



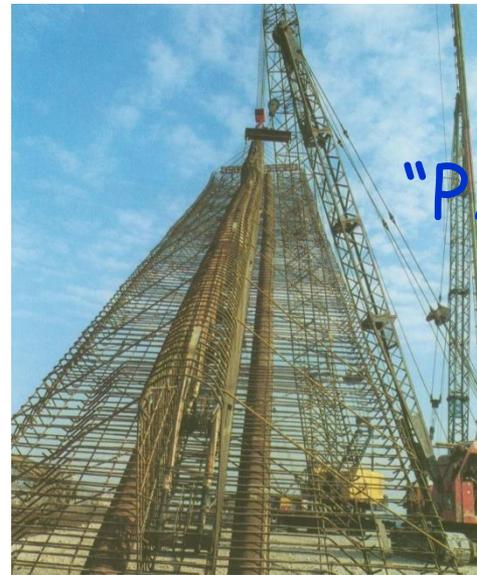
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari

"PARATIE MULTIANCORATE"

(progetto, applicazioni e tecnologie)
4ª Edizione

Dott. Ing. Alberto Garrasi
Consulente in geotecnica e fondazioni speciali

Bari, 22-29 Gennaio / 05-12-19 Febbraio 2019
Sede Ordine Ingegneri Bari



1ª SESSIONE

Introduzione - Campi di applicazione - Metodi di calcolo/1
Bari, 22 Gennaio 2019

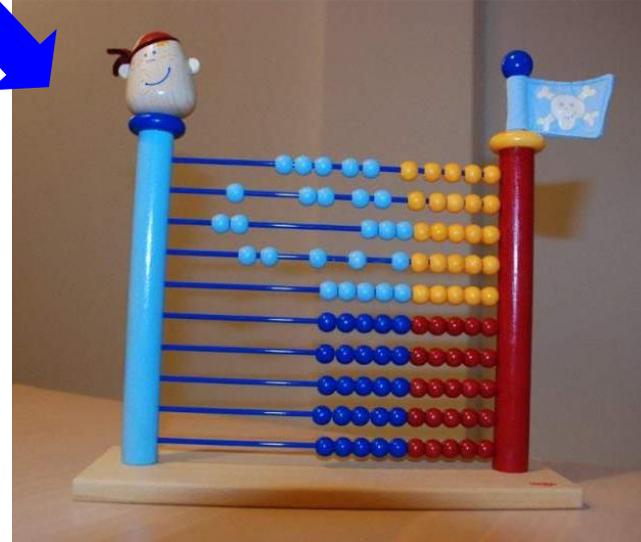


AVANZAMENTO
LAVORI



2ª SESSIONE

Metodi di calcolo/2 - Software di calcolo
Bari, 29 Gennaio 2019



3ª SESSIONE

Verifiche di stabilità
Aspetti esecutivi
Bari, 5 Febbraio 2019



"PARATIE MULTIANCORATE"

(progetto, applicazioni e tecnologie)
3ª Edizione

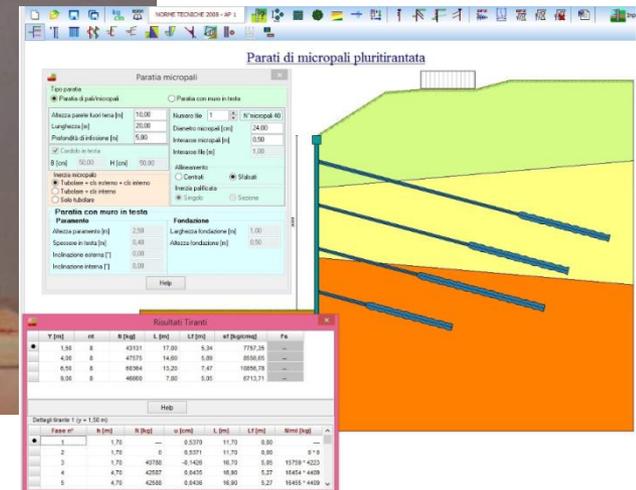
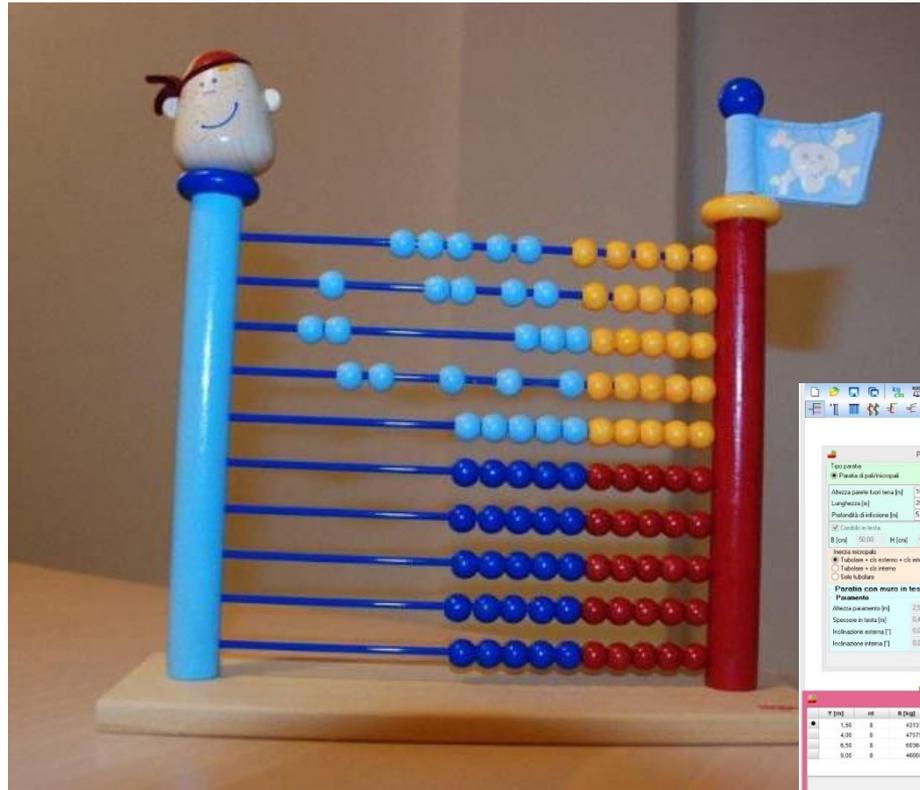
Dott. Ing. Alberto Garrasi
Consulente in geotecnica e fondazioni speciali

2ª SESSIONE

Metodi di calcolo/2 - Software di calcolo

Bari, 22 Gennaio 2019

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Bari



1ª SESSIONE : 22 Gennaio 2019

1. INTRODUZIONE AL CORSO
2. CAMPI DI APPLICAZIONE E TIPOLOGIE DELLE "OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI"
3. METODI DI CALCOLO : PARTE PRIMA

INSEGUITO



2ª SESSIONE : 29 Gennaio 2019

4. METODI DI CALCOLO : PARTE SECONDA
 - Metodi di calcolo "a rottura" : terreno rigido-plastico
 - Esercitazioni con risoluzione di paratie a sbalzo e con tirante senza ausilio di computer
 - Metodi di calcolo con terreno discreto elasto-plastico
5. APPROCCIO CRITICO AI SOFTWARE DI CALCOLO GEOTECNICO



PROGRAMMA

METODI DI CALCOLO PARTE SECONDA

GENERALITA'
SUI METODI DI CALCOLO DELLE
"OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI"
(PARATIE MULTIANCORATE)

MODELLO TERRENO

MODELLO DI ANALISI

MODELLO GEOTECNICO (PARAMETRI NECESSARI)

RIGIDO-PLASTICO

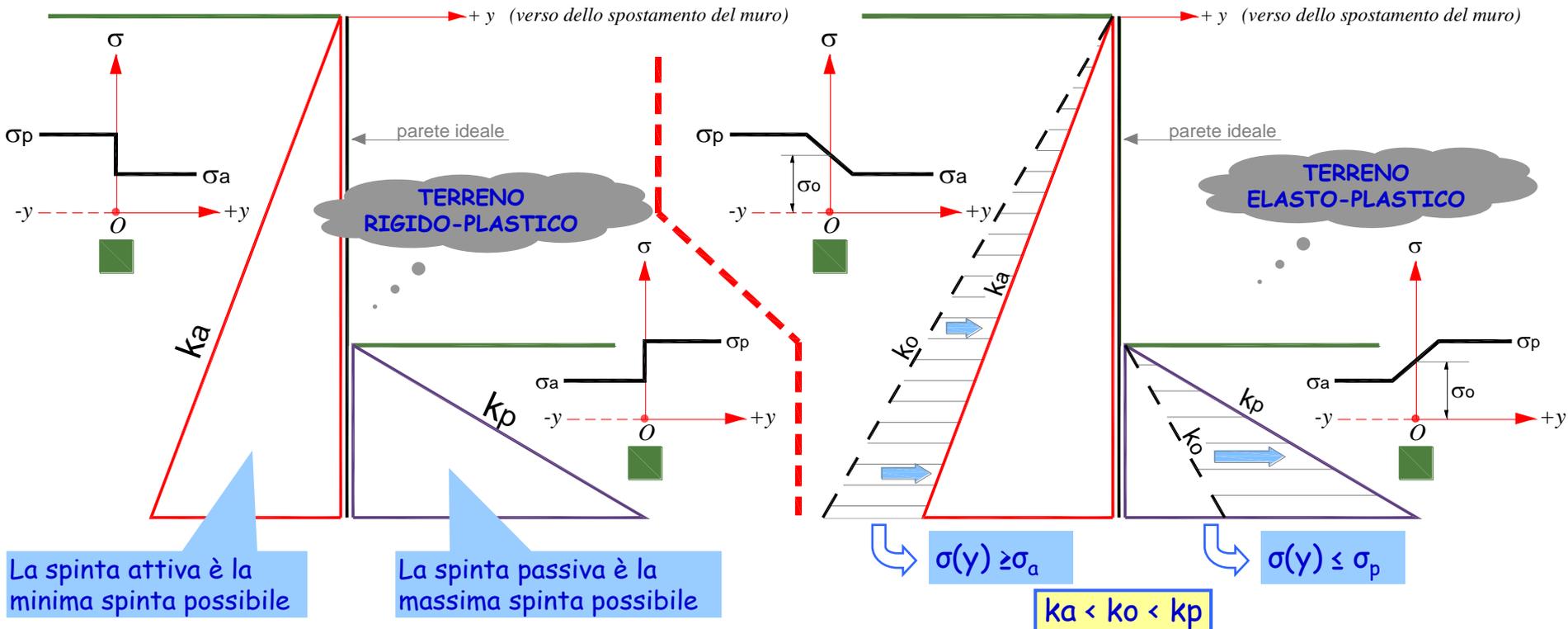
metodi di calcolo "a rottura" o "all'equilibrio limite - L.E.M." o "agli stati limite"

- stratigrafia e posizione falda
- pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$,
- resistenza al taglio : φ', c', c_u

ELASTO-PLASTICO DISCRETO

metodi di calcolo in fase elasto-plastica, con terreno discreto (non continuo)

- stratigrafia e posizione falda
- pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$,
- resistenza al taglio : φ', c', c_u
- deformabilità



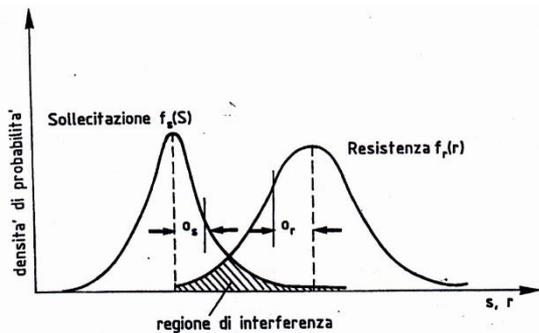
METODI DI CALCOLO DELLE "OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI"

		VANTAGGI	SVANTAGGI
Equilibrio limite	Terreno discreto rigido-plastico	<ul style="list-style-type: none"> semplicità di calcolo semplicità nella determinazione e scelta dei parametri geotecnici 	<ul style="list-style-type: none"> la struttura viene analizzata in condizioni di collasso (non in esercizio) non si ha nessuna informazione sulle deformazioni l'ipotesi rigido-plastica comporta delle assunzioni a sfavore della sicurezza le condizioni di pressione limite possono svilupparsi nel terreno solo a seguito di deformazioni che difficilmente possono verificarsi contemporaneamente lungo tutta la profondità è impossibile tener conto dell'influenza delle varie fasi costruttive ← è impossibile tener conto del pretensionamento dei tiranti ← si richiede un'assunzione aprioristica sul tipo di vincolo al piede del diaframma
Letto di molle alla Winkler	Terreno discreto elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> facile reperibilità di programmi di calcolo; richiede l'uso di un numero limitato di parametri geotecnici; consente di tener conto di tutte le fasi esecutive individua anche la deformata 	<ul style="list-style-type: none"> notevole incertezza sui valori da assegnare ai parametri di deformabilità del terreno, e sul tipo di indagini più adatte ad individuarli; i valori delle deformazioni sono molto influenzati dai parametri di deformabilità adottati, e di conseguenza possono non essere attendibili <div style="border: 1px solid blue; border-radius: 15px; padding: 10px; background-color: #ffffcc; margin-top: 10px;"> <p style="color: blue; text-align: center;">Fortunatamente però la deformabilità incide in modo men che proporzionale sui valori delle sollecitazioni</p> </div>
F.E.M.	Terreno continuo elastico o elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> consentono una conoscenza ragionevolmente fedele della interazione terreno-struttura 	<ul style="list-style-type: none"> elevato costo dei programmi complessità del codice di calcolo, che di fatto ne limita l'utilizzo a pochi esperti sofisticazione di molti dei parametri geotecnici richiesti difficoltà nel determinare tali parametri a mezzo di indagini, ed elevato costo delle stesse

.... metodi probabilistici ????
ancora no, grazie !



L'APPROCCIO PROBABILISTICO (CENNI)



Distribuzioni di probabilità $f_s(s)$ e $f_r(r)$ e regione di interferenza

L'affidabilità " R_e " è definita come la probabilità che la tensione non superi la resistenza, ossia :

$$R_e = P(r > s) = P(r - s) > 0$$

LIVELLI DI AFFIDABILITA'

- livello 0 (metodi deterministici):
si prende in considerazione solo il valore caratteristico delle grandezze in gioco (generalmente il valor medio)
- livello 1 (metodi semi-probabilistici): EUROCODICI
si utilizzano i cosiddetti valori caratteristici dei parametri di ingresso (azioni e resistenze), definiti mediante opportuni frattili delle loro distribuzioni abbinati a coefficienti parziali di sicurezza mediante i quali si effettua un processo di verifica di tipo deterministico.
- livello 2 (metodi probabilistici approssimati):
si tiene conto di due valori per ogni variabile casuale (comunemente media e varianza) eventualmente corredati da una misura della correlazione tra i due parametri (normalmente la covarianza), attraverso i quali si giunge alla definizione di un indice di affidabilità.
- livello 3 (metodi puramente probabilistici):
utilizzano la probabilità di collasso come una misura e quindi richiedono la conoscenza della distribuzione statistica di tutte le variabili aleatorie.
- livello 4 : è un metodo di affidabilità in cui interviene sia l'aspetto strutturale che quello economico, considerando i costi ed i benefici della costruzione, dell'esercizio, della manutenzione e delle conseguenze del collasso.

(forse) IL PRIMO STUDIO ITALIANO
DI APPROCCIO PROBABILISTICO AL CALCOLO DELLE PARATIE ANCORATE
(affidabilità di livello 2 : metodi probabilistici approssimati)



National Research
Council Canada

Conseil national
de recherches Canada

NRC · CNRC

Reprinted from
Canadian
Geotechnical
Journal

Réimpression de la
Revue
canadienne
de géotechnique

metodi probabilistici?
per ora no, grazie!

**The reliability of an anchored sheet-pile wall
embedded in a cohesionless soil**

C. CHERUBINI, A. GARRASI, AND C. PETROLLA

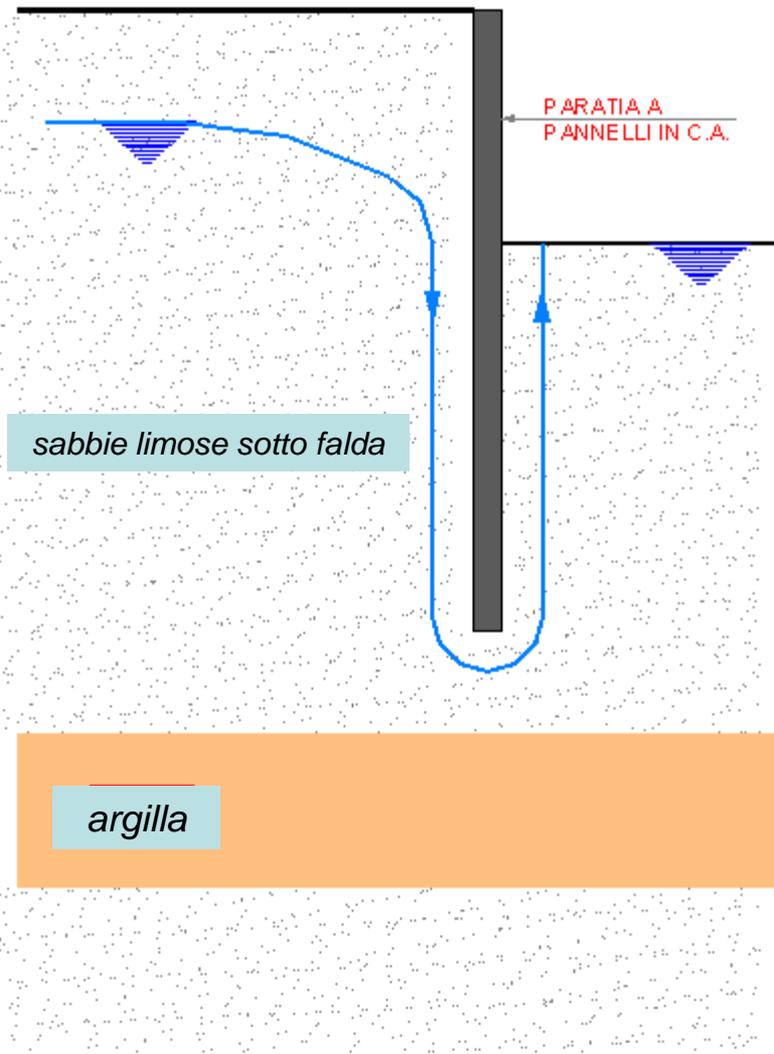
Volume 29 • Number 3 • 1992

Pages 426–435

PROGETTO DI PARATIE

ESEMPIO DI INTERAZIONE TRA:

- modello di calcolo/analisi geotecnica
- indagini
- modello geotecnico



Modello di analisi

calcolo agli stati limite
calcolo elasto-plastico

Modello geotecnico (parametri necessari)

stratigrafia
posizione falda

$\gamma, \gamma', \phi', c'$
 $\gamma, \gamma', \phi', c' + \text{deformabilità}$

verifica al sifonamento
calcolo portate filtranti

γ, γ'
 k (permeabilità) \Rightarrow la stima
 \Rightarrow la misura

incastro in argilla

nessun ulteriore parametro

METODI DI CALCOLO PARTE SECONDA

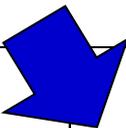
METODI DI CALCOLO "ALL'EQUILIBRIO LIMITE" (L.E.M.)

DETTI ANCHE
"AGLI STATI LIMITE" O "A ROTTURA"



Modello di terreno
rigido-plastico

METODI DI CALCOLO DELLE "OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI"



		VANTAGGI	SVANTAGGI
Equilibrio limite	Terreno discreto rigido-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • semplicità di calcolo • semplicità nella determinazione e scelta dei parametri geotecnici 	<ul style="list-style-type: none"> • la struttura viene analizzata in condizioni di collasso (non in esercizio) • non si ha nessuna informazione sulle deformazioni • l'ipotesi rigido-plastica comporta delle assunzioni a sfavore della sicurezza • le condizioni di pressione limite possono svilupparsi nel terreno solo a seguito di deformazioni che difficilmente possono verificarsi contemporaneamente lungo tutta la profondità • è impossibile tener conto dell'influenza delle varie fasi costruttive • è impossibile tener conto del pretensionamento dei tiranti • si richiede un'assunzione aprioristica sul tipo di vincolo al piede del diaframma
Letto di molle alla Winkler	Terreno discreto elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • facile reperibilità di programmi di calcolo; • richiede l'uso di un numero limitato di parametri geotecnici; • consente di tener conto di tutte le fasi esecutive • individua anche la deformata 	<ul style="list-style-type: none"> • notevole incertezza sui valori da assegnare ai parametri di deformabilità del terreno, e sul tipo di indagini più adatte ad individuarli; • i valori delle deformazioni sono molto influenzati dai parametri di deformabilità adottati, e di conseguenza possono non essere attendibili
F.E.M.	Terreno continuo elastico o elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • consentono una conoscenza ragionevolmente fedele della interazione terreno-struttura 	<ul style="list-style-type: none"> • elevato costo dei programmi • complessità del codice di calcolo, che di fatto ne limita l'utilizzo a pochi esperti • sofisticazione di molti dei parametri geotecnici richiesti • difficoltà nel determinare tali parametri a mezzo di indagini, ed elevato costo delle stesse

MODELLO TERRENO

MODELLO DI ANALISI

MODELLO GEOTECNICO (PARAMETRI NECESSARI)

RIGIDO-PLASTICO

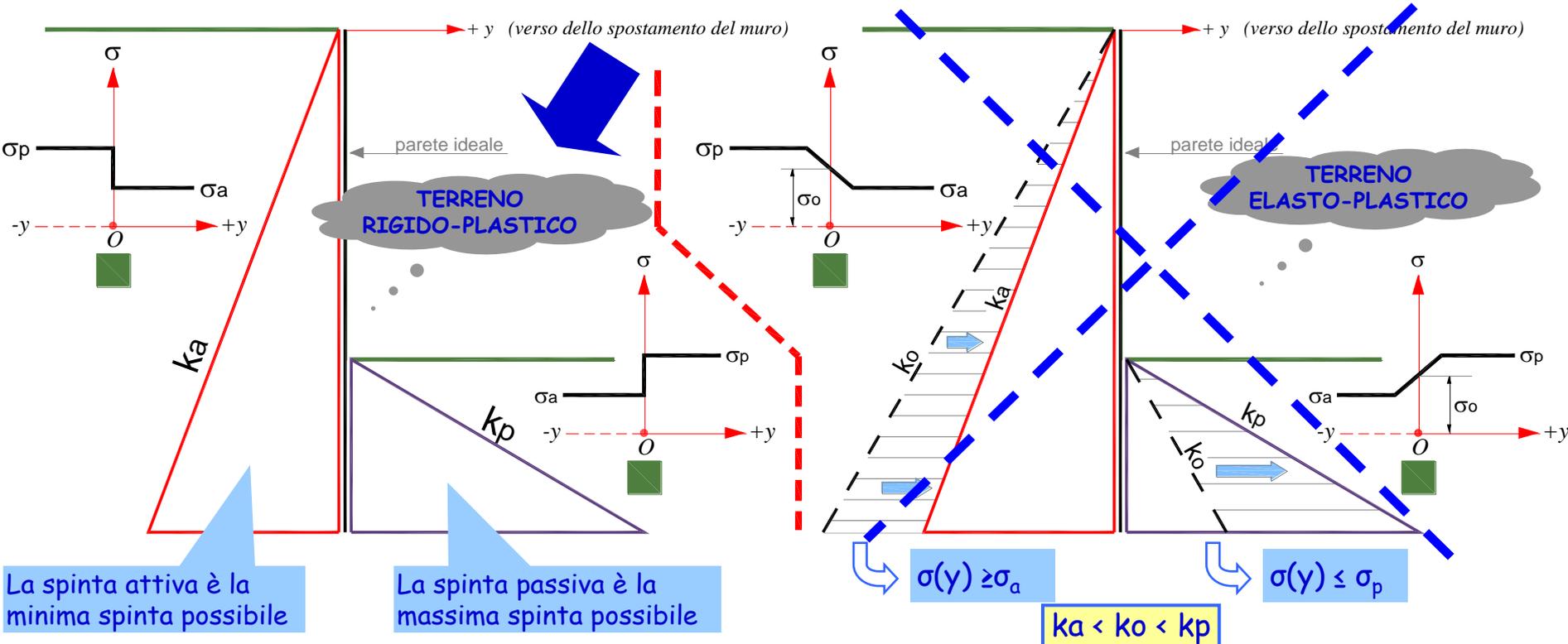
metodi di calcolo "a rottura" o "all'equilibrio limite" (L.E.M.) o "agli stati limite"

- stratigrafia e posizione falda
- pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$,
- resistenza al taglio : ϕ', c', c_u

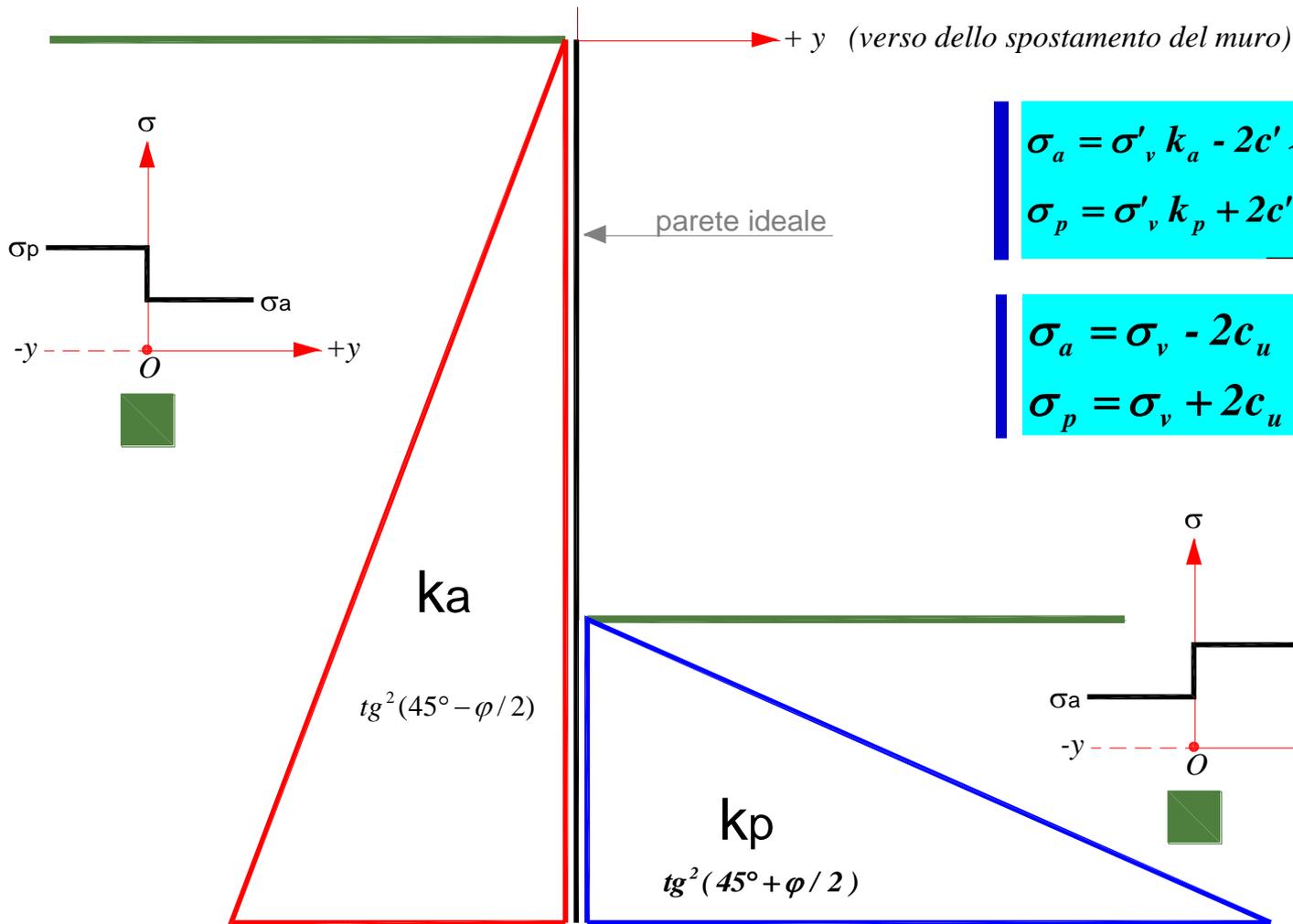
~~ELASTO-PLASTICO DISCRETO~~

~~metodi di calcolo in fase elasto-plastica con terreno discreto (non continuo)~~

- ~~▪ stratigrafia e posizione falda
 ▪ pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$,
 ▪ resistenza al taglio : ϕ', c', c_u
 ▪ deformabilità~~



SPINTA DELLE TERRE : MODELLO DI TERRENO RIGIDO-PLASTICO



Verifiche in "sforzi efficaci" ($\varphi > 0$)

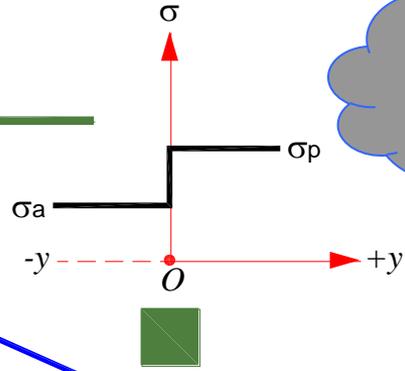
$$\sigma_a = \sigma'_v k_a - 2c' \sqrt{k_a} \Rightarrow \text{spinta attiva}$$

$$\sigma_p = \sigma'_v k_p + 2c' \sqrt{k_p} \Rightarrow \text{spinta passiva}$$

$$\sigma_a = \sigma_v - 2c_u \Rightarrow \text{spinta attiva}$$

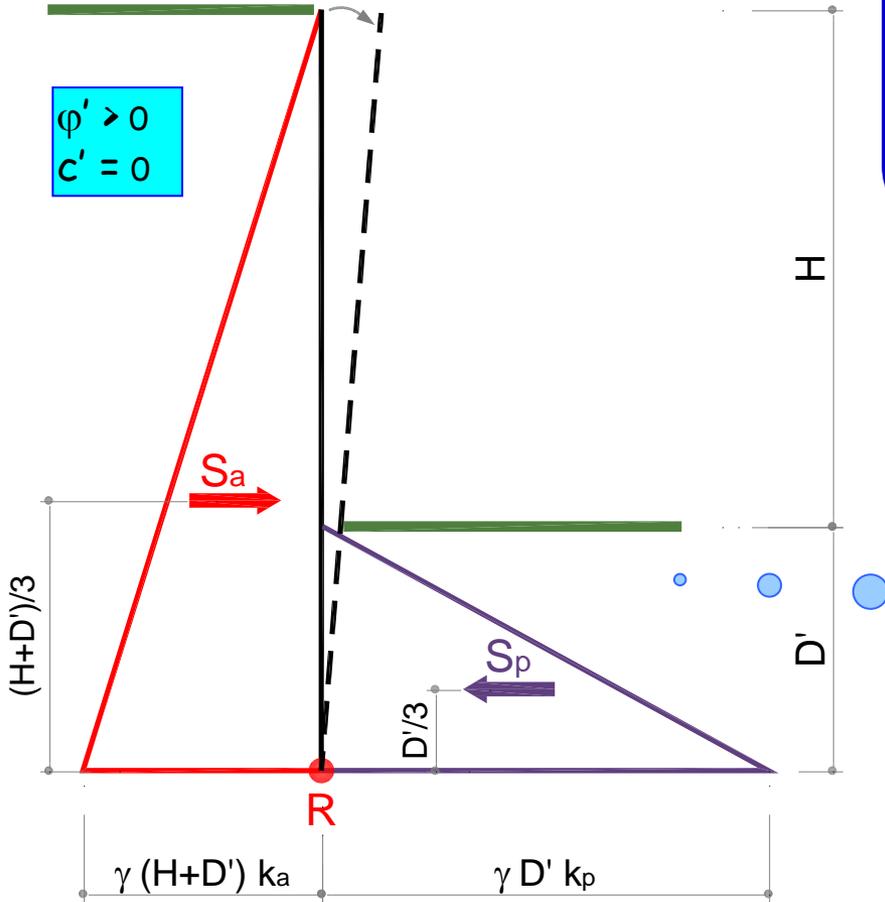
$$\sigma_p = \sigma_v + 2c_u \Rightarrow \text{spinta passiva}$$

Verifiche in "sforzi totali" ($\varphi = 0$)



DIAFRAMMA A MENSOLA / 1

- 2 equazioni di equilibrio {
 - rotazione
 - traslazione
- 1 incognita : profondità di infissione (D')



$$\sum M_R = 0 \Rightarrow Sa \frac{H + D'}{3} = Sp \frac{D'}{3} \quad (1)$$

$$Sa = [\gamma(H + D') k_a] \frac{(H + D')}{2}$$

$$Sp = [\gamma D' k_p] \frac{D'}{2}$$

la (1) esplicitata diventa : $\frac{\gamma k_a (H + D')^3}{6} = \frac{1}{6} \gamma k_p D'^3$

equilibrio alla rotazione

Equazione di 3° grado in D'
(da risolvere per tentativi)

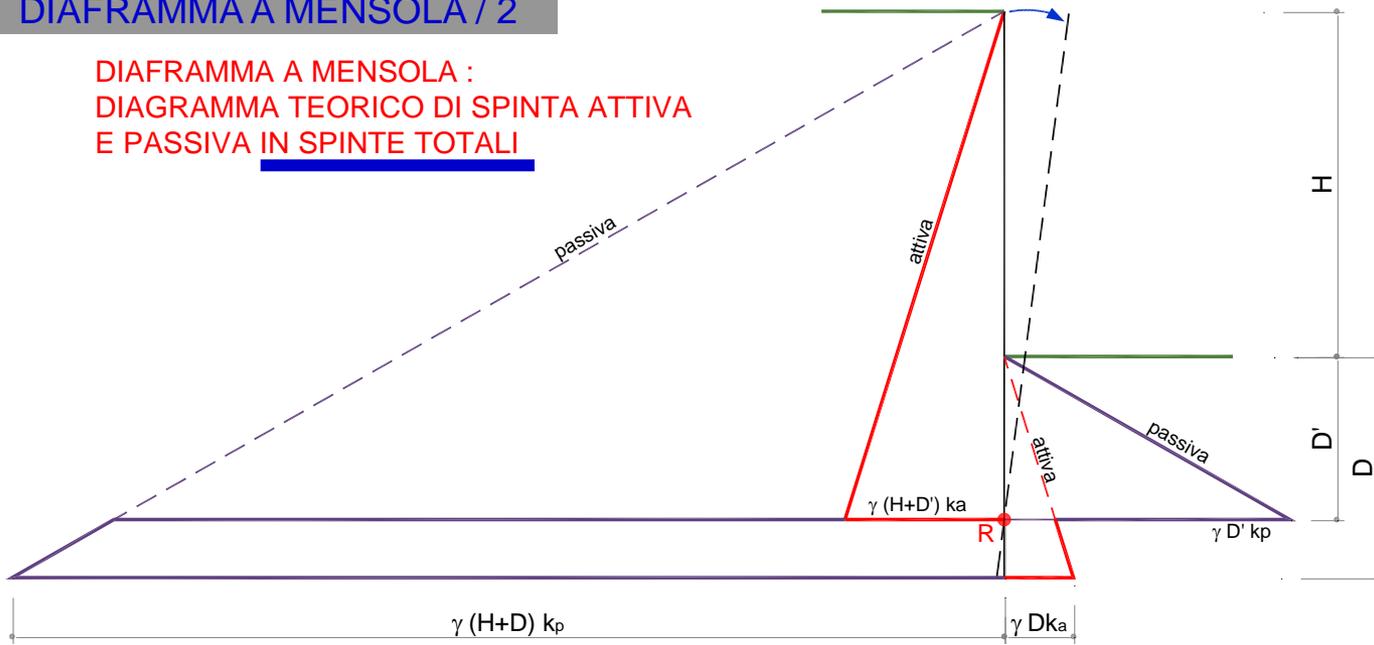
Dalla figura si evince chiaramente che non è soddisfatto l'equilibrio alla traslazione ($Sp > Sa$)

