ_{a3}	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
ξ_{a4}	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55



Si può in alternativa procedere in maniera analoga, utilizzando come variabile aleatoria i **k** valori della popolazione dei parametri di resistenza al taglio determinati nelle **m** verticali indagate, e poi procedere nello stesso modo.

Dal momento che in generale **k** > **m** si ottiene una popolazione di maggiore numerosità e quindi una determinazione della resistenza più affidabile.

Oppure ancora

$$\phi' (*) = (\phi')_{\text{medio}} - \alpha (\phi')_{\text{SDEV}}$$

$$Cu (*) = (Cu)_{\text{medio}} - \alpha (Cu)_{\text{SDEV}}$$

2.6. Expectancy of Exceedances to Given Limits from the Mean

Single Sided Test (+ or -)	Limits ($k\sigma$)	Double Sided Test (\pm)
15.9%	1σ	31.8%
<u>5%</u>	1.645 σ	<u>10%</u>
2.5%	1.96 σ	<u>5%</u>
2.27%	2σ	4.55%
1%	2.325 σ	2%
0.5%	2.63 σ	1%
0.13%	3σ	0.27%
<u>0.1%</u>	3.09 σ	<u>0.2%</u>
0.05%	3.4 σ	<u>0.1%</u>

Note: underlined values are those most frequently used.



$$Rac = \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot d2 \cdot L \cdot K \cdot \tan \phi + Ca \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

D = diametro reso del bulbo (m);

γ = peso di volume (t/mc);

L = lunghezza del bulbo (m);

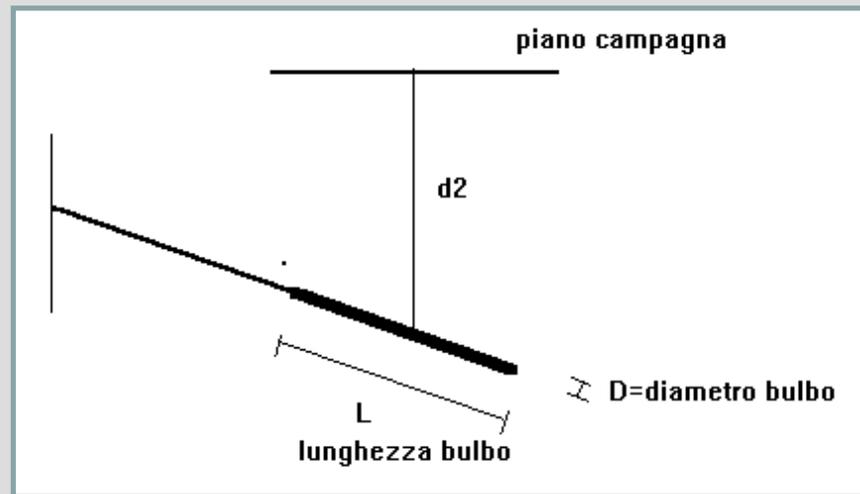
d2 = distanza tra piano campagna e mezzeria del bulbo (m);

K = f(θ , K0) = coefficiente di spinta;

θ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del tirante;

ϕ = angolo di attrito interno del terreno (°)

Ca = coesione





La normativa aggiunge poi alcune considerazioni circa le prove di carico sui tiranti.

Si distingue tra **tiranti preliminari di prova** e prove di trazione su tiranti della tirantatura per **collaudo**.

6.6.4 PROVE DI CARICO

*Gli ancoraggi **preliminari di prova** (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - **devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.***

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.



Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

Le **prove di verifica**, da effettuarsi su **tutti** gli ancoraggi, consistono in un **ciclo semplice di carico e scarico**; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.”



4) instabilità del fondo scavo per sollevamento

$$FS = \frac{N_C s_{ub}}{\gamma - s_{ub}/D}$$

$$D < B$$

D = profondità di scavo rispetto allo strato resistente

B = larghezza dello scavo

Sub = coesione non drenata argilla di base

$$FS = \frac{N_C s_{ub}}{\gamma - \frac{s_{uu}}{\sqrt{2}B}}$$

$$D > B$$

Suu = coesione non drenata argilla sopra lo scavo

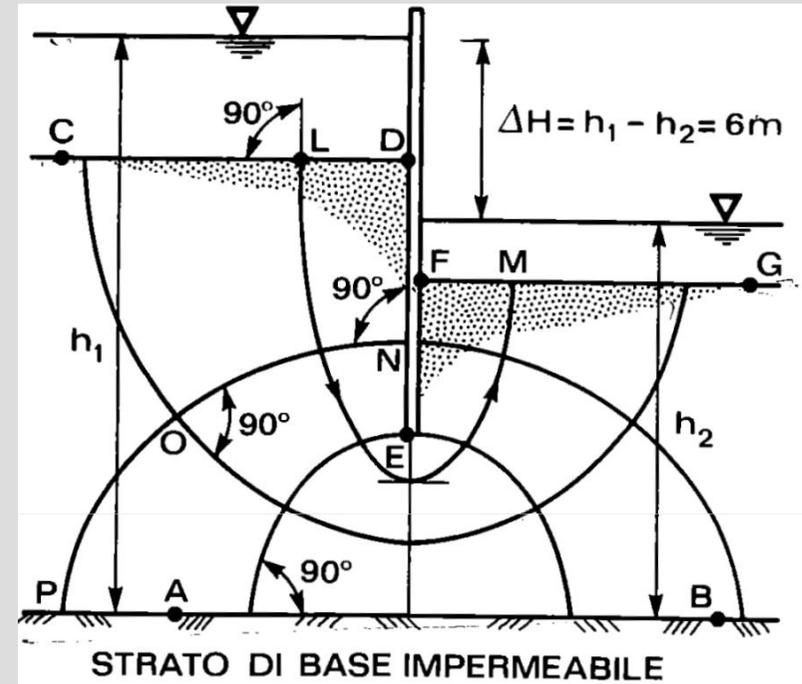
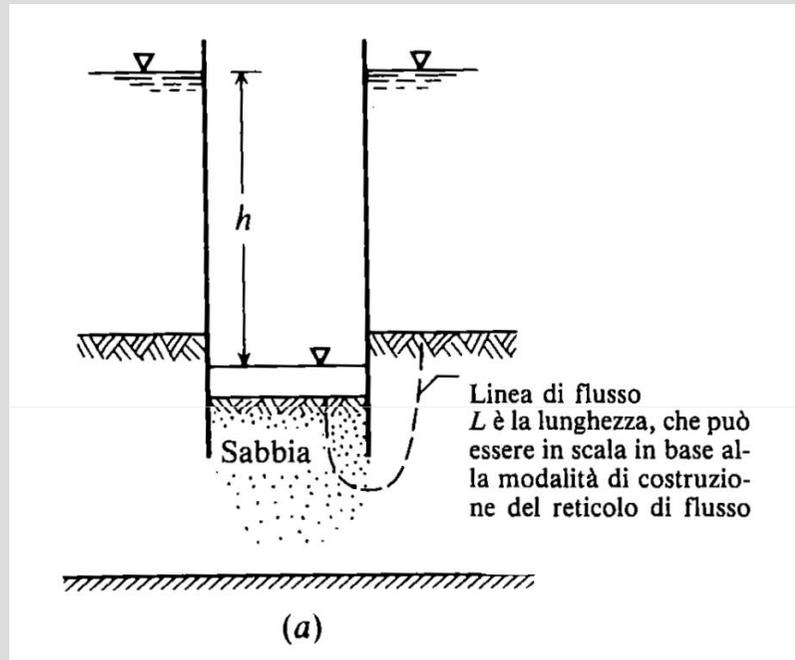
Nc = 5.4

Il fenomeno riguarda la perdita di equilibrio del volume di terreno a fondo scavo per effetto della sottospinta idraulica.

Il dimensionamento si attua applicando alla geometria dell' opera di progetto le curve di carico idraulico corrispondenti al determinato livello di falda e verificando l'equilibrio tra pressione neutra risultante e pressione efficace.

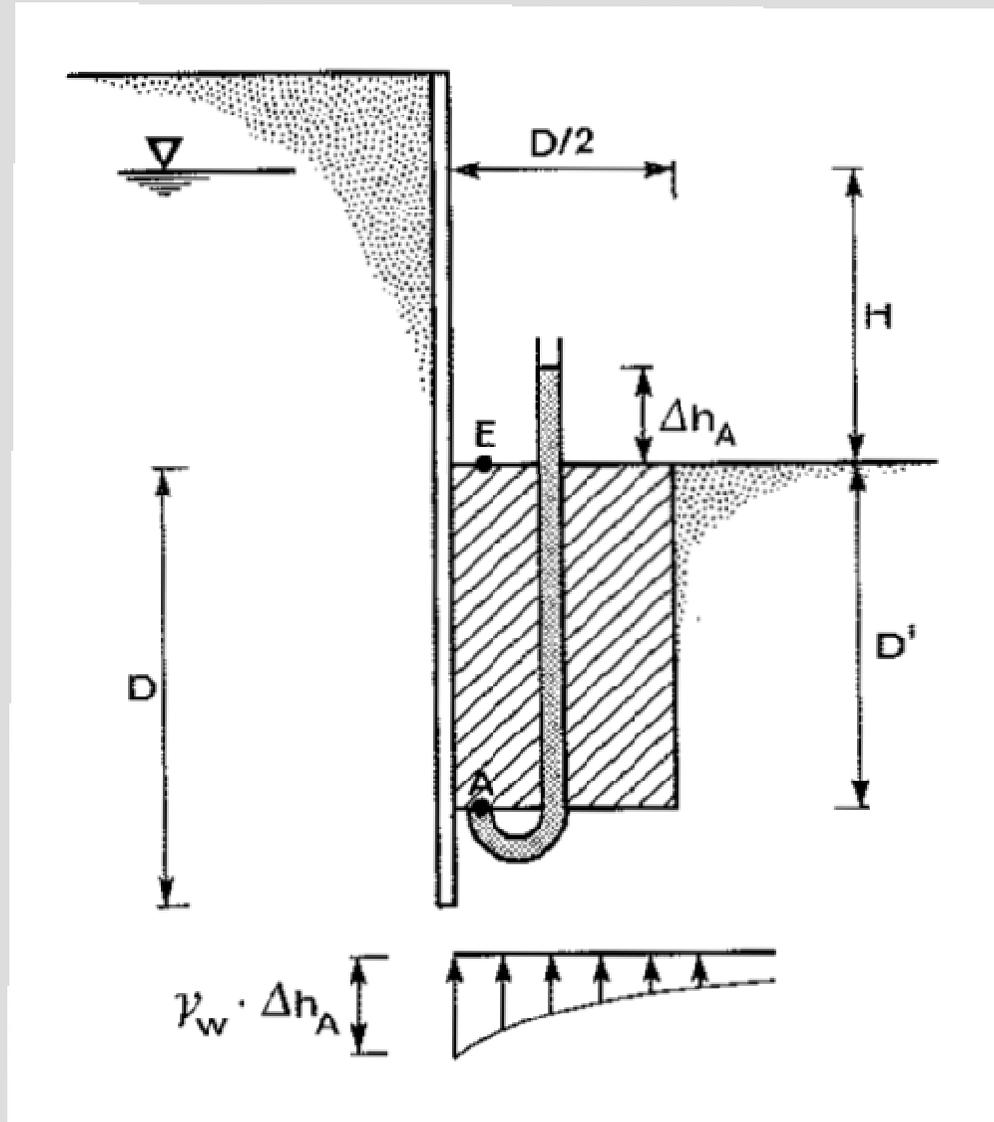


5) sifonamento del fondo scavo



Il fenomeno riguarda la perdita di resistenza, da parte del suolo sul fondo scavo, rispetto alla risalita dell' acqua.