Occorre approfondire il diaframma



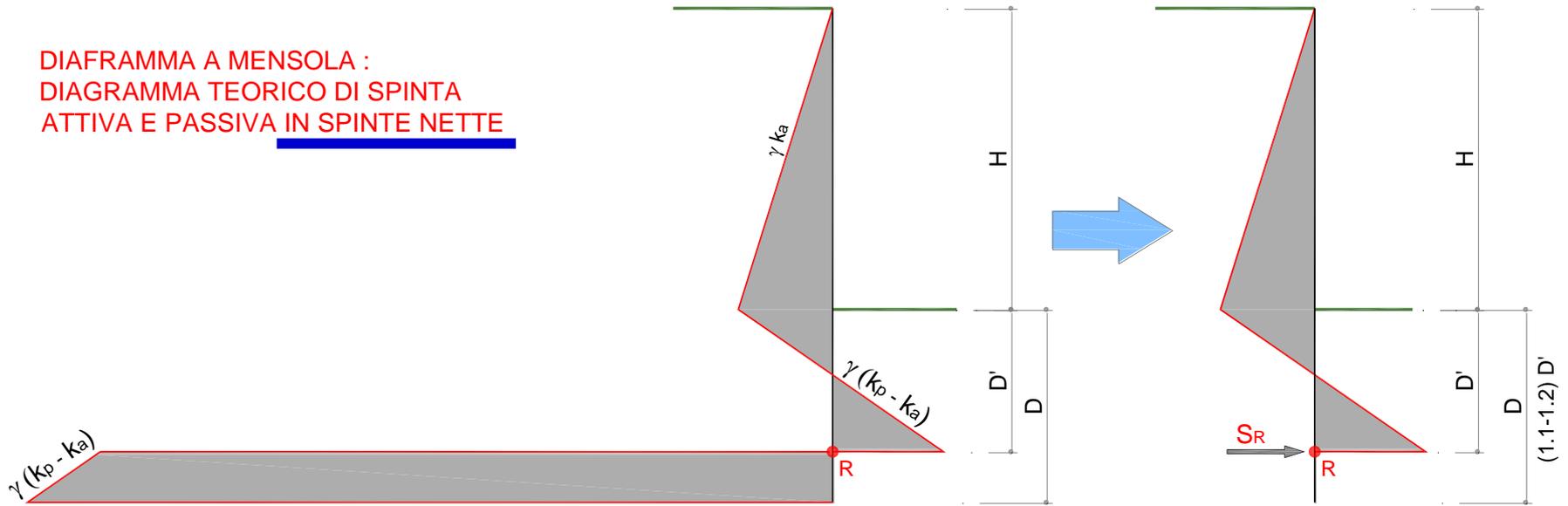
DIAFRAMMA A MENSOLA / 2

**DIAFRAMMA A MENSOLA :
 DIAGRAMMA TEORICO DI SPINTA ATTIVA
 E PASSIVA IN SPINTE TOTALI**



Approfondimento del diaframma per garantire l'equilibrio alla traslazione

**DIAFRAMMA A MENSOLA :
 DIAGRAMMA TEORICO DI SPINTA
 ATTIVA E PASSIVA IN SPINTE NETTE**

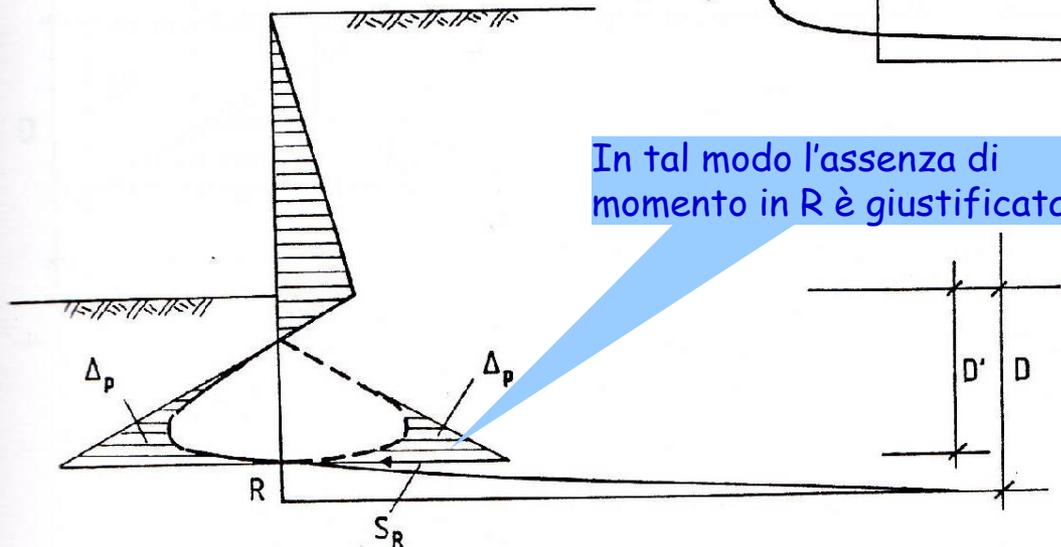
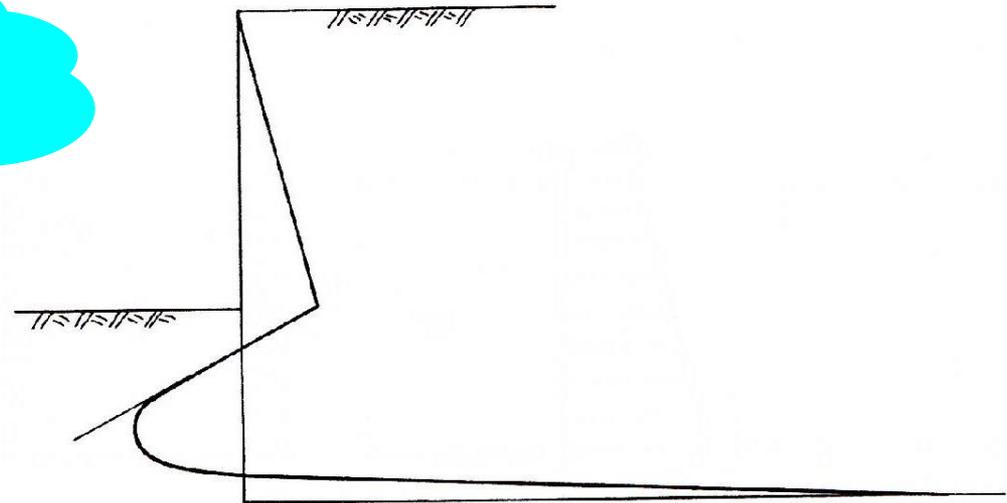


DIAFRAMMA A MENSOLA / 3 : GIUSTIFICAZIONE DEL DIAGRAMMA IN SPINTE NETTE

IPOSTESI GIUSTIFICATIVA DI BLUM PER L'APPLICAZIONE DI S_R IN R

a) probabile diagramma reale di spinta "netta"

N.B. Le figure sono rovesciate rispetto a quelle delle precedenti slides (lato scavo a sin. e non a dx)



b) approssimazione del probabile diagramma reale di spinta risultante

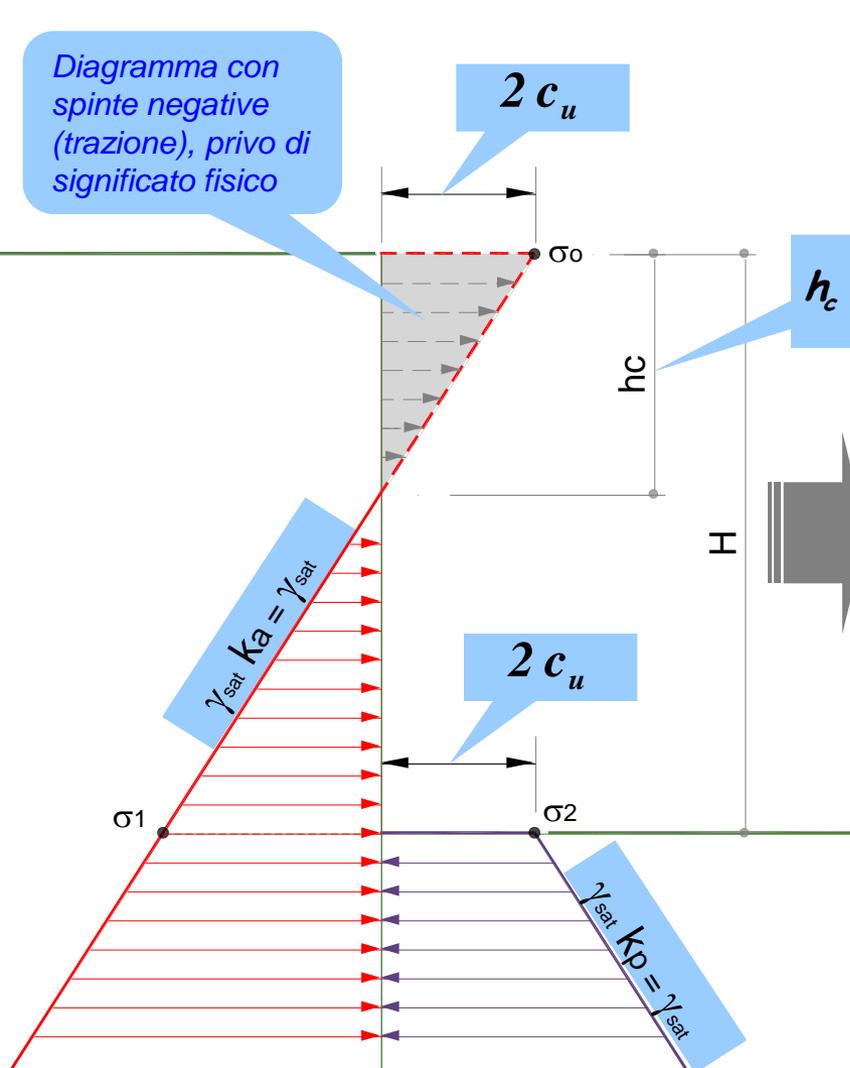
DIAFRAMMI A MENSOLA
IN TERRENI PURAMENTE COESIVI ($\varphi = 0$)



maneggiare con attenzione

DIAFRAMMA A MENSOLA IN TERRENI PURAMENTE COESIVI ($\varphi = 0$) STRATIGRAFIA UNIFORME

Diagramma con spinte negative (trazione), privo di significato fisico



$$\sigma_a = \sigma_v k_a - 2c_u \sqrt{k_a} = \sigma_v - 2c_u \quad \rightarrow \text{spinta attiva}$$

$$\sigma_p = \sigma_v k_p + 2c_u \sqrt{k_p} = \sigma_v + 2c_u \quad \rightarrow \text{spinta passiva}$$

Verifiche in "sforzi totali"
 $K_a = K_p = 1$

$$h_c = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}}$$

$$\sigma_1 = \gamma_{sat} H - 2c_u$$

$$\sigma_2 = 2c_u$$

instabilità per $\sigma_1 \geq \sigma_2$ cioè per $\gamma_{sat} H \geq 4c_u \Rightarrow H \geq \frac{4c_u}{\gamma_{sat}}$

È fondamentale un'accurata determinazione della c_u

In realtà il rischio di instabilità è raro.

Ad esempio per un terreno avente:

$$c_u = 50 \text{ kPa } (\approx 0.5 \text{ kg/cm}^2) \quad \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$$

la instabilità si verifica per $H \geq 10.00 \text{ m}$

CALCOLO AGLI STATI LIMITE DI PARATIE A MENSOLA

PROMEMORIA

TERRENI "NON COESIVI" ($\varphi > 0$)

- non esiste un'altezza critica di scavo
- approfondendo opportunamente la paratia si raggiunge sempre l'equilibrio
- si pone solo il problema della resistenza strutturale della paratia e degli spostamenti in testa
- generalmente, per altezze di scavo superiori a 6÷8 m si ricorre a paratie a T o si passa alle paratie tirantate.

TERRENI PURAMENTE COESIVI ($\varphi = 0$)

Qualunque sia la resistenza strutturale disponibile e la tolleranza per gli spostamenti, l'equilibrio non può più essere raggiunto (il sistema collassa) quando l'altezza di scavo H_c raggiunge il valore critico :

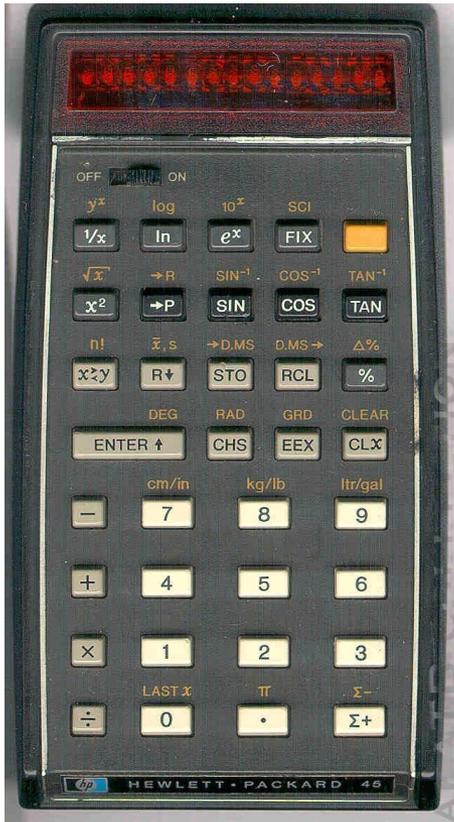
$$H_c = \frac{4c_u}{\gamma}$$



È pertanto di fondamentale importanza un'accurata ed affidabile determinazione del valore caratteristico della c_u

DIAFRAMMA A MENSOLA ESEMPIO NUMERICO

*Con risoluzione senza ausilio
di computer*



*per l'ingegnere che non deve
chiedere mai aiuto*

Gli esempi numerici hanno lo scopo di facilitare la comprensione delle procedure di calcolo.

Per tal motivo vengono sviluppati senza applicare alcun coefficiente di sicurezza.

DIAFRAMMA A MENSOLA – ESEMPIO NUMERICO

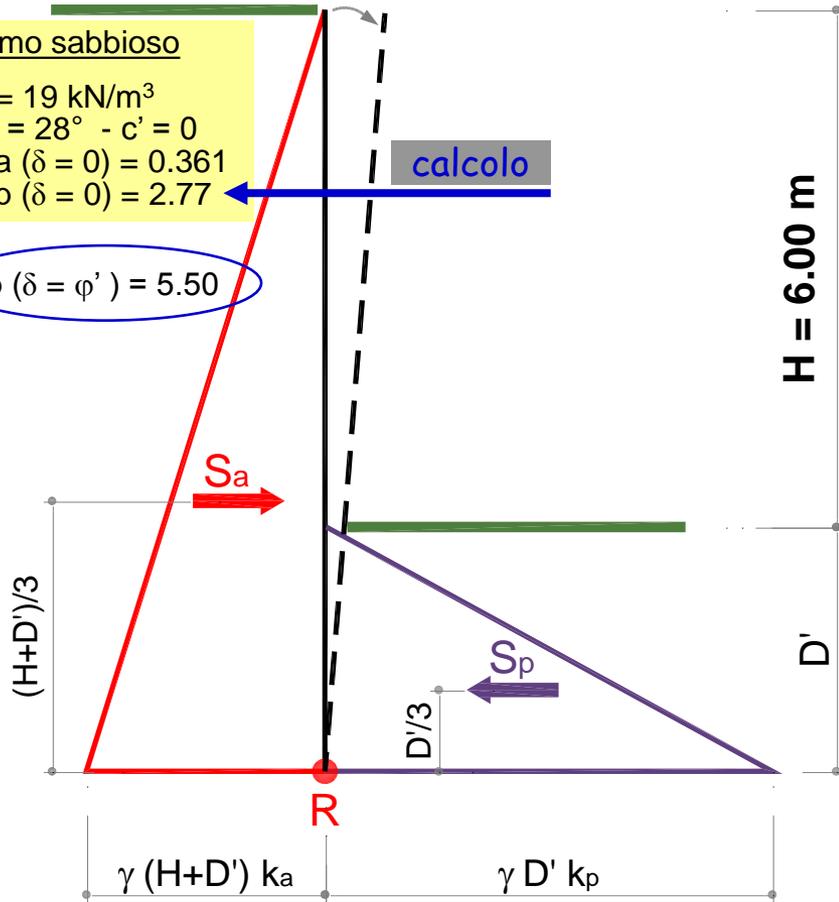
- 2 equazioni di equilibrio
 - rotazione
 - traslazione
- 1 incognita : profondità di infissione (D')

Limo sabbioso

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 28^\circ - c' = 0$
 $K_a (\delta = 0) = 0.361$
 $K_p (\delta = 0) = 2.77$

$K_p (\delta = \phi') = 5.50$

calcolo



$$\sum M_R = 0 \Rightarrow S_a \frac{H + D'}{3} = S_p \frac{D'}{3} \quad (1)$$

$$S_a = [\gamma (H + D') k_a] \frac{(H + D')}{2}$$

$$S_p = [\gamma D' k_p] \frac{D'}{2}$$

la (1) esplicitata diventa : $\frac{\gamma k_a (H + D')^3}{6} = \frac{1}{6} \gamma k_p D'^3$

equilibrio alla rotazione

PARATIA A MENSOLA - H = 6.00 m
CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE D'

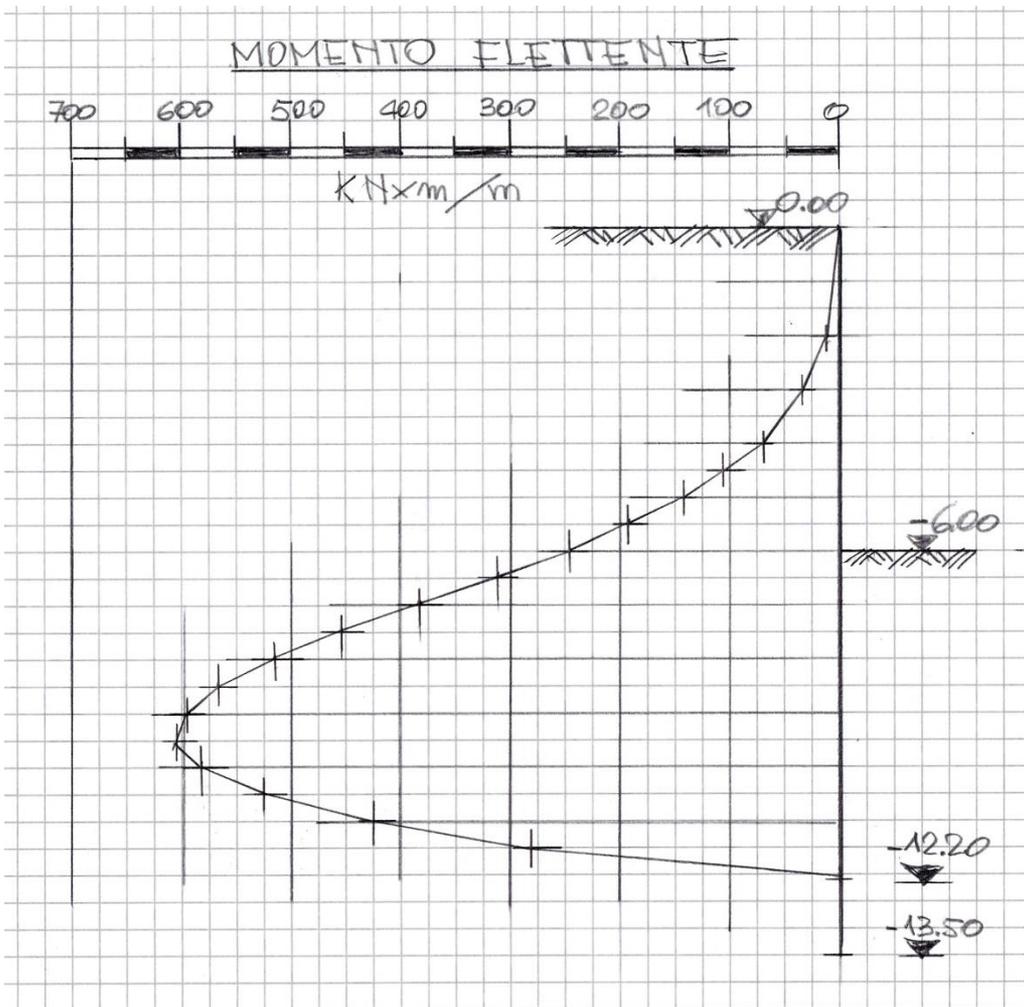
D'	M(Sa)	M(Sp)	M(Sa) - M(Sp)
m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
0,00	246,92	0,00	246,92
0,50	313,94	1,10	312,85
1,00	392,11	8,77	383,33
1,50	482,27	29,60	452,67
2,00	585,30	70,17	515,13
2,50	702,05	137,06	564,99
3,00	833,37	236,84	596,53
3,50	980,12	376,09	604,04
4,00	1143,17	561,39	581,78
4,50	1323,36	799,32	524,04
5,50	1738,61	1459,39	279,23
6,00	1975,39	1894,68	80,71
6,10	2025,19	1991,00	34,19
6,20	2075,82	2090,53	-14,72

D' = 6.20 m

D = 1.2 D' ≈ 7.50 m

DIAFRAMMA A MENSOLA – ESEMPIO NUMERICO : MOMENTI FLETTENTI

$$M(Sa) = \gamma k_a \frac{z^3}{6} \qquad M(Sp) = \gamma k_p \frac{z'^3}{6}$$



PARATIA A MENSOLA - H = 6.00 m
CALCOLO MOMENTI FLETTENTI

z	z'	M(Sa)	M(Sp)	M(Sa) - M(Sp)
m	(m)	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1,00		1,14	0,00	1,14
1,50		3,86	0,00	3,86
2,00		9,15	0,00	9,15
2,50		17,86	0,00	17,86
3,00		30,87	0,00	30,87
3,50		49,01	0,00	49,01
4,00		73,16	0,00	73,16
4,50		104,17	0,00	104,17
5,00		142,90	0,00	142,90
5,50		190,19	0,00	190,19
6,00	0,00	246,92	0,00	246,92
6,50	0,50	313,94	1,10	312,85
7,00	1,00	392,11	8,77	383,33
7,50	1,50	482,27	29,60	452,67
8,00	2,00	585,30	70,17	515,13
8,50	2,50	702,05	137,06	564,99
9,00	3,00	833,37	236,84	596,53
9,50	3,50	980,12	376,09	604,04
10,00	4,00	1143,17	561,39	581,78
10,50	4,50	1323,36	799,32	524,04
11,00	5,00	1521,55	1096,46	425,10
11,50	5,50	1738,61	1459,39	279,23
12,00	6,00	1975,39	1894,68	80,71
12,10	6,10	2025,19	1991,00	34,19
12,20	6,20	2075,82	2090,53	-14,72

z = profondità da p.c. z' = profondità da fondo scavo

**DIAFRAMMA A MENSOLA H = 6.00 m
CON SOVRACCARICO IN TESTA DI 20 kN/m²**

$$M(Sa) = p_o \frac{z^2}{2} + \gamma k_a \frac{z^3}{6} \quad M(Sp) = \gamma k_p \frac{z'^3}{6}$$

PARATIA A MENSOLA - H = 6.00 m
sovraccarico in testa 20 kN/m²

CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE D'

D'	M(Sa)	M(Sp)	M(Sa) - M(Sp)
m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
0,00	376,88	0,00	376,88
0,50	466,46	1,10	465,37
1,00	569,00	8,77	560,22
1,50	685,34	29,60	655,73
2,00	816,34	70,17	746,17
2,50	962,87	137,06	825,81
3,00	1125,78	236,84	888,94
3,50	1305,93	376,09	929,84
4,00	1504,17	561,39	942,78
4,50	1721,36	799,32	922,04
5,50	2216,04	1459,39	756,65
6,00	2495,23	1894,68	600,55
6,50	2796,81	2408,92	387,89
7,00	3121,63	3008,68	112,95
7,10	3189,45	3139,48	49,98
7,20	3258,25	3274,01	-15,75

D' = 7.20 m
D = 1.2 D' ≈ 8,70 m ⇒ 9.00 m

PARATIA A MENSOLA - H = 6.00 m
sovraccarico in testa 20 kN/m²

CALCOLO MOMENTI FLETTENTI

z	z'	M(Sa)	M(Sp)	M(Sa) - M(Sp)
m	(m)	kNm/m	kNm/m	kNm/m
1,00		4,75	0,00	4,75
1,50		11,98	0,00	11,98
2,00		23,59	0,00	23,59
2,50		40,42	0,00	40,42
3,00		63,36	0,00	63,36
3,50		93,24	0,00	93,24
4,00		130,92	0,00	130,92
4,50		177,27	0,00	177,27
5,00		233,15	0,00	233,15
5,50		299,40	0,00	299,40
6,00	0,00	376,88	0,00	376,88
6,50	0,50	466,46	1,10	465,37
7,00	1,00	569,00	8,77	560,22
7,50	1,50	685,34	29,60	655,73
8,00	2,00	816,34	70,17	746,17
8,50	2,50	962,87	137,06	825,81
9,00	3,00	1125,78	236,84	888,94
9,50	3,50	1305,93	376,09	929,84
10,00	4,00	1504,17	561,39	942,78
10,50	4,50	1721,36	799,32	922,04
11,00	5,00	1958,36	1096,46	861,91
11,50	5,50	2216,04	1459,39	756,65
12,00	6,00	2495,23	1894,68	600,55
12,50	6,50	2796,81	2408,92	387,89
13,00	7,00	3121,63	3008,68	112,95
13,10	7,10	3189,45	3139,48	49,98
13,20	7,20	3258,25	3274,01	-15,75

z = profondità da p.c. z' = profondità da fondo scavo

DIAFRAMMA A MENSOLA $H = 6.00$ m

ESEMPIO NUMERICO : EFFETTO DEL SOVRACCARICO

PARATIA A MENSOLA $H = 6.00$ m	D' (m)	D (m)	$H+D$ (m)	M_{\max} (kNm/m)	M_{\min} (kNm/m)
Senza sovraccarico in testa	6.20	7.50	13.50	---	- 604.04
Con sovraccarico di 20 kN/m^2	7.20	9.00	15.00	---	- 942.78

DIAFRAMMA A MENSOLA

ESEMPIO NUMERICO

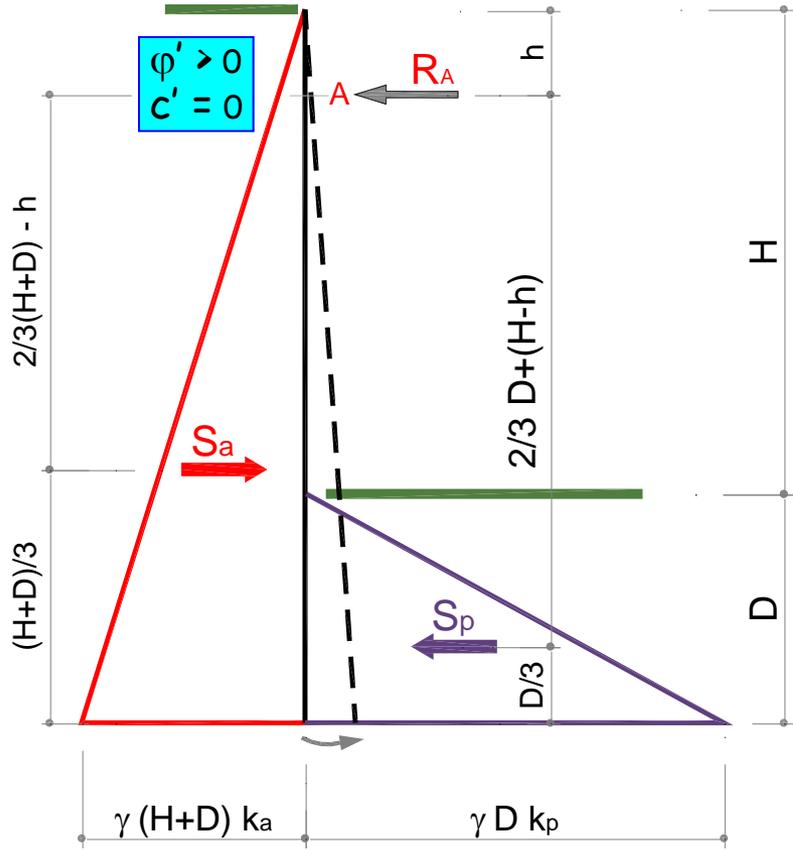
*Con risoluzione senza ausilio
di computer*



Un ulteriore caso verrà esaminato in seguito,
come fase transitoria del calcolo
di un diaframma con puntello + fixed earth support

DIAFRAMMA CON PUNTELLO + "FREE EARTH SUPPORT" risoluzione con le "spinte totali"

- 2 equazioni di equilibrio
 - rotazione
 - traslazione
- 2 incognite
 - profondità di infissione D
 - forza assiale sul puntello/tirante R_A



equilibrio alla rotazione intorno ad A

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow Sa \left[\frac{2}{3}(H+D) - h \right] = Sp \left[(H-h) + \frac{2}{3}D \right] \quad (1)$$

$$Sa = \frac{1}{2} \gamma k_a (H+D)^2$$

$$Sp = \frac{1}{2} \gamma k_p D^2$$

la (1) esplicitata diventa :

$$\frac{1}{2} \gamma k_a (H+D)^2 \left[\frac{2}{3}(H+D) - h \right] = \frac{1}{2} \gamma k_p D^2 \left[(H-h) + \frac{2}{3}D \right]$$



Equazione di 3° grado in D
da risolvere per tentativi.
Noto D si ricavano Sa ed Sp



equilibrio alla traslazione

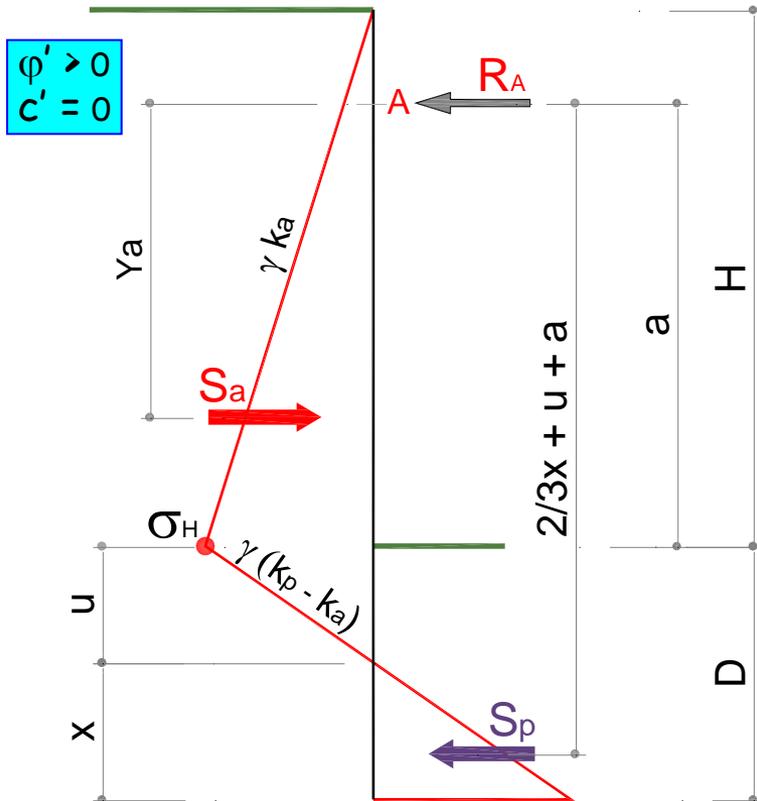
$$R_A = Sa - Sp$$

N.B. D è l'infissione minima
per avere stabilità

DIAFRAMMA CON PUNTELLO + "FREE EARTH SUPPORT" risoluzione con le spinte nette

equilibrio alla rotazione intorno ad A

- 2 equazioni di equilibrio
 - rotazione
 - traslazione
- 2 incognite
 - profondità di infissione
 - forza assiale sul puntello/tirante



si calcola la spinta a fondo scavo $\sigma_H = \gamma k_a H$

si determina $u = \frac{\sigma_H}{\gamma(k_p - k_a)}$

si calcola $S_a = \frac{\sigma_H(H+u)}{2} \Rightarrow Y_a \text{ è noto}$

si pone $C = \gamma(k_p - k_a)$ e si calcola $S_p = \frac{C x^2}{2}$

$\sum M_A = 0 \Rightarrow S_a Y_a = S_p \left(a + u + \frac{2}{3} x \right) \quad (1)$

la (1) esplicitata diventa:

$$S_a Y_a = \frac{C x^2}{2} \left(a + u + \frac{2}{3} x \right) \Rightarrow 2 x^3 + 3 x^2 (a + u) - \frac{6 S_a Y_a}{C} = 0$$

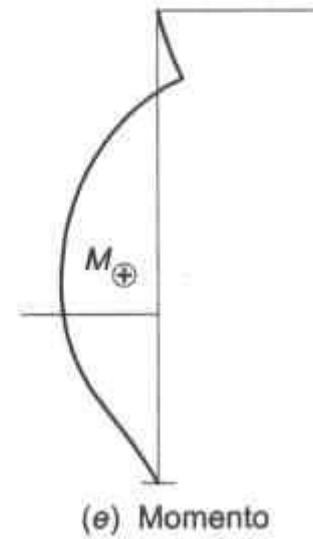
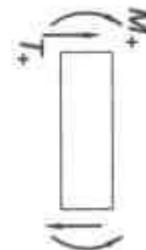
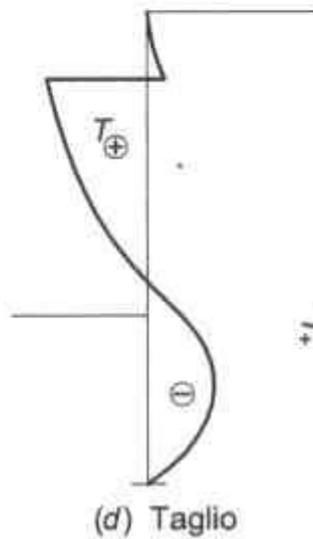
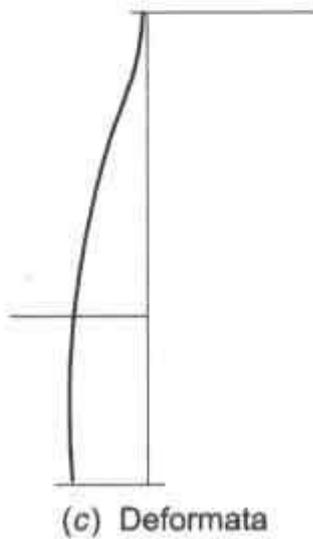
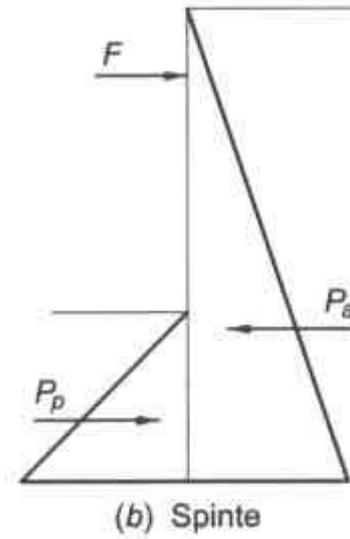
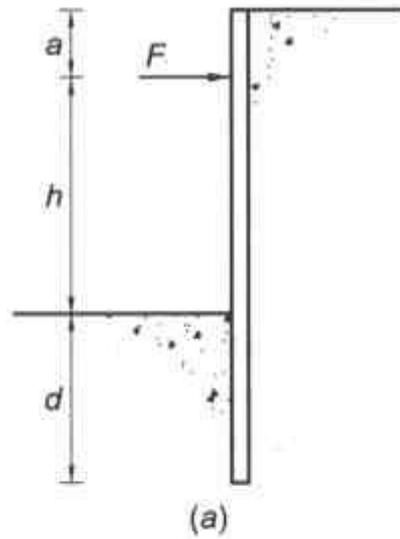
Equazione di 3° grado in x da risolvere per tentativi.

Noto x si ricava S_p

equilibrio alla traslazione

$$R_A = S_a - S_p$$

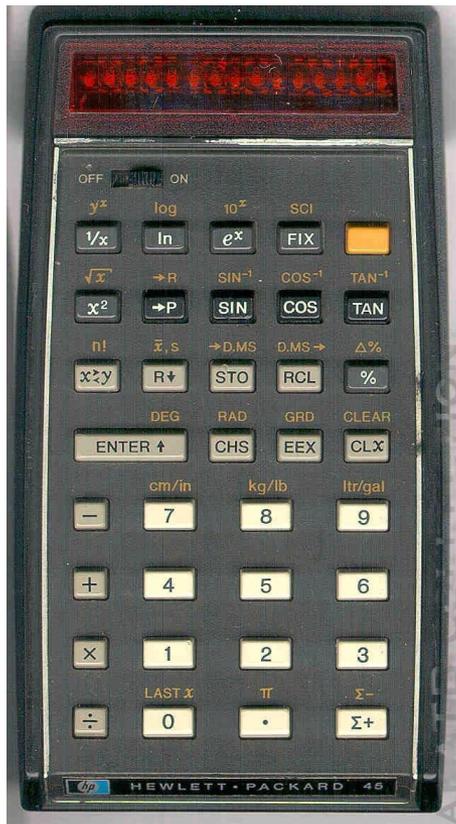
DIAFRAMMA CON PUNTELLO + "FREE EARTH SUPPORT" ANDAMENTI QUALITATIVI DI DEFORMATA, TAGLIO E MOMENTO



DIAFRAMMA CON PUNTELLO : "FREE EARTH SUPPORT"

RISOLUZIONE CON LE SPINTE TOTALI

ESEMPIO NUMERICO



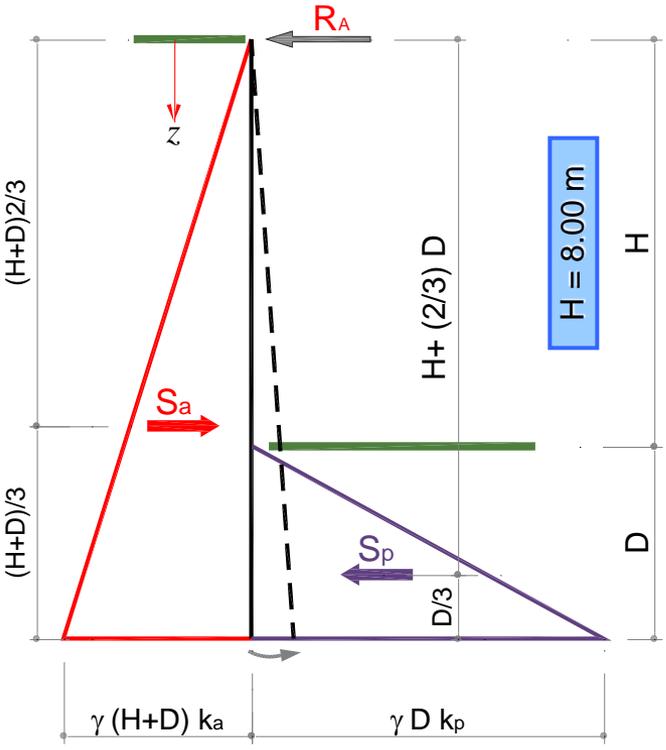
*Con risoluzione senza ausilio
di computer*

*per l'ingegnere che non deve
chiedere mai aiuto*

DIAFRAMMA CON PUNTELLO + "FREE EARTH SUPPORT"
 risoluzione con le "spinte totali": esempio numerico

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma k_a z^2 \quad \Rightarrow \quad M(S_a) = S_a \frac{2}{3} z$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma k_p D^2 \quad \Rightarrow \quad M(S_p) = S_p (H + \frac{2}{3} D)$$



ESEMPIO NUMERICO : PARATIA CON PUNTELLO E "FREE EARTH SUPPORT"
 CALCOLO DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE

H	z	D	Sa	Sp	MOMENTI RISPETTO AL PUNTELLO			MOMENTI FLETTENTI
					M(Sa)	M(Sp)	M(Sa) - M(Sp)	M(z)
m	m	m	kN/m	kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
8,00	0,00		0,00					0,00
	1,00		2,92					-91,05
	2,00		11,67					-176,26
	3,00		26,25					-249,81
	4,00		46,66					-305,86
	5,00		72,91					-338,58
	6,00		104,99					-342,13
	7,00		142,91					-310,69
	8,00	0,00	186,66	0,00	995,50	0,00	995,50	-238,41
	8,50	0,50	210,72	7,74	1194,06	64,46	1129,60	-186,43
	9,00	1,00	236,24	30,94	1417,42	268,16	1149,26	-129,78
	9,50	1,50	263,21	69,62	1667,02	626,57	1040,46	-75,49
	10,00	2,00	291,65	123,77	1944,33	1155,15	789,18	-30,54
	10,50	2,50	321,54	193,38	2250,81	1869,38	381,43	-1,96
	10,70	2,70	333,91	225,56	2381,89	2210,52	171,37	3,32
	10,80	2,80	340,18	242,58	2449,30	2393,47	55,83	4,42
	10,84	2,84	342,71	249,56	2476,62	2469,00	7,62	4,56
	10,85	2,85	343,34	251,32	2483,48	2488,09	-4,62	4,56

Sabbia mediamente addensata
 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 32^\circ$
 $c' = 0$
 $K_a (\delta=0) = 0.307$
 $K_p (\delta=0) = 3.257$
 $K_p (\delta=\phi') = 7.81$

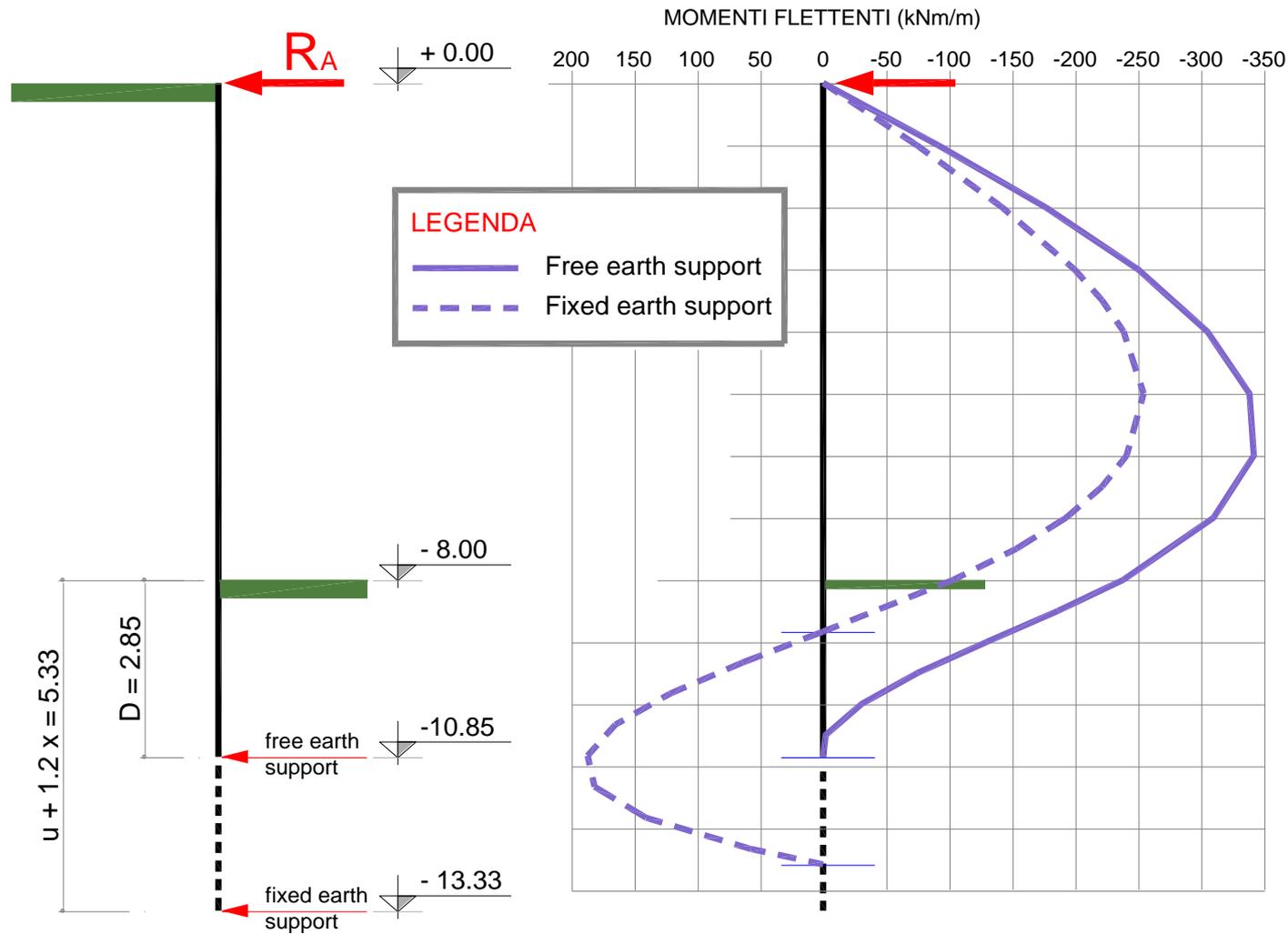
calcolo

$D = 2.85 \text{ m}$
 (profondità di infissione)

$M \approx 0$

$$R_A = S_a - S_p = 343.34 - 251.32 = 92.02 \text{ kN/m}$$

DIAFRAMMA CON PUNTELLO : CONFRONTO TRA "FREE EARTH SUPPORT" E "FIXED EARTH SUPPORT"



SOLUZIONE	Infissione (m)	R_A (kN/m)	M_{max} (kNm/m)	M_{min} (kNm/m)
FREE EARTH SUPPORT	2.85	≈ 92	----	- 342
FIXED EARTH SUPPORT	5.33	≈ 75	+ 187	- 254

DIAFRAMMA CON PUNTELLO

DAL “FREE EARTH SUPPORT” AL “FIXED EARTH SUPPORT”

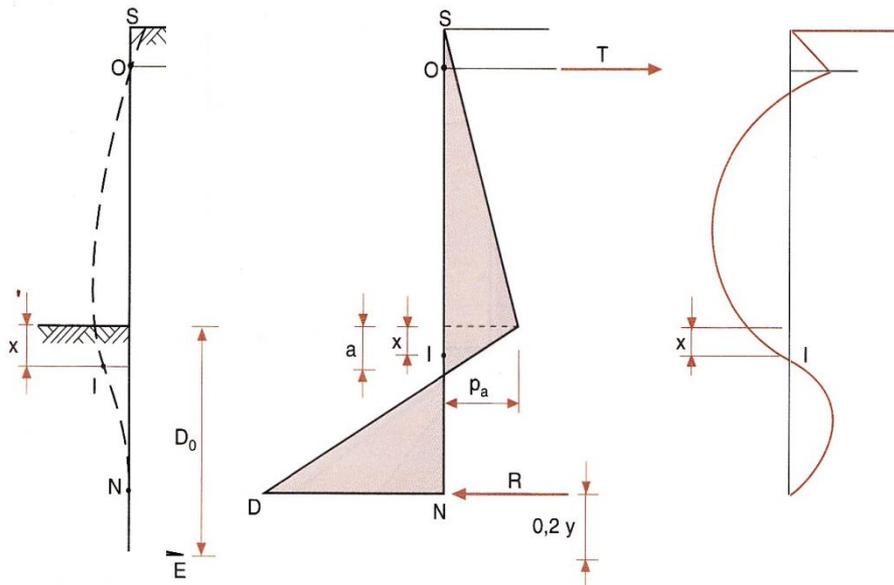
Aumentando l'infissione del diaframma oltre il valore minimo del “free earth support” la deformata presenterà un'inversione della curvatura (in un punto I), mentre l'estremità inferiore si discosterà molto poco dalla posizione originaria : in tali condizioni i diaframmi vengono definiti “incastrati” (“fixed earth support”).

Il diagramma delle pressioni è analogo a quello già visto per i diaframmi con “free earth support”. Il calcolo delle 3 incognite R_A , D , S_R può essere effettuato mettendo in conto la deformabilità del diaframma ed utilizzando l'equazione della linea elastica oltre a quelle di equilibrio.

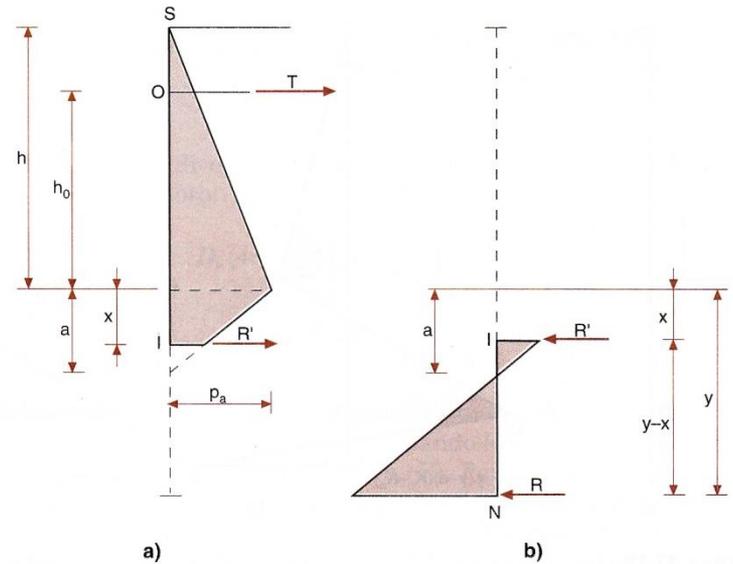
- a. La soluzione classica ipotizza che sia noto lo spostamento dell'ancoraggio e che al piede siano nulli spostamento e rotazione.
- b. Blum (1930) ipotizza che l'ancoraggio costituisca un vincolo fisso e che al piede siano nulli spostamento e rotazione : ne risulta un'equazione di 5° grado in D che può essere risolta per tentativi.
- c. Lo stesso autore ha proposto il metodo della **“trave equivalente”** che pone una cerniera nel punto di flesso I (ove il momento è nullo), scomponendo così il diaframma iperstatico in due travi isostatiche, superiore ed inferiore. La posizione del punto di flesso viene poi tabellata in funzione di H e φ .
- d. Con il metodo della **“trave equivalente semplificata”** il punto di flesso viene fatto coincidere con il punto di nullo delle pressioni nette. Per la sua semplicità tale metodo ha trovato in passato larghissimo utilizzo, e può tuttora essere utilizzato per un predimensionamento o per casi semplici.

DIAFRAMMA CON PUNTELLO + "FIXED EARTH SUPPORT" (DIAFRAMMA "INCASTRATO" AL PIEDE)

SOLUZIONE CLASSICA

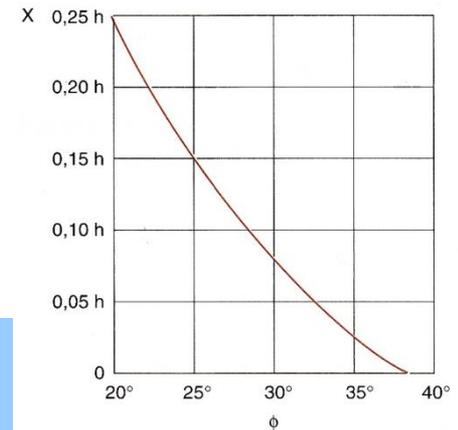


"TRAVE EQUIVALENTE" DI BLUM



La soluzione classica ipotizza che sia noto lo spostamento dell'ancoraggio e che al piede siano nulli spostamento e rotazione. Per la risoluzione si utilizzano le equazioni di equilibrio e quella della linea elastica.

Blum ha proposto il metodo della **"trave equivalente"** che pone una cerniera nel punto di flesso I (ove il momento è nullo), scomponendo così il diaframma iperstatico in due travi isostatiche, superiore ed inferiore. La posizione del punto di flesso viene poi tabellata in funzione di h e ϕ .



DIAFRAMMA CON PUNTELLO E INCASTRO AL PIEDE METODO DELLA "TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA"



Il metodo della "Trave equivalente semplificata" assume che il punto di flesso della paratia ($M = 0$) coincida con il punto di nullo delle pressioni nette. E' quindi possibile "spezzare" la paratia in due travi isostatiche, superiore ed inferiore.

- Trave superiore : $\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare 2 \text{ incognite : } R_A - T_o \\ \blacksquare 2 \text{ equazioni di equilibrio} \end{array} \right.$
- Trave inferiore : $\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare 1 \text{ incognita : } x \\ \blacksquare 1 \text{ equazione in } x \end{array} \right.$

si calcola la spinta a fondo scavo $\sigma_H = \gamma k_a H$

si determina $u = \frac{\sigma_H}{\gamma(k_p - k_a)}$

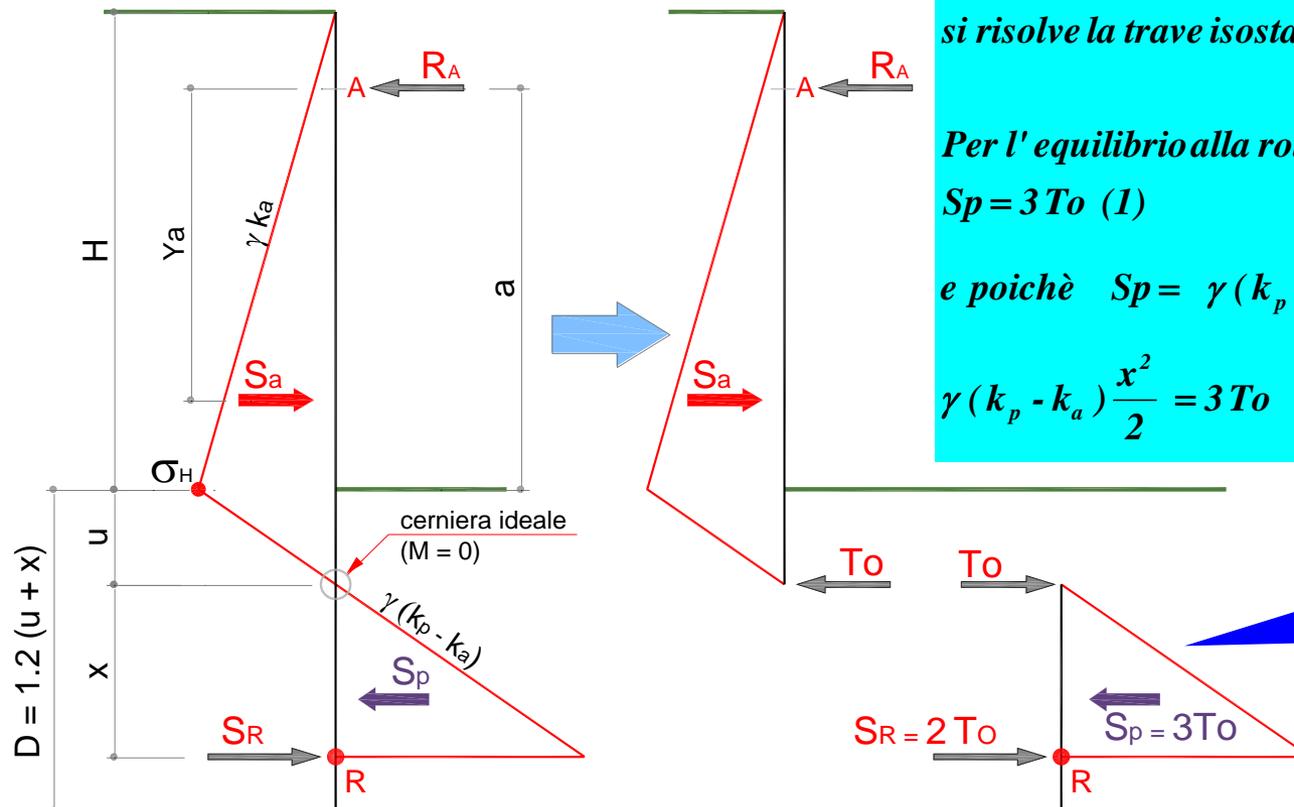
si calcola $S_a = \frac{\sigma_H(H+u)}{2} \Rightarrow Y_a \text{ è noto}$

si risolve la trave isostatica superiore, ricavando R_A e T_o

Per l'equilibrio alla rotazione della trave inferiore deve essere : $S_p = 3T_o$ (1)

e poichè $S_p = \gamma(k_p - k_a) \frac{x^2}{2}$ la (1) esplicitata diventa :

$\gamma(k_p - k_a) \frac{x^2}{2} = 3T_o \Rightarrow x = \sqrt{\frac{6T_o}{\gamma(k_p - k_a)}}$



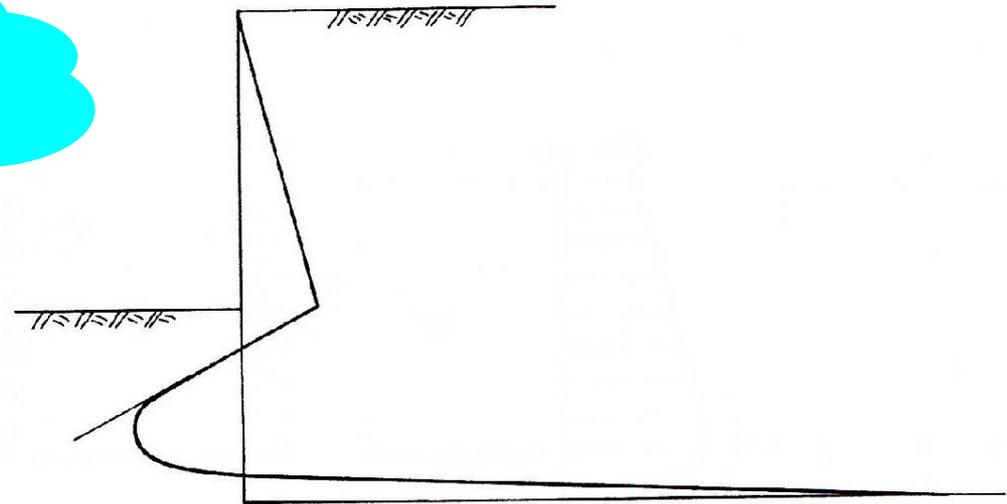
La profondità di infissione di progetto sarà :

D = 1.2(u+x)

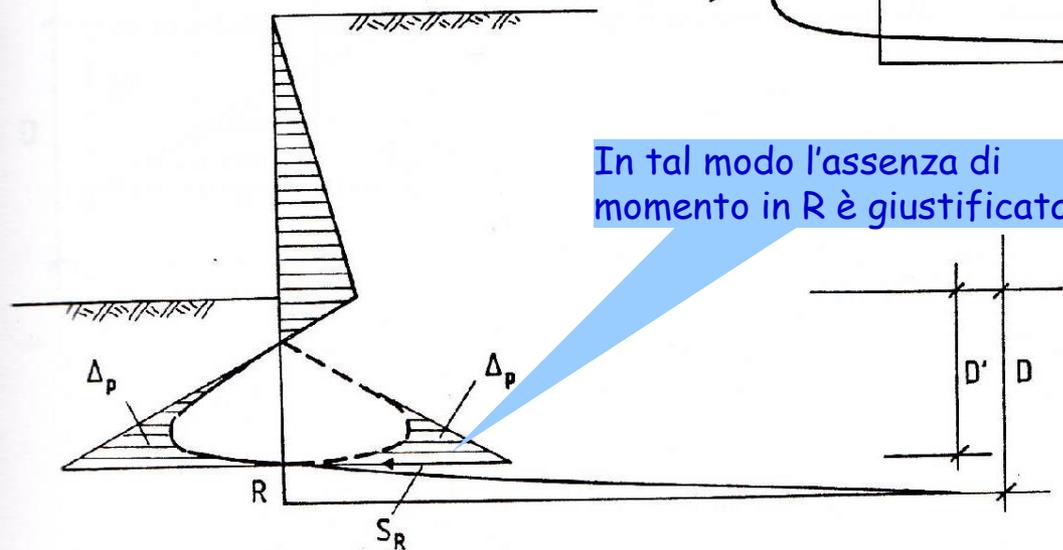
IPOSTESI GIUSTIFICATIVA DI BLUM PER L'APPLICAZIONE DI S_R IN R

a) probabile diagramma reale di spinta "netta"

N.B. Le figure sono rovesciate rispetto a quelle delle precedenti slides (lato scavo a sin. e non a dx)



In tal modo l'assenza di momento in R è giustificata.



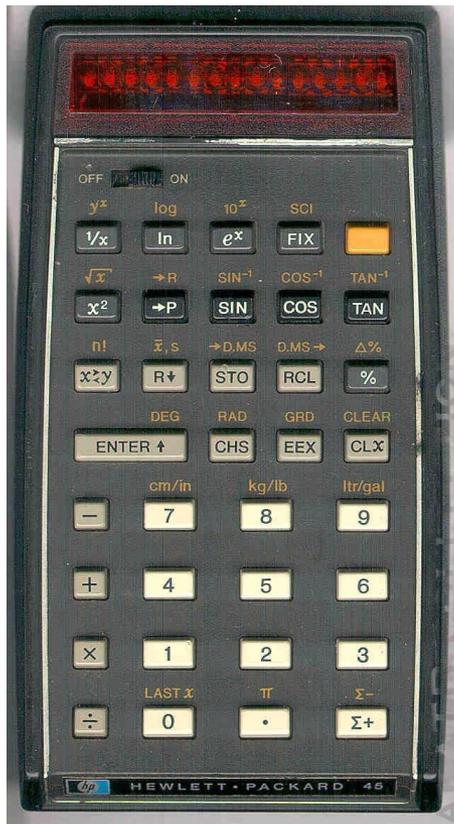
b) approssimazione del probabile diagramma reale di spinta risultante

DIAFRAMMA CON PUNTELLO : “FIXED EARTH SUPPORT”

METODO DELLA
“TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA”

ESEMPIO NUMERICO

*Con risoluzione senza ausilio
di computer*



***per l'ingegnere che non deve
chiedere mai aiuto***

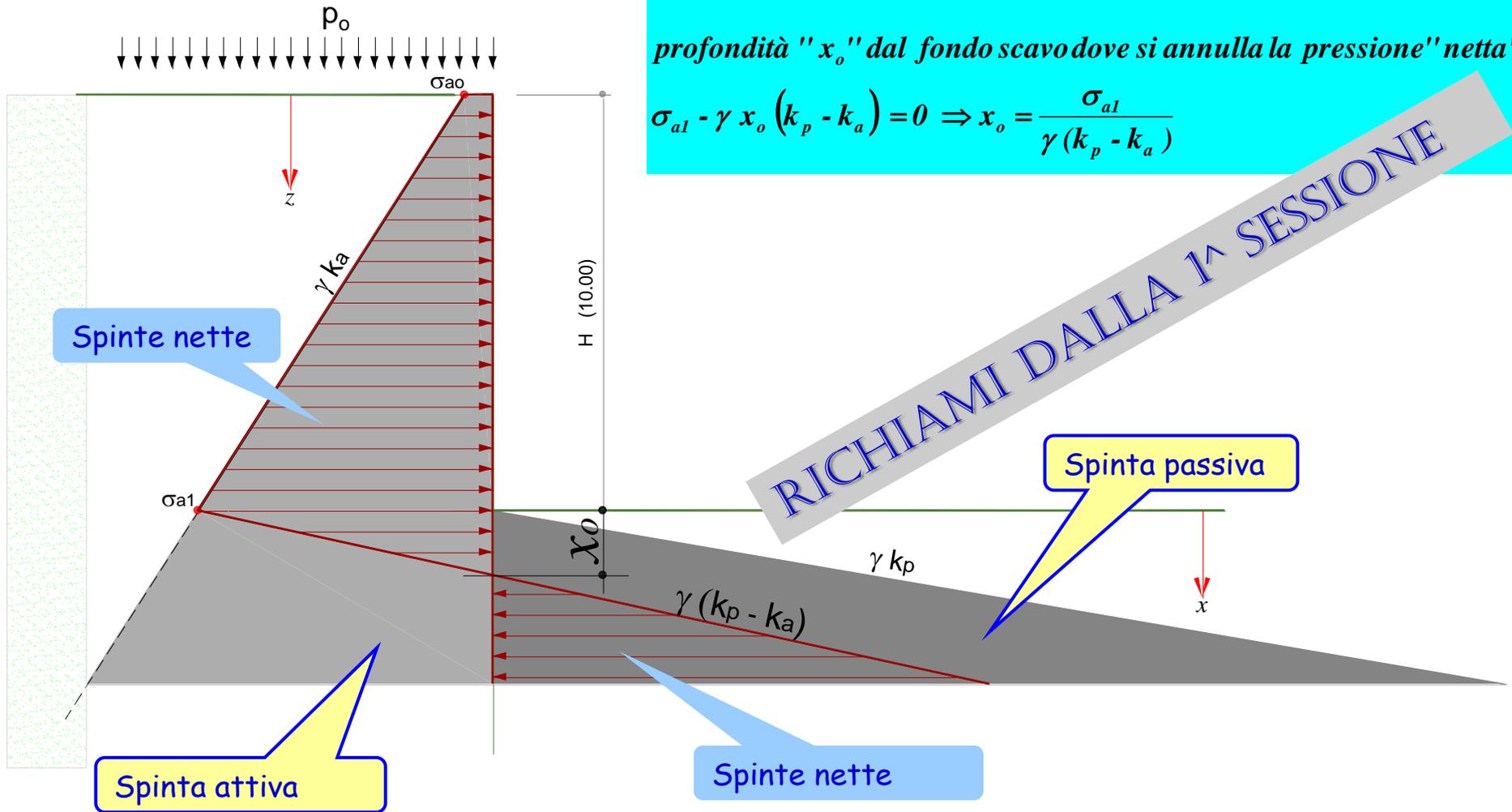
SPINTA DELLE TERRE : ESEMPIO 4 - DIAGRAMMA DELLE "SPINTE NETTE"

Verifiche in "sforzi efficaci"

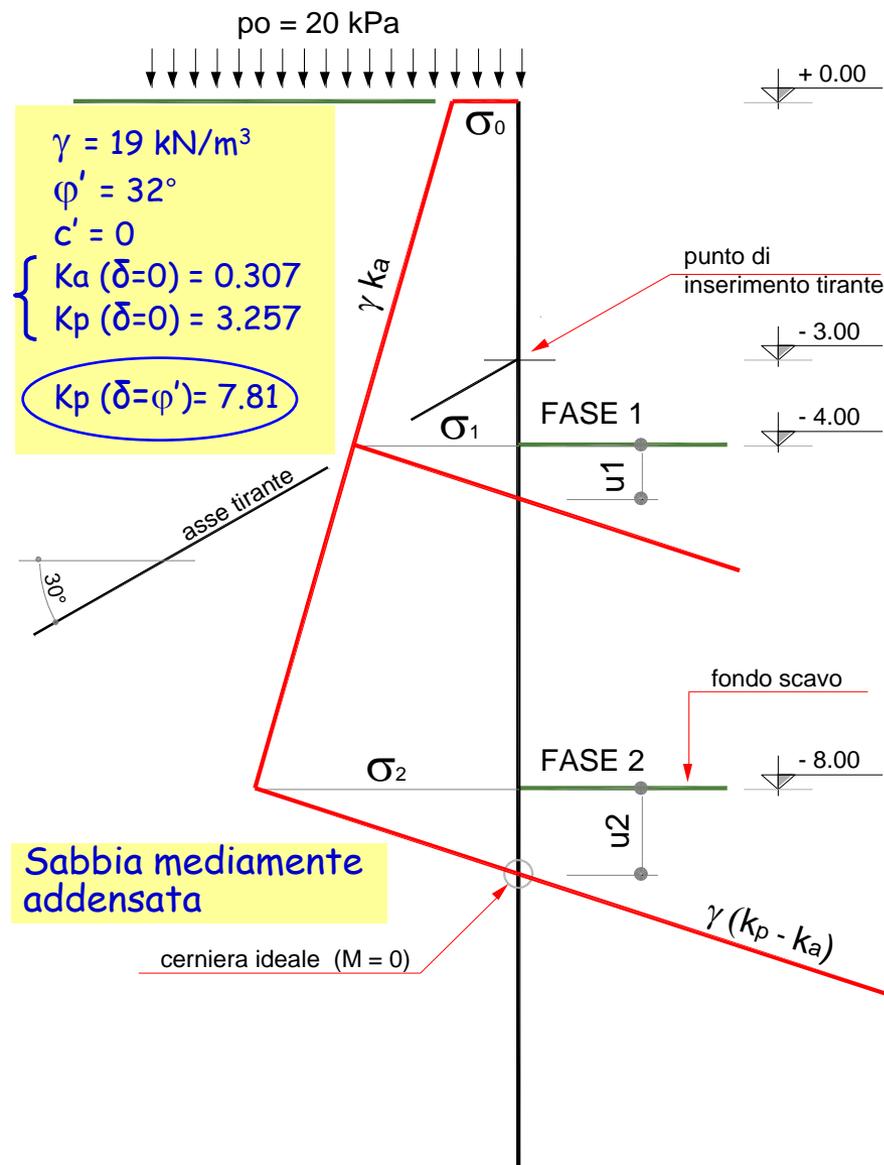
$$\begin{aligned} \sigma(x) &= \sigma_a(x) - \sigma_p(x) = [p_o + \gamma(H+x)]k_a - \gamma x k_p = \\ &= (p_o + \gamma H)k_a + \gamma x k_a - \gamma x k_p = \sigma'_{a1} - \gamma x (k_p - k_a) \end{aligned}$$

profondità "x_o" dal fondo scavo dove si annulla la pressione "netta"

$$\sigma'_{a1} - \gamma x_o (k_p - k_a) = 0 \Rightarrow x_o = \frac{\sigma'_{a1}}{\gamma (k_p - k_a)}$$