La conseguenza, è la perdita di volumi di terreno resistente, per effetto del dilavamento prodotto dalla filtrazione.



$$i_C = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

$$F_S = \frac{i_C}{i_E}$$



Esempi di calcolo del coefficiente di efflusso

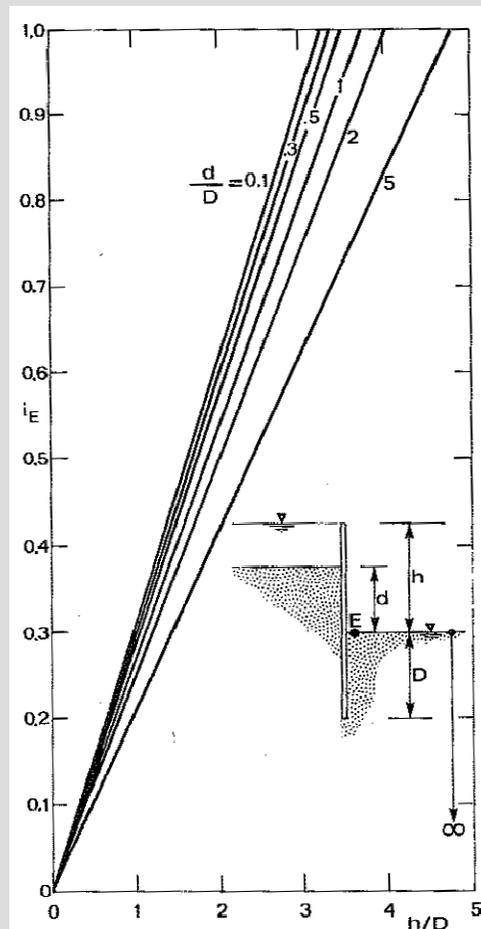


Figura 4.7 Gradienti di efflusso i_E nel caso di uno scavo in un mezzo di spessore infinito.

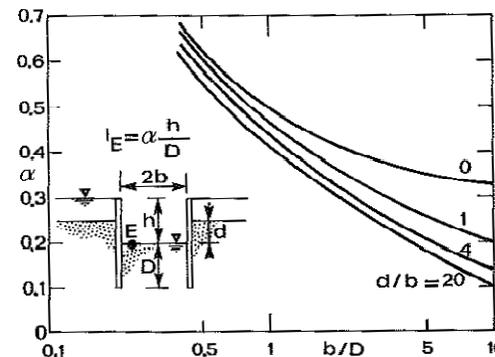


Figura 4.8 Gradiente di efflusso i_E nel caso di uno scavo nastriforme in un mezzo di spessore infinito.

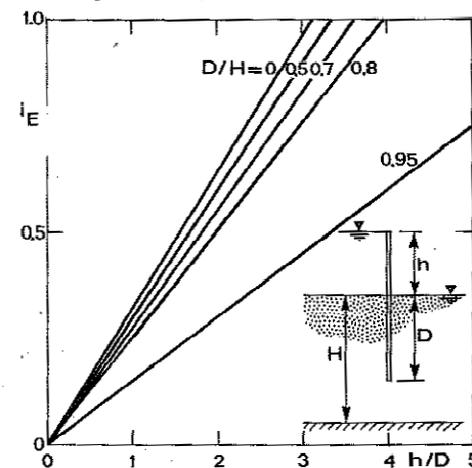


Figura 4.9 Gradiente di efflusso i_E nel caso di uno scavo in un mezzo di spessore limitato.



6) instabilità globale dell'insieme terreno - opera

La verifica si applica ad un intorno (generalmente bidimensionale) del complesso terreno – struttura.

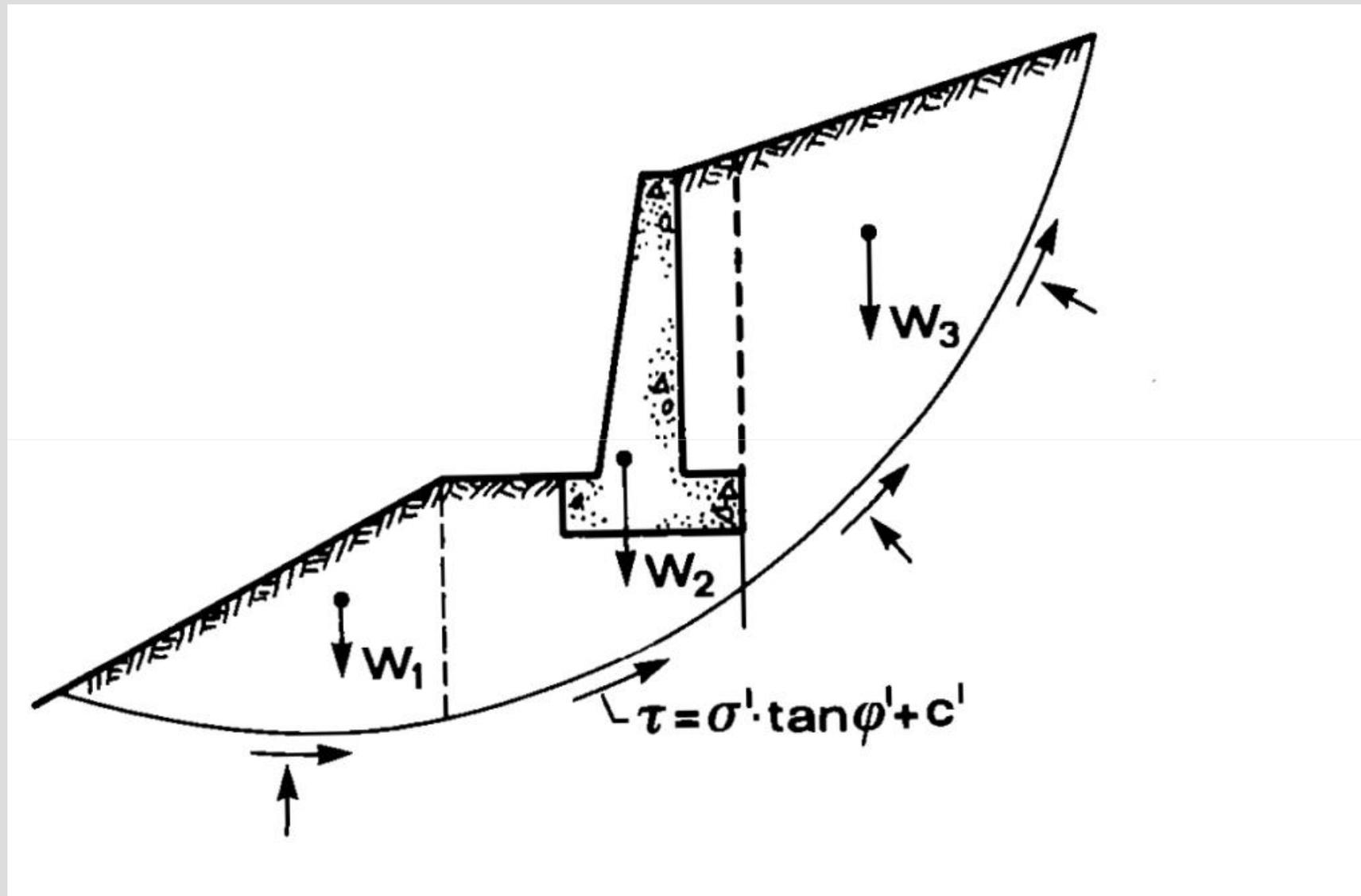
Lo scopo è dimensionare l'intero sistema, in modo tale che l'inserimento dell'opera di sostegno nel contesto esistente (generalmente, un pendio) non modifichi le originarie condizioni di equilibrio, in modo da inficiare sul livello di stabilità dello stesso.