DIAFRAMMA CON PUNTELLO – METODO DELLA “TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA” – ESEMPIO NUMERICO
DATI GENERALI



$$\sigma_0 = p_o k_a = 20 \times 0.307 = 6.14 \text{ kPa}$$

$$H_1 = 4.00 \text{ m} \quad H_2 = 8.00 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = (p_o + \gamma H_1) k_a = (20 + 19 \times 4.00) \times 0.307 = 29.47 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = (p_o + \gamma H_2) k_a = (20 + 19 \times 8.00) \times 0.307 = 52.80 \text{ kPa}$$

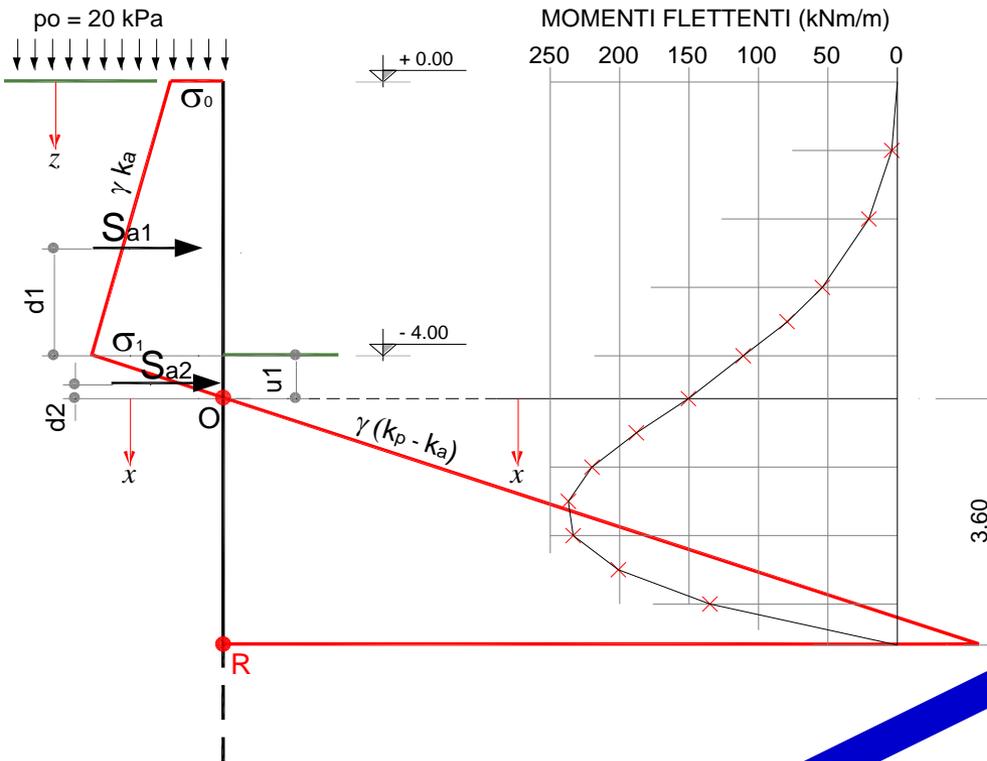
$$\gamma k_a = 19 \times 0.307 = 5.83 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma (k_p - k_a) = 19 (3.257 - 0.307) = 56.05 \text{ kN/m}^3$$

$$u_1 = \frac{\sigma_1}{\gamma (k_p - k_a)} = \frac{29.47}{56.05} = 0.53 \text{ m}$$

$$u_2 = \frac{\sigma_2}{\gamma (k_p - k_a)} = \frac{52.80}{56.05} = 0.94 \text{ m}$$

DIAFRAMMA CON PUNTELLO – METODO DELLA “TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA” – ESEMPIO NUMERICO
FASE 1 : DIAFRAMMA A SBALZO



$$S_{a1} = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} \cdot 4.00 = 71.22 \text{ kN/m}$$

$$S_{a2} = \frac{\sigma_1 \times u_1}{2} = 7.81 \text{ kN/m}$$

$$d_1 = \frac{4.00}{3} \times \frac{2\sigma_0 + \sigma_1}{\sigma_0 + \sigma_1} = 1.56\text{m} \quad d_2 = \frac{u_1}{3} = 0.18\text{m}$$

Si calcolano taglio e momento nel punto di pressioni nulle :

$$T_o = S_{a1} + S_{a2} = 79.03 \text{ kN/m}$$

$$M_o = S_{a1} (d_1 + u_1) + S_{a2} d_2 = 150.26 \text{ kNm/m}$$

Si calcola il momento $M(x)$ al disotto di O sino a trovare la profondità a cui si annulla :

$$M(x) = M_o + T_o x - \gamma (k_p - k_a) \frac{x^3}{6}$$

$$M(x) = 0 \text{ per } x = 3.60 \text{ m (vedi tabella)}$$

FASE 1 : scavo a - 4.00 m - DIAFRAMMA A SBALZO

RICERCA DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE				
x	Mo	To	$\gamma (k_p - k_a)$	M(x)
m	kNm/m	kN/m	kN/m ³	kNm/m
0	150,26	79,03	56,05	150,26
0,50	150,26	79,03	56,05	188,61
1,00	150,26	79,03	56,05	219,95
1,50	150,26	79,03	56,05	237,28
2,00	150,26	79,03	56,05	233,59
2,50	150,26	79,03	56,05	201,87
3,00	150,26	79,03	56,05	135,13
3,50	150,26	79,03	56,05	26,34
3,55	150,26	79,03	56,05	12,88
3,60	150,26	79,03	56,05	-1,08

MOMENTI NEL TRATTO SUPERIORE			
z	σ_0	$\gamma \cdot k_a$	M(z)
m	kN/m ²	kN/m ³	kNm/m
1,00	6,14	5,83	4,04
2,00	6,14	5,83	20,05
3,00	6,14	5,83	53,87
3,50	6,14	5,83	79,27
4,00	6,14	5,83	111,31

Per completare l'analisi della paratia si calcolano i momenti nel tratto fuori terra :

$$M(z) = \frac{\sigma_0 z^2}{2} + \gamma k_a \frac{z^3}{6}$$

← valore finale di x : 3.60 m

DIAFRAMMA CON PUNTELLO "TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA" - ESEMPIO NUMERICO
 FASE 2 : FINALE – CALCOLO DELLA PROFONDITÀ D'INFISSIONE E DI R_A

$\sigma_0 = 12.42 \text{ kPa}$
 $\sigma_2 = 52.80 \text{ kPa}$
 $u_2 = 0.94 \text{ m}$

$S_{a1} = \frac{\sigma_0 + \sigma_2}{2} \cdot 8.00 = 235.78 \text{ kN/m}$

$S_{a2} = \frac{\sigma_2 \times u_2}{2} = 24.87 \text{ kN/m}$

$d_1 = \frac{8.00}{3} \times \frac{2\sigma_0 + \sigma_2}{\sigma_0 + \sigma_2} = 2.94 \text{ m}$ $d_2 = \frac{u_2}{3} = 0.31 \text{ m}$

SI RISOLVE LA TRAVE SUPERIORE :

equilibrio alla rotazione : $R_A (5.00 + u_2) = S_{a1}(d_1 + u_2) + S_{a2}d_2$
 $\Rightarrow R_A = \frac{235.78 \times 3.88 + 24.87 \times 0.31}{5.94} = 155.56 \text{ kN/m}$

equilibrio alla traslazione : $T_0 = S_{a1} + S_{a2} - R_A = 105.09 \text{ kN/m}$

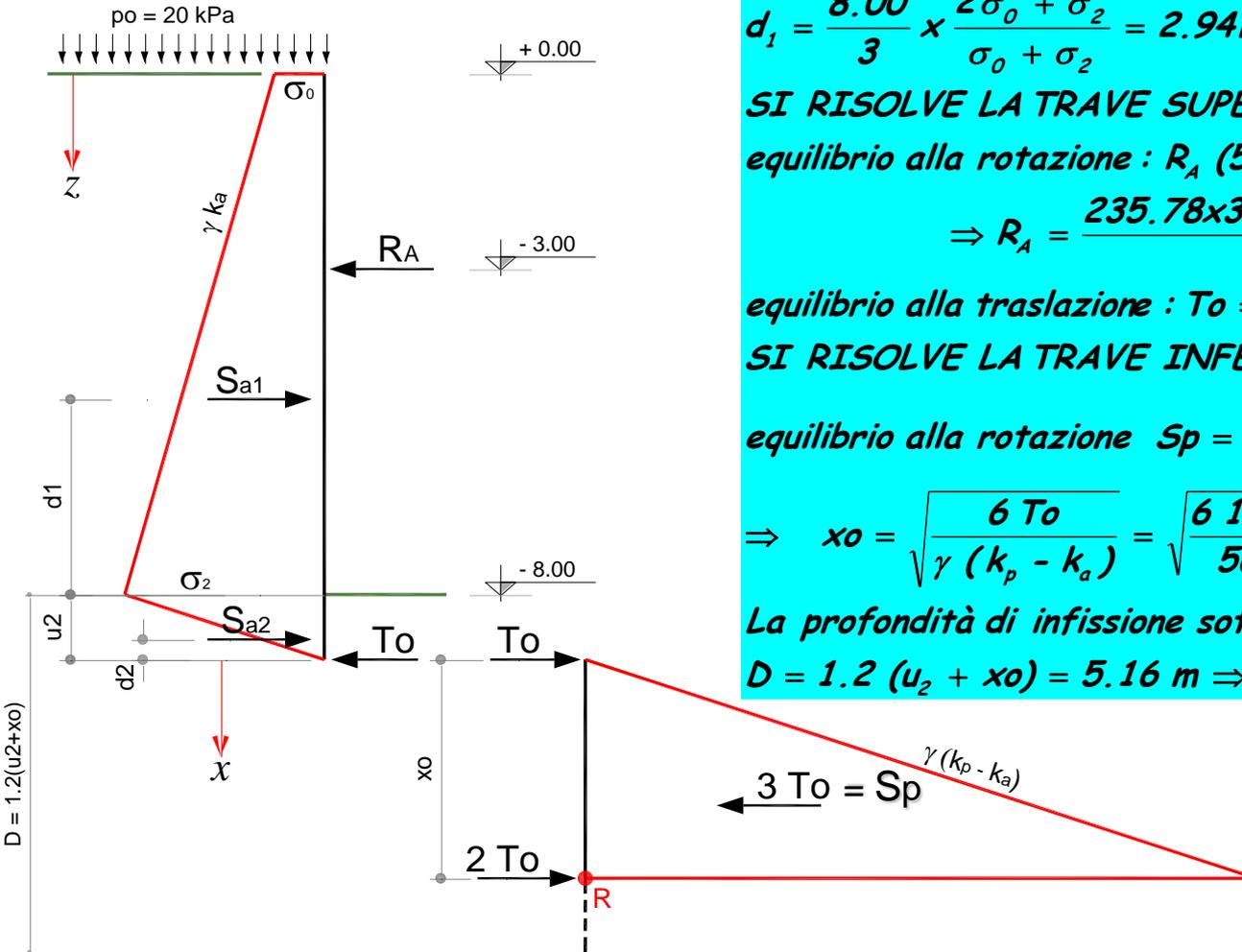
SI RISOLVE LA TRAVE INFERIORE

equilibrio alla rotazione $S_p = \gamma (k_p - k_a) \frac{x_0^2}{2} = 3T_0$

$\Rightarrow x_0 = \sqrt{\frac{6 T_0}{\gamma (k_p - k_a)}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 105.09}{56.05}} = 3.36 \text{ m}$

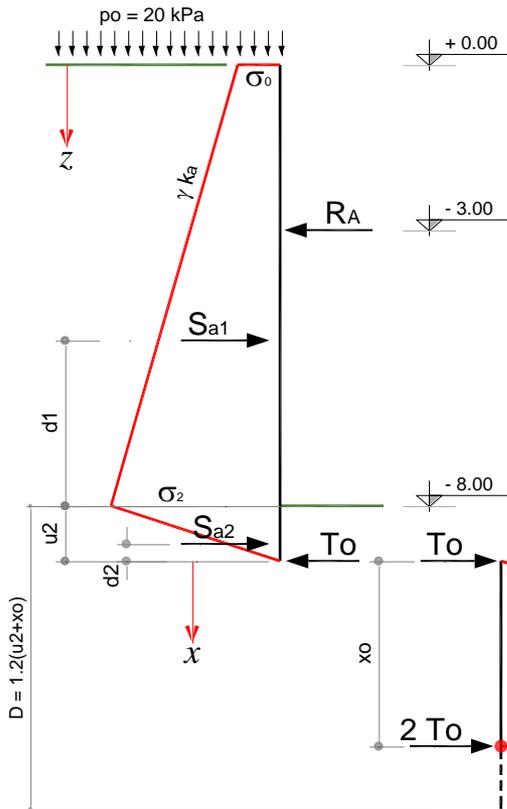
La profondità di infissione sotto il fondo scavo sarà quindi :

$D = 1.2 (u_2 + x_0) = 5.16 \text{ m} \Rightarrow 5.50 \text{ m}$



DIAFRAMMA CON PUNTELLO "TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA" - ESEMPIO NUMERICO
FASE 2 : FINALE – CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

FASE 2 : scavo a - 8.00 m CON PUNTELLO



MOMENTI NEL TRATTO SUPERIORE (SOPRA IL FONDO SCAVO)				
z m	σ_0 kN/m ²	γk_a kN/m ³	RA kN/m	M(z) kNm/m
0,50	6,14	5,833	0,00	4,04
1,00	6,14	5,833	0,00	4,04
2,00	6,14	5,833	0,00	20,06
3,00	6,14	5,833	155,56	53,88
3,50	6,14	5,833	156,56	1,01
4,00	6,14	5,833	155,56	-44,22
5,00	6,14	5,833	155,56	-112,85
6,00	6,14	5,833	155,56	-146,17
6,50	6,14	5,833	155,56	-147,77
7,00	6,14	5,833	155,56	-138,36
7,50	6,14	5,833	155,56	-117,20
8,00	6,14	5,833	155,56	-83,57

MOMENTI NEL TRATTO INFERIORE			
x m	To kN/m	$\gamma (k_p - k_a)$ kN/m ³	M(x) kNm/m
0,50	105,09	56,05	51,38
1,00	105,09	56,05	95,75
1,50	105,09	56,05	126,11
2,00	105,09	56,05	135,45
2,50	105,09	56,05	116,76
3,00	105,09	56,05	63,05
3,36	105,09	56,05	-1,26

Per completare l'analisi si calcolano i momenti nel tratto fuori terra :

per $z \leq 3.00$ m $\Rightarrow M(z) = \frac{\sigma_0 z^2}{2} + \gamma k_a \frac{z^3}{6}$

per 3.00 m $\leq z \leq 8.00$ m $\Rightarrow M(z) = \frac{\sigma_0 z^2}{2} + \gamma k_a \frac{z^3}{6} - R_A(z - 3.00)$

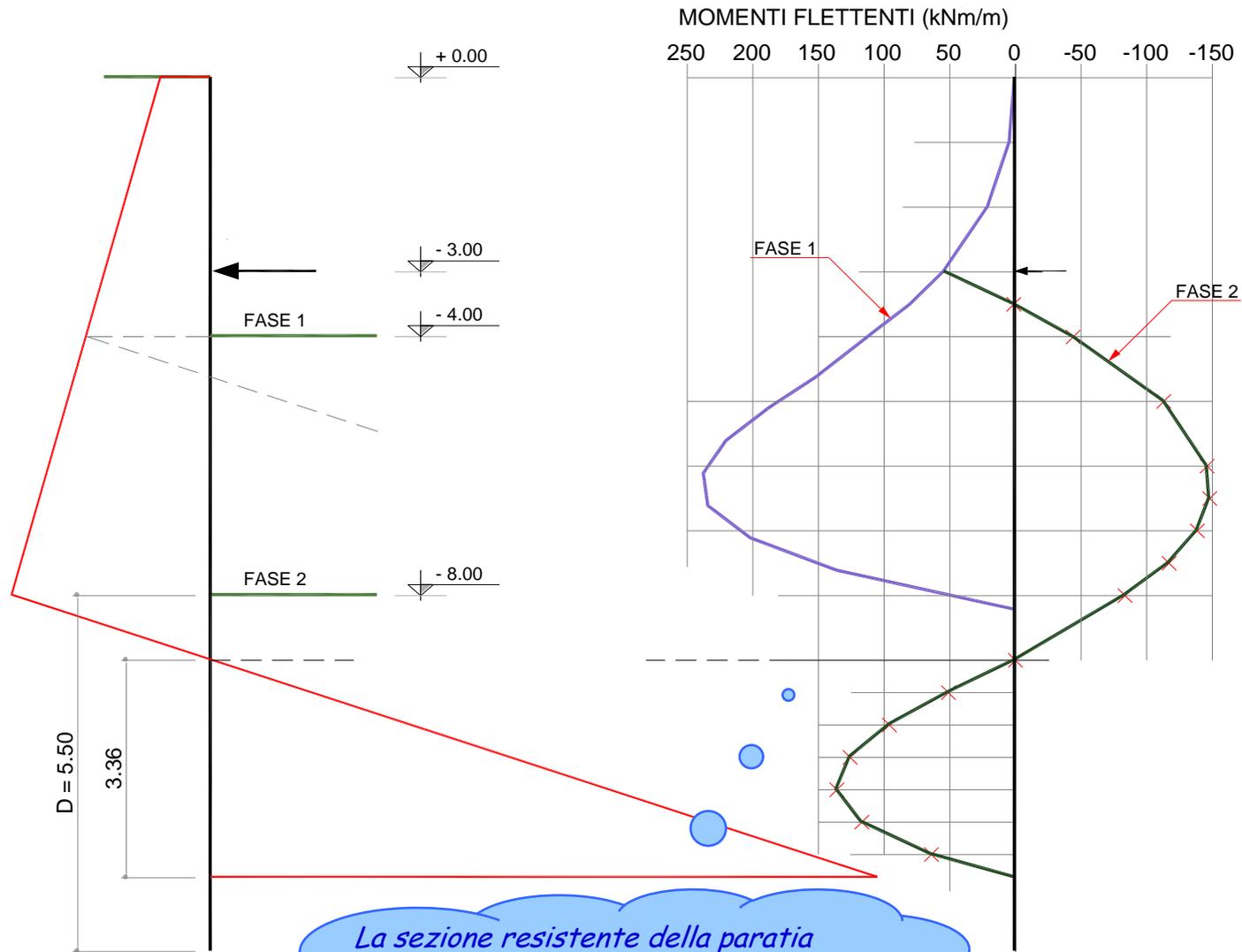
e nel tratto al disotto del punto O :

$M(x) = \cancel{M_0} + T_o x - \gamma (k_p - k_a) \frac{x^3}{6}$

(vedi tabelle)



DIAFRAMMA CON PUNTELLO – METODO DELLA “TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA” – ESEMPIO NUMERICO DIAGRAMMI INVILUPPO DEI MOMENTI



La sezione resistente della paratia viene quindi dimensionata in base all'involuppo delle sollecitazioni per le varie fasi

**DIAFRAMMA CON PUNTELLO – METODO DELLA “TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA” – ESEMPIO NUMERICO
DIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI E DELLA PARATIA**

TIRANTE

$R_A = 155.56 \text{ kN/m}$

$N_{A_unit} = R_A / \cos 30^\circ = 179.63 \text{ kN/m}$

Con pannelli $b = 3.00 \text{ m}$ ed 1 tirante/pannello $\Rightarrow N_A = 3.00 \times N_{A_unit} = 538.88 \text{ kN} \approx 540 \text{ kN}$

Si adotta un tirante a 4 trefoli c.a.p. $\varnothing 6/10''$ con portata nominale di $\approx 600 \text{ kN}$

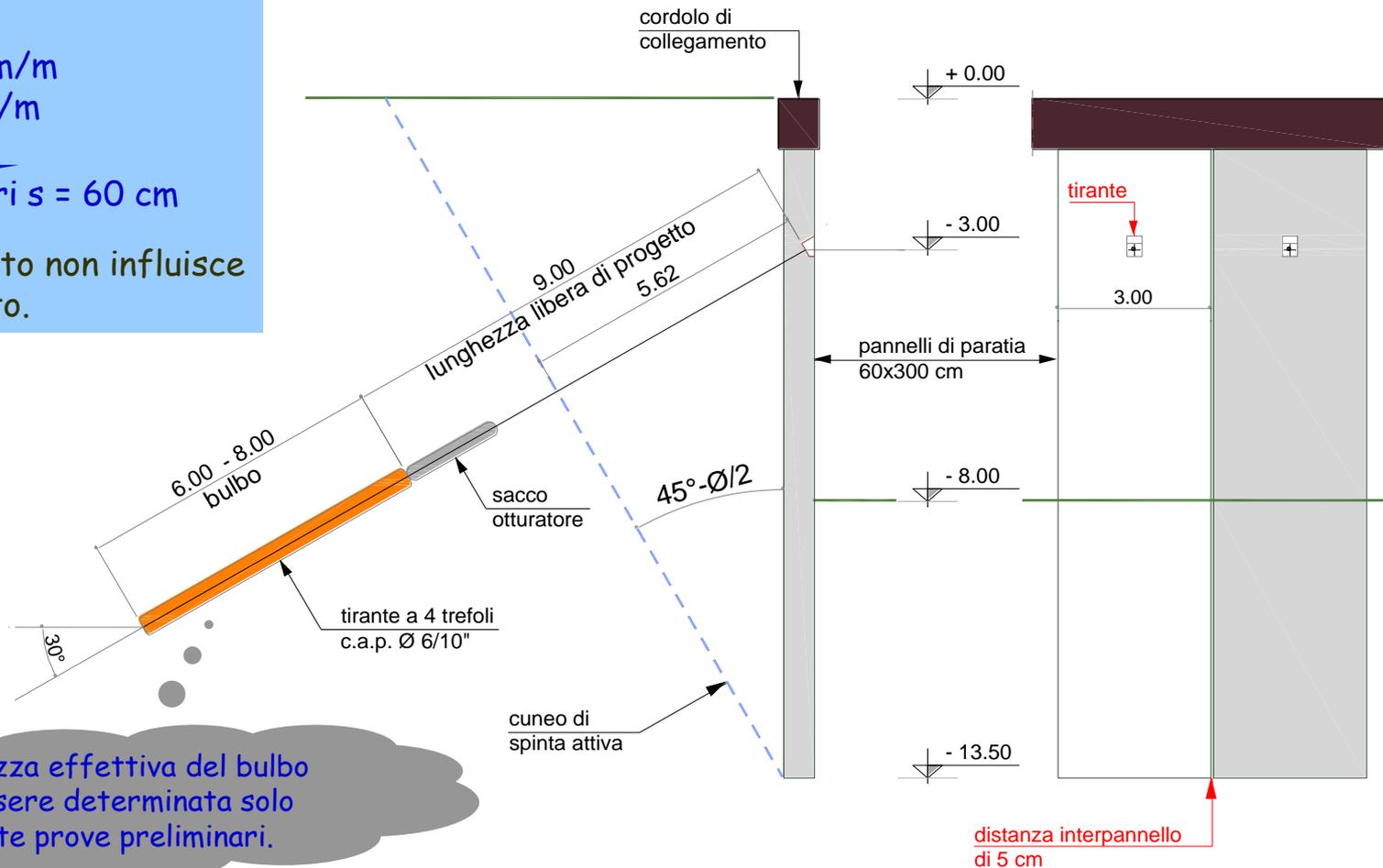
PARATIA

$M_{max} \approx + 238 \text{ kNm/m}$

$M_{min} \approx - 147 \text{ kNm/m}$

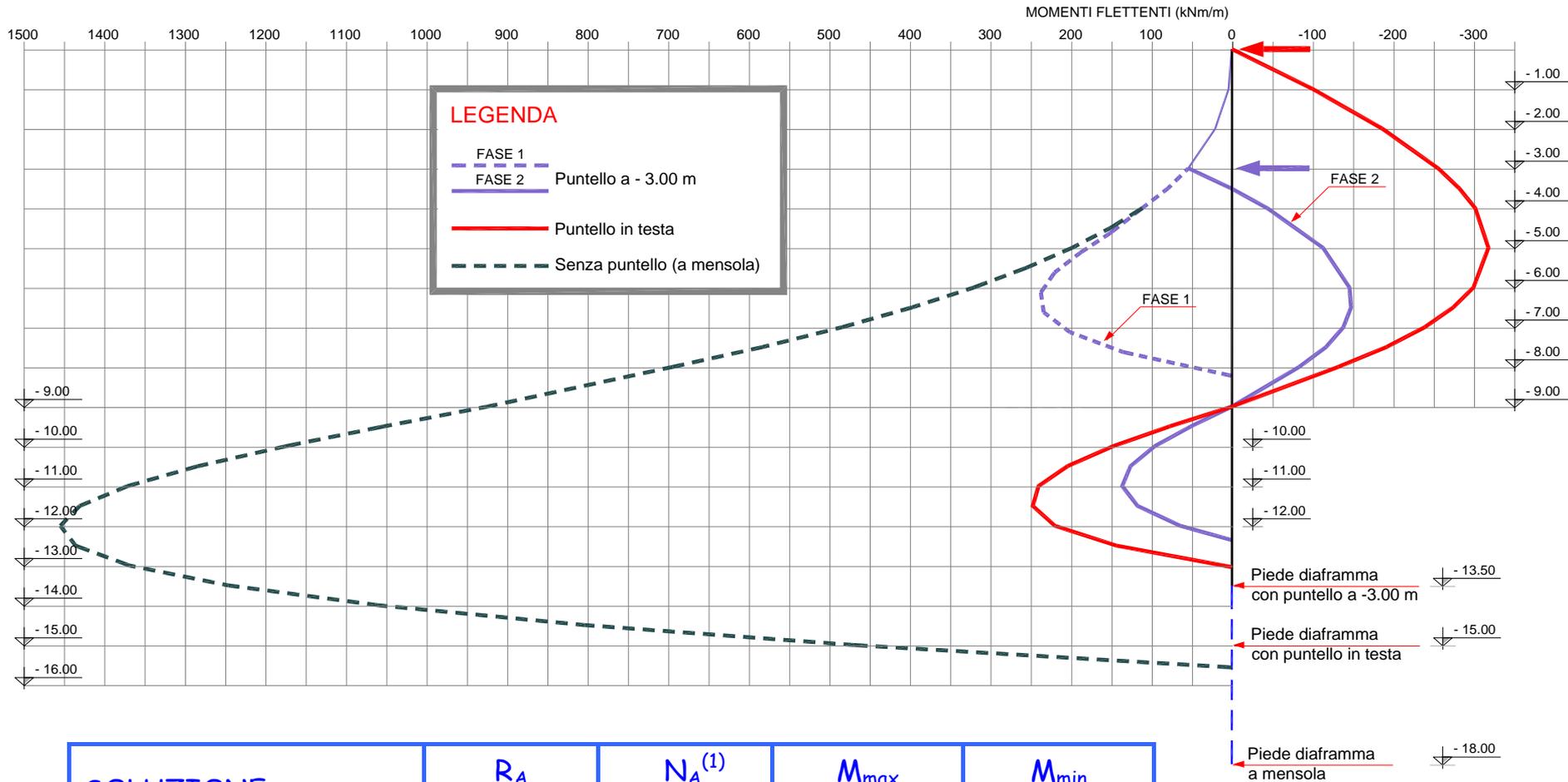
pannelli rettangolari $s = 60 \text{ cm}$

N.B. Il taglio di fatto non influisce sul dimensionamento.



La lunghezza effettiva del bulbo potrà essere determinata solo mediante prove preliminari.

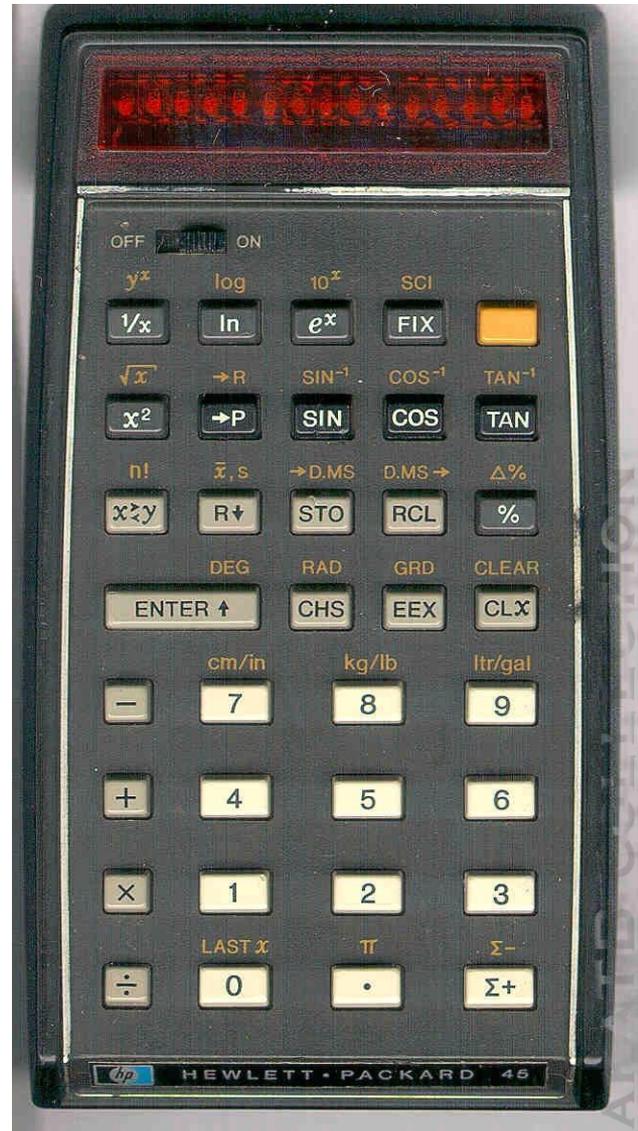
DIAFRAMMA CON PUNTELLO – METODO DELLA “TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA” – ESEMPIO NUMERICO / 7
CONFRONTO CON ALTRE POSSIBILI SOLUZIONI



SOLUZIONE	R_A (kN/m)	$N_A^{(1)}$ (kN)	M_{max} (kNm/m)	M_{min} (kNm/m)
PUNTELLO A - 3.00 m	≈ 156	≈ 540	+ 238	- 147
PUNTELLO IN TESTA	≈ 103	≈ 357	+ 247	- 318
SENZA PUNTELLO	----	----	+ 1453	----

⁽¹⁾ $N_A = 3.00 \text{ m} \times R_A / \cos 30^\circ$: forza assiale sui tiranti inclinati di 30° , ad interasse di 3.00 m

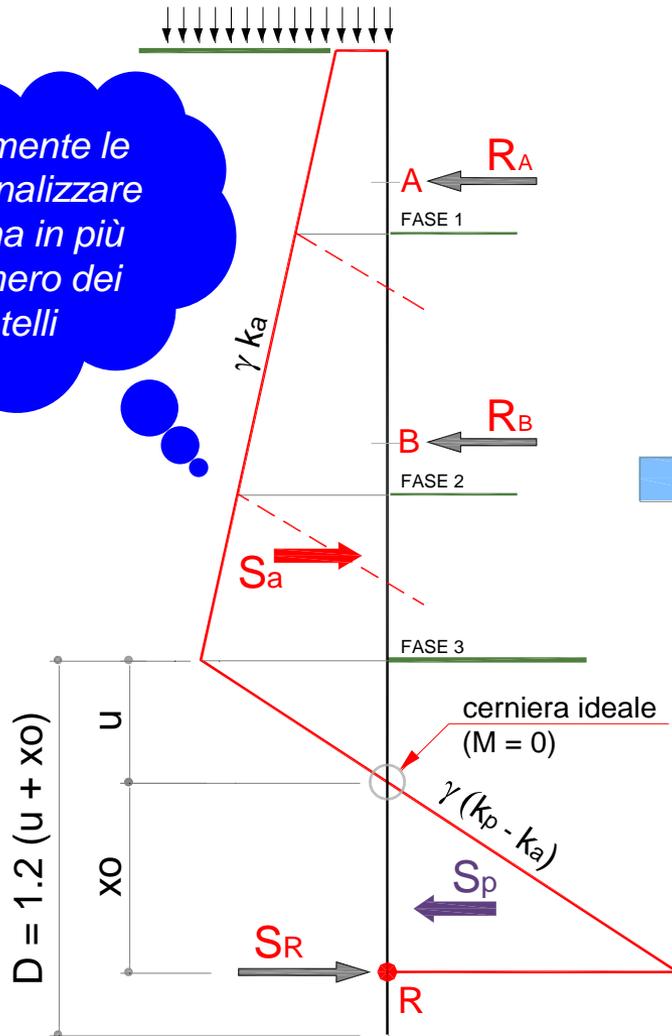
CALCOLATRICE HP 45



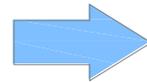
la compagna di una vita

APPLICAZIONE DEL METODO DELLA "TRAVE EQUIVALENTE SEMPLIFICATA" ALLE PARATIE CON PIU' ORDINI DI TIRANTI

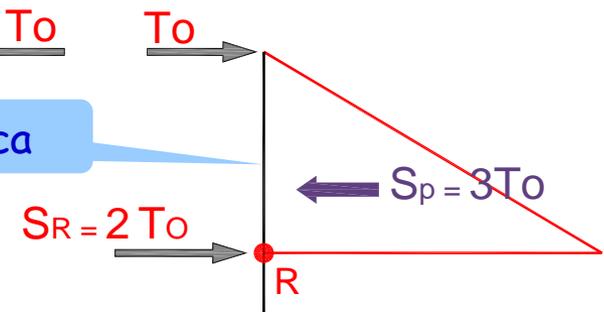
Normalmente le fasi da analizzare sono una in più del numero dei puntelli