Si tratta, sostanzialmente, di una verifica di stabilità del pendio, applicata alla geometria risultante dall'intervento di scavo.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno - opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

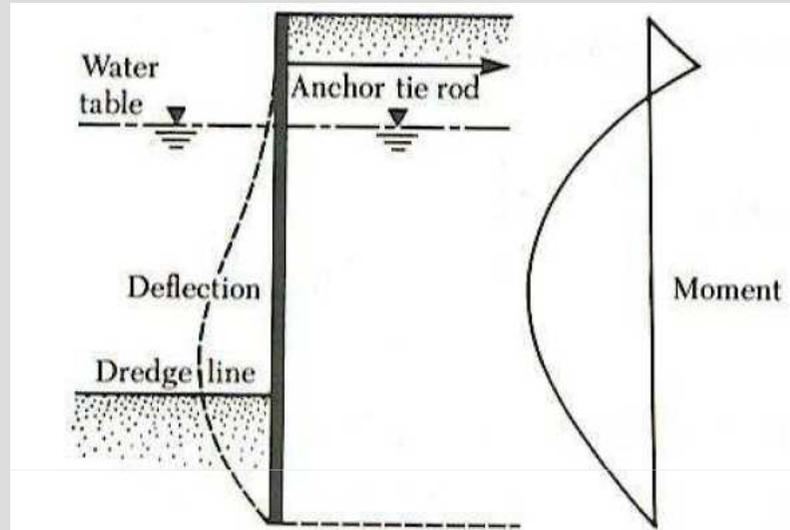
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto del coefficiente parziale R2 pari ad 1.1 (stabilità dei fronti di scavo)





1) STR Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia



Si tratta di verifiche di resistenza, da applicarsi al fusto della paratia, intesa come elemento strutturale.

Una volta determinato il diagramma delle caratteristiche di sollecitazione, si dovranno scegliere le sezioni di progetto e verificarne la resistenza nei confronti delle sollecitazioni agenti.

Il risultato sarà la determinazione del materiale, della sezione e della eventuale armatura dell' opera di sostegno



Per quanto illustrato, il dimensionamento di una paratia, e più specificatamente, di una paratia tirantata o puntellata, è un processo complesso, che coinvolge più elementi (struttura e terreno), molteplici modellazioni del fenomeno fisico e molteplici verifiche.

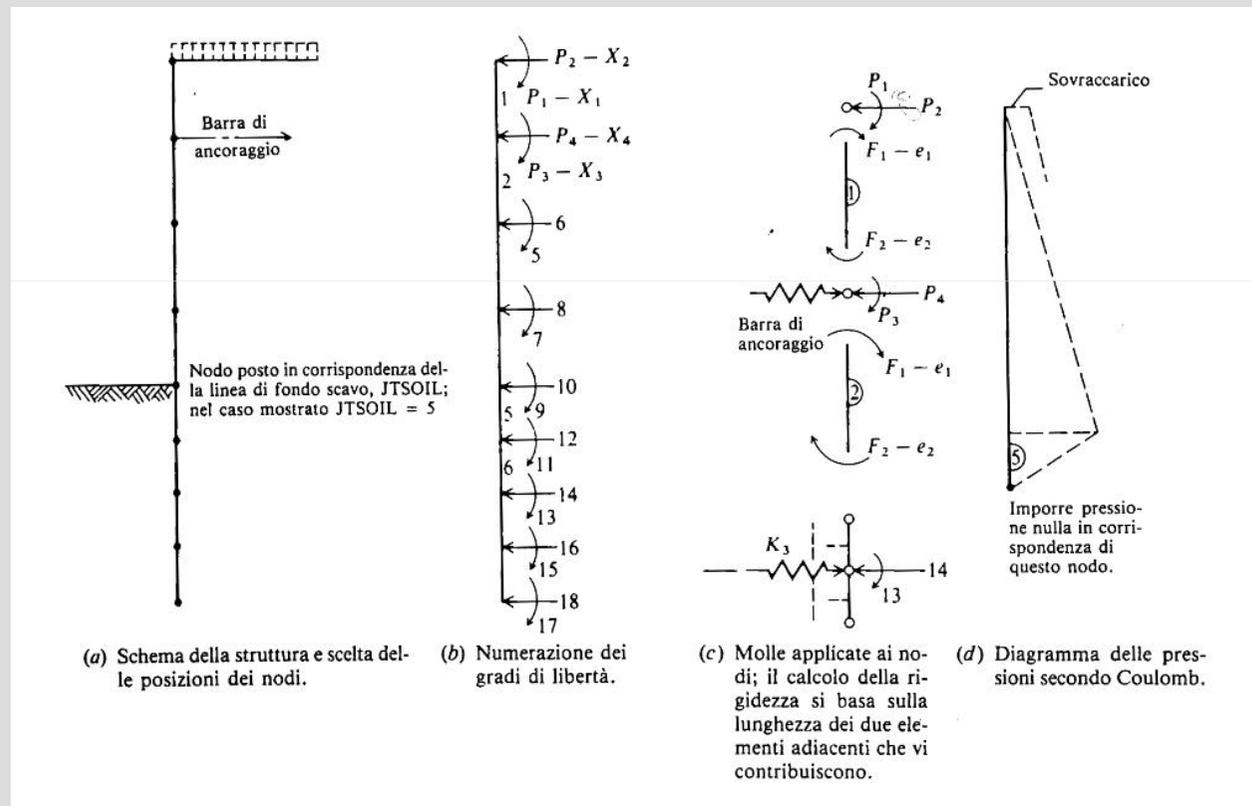
Inoltre, i fenomeni oggetto di verifica non sono tra loro indipendenti, bensì correlati e reciprocamente influenzati. Per questo, è opportuno condurre un calcolo dell' opera il più possibile integrato.

Le attuali tecnologie informatiche permettono di integrare il calcolo strutturale della paratia quello dell' interazione opera-terreno attraverso modellazioni numeriche agli *elementi finiti* e alle *differenze finite*.



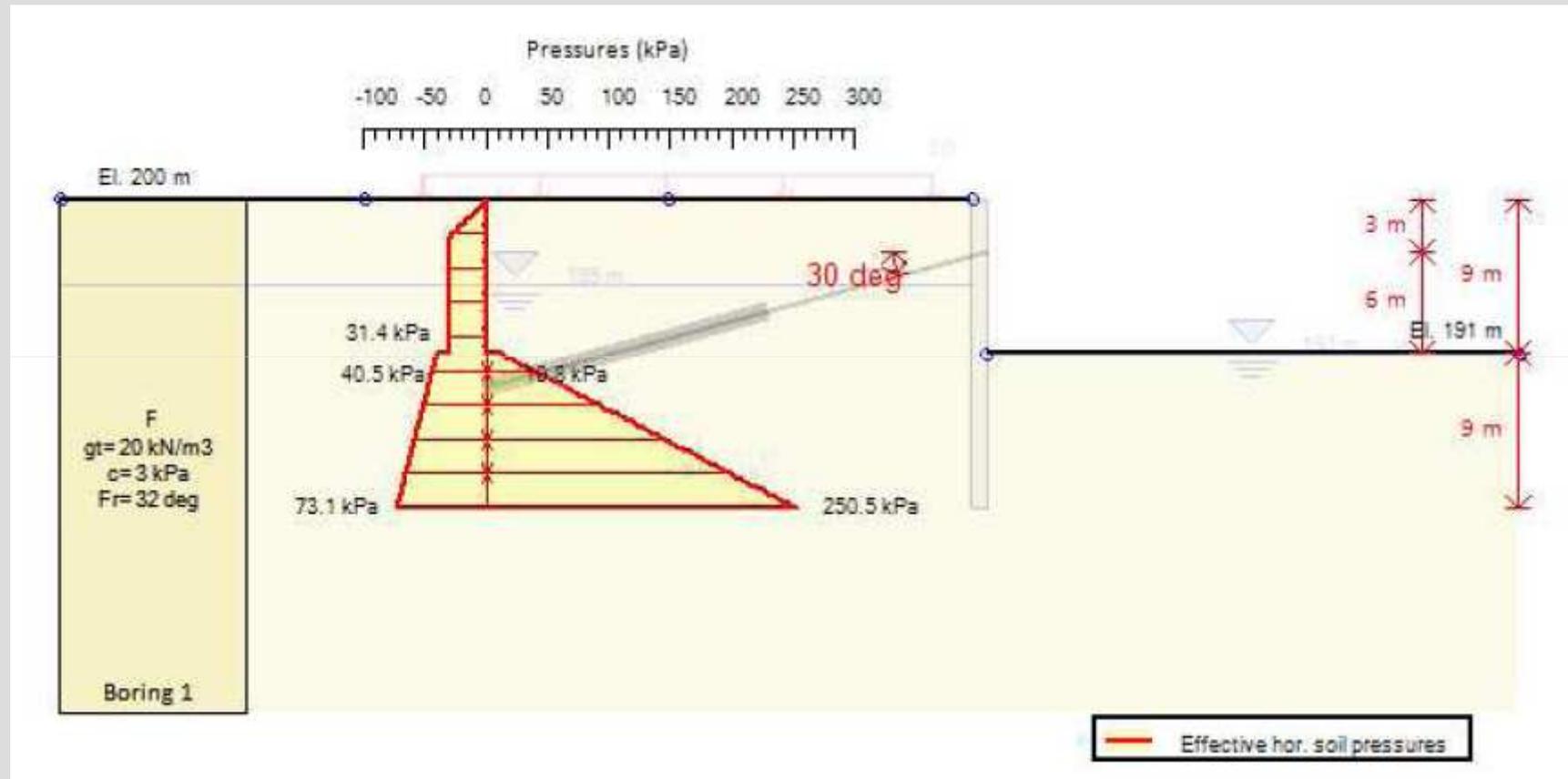
Metodo agli elementi finiti

Consiste nel suddividere il diaframma ed il terreno in elementi e risolvere le equazioni di equilibrio su ciascun nodo