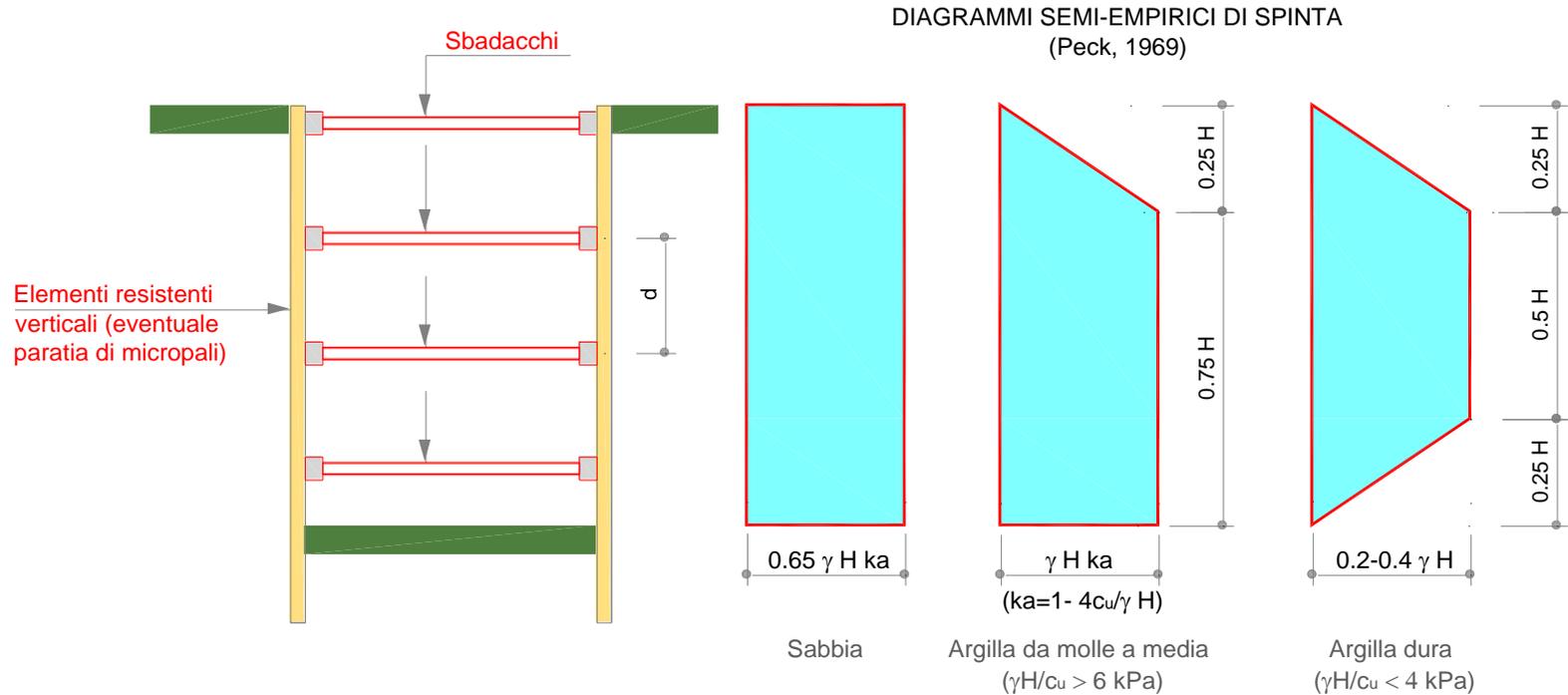
Trave iperstatica da risolvere mediante un analizzatore elastico



Trave isostatica



DIAGRAMMI DI SPINTA SEMI-EMPIRICI PER SCAVI MULTISBADACCHIATI



per il dimensionamento
strutturale
si può assumere :

Puntoni : $R \approx p d \text{ kN/m}$ (con p = pressione media nel campo)

Elementi verticali : $T \approx 0.5 p d \text{ kN/m}$
 $M \approx \pm p d^2/10 \text{ kNm/m}$

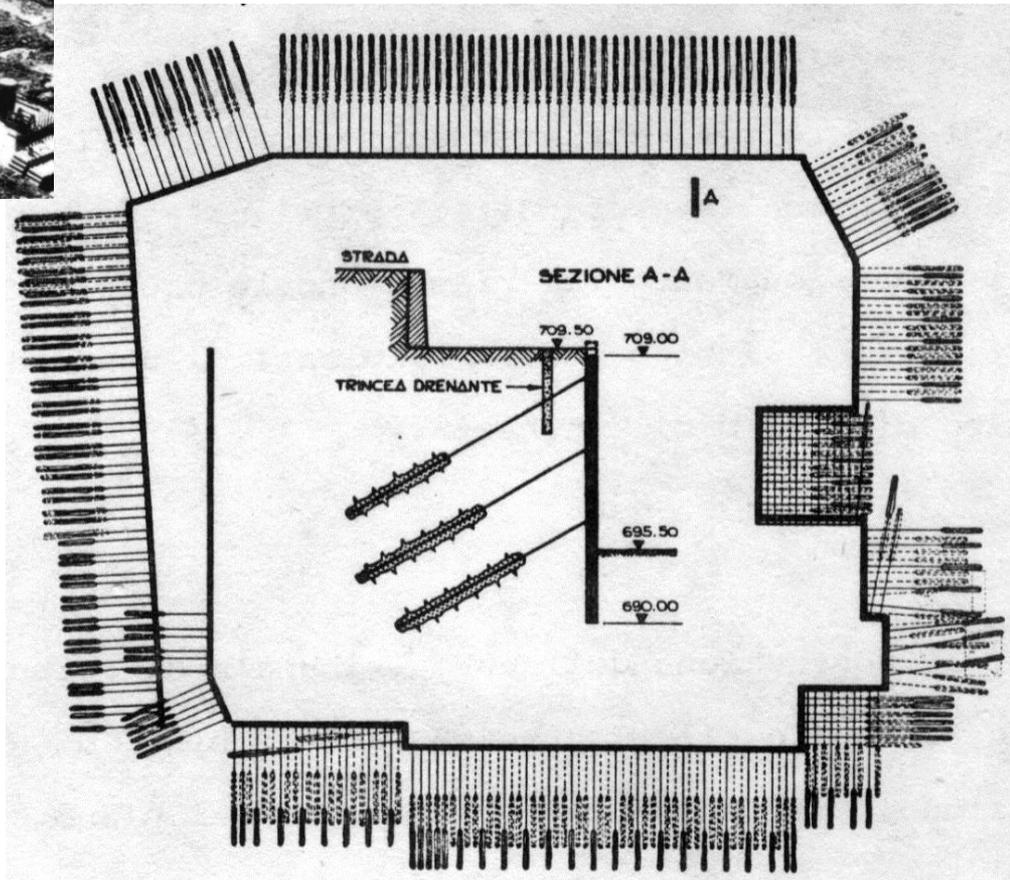
UN CLASSICO CALCOLO "ALL'EQUILIBRIO LIMITE" - anni '70



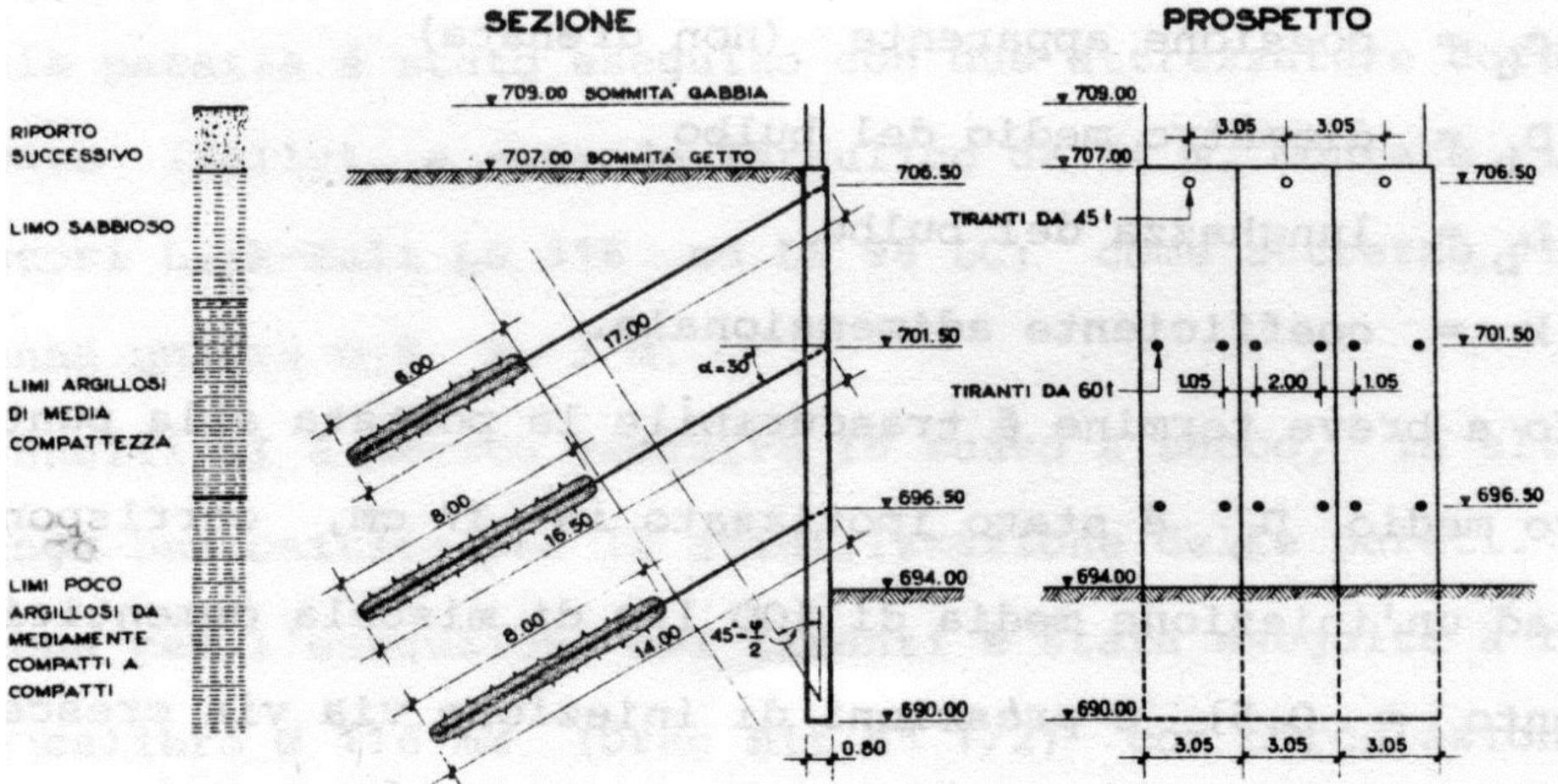
NUOVO TRIBUNALE DI POTENZA
PARATIA MULTIANCORATA
Impresa RODIO / Garrasi 1973-74

LAVORI:

- paratie con 3 ordini di tiranti
- profondità max. scavo : 15.00 m
- pannelli rettangolari $s = 60$ cm $L = 3.00$ m
- 7.400 mq di paratia
- 609 tiranti a trefoli da 45 t – 60 t – 90 t
- 10.053 m lunghezza complessiva tiranti

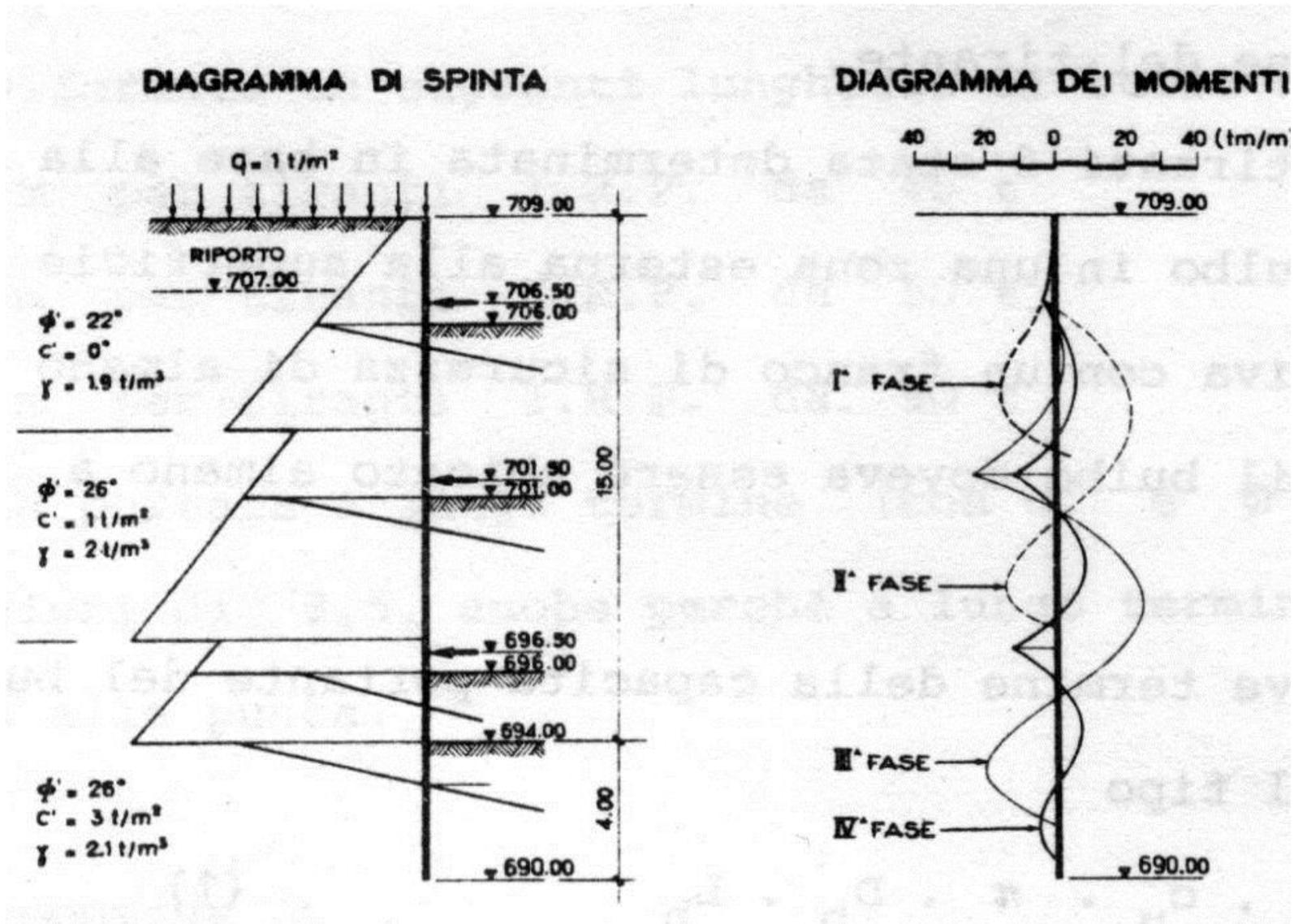


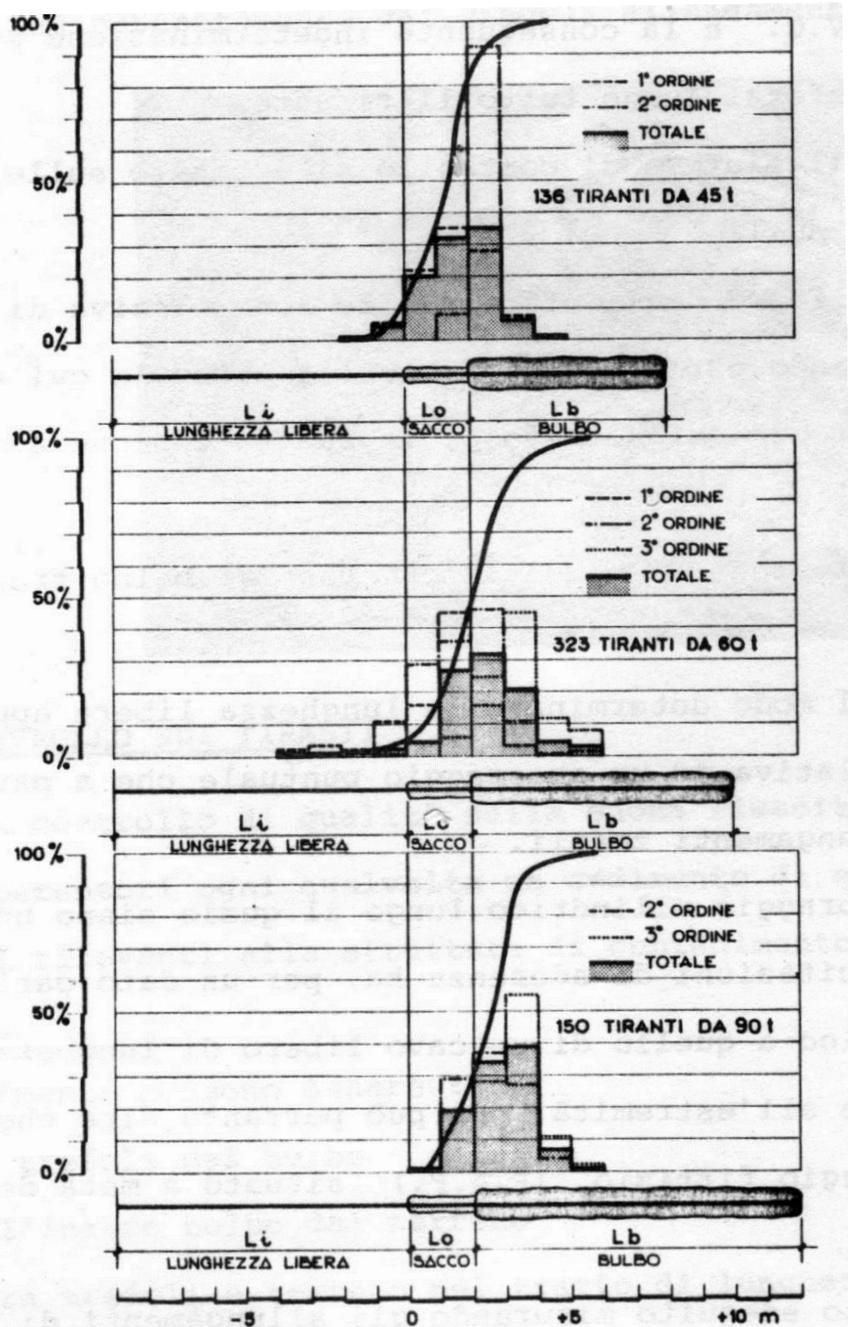
un classico calcolo "all'equilibrio limite" – anni '70



PARATIA MULTIANCORATA
 Tribunale di Potenza – Impresa RODIO/Garrasi 1973-74

un classico calcolo "all'equilibrio limite" – anni '70





un classico calcolo "all'equilibrio limite" – anni '70

PARATIA MULTIANCORATA
Tribunale di Potenza
Impresa RODIO/Garrasi 1973-74

ANALISI STATISTICA
DEI DATI DI TESATURA
DI 609 TIRANTI

LUNGHEZZA LIBERA "IDEALE"
AL CARICO FINALE DI TESATURA :
Istogramma e curva integrale delle frequenze.

ANCORAGGI DEFINITIVI PER UN DIAFRAMMA DI CONTENIMENTO ESEGUITO NELLA
CITTA' DI POTENZA

S. BONDIOLI

Dott. Ing. della Ing. G. Rodio & C. - Impresa Costruzioni Speciali S.p.A. - Casalmaiocco (MI)

A. GARRASI

Dott. Ing. della Ing. G. Rodio & C. - Impresa Costruzioni Speciali S.p.A. - Casalmaiocco (MI)

Memoria presentata al
XII Convegno Nazionale di Geotecnica
Cosenza - 1975

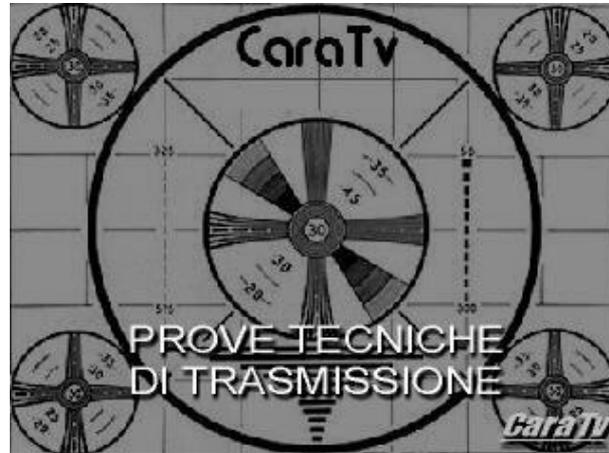
S O M M A R I O :

Per la nuova sede del Tribunale di Potenza è stato realizzato un diaframma perimetrale di contenimento in calcestruzzo armato, ancorato con 609 tiranti definitivi brevettati ad Iniezione Ripetuta in Pressione (I.R.P.) da 45 - 60 - 90 t, distribuiti su più ordini, per consentire lo scavo all'interno sino ad una profondità massima di 15 m circa.

Con riferimento ai terreni attraversati (limi argillosi poco sabbiosi di compattezza crescente con la profondità) si illustrano brevemente i criteri seguiti per il dimensionamento, si riassumono le prove di controllo effettuate su tutti i tiranti e si riportano i risultati di una prova sulla portata limite di un bulbo di 6,00 m di lunghezza.

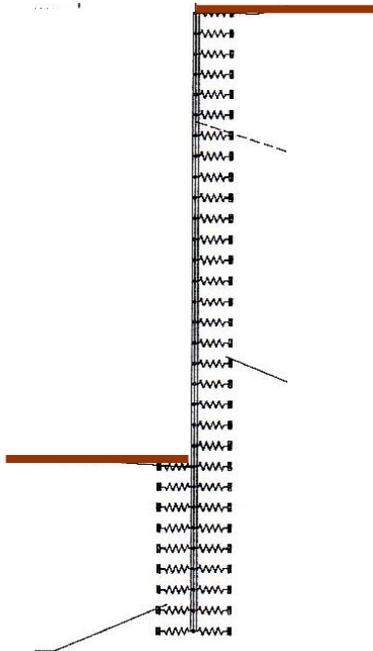
1. - GENERALITA'

I lavori per la costruzione del nuovo Tribunale di Potenza, appaltati dall'Amministrazione Comunale alla Impresa SOGENE S.p.A. di Roma e tuttora in corso di esecuzione, comprendono l'abbassamento del piano di fondazione dell'edi-

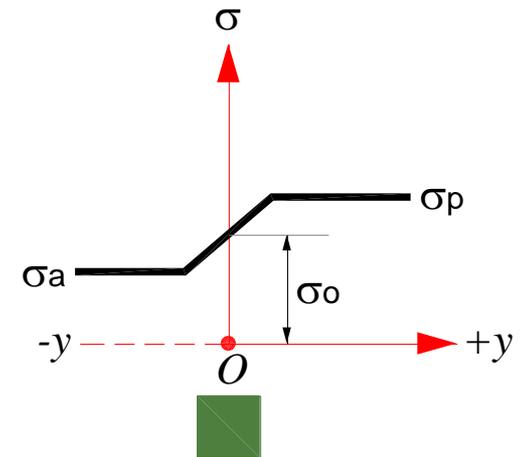


Per la loro risoluzione è indispensabile l'utilizzo di codici di calcolo implementati su computer

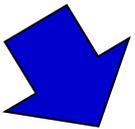
METODI DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICI"



Modello di terreno
elasto-plastico,
discreto



METODI DI CALCOLO DELLE "OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI"

		VANTAGGI	SVANTAGGI
Equilibrio limite	Terreno discreto rigido-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • semplicità di calcolo • semplicità nella determinazione e scelta dei parametri geotecnici 	<ul style="list-style-type: none"> • la struttura viene analizzata in condizioni di collasso (non in esercizio) • non si ha nessuna informazione sulle deformazioni • l'ipotesi rigido-plastica comporta delle assunzioni a sfavore della sicurezza • le condizioni di pressione limite possono svilupparsi nel terreno solo a seguito di deformazioni che difficilmente possono verificarsi contemporaneamente lungo tutta la profondità • è impossibile tener conto dell'influenza delle varie fasi costruttive • è impossibile tener conto del pretensionamento dei tiranti • si richiede un'assunzione aprioristica sul tipo di vincolo al piede del diaframma
Letto di molle alla Winkler	Terreno discreto elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • facile reperibilità di programmi di calcolo; • richiede l'uso di un numero limitato di parametri geotecnici; • consente di tener conto di tutte le fasi esecutive • individua anche la deformata 	<ul style="list-style-type: none"> • notevole incertezza sui valori da assegnare ai parametri di deformabilità del terreno, e sul tipo di indagini più adatte ad individuarli; • i valori delle deformazioni sono molto influenzati dai parametri di deformabilità adottati, e di conseguenza possono non essere attendibili
F.E.M.	Terreno continuo elastico o elasto-plastico	<ul style="list-style-type: none"> • consentono una conoscenza ragionevolmente fedele della interazione terreno-struttura 	<ul style="list-style-type: none"> • elevato costo dei programmi • complessità del codice di calcolo, che di fatto ne limita l'utilizzo a pochi esperti • sofisticazione di molti dei parametri geotecnici richiesti • difficoltà nel determinare tali parametri a mezzo di indagini, ed elevato costo delle stesse

TERRENO PURAMENTE ELASTICO

- ❑ non c'è limite alla capacità reattiva delle molle

Si utilizzano gli analizzatori elastici puri, che sono però da sconsigliare per le applicazioni geotecniche



METODI DI CALCOLO
CON TRAVE SU LETTO DI
MOLLE ALLA WINKLER

TERRENO ELASTO-PLASTICO

- ❑ la resistenza delle molle trova un limite inferiore ed uno superiore al raggiungimento, rispettivamente, dello stato limite attivo o passivo

Si utilizzano codici di calcolo appositamente creati per l'analisi delle paratie.

MODELLO TERRENO

MODELLO DI ANALISI

MODELLO GEOTECNICO (PARAMETRI NECESSARI)

~~RIGIDO-PLASTICO~~

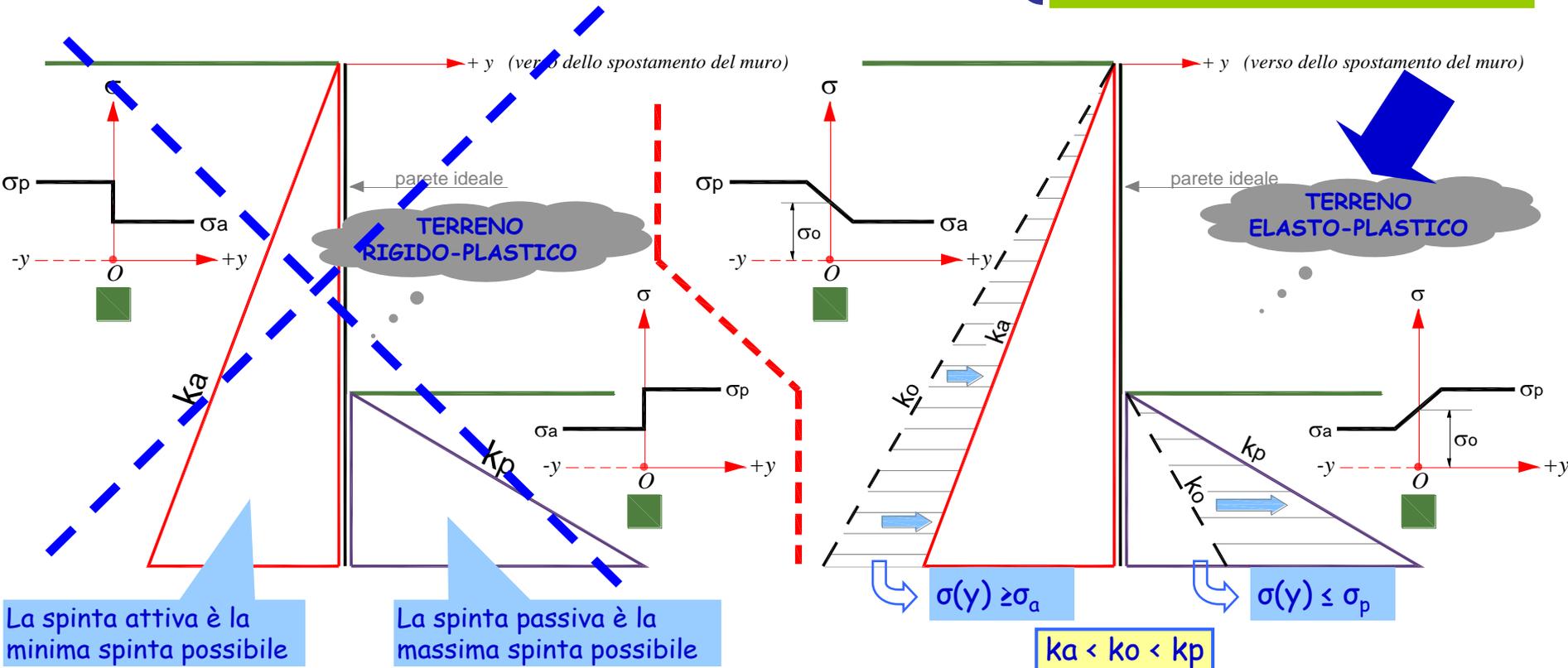
ELASTO-PLASTICO DISCRETO

~~metodi di calcolo "a rottura" o "all'equilibrio limite" (L.E.M.) o "agli stati limite"~~

metodi di calcolo in fase elasto-plastica, con terreno discreto (non continuo)

- ~~▪ stratigrafia e posizione falda
▪ pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$
▪ resistenza al taglio : φ', c', c_u~~

- stratigrafia e posizione falda
▪ pesi volume : $\gamma, \gamma_{sat}, \gamma'$
▪ resistenza al taglio : φ', c', c_u
▪ deformabilità



..... un po' di storia

I PRIMI CODICI DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" DELLE PARATIE IN ITALIA

.. a partire dagli anni '80

CODICE "DENEbola"

- ❑ Origine : Laboratoire des Ponts et Chaussees – Parigi
- ❑ Utilizzo : il codice è stato elaborato con fini di ricerca ed il suo utilizzo è libero; l'acquisizione del codice avviene mediante circuiti informali.
- ❑ Caratteristiche: imputazione da listato (N.B. **Fare attenzione perché disegna i momenti dalla parte delle fibre compresse**)
- ❑ **Affidabilità : elevata**
(il codice è stato tarato su una imponente ricerca sperimentale con monitoraggio di opere in vera grandezza)
- ❑ Evoluzioni : praticamente nessuna



CODICE "PARATIE"

- ❑ Origine : ITASCA – USA & Ce.A.S. - Milano
- ❑ Utilizzo : su licenza
- ❑ Caratteristiche: inizialmente l'imputazione avveniva da listato – ottima versatilità ad esaminare velocemente più configurazioni di uno stesso problema, per ricercare la soluzione ottimale:
 - posizione ed interasse tiranti
 - carico di pretensione
 - rigidezza paratia
 - etc.
- ❑ **Affidabilità : elevata sino alla versione PARATIE 6.2 (1996)**
- ❑ Evoluzioni : continue negli anni.

CARATTERISTICHE GENERALI DEI CODICI DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO"

Sono codici di verifica, e non di progetto

⇒ tutte le caratteristiche geometriche devono essere definite a priori :

- profondità della paratia
- caratteristiche inerziali della paratia (materiali e moduli di elasticità, spessore diaframmi rettangolari, spessore e forma diaframmi a T, diametro ed interasse pali o micropali, etc.)
- caratteristiche geometriche ed inerziali dei tiranti, tiro iniziale
- etc.

Si analizza un problema piano monodimensionale, e quindi gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati.

La struttura è schematizzata attraverso una serie di elementi finiti "beam" verticali

Il terreno è simulato discretizzandolo in un doppio letto di molle orizzontali elasto-plastiche connesse ai nodi delle "beam".

Di conseguenza il codice può esaminare solo una sezione-tipo per volta.

Ancorchè il modello geotecnico (legame costitutivo e funzione di plasticità) implementato possa essere sofisticato, al pari dei metodi di risoluzione numerica utilizzati, **devono essere fatte delle assunzioni arbitrarie per definire la rigidezza delle "molle" simulanti il terreno.**

Partendo dalla configurazione iniziale indisturbata, il programma segue lo sviluppo dell'opera nelle sue varie fasi mediante un'analisi incrementale al passo, ricercando di volta in volta la nuova configurazione di equilibrio con il conseguente quadro tenso-deformativo per la struttura ed il terreno.

E' possibile tener conto del pretensionamento dei tiranti, di carichi esterni orizzontali e verticali di vario tipo ed imporre spostamenti e/o rotazioni e condizioni di vincolo in ogni fase dell'analisi.

UN ESEMPIO DI CODICE DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" PARATIE di Ce.A.S. - Milano

IL MODELLO DEL TERRENO

La legge costitutiva implementata in *PARATIE* tiene conto di fenomeni complessi quali la storia geologica ed il conseguente stato tensionale iniziale, il differente comportamento in fase di carico vergine o di scarico-ricarico ed il comportamento a rottura.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno. I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo k_0 , il coefficiente di spinta attiva k_a e il coefficiente di spinta passiva k_p .