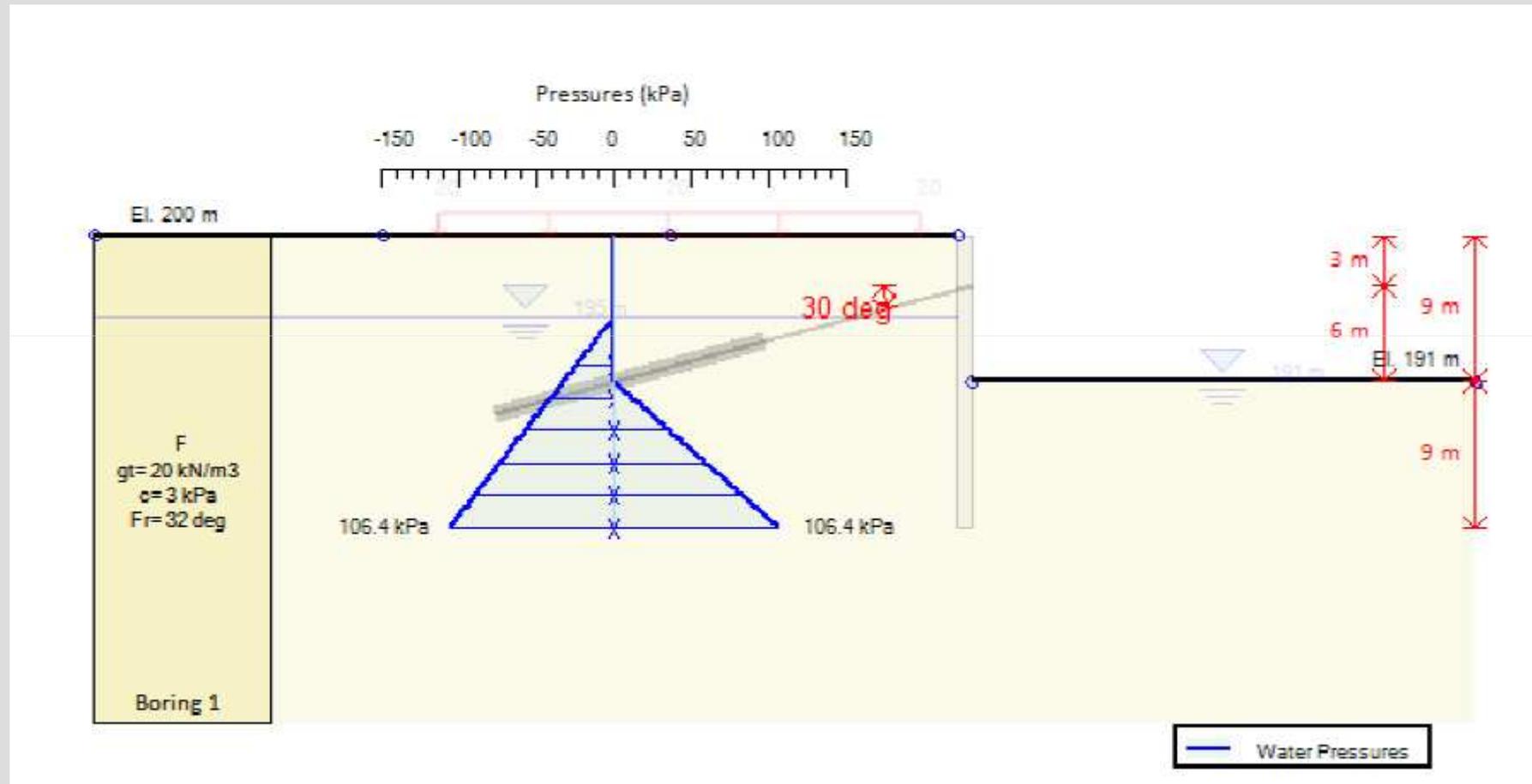


Esempio di output (diagramma delle pressioni efficaci)



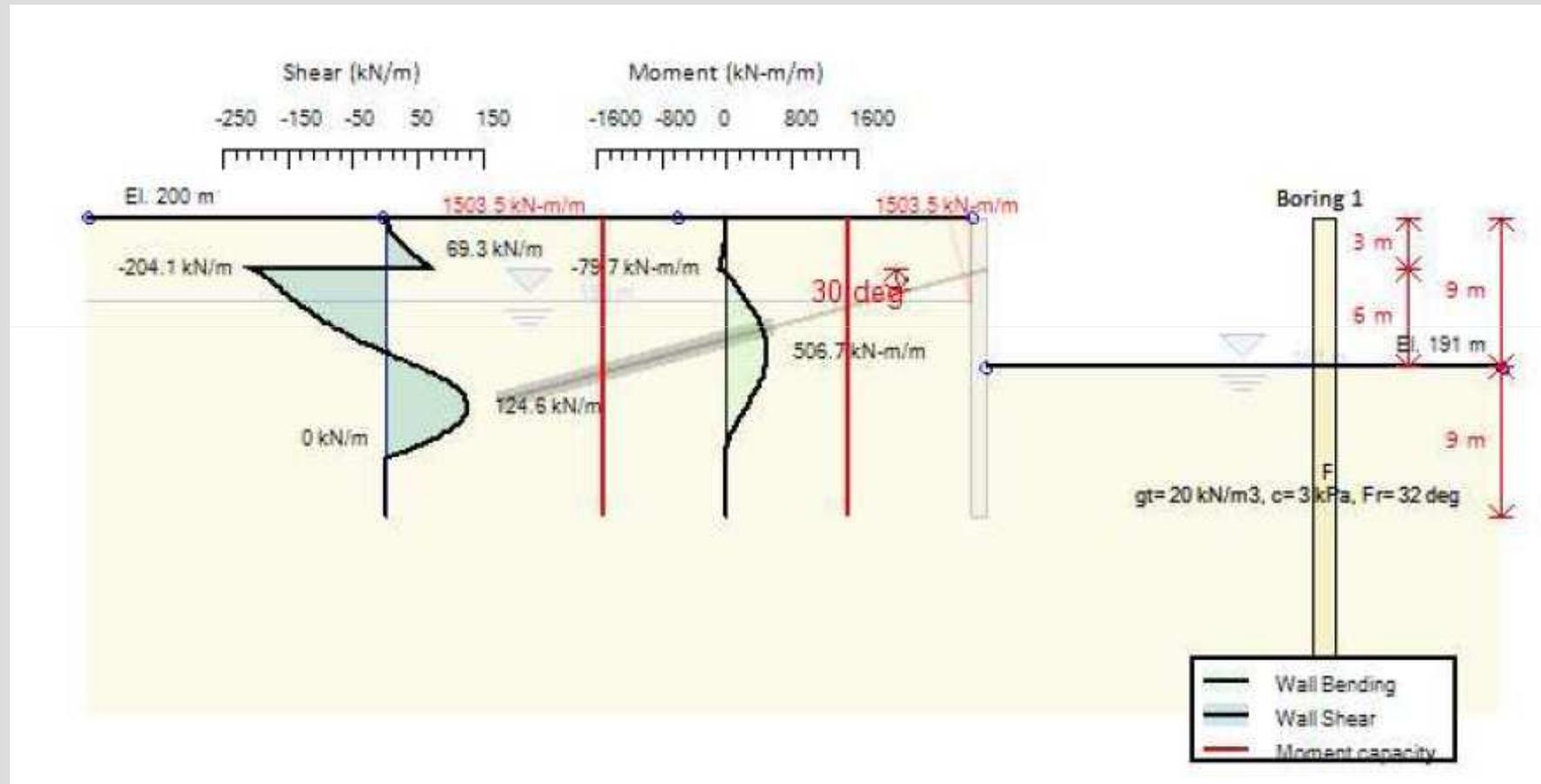


Esempio di output (diagramma delle pressioni neutre)





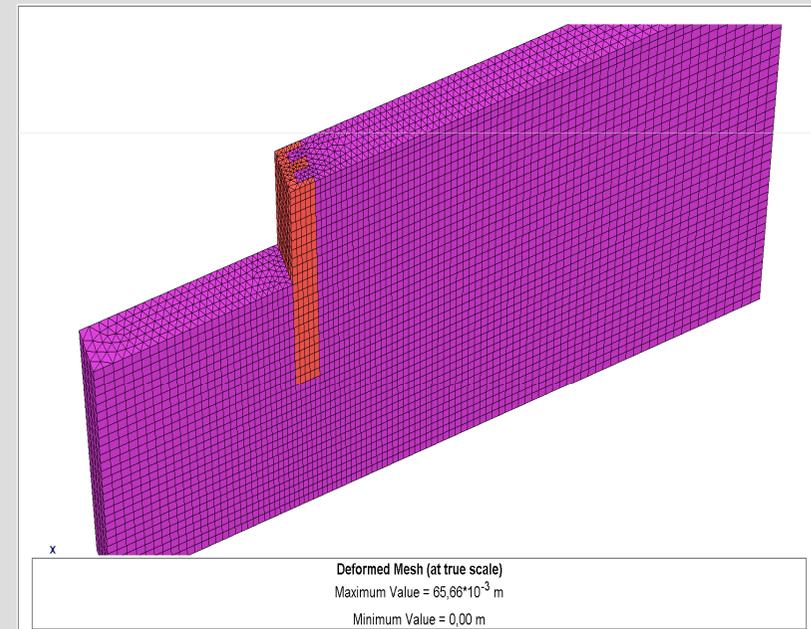
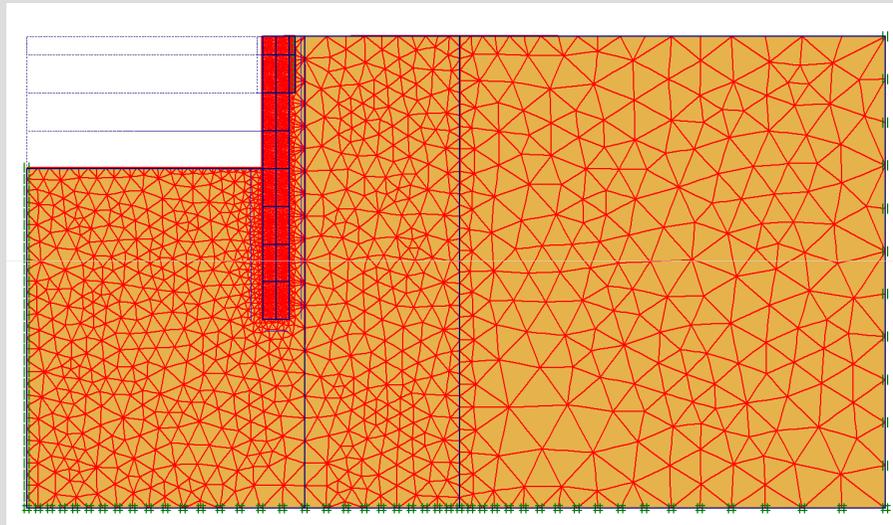
Esempio di output (diagramma del taglio e del momento)





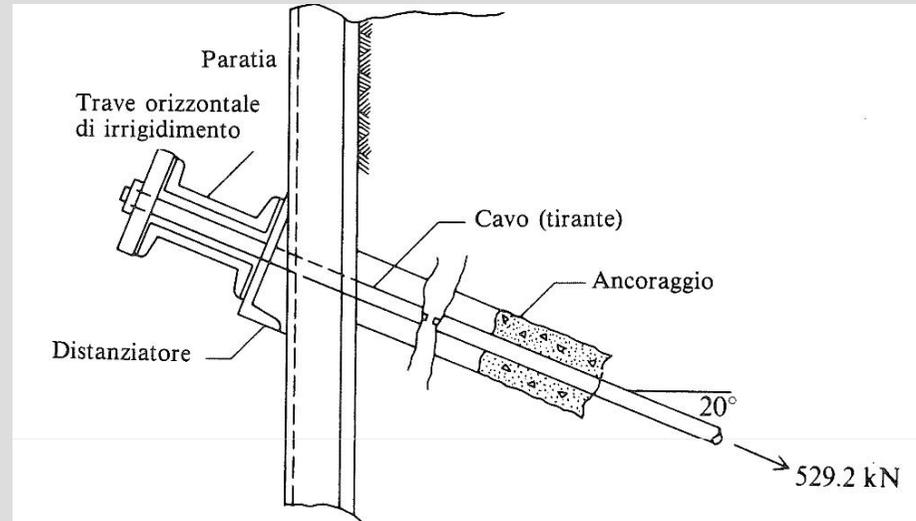
Metodo alle differenze finite

Consiste nella risoluzione delle equazioni differenziali globali di elasticità e di moto attraverso la discretizzazione dello spazio