Il coefficiente di spinta a riposo k_0 fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= k_0 \sigma'_v && \text{dove} \\ k_0 &= k_0^{NC} (\text{OCR})^m \\ k_0^{NC} &= 1 - \sin \varphi' \end{aligned}$$

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato, a seconda che il collasso avvenga per il raggiungimento dello stato limite attivo o passivo, rispettivamente da :

$$\begin{aligned} \sigma'_h &= \sigma'_v k_a - 2c' \sqrt{k_a} \\ \sigma'_h &= \sigma'_v k_p + 2c' \sqrt{k_p} \end{aligned}$$

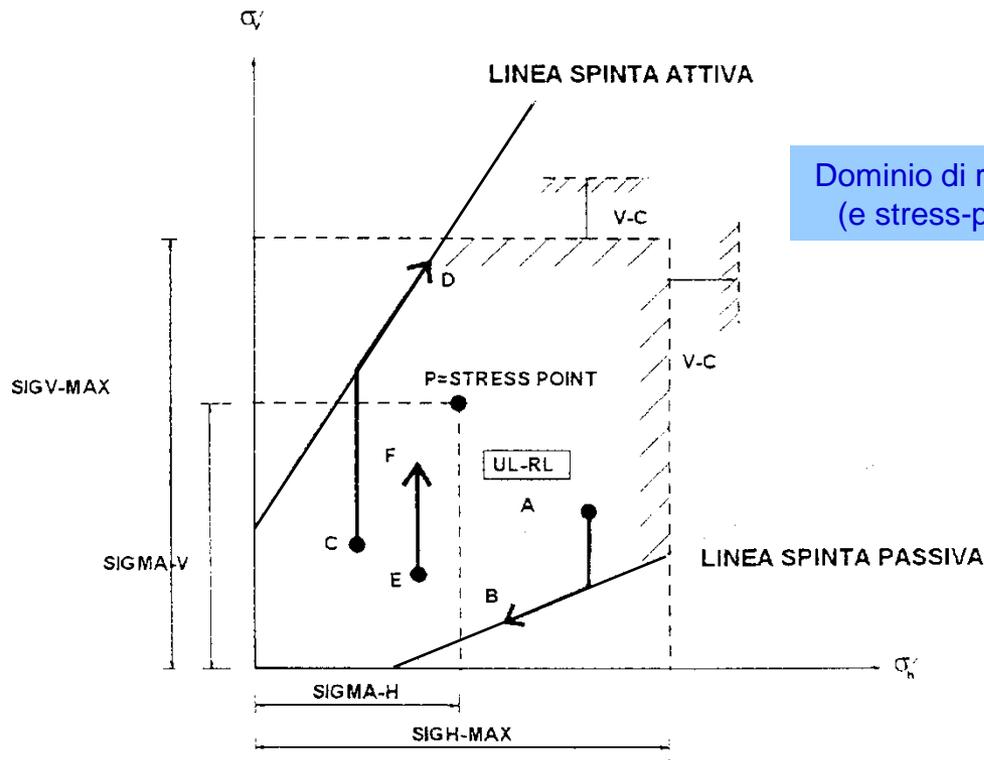
LA FUNZIONE DI PLASTICITA'

La funzione di plasticità definisce un determinato stato nel quale l'elemento si trova e al quale reagisce con differenti caratteristiche di rigidezza. Sono possibili tre situazioni:

Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente. Questa fase corrisponde ad una porzione di terreno, in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati. Questa fase viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading). Generalmente a questo stato corrisponde la rigidezza più elevata.

Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai ancora sperimentati. La rigidezza con cui reagisce il terreno è inferiore a quella relativa alla fase precedente, ma non nulla. Inoltre, qualora il processo di scarico tendesse ad invertirsi, il terreno andrebbe in fase di scarico-ricarico. La fase incrudente è identificata dalla sigla V-C (Virgin Compression).

Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quelle che usualmente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva. Il collasso viene identificato attraverso la parola ACTIVE o PASSIVE.



Dominio di rottura
(e stress-path)

Nei metodi agli SLU esiste una corrispondenza biunivoca tra pressione verticale e pressione orizzontale

$$\sigma_{ha} = \sigma_v ka - 2c\sqrt{ka}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v kp + 2c\sqrt{kp}$$

Nei metodi elasto-plastici questa relazione vale solo sulla "frontiera" del dominio

UN ESEMPIO DI CODICE DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" PARATIE di Ce.A.S. - Milano

IMPLEMENTAZIONE DEL MODELLO NEL CODICE

Per caratterizzare lo stato tensionale all'inizio dell'analisi, viene calcolato lo sforzo verticale efficace ad ogni quota. Lo sforzo orizzontale è quindi calcolato moltiplicando lo sforzo verticale per il coefficiente di spinta k_0 . (sommando gli eventuali contributi provenienti da distribuzioni di sforzi iniziali provocati da carichi concentrati).

Per stabilire se l'elemento, inizialmente, è in compressione vergine (V-C) oppure in fase elastica (UL-RL) si ricorre al grado di sovraconsolidazione OCR ed al coefficiente di spinta a riposo K_0^{NC} ; si suppone cioè che i valori massimi di sforzo sperimentati dall'elemento in precedenza fossero:

$$\begin{aligned}\sigma'_{vmax} &= \text{OCR} \sigma'_{v(\text{step } 1)} \\ \sigma'_{hmax} &= k_0^{NC} \sigma'_{vmax}\end{aligned}$$

Questi valori vengono confrontati con quelli calcolati al primo passo per stabilire se l'elemento è in fase di carico vergine oppure in fase elastica.

Nelle fasi successive lo stato tensionale della molla generica è calcolato come segue:

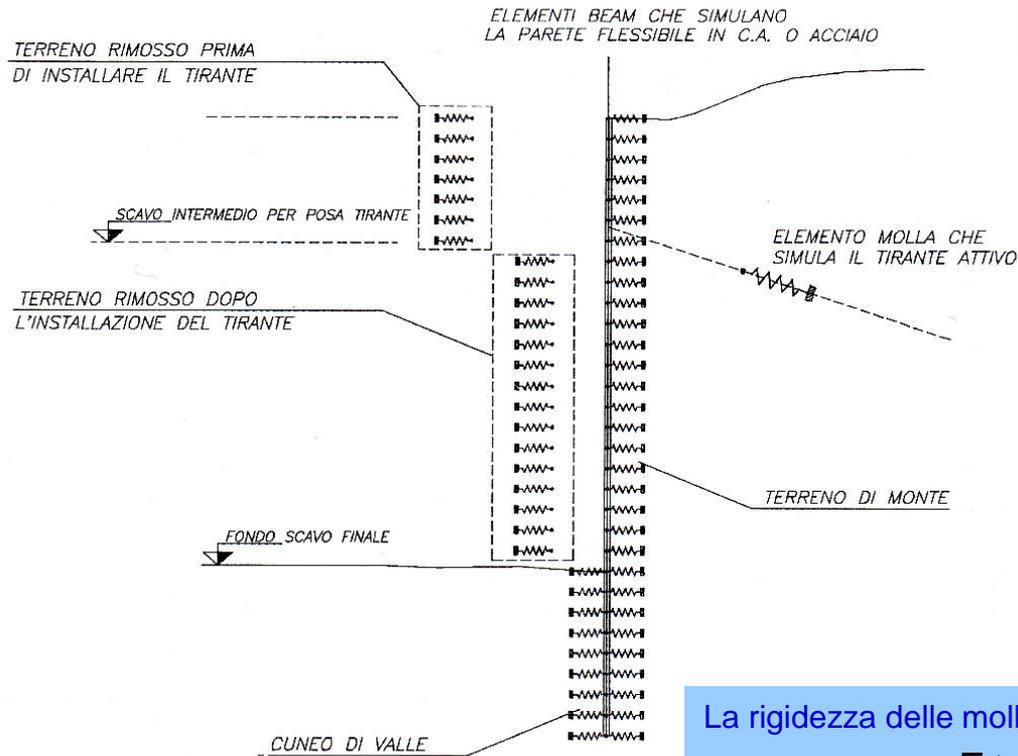
La pressione verticale è sempre ricalcolata tenendo conto della configurazione geometrica al passo, della falda, dell'eventuale moto di filtrazione e del sovraccarico.

Lo sforzo orizzontale invece è calcolato indipendentemente come conseguenza delle deformazioni che il generico elemento ha subito, a partire dalla fase iniziale. I limiti di plasticizzazione minimo (spinta attiva) e massimo (spinta passiva) dipendono dallo sforzo verticale corrente e variano quindi ad ogni passo.

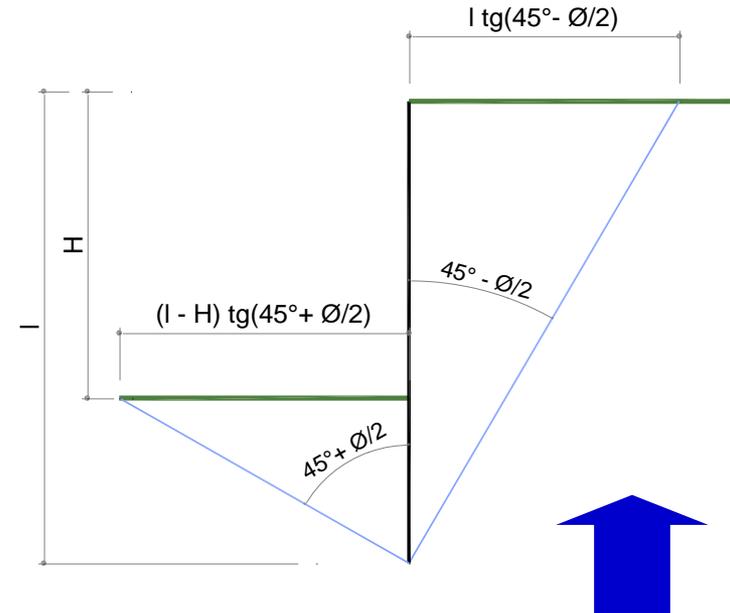
Le due componenti efficaci di sforzo (verticale ed orizzontale) sono di fatto legate l'una all'altra solo dall'esigenza di rispettare il criterio di rottura: all'interno del dominio, quindi in fase elastica, non vi è alcun legame tra di esse, se non, inizialmente, il legame dovuto al coefficiente di spinta a riposo.

Questa assunzione fa sì che una variazione dello sforzo verticale non induca necessariamente una variazione dello sforzo orizzontale. Pertanto quando, in una fase, viene incrementato lo sforzo verticale efficace (a causa di un aumento del sovraccarico o perché si ha un abbassamento della freatica, oppure perché si instaura un moto di filtrazione) non è detto che si abbiano degli incrementi di spinta sulla parete, per lo meno nelle zone in cui il terreno, già in fase elastica, rimane tale. Tutto può poi variare se, per altre cause, si ha una variazione della deformazione laterale.

UN ESEMPIO DI CODICE DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" PARATIE di Ce.A.S. - Milano



DEFINIZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE "MOLLE" SIMULANTI IL TERRENO



La rigidezza delle molle, poste a distanza finita Δ, è data da:

$$k = \frac{E\Delta}{L}$$

Il valore di L è fissato automaticamente dal programma, distinguendo tra monte e valle (perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva) :

$$L_A = (2/3) I_A \tan(45^\circ - \varphi'/2)$$

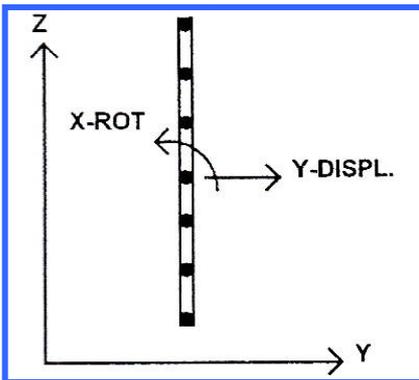
$$L_P = (2/3) I_P \tan(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$I_A = \min(I, 2H)$$

$$I_P = \min(I-H, H)$$

dove I_A e I_P sono nell'ordine:

e dove I è l'altezza totale della paratia ed H la profondità corrente dello scavo.



UN ESEMPIO DI CODICE DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" PARATIE di Ce.A.S. - Milano

FASI TIPICHE DELL'ANALISI

La fase zero

La fase zero riproduce lo stato tensionale esistente nel terreno prima di ogni intervento, con la quota di scavo coincidente col piano campagna, e comporta:

- campo di spostamenti nodali ovunque nullo e conseguente stato tensionale nullo negli elementi trave
- elementi terreno con uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate :
 - ⇒ pressione verticale funzione della quota del piano campagna e dei sovraccarichi
 - ⇒ pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a riposo, incrementata degli effetti di eventuali carichi esterni.

Una fase di scavo

Un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato rimuovendo gli elementi di terreno al di sopra della quota di fondo scavo. Ciò turba la configurazione di equilibrio raggiunta con la fase precedente ed induce una variazione del quadro deformativo tale da ottenere una nuova configurazione di equilibrio.

Applicazione di tiranti o puntoni

Il tirante è un elemento finito che diviene attivo a partire da un determinato step e che può eventualmente essere rimosso in seguito. La sua "*nascita*" provoca nel modello due effetti:

1. sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, dovuta alla pretensione dello stesso;
 2. la rigidità globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidità estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso subirà ulteriori spostamenti la forza del tirante subirà mutamenti.
- Se il tirante viene applicato senza pretensione iniziale nel modello non si hanno ripercussioni. In modo analogo la messa in opera di un puntone (non forzato) o di una soletta che collega due diaframmi opposti non provoca di per sé stessa variazioni e quindi non vale la pena prevedere un apposito step dell'analisi per questo solo motivo.

Applicazione di carichi esterni e vincoli

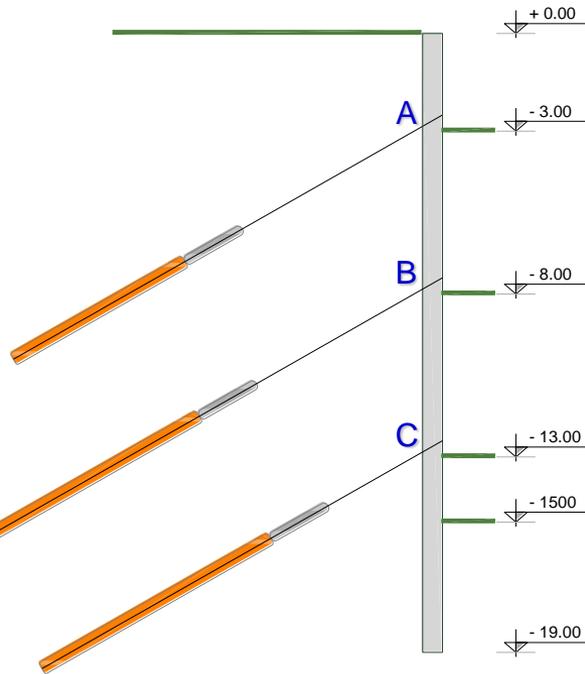
E' possibile definire anche forze laterali esterne, concentrate e distribuite, facendole iniziare e variare (sino ad annullarle) durante le varie fasi.

Quanto all'imposizione di vincoli, *PARATIE* permette di specificare condizioni al contorno che impongano un ben preciso valore di spostamento e rotazione (assoluta o incrementale rispetto al passo di attivazione del vincolo) ad una generica quota.

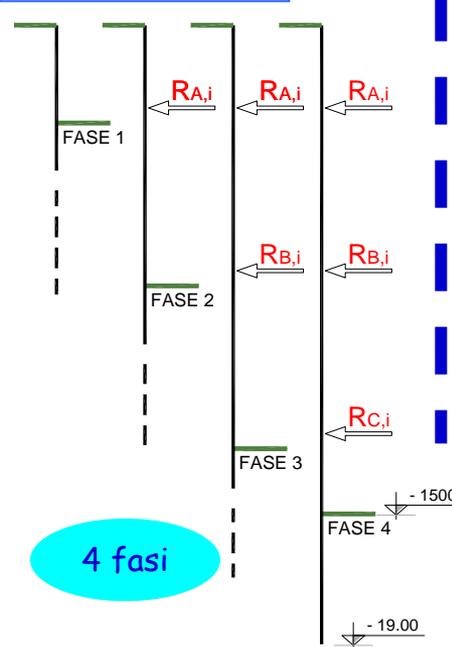
CONFRONTO TRA UN CALCOLO ALL'EQUILIBRIO LIMITE ED UNO ELASTO-PLASTICO : LA SEQUENZA DELLE FASI

L'aumento del numero di fasi (da 4 a 7) è dovuto alla possibilità di pretensionare i tiranti

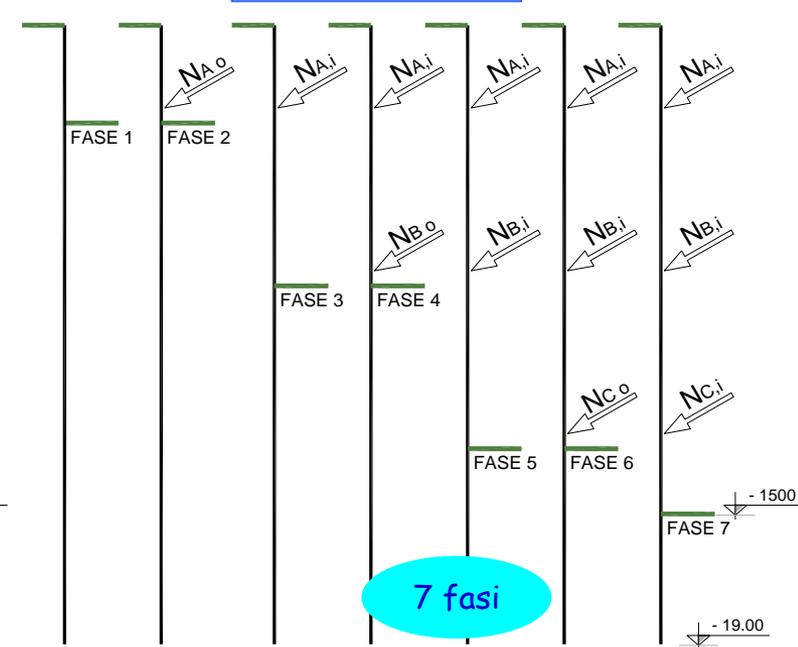
PARATIA DI PROGETTO



FASI DI UN CALCOLO ALL'EQUILIBRIO LIMITE



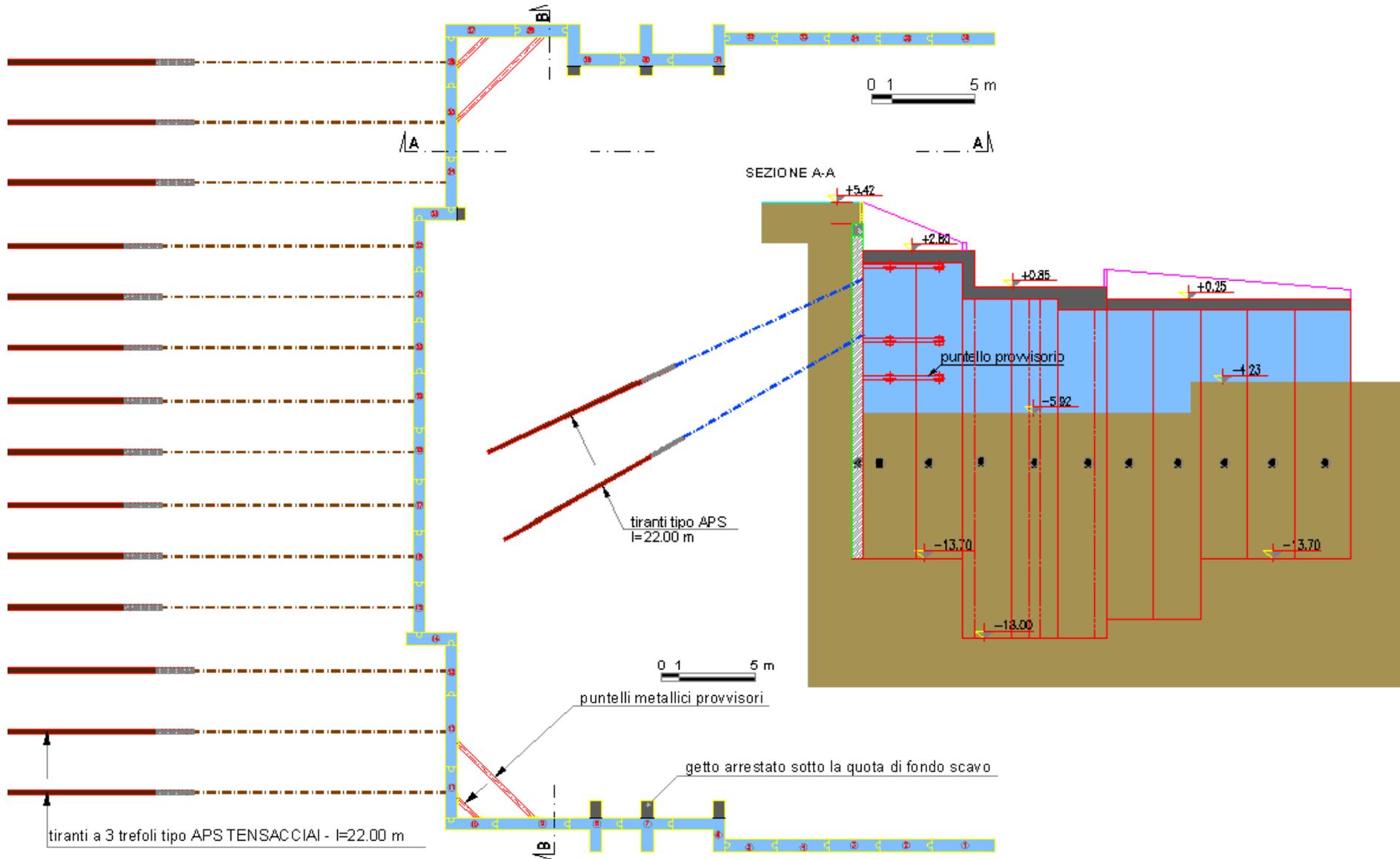
FASI DI UN CALCOLO ELASTO-PLASTICO



- i tiranti sono assimilati ad un appoggio fisso
- non è possibile tener conto di un loro pretensionamento
- le varie fasi esaminate sono indipendenti tra loro
- la struttura non conserva memoria tenso-deformativa tra una fase e l'altra
- la struttura viene dimensionata in base all'involuppo delle sollecitazioni
- nessuna informazione sulle deformazioni

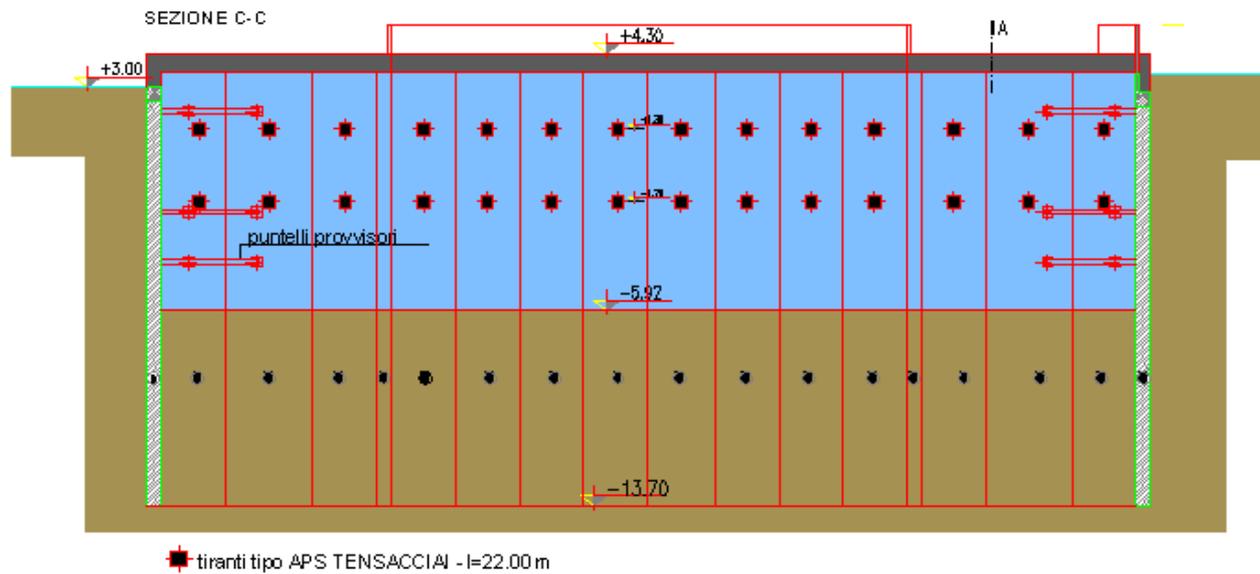
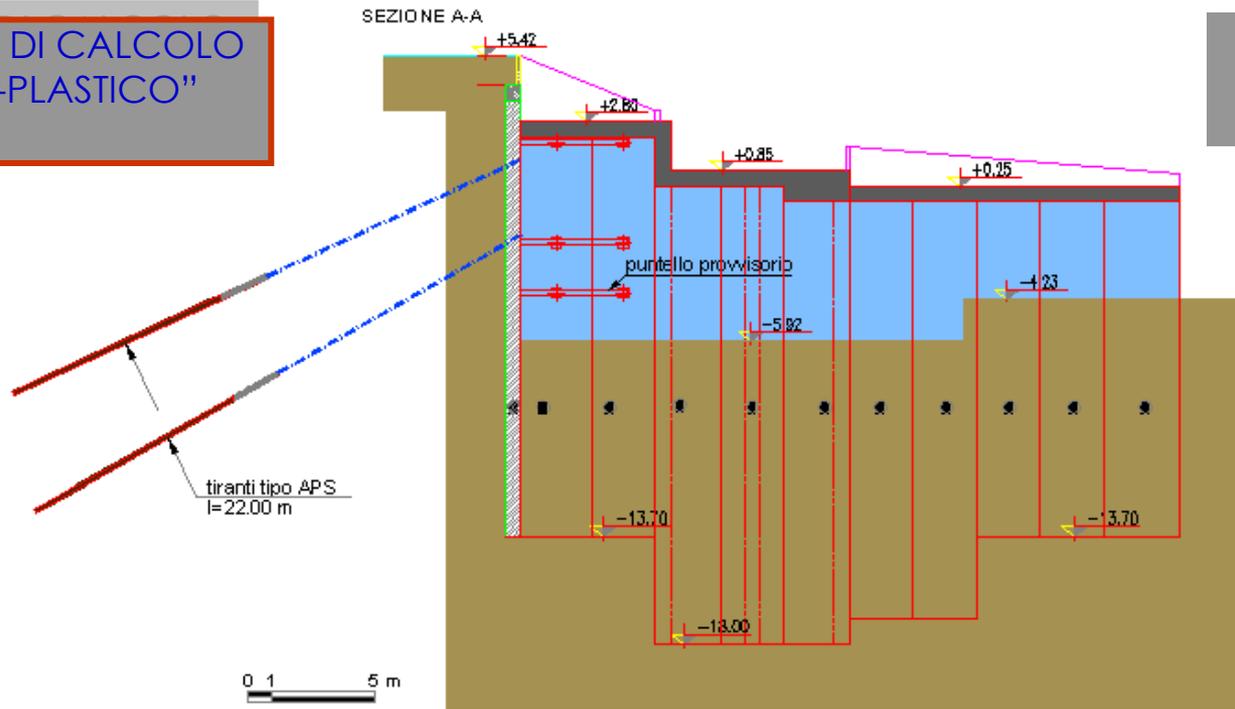
- i tiranti sono assimilati a molle reagenti a trazione
- è possibile pretensionare i tiranti
- la struttura conserva memoria tenso-deformativa tra una fase e l'altra
- la struttura viene dimensionata in base all'involuppo delle sollecitazioni
- il codice fornisce anche la deformata

ESEMPIO DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" - anni '90

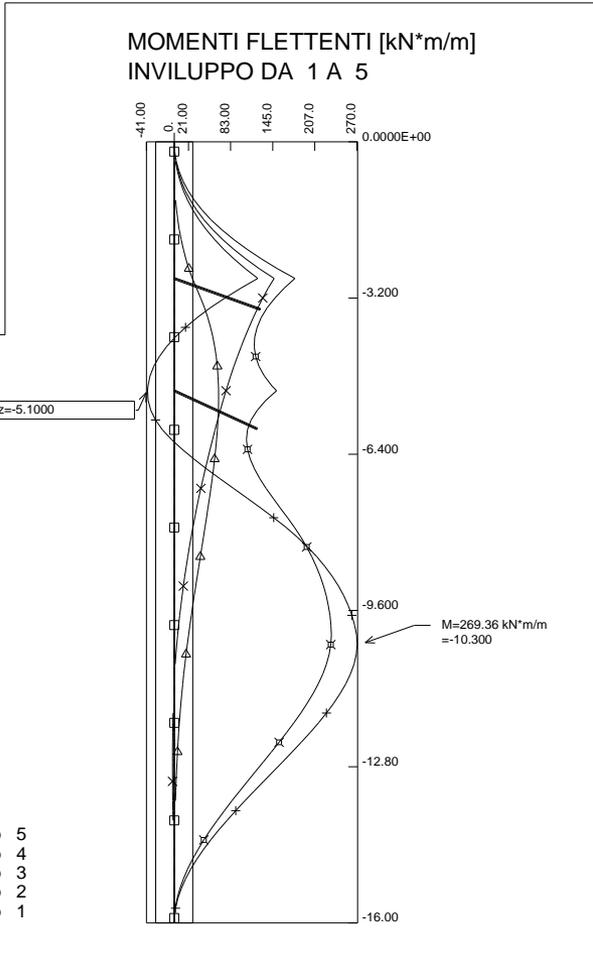
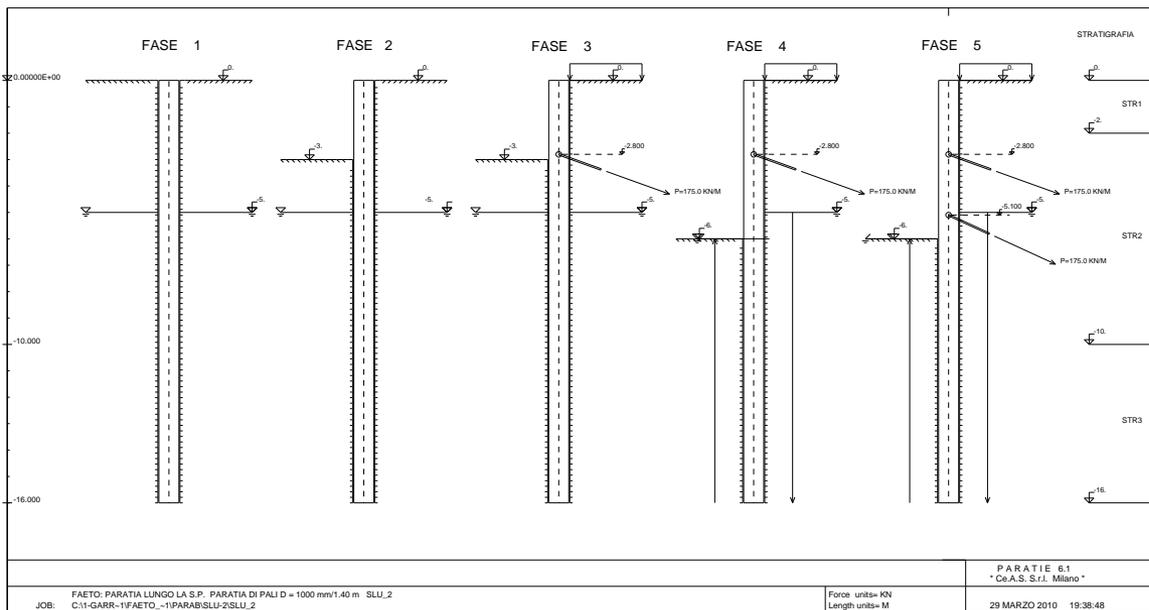


RICCIONE - PARCHEGGIO
 INTERRATO IN VIA XIX OTTOBRE
 Garrasi 1998

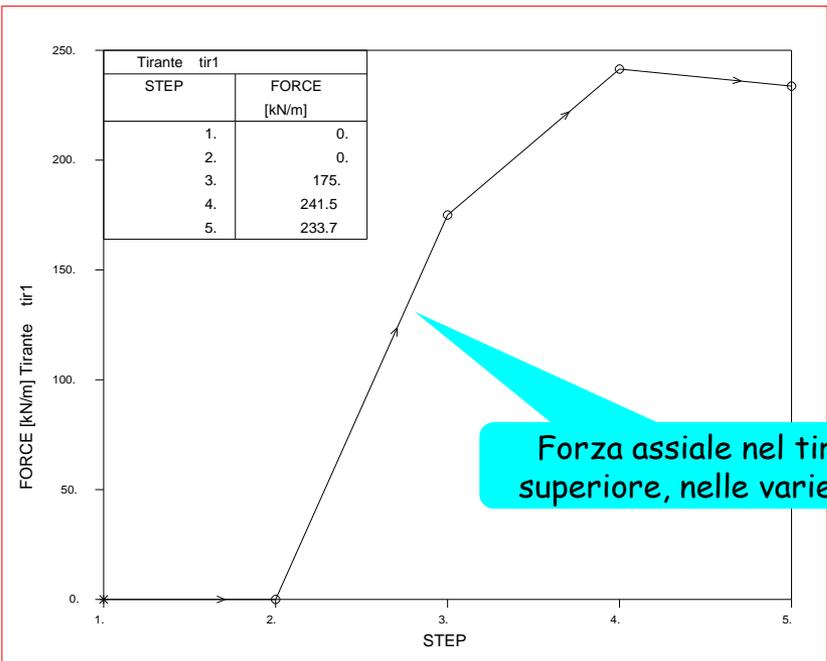
ESEMPIO DI CALCOLO
 "ELASTO-PLASTICO"
 anni '90



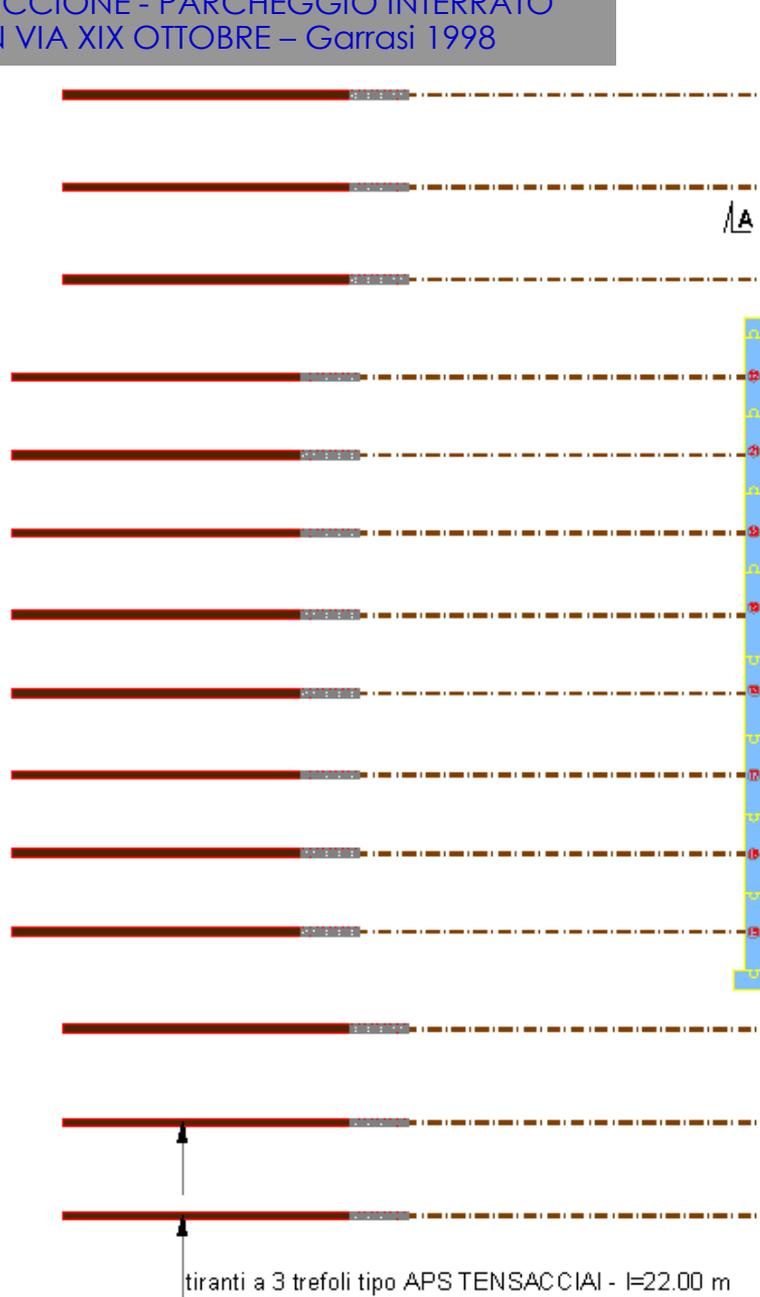
ESEMPIO DI CALCOLO "ELASTO-PLASTICO" anni '90



RICCIONE - PARCHEGGIO INTERRATO IN VIA XIX OTTOBRE Garrasi 1998



RICCIONE - PARCHEGGIO INTERRATO
IN VIA XIX OTTOBRE - Garrasi 1998



PIANTA DIAFRAMMI E TIRANTI



TIPOLOGIE PANNELLI

<p>PANNELLO TIPO 1 Pannelli n° 5-26-28-32</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 2 Pannelli n° 11-13-16-17-18-24-33-34-35</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 2* Pannelli n° 2-3-4-13-20-21-22</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 3 Pannello n° 10</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 4 Pannello n° 14</p> <p>lato scavo</p>
<p>PANNELLO TIPO 4* Pannello n° 23</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 5 Pannello n° 18</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 6 Pannello n° 1</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 6* Pannello n° 36</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 7 Pannello n° 25</p> <p>lato scavo</p>
<p>PANNELLO TIPO 8 Pannello n° 27</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 9 Pannello n° 12</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 10 Pannello n° 9</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 11 Pannello n° 5</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 12 Pannello n° 23</p> <p>lato scavo</p>
<p>PANNELLO TIPO 13 Pannello n° 31</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 14 Pannello n° 7-8</p> <p>lato scavo</p>	<p>PANNELLO TIPO 15 Pannello n° 30</p> <p>lato scavo</p>		

puntelli metallici provvisori

getto arrestato sotto la quota di fondo scavo

Importanza della
"cantierizzazione"

tiranti a 3 trefoli tipo APS TENSACCIAI - l=22.00 m

METODI DI CALCOLO INDAGINI

N.B. LA TABELLA E' SOLO INDICATIVA

	TIPO DI TERRENO	PARAMETRI GEOTECNICI NECESSARI	INDAGINI E PROVE IN SITU	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
calcolo "Agli stati limite"	da ghiaie a sabbie medio-fini	$\gamma - \varphi'$	Sondaggi SPT \Rightarrow SCPT	nessuna
	da sabbie fini a limi sabbiosi	$\gamma - \varphi' - c'$	Sondaggi SPT \Rightarrow SCPT CPT	riconoscimento generale Taglio Diretto C.D.
	limi ed argille (puramente coesivi)	$\gamma - c_u$	Sondaggi + C.I. CPT	riconoscimento generale E.L.L. + TRX C.U.
calcolo "Elasto-plastico"	da ghiaie a sabbie medio-fini	$\gamma - \varphi'$	Sondaggi SPT \Rightarrow SCPT	nessuna
		deformabilità (E, k)	la determinazione più attendibile dipende fortemente dal codice di calcolo utilizzato	
	da sabbie fini a limi sabbiosi	$\gamma - \varphi' - c'$	Sondaggi SPT \Rightarrow SCPT CPT	riconoscimento generale Taglio Diretto C.D.
		deformabilità	la determinazione più attendibile dipende fortemente dal codice di calcolo utilizzato	
	limi ed argille (puramente coesivi)	$\gamma - c_u$	Sondaggi + C.I. CPT	riconoscimento generale E.L.L. + TRX C.U.
		deformabilità (E, k)	la determinazione più attendibile dipende fortemente dal codice di calcolo utilizzato	

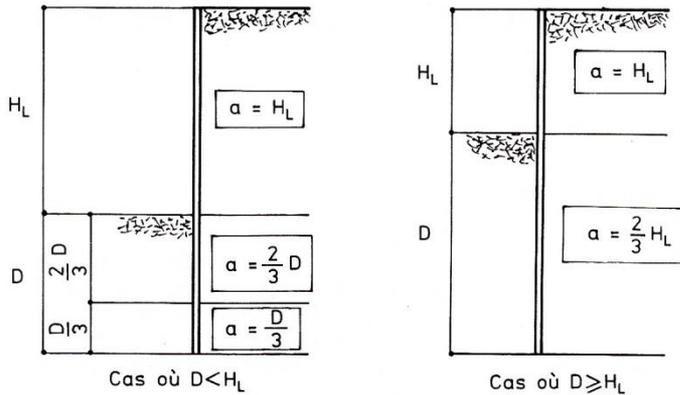


Fig. 14 - Calcul du module de réaction k_h à l'exception des phases de mise en tension de tirant. Choix du paramètre dimensionnel a .