2) STR Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi



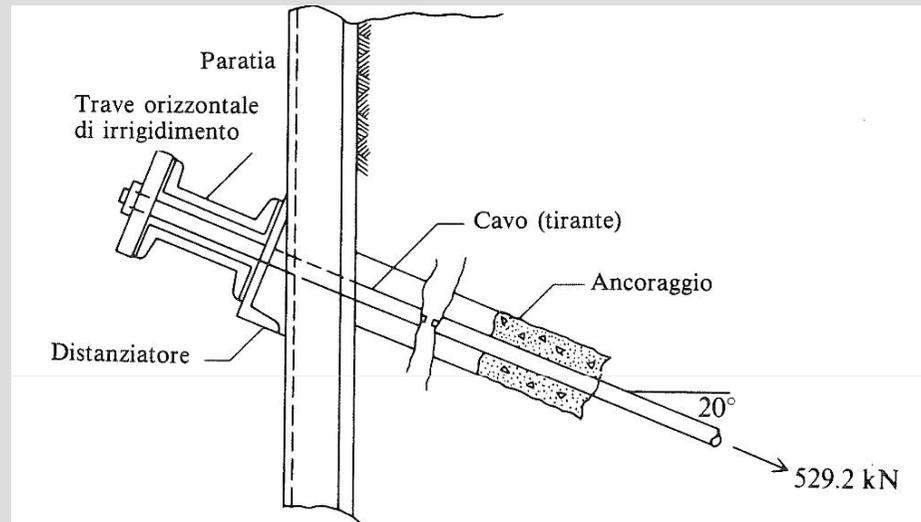
Rimanda, nella realtà, alla verifica degli ancoraggi, che la norma tratta separatamente al **paragrafo 6.6**

Nella norma i tiranti vengono distinti a seconda del tipo di utilizzo:

- tiranti provvisori;
- tiranti permanenti;



Verifiche dei tiranti



La verifica si applica ai risultati di uno dei dimensionamenti della paratia precedenti, secondo le prescrizioni di cui al Par. 6.6 delle N.T.C. 08

$$T_{sd} = R_a - R_p = 529.2 \text{ kN}$$

In questa verifica, dovranno essere applicati i coefficienti A1+M1 *senza abbattimento delle caratteristiche geotecniche* (Par. 6.6.2 N.T.C. 08)



Verifica allo sfilamento

$$d_2 = 25 \text{ m}$$

$$D = 24 \text{ cm} \quad k = 1$$

$$T_{sd} < \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot d_2 \cdot L \cdot K \cdot \tan \phi + C_a \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

D = diametro reso del bulbo (m);

γ = peso di volume (t/mc);

L = lunghezza del bulbo (m);

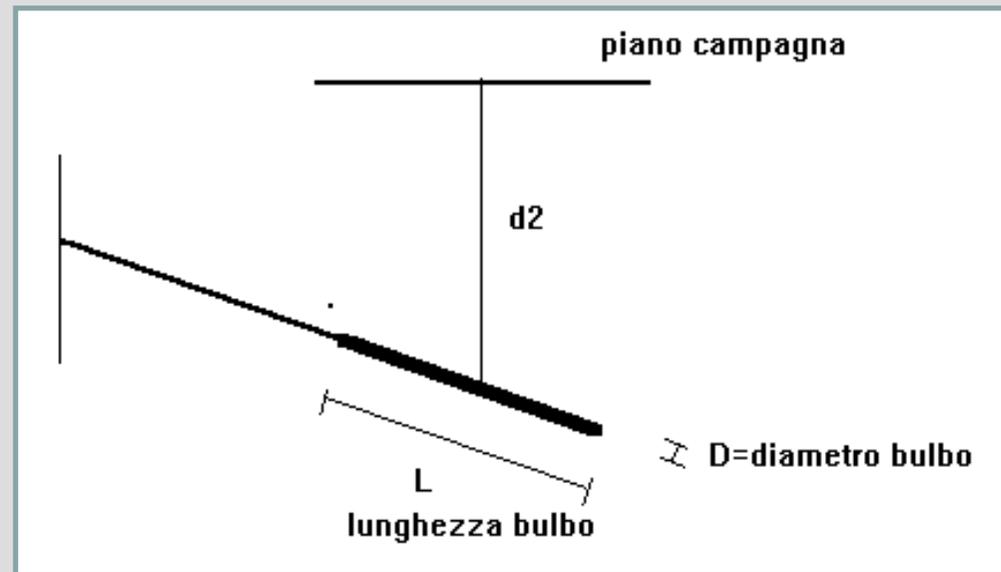
d_2 = distanza tra piano campagna e mezzeria del bulbo (m);

$K = f(\theta, K_0)$ = coefficiente di spinta;

θ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del tirante;

ϕ = angolo di attrito interno del terreno (°)

C_a = coesione



$$\gamma = 20.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$C_a = 40 \text{ kPa}$$

$$T_{rd} = \pi \cdot 0.24 \cdot 20.2 \cdot 25 \cdot 5 \cdot 1 \cdot \tan 30 + 40 \cdot \pi \cdot 0.24 \cdot 5 = 1249 \text{ kN} > T_{sd} = 529.2 \text{ kN}$$



La verifica di resistenza del tirante risulta pertanto soddisfatta, se sono verificate anche le componenti di resistenza, dovute alle ipotesi di *rottura del tratto libero* del tirante e di *rottura dell' interfaccia tirante-bulbo*:

Verifica del tratto libero

$$T_{sd} < T_{rd}$$

T_{rd} è lo sforzo limite a plasticizzazione del tratto libero e dipende esclusivamente dal tipo di tirante adottato e dal numero di trefoli:

$$T_{rd} = f_{yd} \cdot A_y$$

$$T_{rd} = n \cdot f_{yd} \cdot A_{yi} \quad - \text{ nel caso di tirante a } n \text{ numero di trefoli}$$

$$f_{yd} = 1\,400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{eq} = 5\,024 \text{ mm}^2$$

$$T_{rd} = 1\,400 \cdot 0.5024 = 703 \text{ kN} > T_{sd} = 529.2 \text{ kN}$$



Verifica dello sfilamento trefolo-malta

$$T_{sd} < \tau_{crd} \cdot P \cdot L$$

τ_{crd} = tensione resistente a taglio della malta (τ_0)

P = perimetro esposto

L = lunghezza tratto ancorato del bulbo

La norma non stabilisce il valore della τ_{crd} , ma può essere ragionevolmente adottata la tensione minima resistente a taglio del calcestruzzo di classe equivalente:

$$\tau_{crd} = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{eq} = 1400 \text{ mm}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$T_{rd} = (10/1000) \cdot 0.140 \cdot 5 = 700 \text{ kN} > T_{sd} = 529.2 \text{ kN}$$



Alessandro Ghinelli
Progettazione delle Opere di Sostegno



Fine

Grazie per l'attenzione