ESEMPIO DI DETERMINAZIONE DELLA DEFORMABILITÀ : CODICE DENEbola

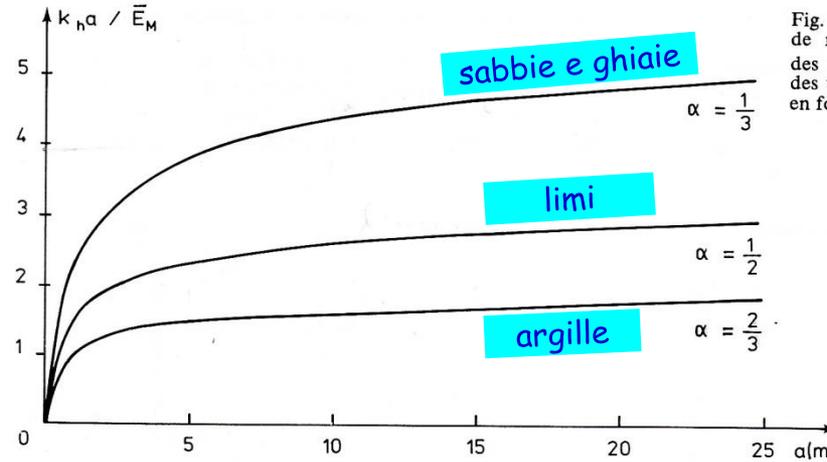


Fig. 15 - Calcul du module de réaction k_h à l'exception des phases de mise en tension des tirants. Variations de $k_h a / \bar{E}_M$ en fonction de a .

IV.2. CHOIX DU MODULE DE RÉACTION, A L'EXCEPTION DES PHASES DE MISE EN TENSION DE TIRANT

Pour *chaque phase* de chargement ou de déchargement pour laquelle aucun tirant précontraint n'est mis en tension, la valeur du module de réaction k_h à prendre en compte est donnée par la formule :

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{\bar{E}_M} \left(\frac{\alpha a}{2} + 0,133 (9a)^\alpha \right)$$

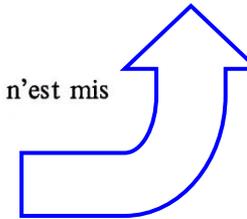
Dans cette formule :

α désigne un paramètre rhéologique égal à $\frac{1}{3}$ pour les sables et graviers, $\frac{1}{2}$ pour les limons et $\frac{2}{3}$ pour les argiles.

a (*exprimé en mètres*) est un paramètre dimensionnel ne dépendant que de la géométrie de l'ouvrage. Il peut être considéré comme représentant la hauteur de l'écran rigide équivalent à la partie de l'écran réel le long de laquelle on recherche la valeur du module de réaction.

Suivant la valeur du rapport D/H_L (fiche de l'écran sur sa hauteur libre, à la phase de calcul considérée), la figure 14 précise les valeurs de a pour chacune des parties constituant l'écran.

\bar{E}_M est le module pressiométrique équivalent. Il désigne en général la moyenne du module pressiométrique Ménard E_M sur la partie H_L , $\frac{2}{3}D$ et $\frac{1}{3}D$ (ou D) considérée (voir § III.4.). Dans le cas de profil pressiométrique dispersé, on appliquera les règles proposées au § IV.3.



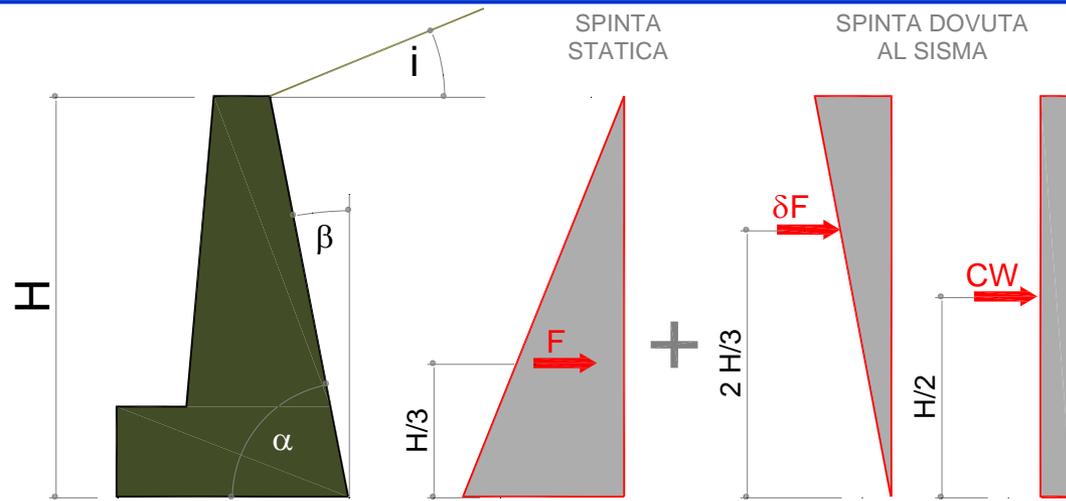
METODI DI CALCOLO PARTE SECONDA METODI DI CALCOLO "F.E.M"



MODELLO DI TERRENO	PREGI	CRITICITÀ
Terreno continuo elastico non lineare o elasto-plastico	Consentono una conoscenza ragionevolmente accurata dell' interazione terreno-struttura, e quindi del regime di sollecitazione e delle deformate.	<ol style="list-style-type: none">1. Complessità del modello geotecnico e del codice di calcolo, che di fatto ne limita l'utilizzo a pochi esperti2. Sofisticazione di alcuni dei parametri geotecnici richiesti3. Difficoltà nel determinare tali parametri a mezzo di indagini, ed elevato costo delle stesse4. Elevato costo dei programmi

SPINTE IN PRESENZA DI SCALDI

**SPINTE IN PRESENZA DI SISMA :
IL PRIMO APPROCCIO IN ITALIA**



In caso di sisma il D.M.11.03.19 88 prevede di considerare, oltre la spinta statica F , le seguenti due forze :

1) Un incremento di spinta $\delta F = F_s - F$ applicato a $2/3 H$ dalla base (con Altezza del muro), in cui :

$$F_s = A F'$$

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cos \vartheta}$$

$$\vartheta = \arctg C$$

$$C = \frac{S - 2}{100} \text{ (coefficiente di intensità sismica)}$$

$S =$ grado di sismicità

$F' =$ spinta calcolata per : $i' = i + \vartheta$ $\beta' = \beta + \vartheta \Rightarrow k_a$ sismico secondo Muller-Breslau

$\beta =$ angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale

(positivo per intradosso inclinato verso l'esterno)

$i =$ angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale (positivo verso l'alto)

2) Una forza d'inerzia orizzontale $F_i = CW$ applicata al baricentro dei pesi

FORMULA DI MULLER - BRESLAU

(estensione della teoria di Rankine al caso di muro e terrapieno comunque inclinati, con attrito terra - muro :

posto $\alpha = 90^\circ - \beta$ si ottiene :

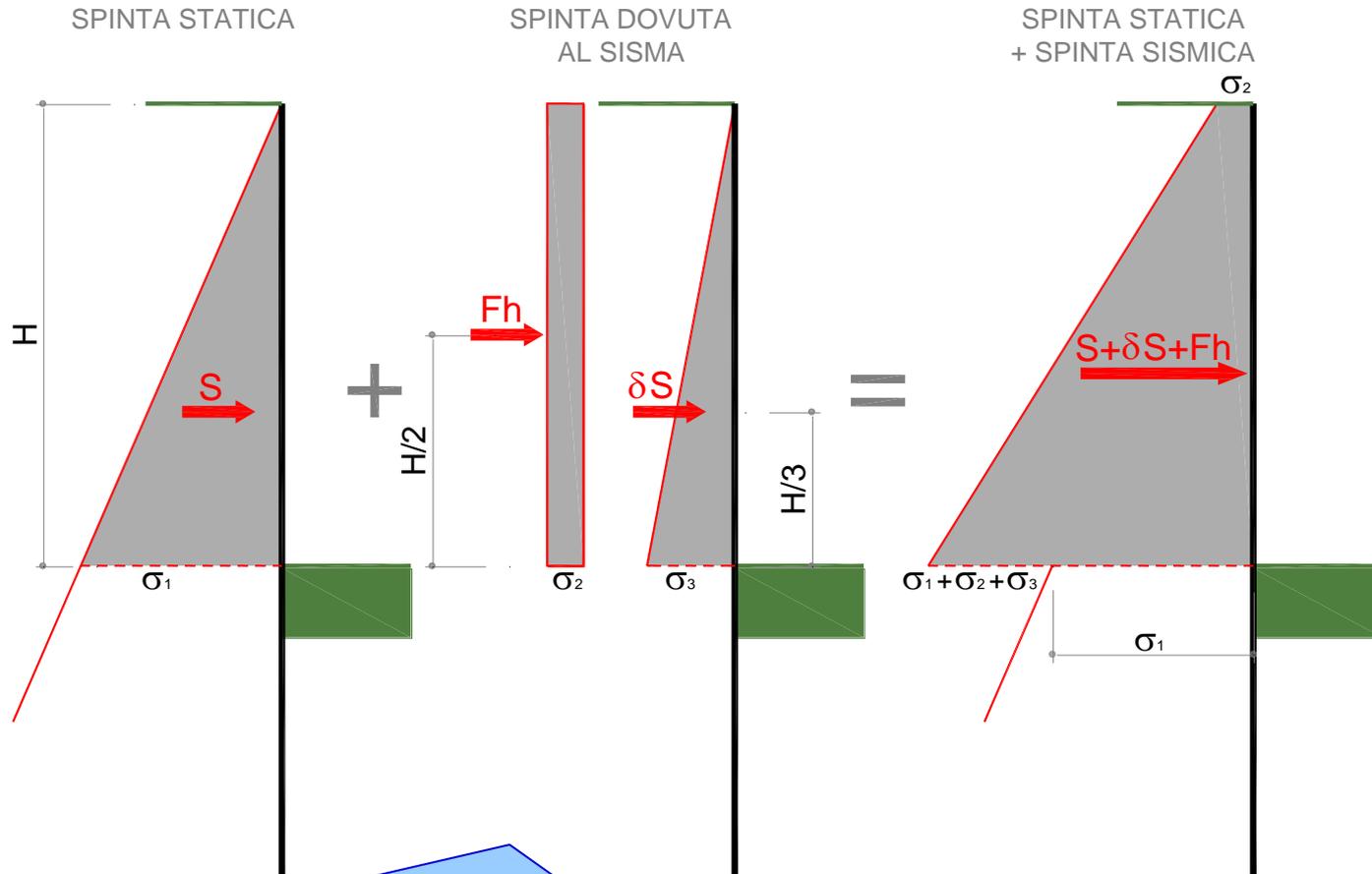
$$k_a(\delta, \alpha, i) = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + i)}} \right]^2}$$

Le componenti orizzontali e verticali della spinta S_a così calcolata sono :

$$S_{a_h} = S_a \cos(90^\circ - \alpha + \delta)$$

$$S_{a_v} = S_a \sin(90^\circ - \alpha + \delta)$$

SPINTE IN PRESENZA DI SISMA SECONDO NTC 2018 (approccio pseudo statico)



Per le paratie può essere trascurata
la forza inerziale orizzontale Fh , dovuta alle masse strutturali.

Il grosso problema è decidere se applicare la spinta sismica su tutta l'altezza della paratia o solo sulla parte fuori terra (come rappresentato in figura)

SPINTE IN PRESENZA DI SISMA SECONDO NTC 2018 - (approccio pseudo statico)

Calcolo incremento di spinta per il sisma (δS)

$S(k_a)$ = spinta statica, funzione del coefficiente di spinta attiva statico k_a

$S^*(k_{as})$ = spinta sismica, funzione del coefficiente di spinta attiva sismico k_{as} (secondo Mononobe e Okabe)

$$\delta S = S^* - S$$

Calcolo della forza d'inerzia

$$F_h = k_h W \quad (W = \text{peso delle masse strutturali})$$

Per le paratie la componente orizzontale dell'accelerazione equivalente è pari a:

$$a_h = \alpha \beta a_{max} = k_h g \quad \Rightarrow \quad k_h = \alpha \beta a_{max} / g \quad (\text{se } \alpha \beta \leq 0.2 \text{ deve porsi : } k_h = 0.2 a_{max} / g)$$

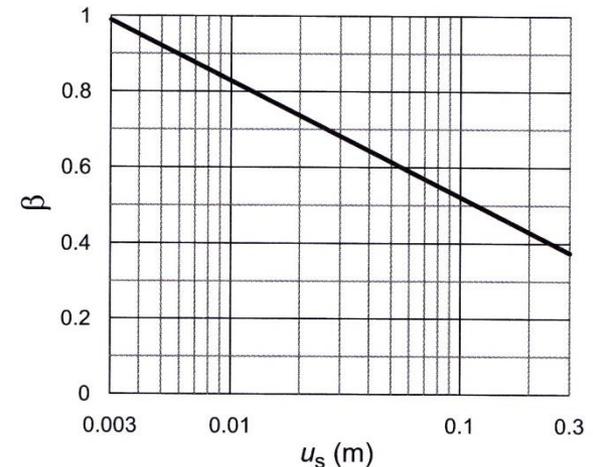
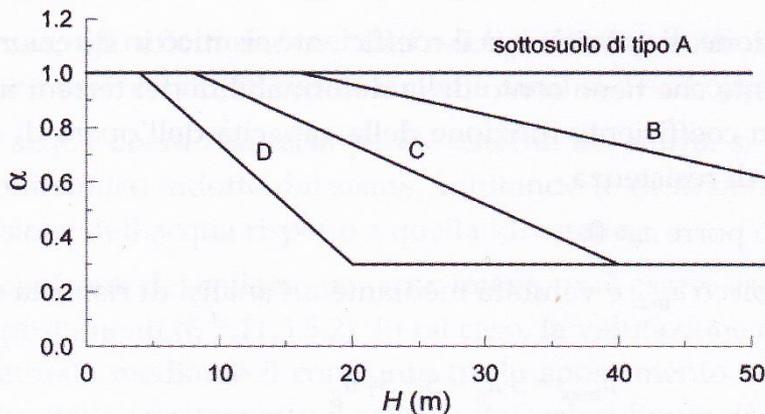
in cui

$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni e della geometria dell'opera

$\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti

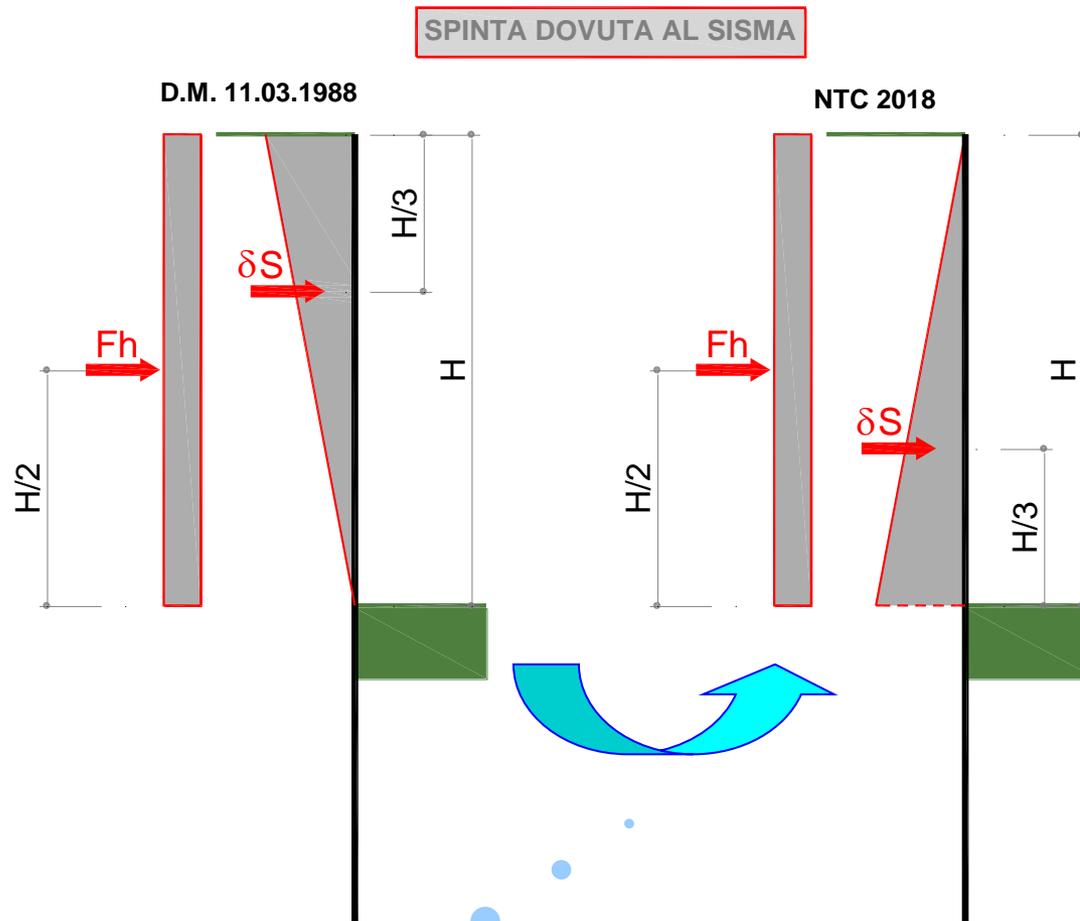
$a_{max} = S_S S_T a_g = S a_g$ accelerazione massima attesa al suolo (componente orizzontale)

k_h interviene anche nel calcolo di k_{as}



u_s è il massimo spostamento che l'opera può tollerare (N.B. : $u_s \leq 0.005 H$)

SPINTE IN PRESENZA DI SISMA SECONDO NTC 2018 - (approccio pseudo statico)

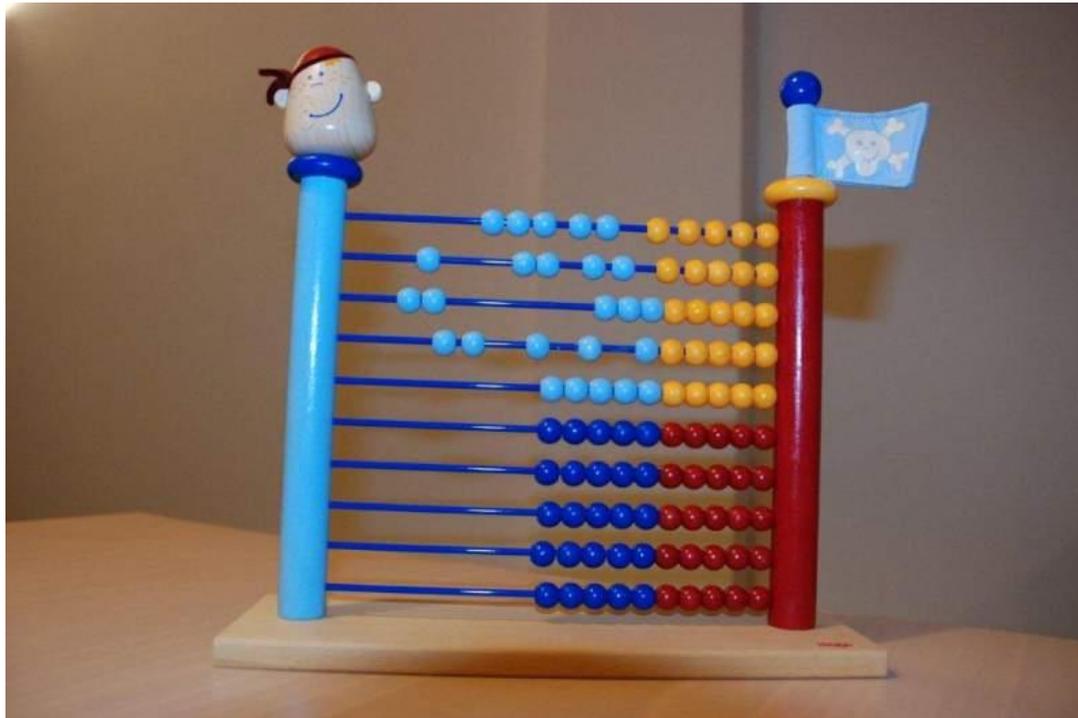


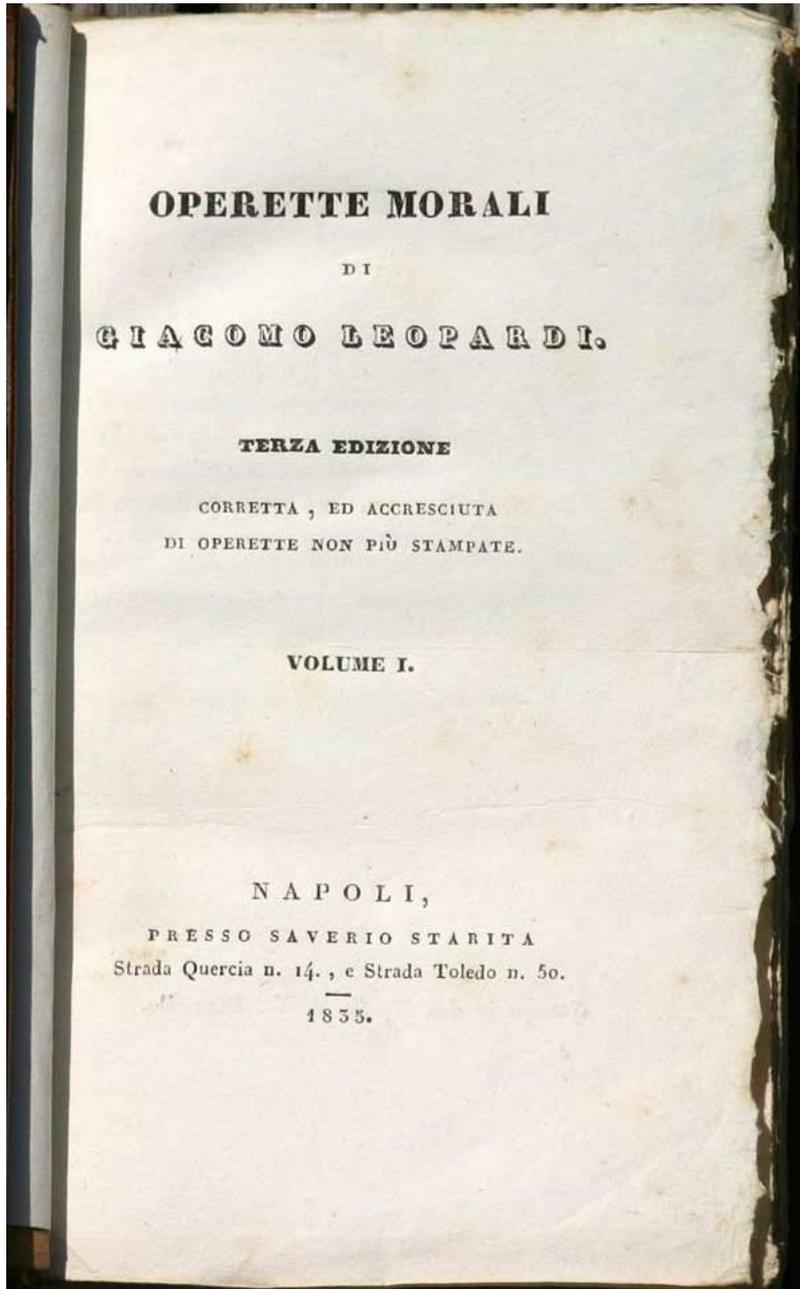
..... anche le spinte sismiche seguono la moda

N.B. Bisogna decidere se applicare la spinta sismica su tutta l'altezza della paratia o solo sulla parte fuori terra (come rappresentato in figura)

UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

istruzioni per l'uso





“Di un calcolatore, che sopra qualunque cosa gli veniva udita o veduta si metteva a computare, disse : gli altri fanno le cose, e costui le conta.”

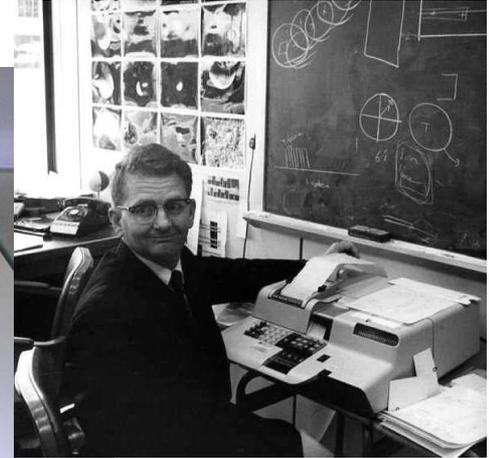
(G. Leopardi, OPERETTE MORALI Detti Memorabili di Filippo Ottonieri, VII)



L'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO PER LE OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI NELLA ESPERIENZA PERSONALE

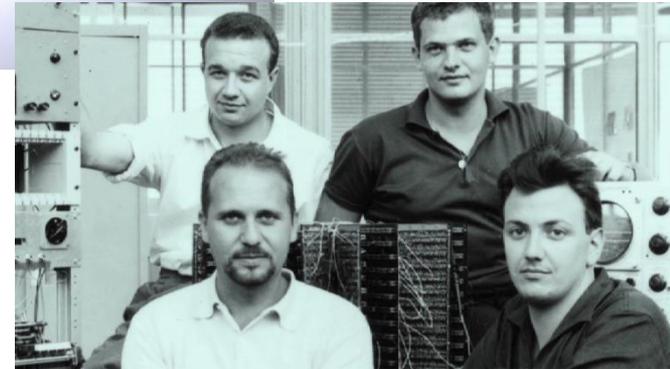
OLIVETTI P 101
il primo PC al mondo : 1965

.... quando gli italiani erano STEVE JOBS



*P 101 ALLA NASA PER
LA MISSIONE APOLLO 11*

il primo amore non si scorda mai

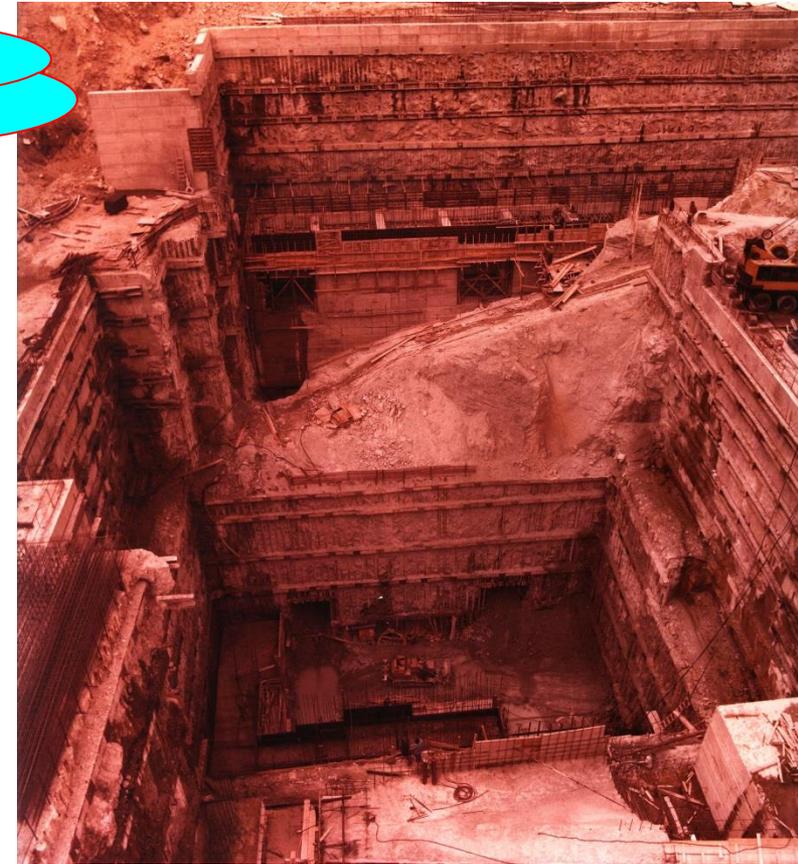


*Dall'angolo in alto a sinistra, in senso antiorario :
Garziera, Perotto e De Sandre*

L'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO PER LE OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI (PARATIE MULTIANCORATE) NELLA ESPERIENZA PERSONALE : 1971 - 2011

- dal 1971 al 1985 Uso di codici di calcolo "all'equilibrio limite" basati sul metodo di Blum o della trave di sostituzione (modello rigido-plastico per il terreno)

in questo periodo vengono progettate una moltitudine di paratia tirantate, con scavi profondi anche sino a 40 m



- dal 1985 al 1991 Uso del Codice "Denebola" del Laboratoire des Ponts et Chaussees di Parigi (modello elasto-plastico per il terreno)

1991 - 2011 : Storia di un codice di calcolo che, rinnegando il passato, perse la retta via
 ovvero
 fine di un lungo e proficuo sodalizio : ing. Garrasi/PARATIE - CEAS MI

- ❑ Ottobre 1991 Acquisto il Codice "PARATIE" della CEAS - MI nella Rel. 4.0 (inizialmente in ambiente DOS - con imputazione da listato)
- ❑ 1991 ÷ 2007 Acquisto tutti i successivi aggiornamenti (~ 8) sino alla versione 7.0

*Prosegue con soddisfazione la progettazione delle paratie multiancorate.
 Il codice risulta affidabile e di comodo utilizzo*

-
- ❑ Novembre 2009 Acquisto "PARATIE PLUS 2010"
 Il programma implementa automaticamente tutte le verifiche geotecniche agli SLU previste da NTC 2008 (in caso statico e con sisma), eseguendo anche le verifiche strutturali.
 Consente anche di utilizzare altre normative.
 I manuali teorici e d'uso sono però compilati in modo disorganico e oltremodo confuso : stampati, riempiono due faldoni con dorso 18 cm
 - ❑ Novembre 2009 ÷ Novembre 2011
 Al fine di riuscire a comprendere il funzionamento del codice (non nella sua parte teorica, ma nelle modalità d'uso) per tutto il periodo intercorrono continui contatti con i colleghi dell'assistenza del software tramite telefonate, e_mail con dettagliati elenchi di quesiti e due miei successivi, lunghi promemoria (nel 2010 e nel 2011).
 Nel frattempo, pur ricevendo l'upgrade PARATIE PLUS 2011, ho dovuto continuare ad utilizzare le precedenti versioni del programma.
 - ❑ 7 Novembre 2011 Vista l'impossibilità di controllare la fase di input dei dati, informo la CEAS che ritengo per me impossibile l'utilizzo di PARATIE PLUS e disdico il contratto di assistenza.

UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA avviso ai naviganti

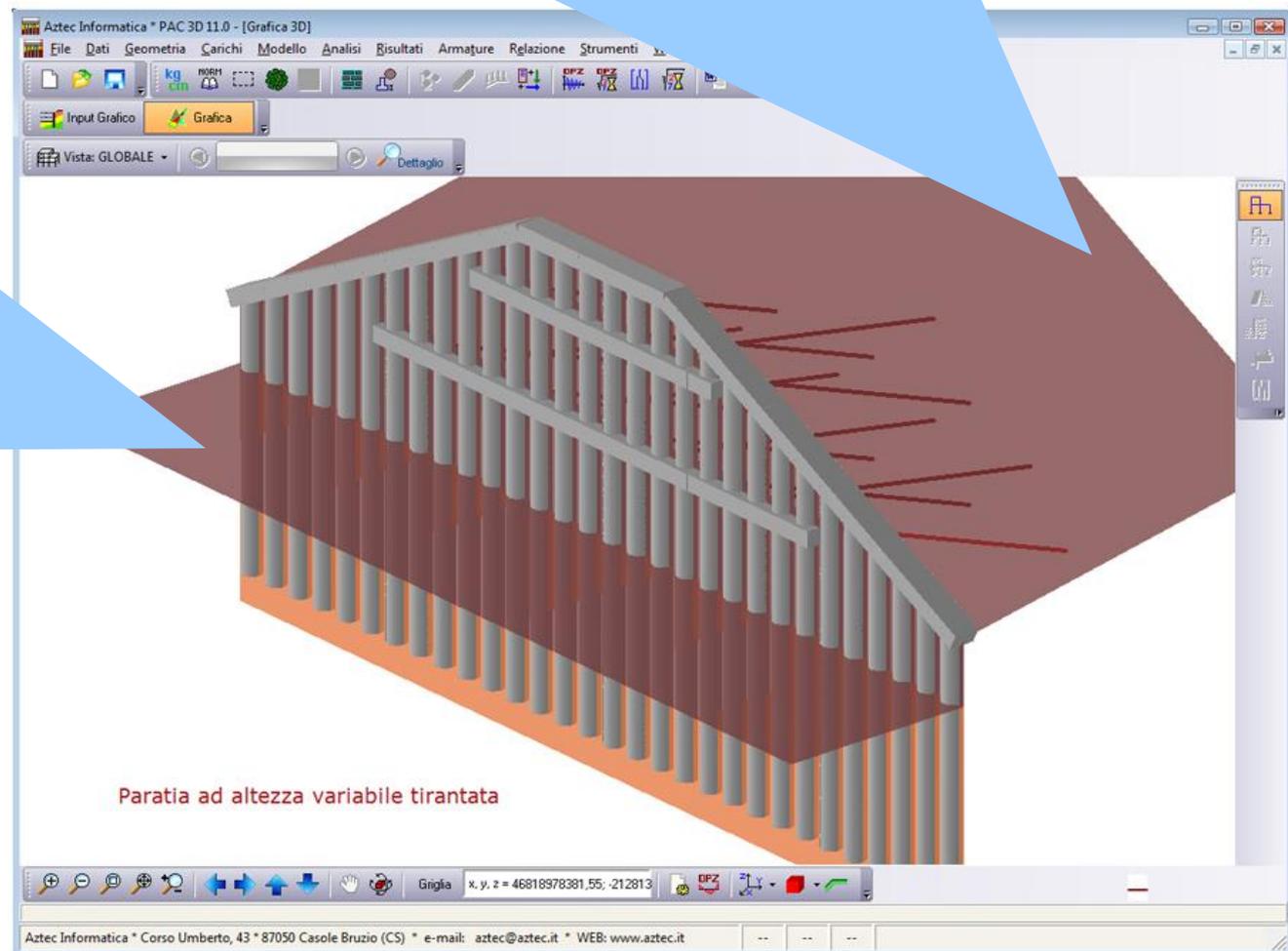
ASPETTO DA CONSIDERARE		TIPO DI ERRORE	NOTE E POSSIBILI RIMEDI
		GRAVITA' (*)	
1	Il "Modello" implementato dal codice di calcolo costituisce solo una rappresentazione approssimata della realtà.	INELIMINABILE 0	⇒ A seconda dell'importanza dell'opera/complessità del problema si possono adottare "Modelli" (e quindi codici di calcolo) via via più sofisticati.
2	"Modello Geotecnico" mal tarato : i dati geotecnici di input sono stati determinati in modo non adeguato alla "sensibilità" del codice di calcolo ⇒ I risultati dell'analisi sono totalmente inattendibili	ELIMINABILE 10	⇒ Affidare la programmazione delle indagini e la progettazione geotecnica a chi conosce le caratteristiche del codice di calcolo ⇒ Fare analisi parametriche (in subordinate)
3	Il "Modello" implementato dal codice di calcolo non è adeguato a fornire con precisione determinate informazioni, ancorché queste vengano date in output. ↓ Il codice di calcolo può dare false sicurezze se non si assumono criticamente tali risultati.	ELIMINABILE 4 ÷ 8	⇒ Ricorrere a "Modelli" (e codici) più sofisticati ⇒ Se possibile e ragionevole, trascurare tali informazioni ⇒ Prevedere, ove possibile, dei correttivi in corso d'opera
4	Il "Modello" implementato dal codice di calcolo non è in grado di analizzare determinate situazioni, pur consentendo che queste vengano inserite tra i dati del problema. ↓ Il codice di calcolo dà false sicurezze , simulando la soluzione di situazioni non congruenti col modello.	ELIMINABILE 10	⇒ Ricorrere a "Modelli" (e codici) più sofisticati ⇒ Scrivere una letteraccia alla Software House (per millantato credito)
5	Il manuale teorico e quello d'uso del codice di calcolo sono redatti in modo poco chiaro.	ELIMINABILE 10	⇒ La Software House deve rifare i manuali
6	L'utilizzatore conosce bene il codice di calcolo (teoria ed uso) ma non è un "progettista"	ELIMINABILE 6 ÷ 10	⇒ Cambiare utilizzatore
7	L'utilizzatore conosce bene il codice di calcolo (teoria ed uso) ed è un "progettista"	NESSUNO 0	⇒ Meglio se è un progettista geotecnico

(*) Gravità dell'errore : 0 = nessuna 10 = massima

ESEMPIO DI INATTENDIBILITA' DI UN CODICE DI CALCOLO (O DI ATTENDIBILITA' SOLO APPARENTE)

Il codice è presentato come 3D, ma il modello geotecnico è quello del letto di molle di Winkler, chiaramente bidimensionale (anzi a rigore dovrebbe essere definito monodimensionale). Pertanto il comportamento tridimensionale lo si può ottenere solo tramite l'effetto di collegamento dovuto al cordolo di testa ed alle travi dei tiranti.

Tuttavia tale effetto è innescato esclusivamente dalle differenti deformazioni dei pali nelle varie sezioni, e dalla conseguente deformazione per flessione e torsione delle travi. Considerando da un lato le notevoli incertezze sui valori delle deformazioni insite nel modello di Winkler, e dall'altro la grande sensibilità a queste di un qualsiasi elemento in c.a., appare evidente che la sofisticazione del calcolo è solo apparente.



UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA PRO MEMORIA PER L'USO

- ❑ completa padronanza del manuale teorico e di quello d'uso
- ❑ buona conoscenza del modello geotecnico implementato dal codice
- ❑ "tarare" inizialmente il codice con altri già utilizzati e testati su opere effettivamente realizzate
- ❑ utilizzare criticamente i risultati ("sound engineering judgement")

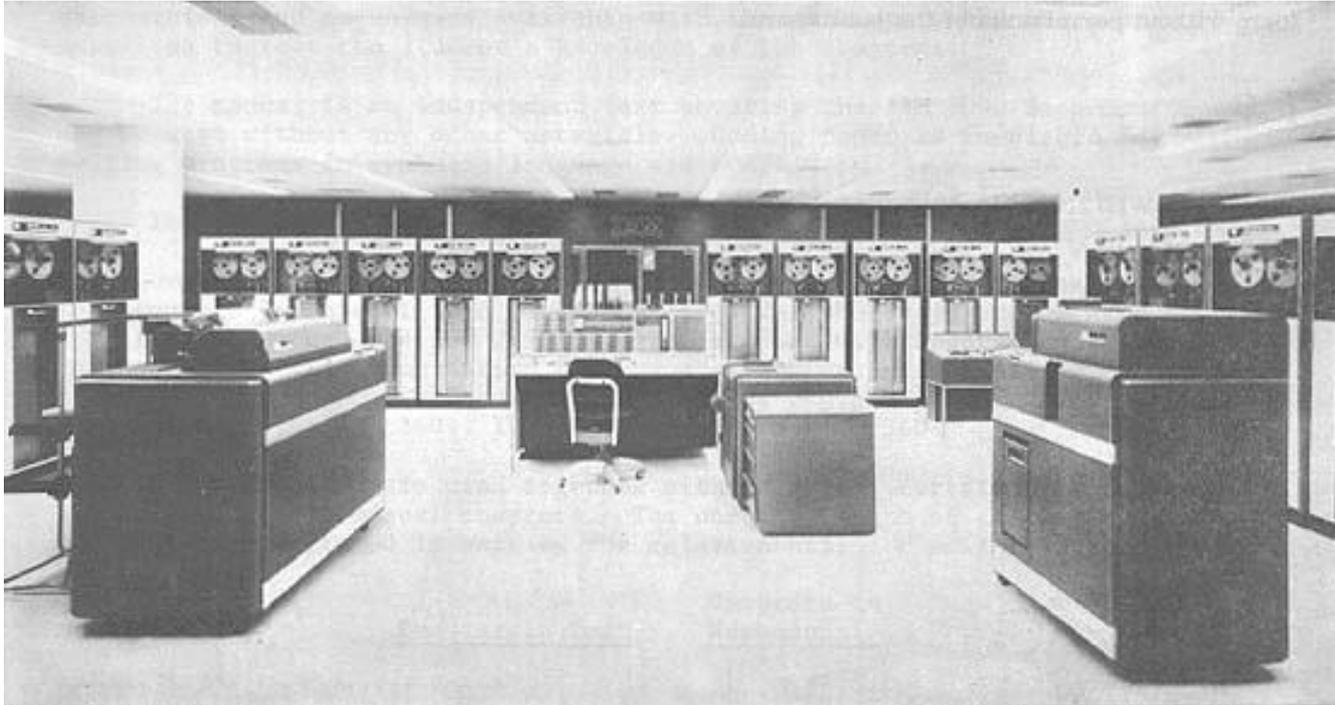
PRINCIPIO DEL " G.I.G.O. "

Garbage In  Garbage Out

R.B. Peck nel 1985 parlava di "subcultura delle calcolazioni numeriche", aggiungendo :

"La facilità o la tentazione seducente di calcoli in situazioni complesse per quanto riguarda la configurazione del sistema e la costituzione del sottosuolo induce a credere che dai calcoli si otterranno risultati realistici anche quando alcune caratteristiche del terreno sono troppo semplificate o addirittura non sono note....."

RIFLESSIONI SULL'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO : QUANDO LA MODELLAZIONE NON AUTOMATICA AIUTAVA LA COMPrensIONE

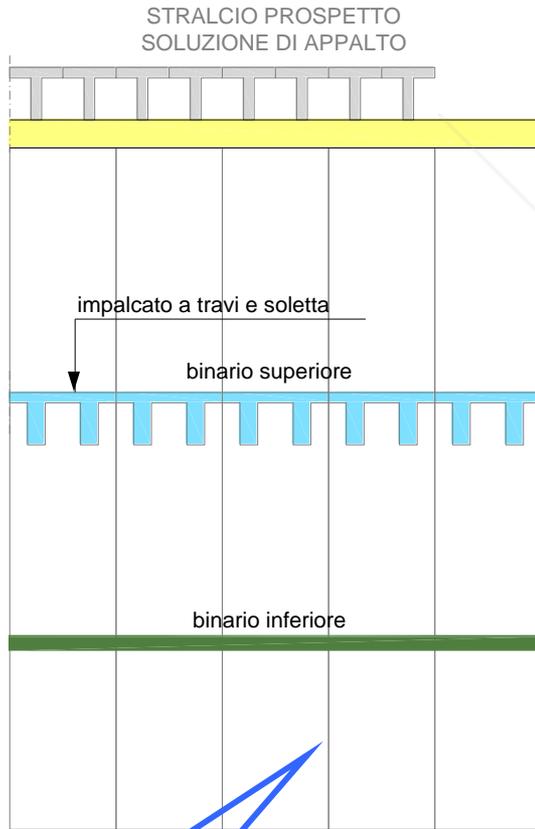


CALCOLATORE IBM 7090
SIMILE A QUELLO IN USO PRESSO L'IMRESA CODELFA (MI) NEL 1980



I CODICI DI CALCOLO SUPPORTATI
ERANO DEGLI ANALIZZATORI ELASTICI PURI

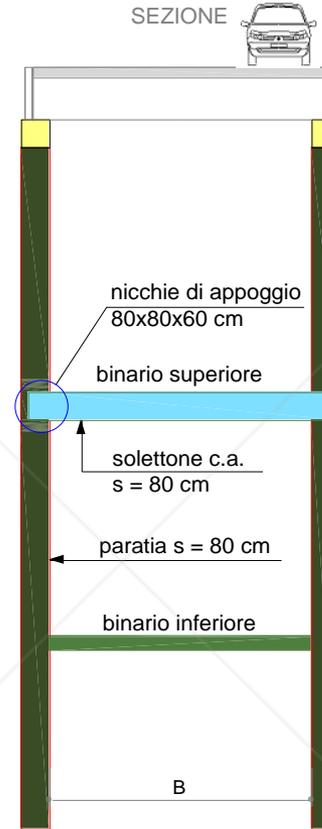
RIFLESSIONI SULL'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO :
QUANDO LA MODELLAZIONE NON AUTOMATICA AIUTAVA LA COMPRESIONE



Paratie laterali

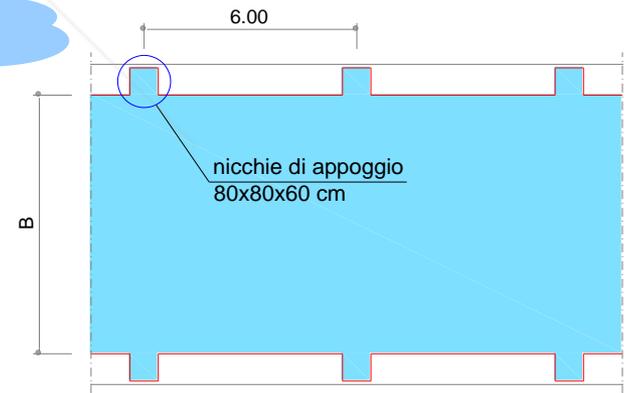
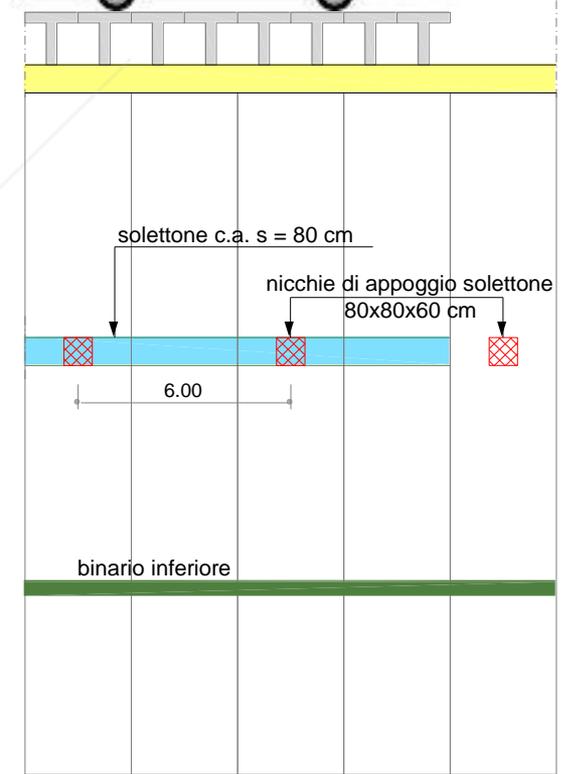
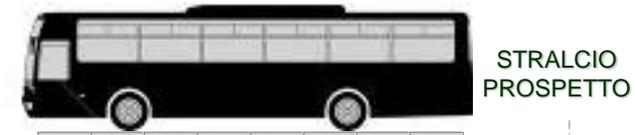
soluzione di appalto

SEZIONE



soluzione proposta
e realizzata

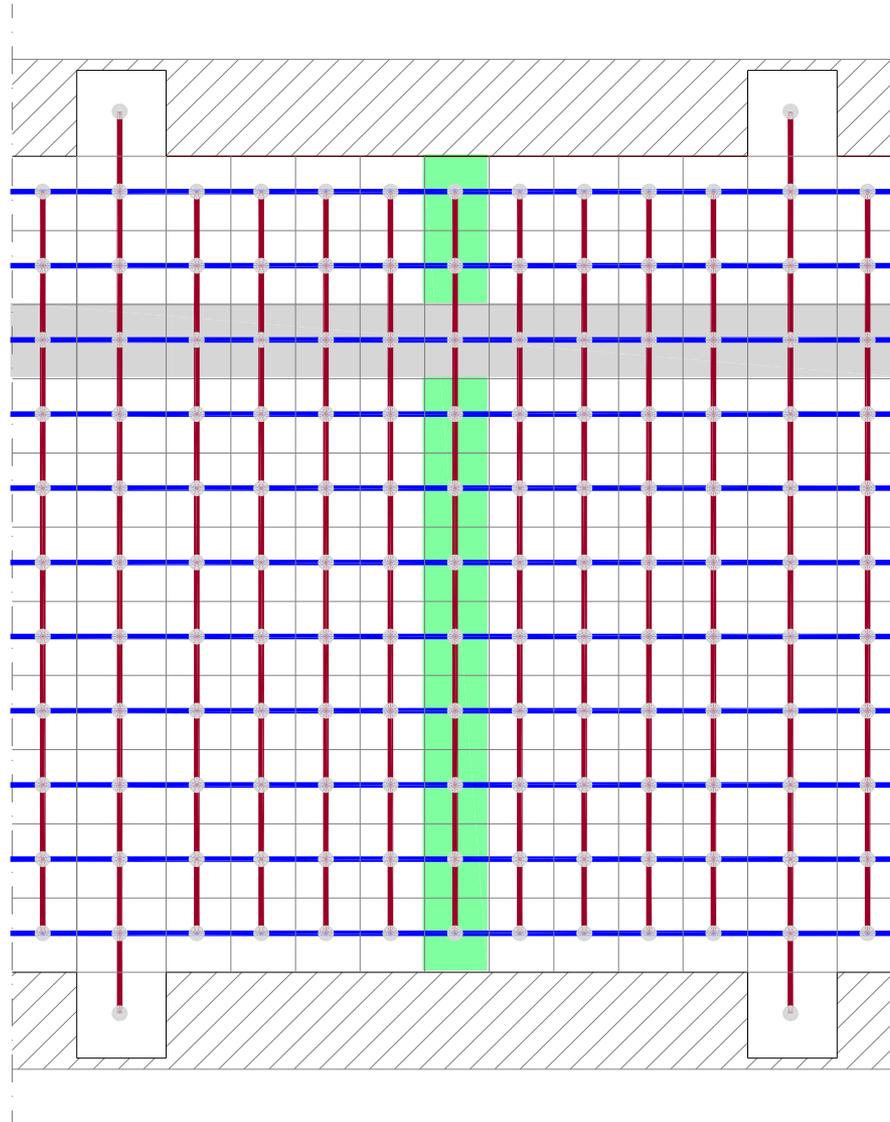
STRALCIO PIANTA
SOLETTONE



METROPOLITANA MILANESE : TRATTO DI LINEA SU DUE LIVELLI
PROGETTAZIONE STRUTTURALE
IMPRESA CODELFA / GARRASI 1980

RIFLESSIONI SULL'UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO :
QUANDO LA MODELLAZIONE NON AUTOMATICA AIUTAVA LA COMPrensIONE

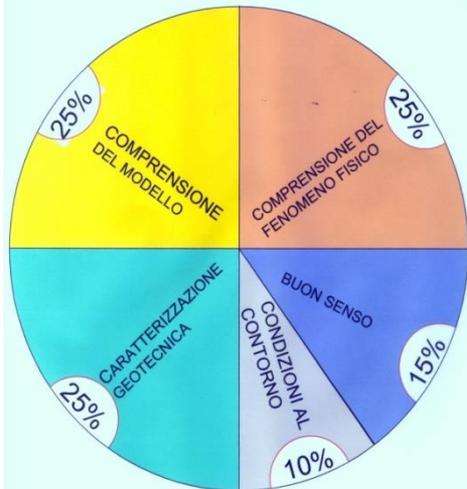
STRALCIO MESH
DI CALCOLO
(PURAMENTE INDICATIVO)



NON SEMPRE È OPPORTUNO UTILIZZARE “MODELLI” E CODICI SOFISTICATI E COSTOSI, SE SONO DISPONIBILI APPROCCI PIÙ SEMPLICI ED EGUALMENTE AFFIDABILI IN TERMINI DI RISULTATO FINALE.

UN ESEMPIO

PROGETTAZIONE GEOTECNICA IN GENERALE
IMPORTANZA PONDERALE DEI VARI ASPETTI



ISOLA DI S. NICOLA A TREMITI
Pozzo ascensori e galleria di accesso
Impresa RODIO / Garrasi 1995-98



Vista generale dell'isola di S. Nicola a Tremiti con l'Abbazia Fortificata.

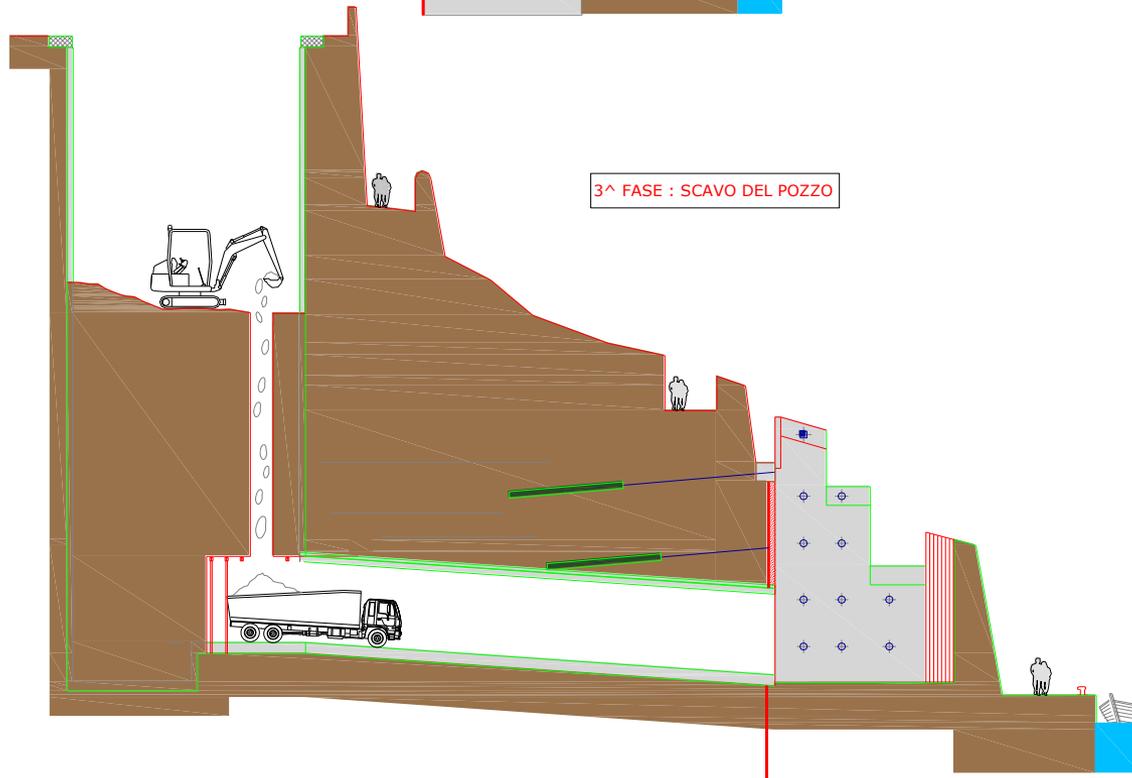
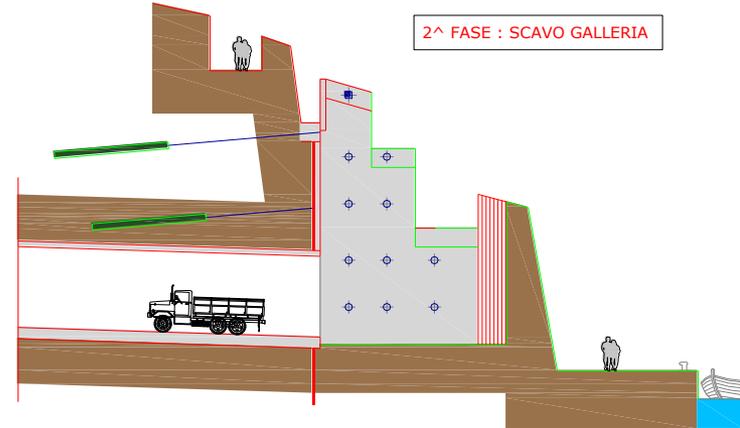
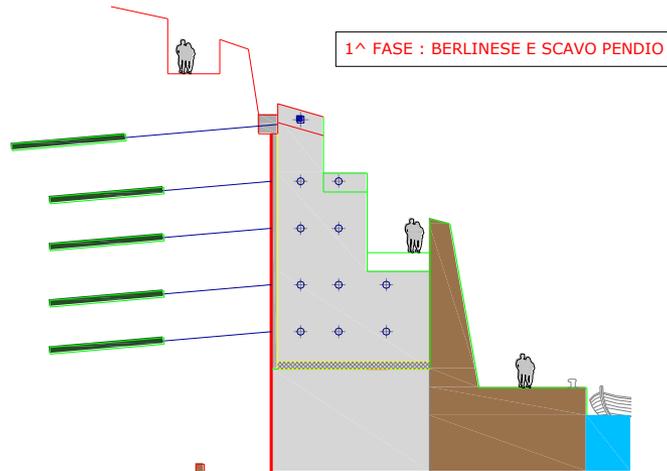
Si può osservare come la galleria ed il pozzo ascensori restino completamente schermati.

La palma che si vede in alto fa da riferimento per il collegamento con la foto sottostante.



La sommità del pozzo prima del montaggio degli ascensori e della realizzazione della copertura che ripristina la fruibilità della piazza.

ISOLA DI S. NICOLA A TREMITI - Pozzo ascensori e galleria di accesso - Impresa RODIO / Garrasi 1995-98



4ª FASE E SUCCESSIVE:

- Slarghi base pozzo
- Montaggio ascensore
- Rampe di uscita superiori
- Copertura pozzo
- Ripristino piazza





Vista generale dell'isola di S. Nicola a Tremiti con l'Abbazia fortificata. Si può osservare come la galleria ed il pozzo ascensori restino completamente schermati. La palma che si vede in alto fa da riferimento per il collegamento con la foto sottostante.



La sommità del pozzo ascensori, prima del montaggio degli stessi e prima della copertura definitiva che ripristina la fruibilità della piazza.

Sezione del pozzo con la galleria.

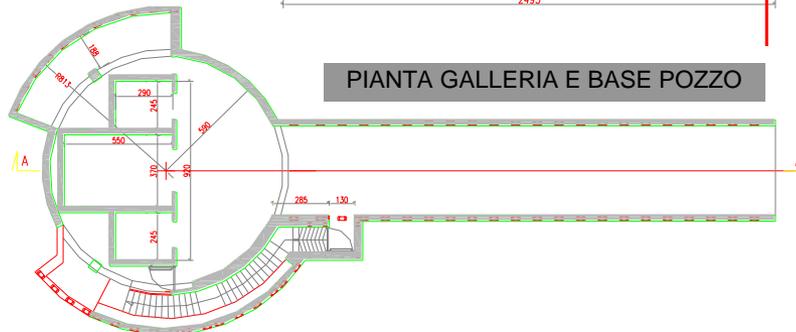
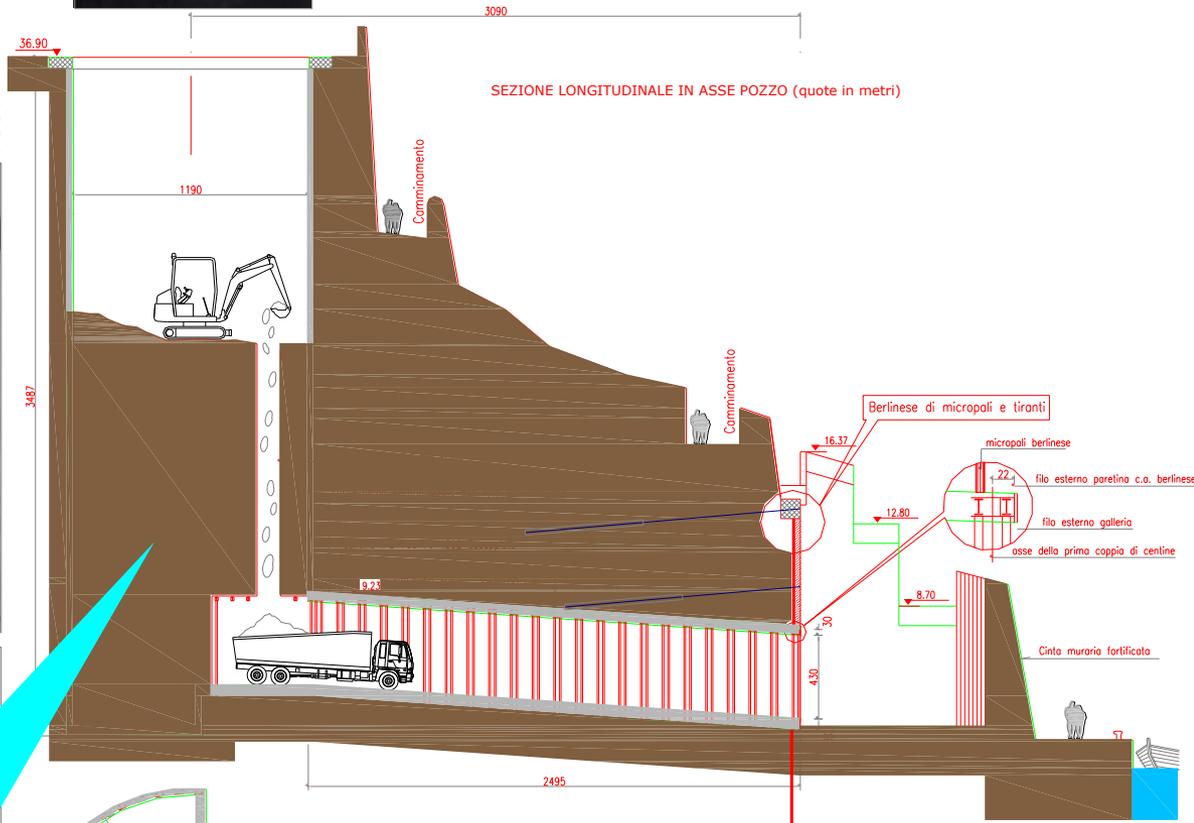
Si noti la tecnica di scavo con evacuazione dello smarino attraverso la galleria.

Al termine dello scavo l'escavatore uscirà dalla galleria.

Si procederà quindi a praticare gli slarghi per alloggiare le rampe delle scale ed i vani tecnici

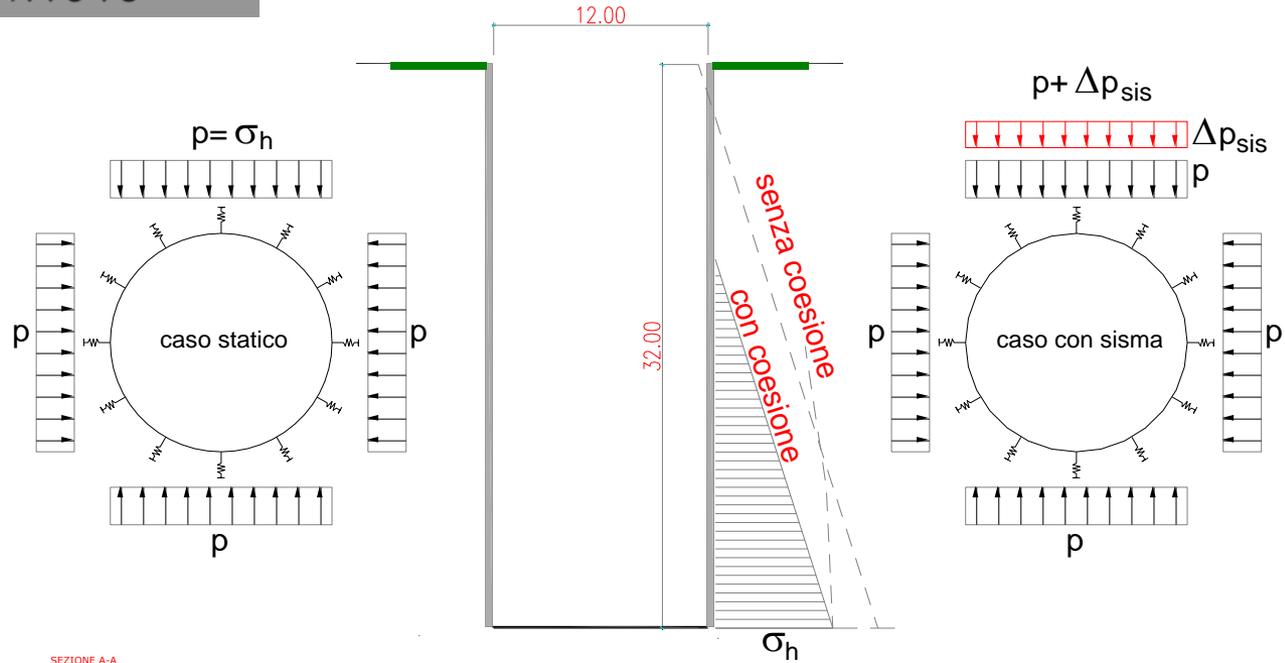


GALLERIA DI ACCESSO E POZZO ASCENSORI

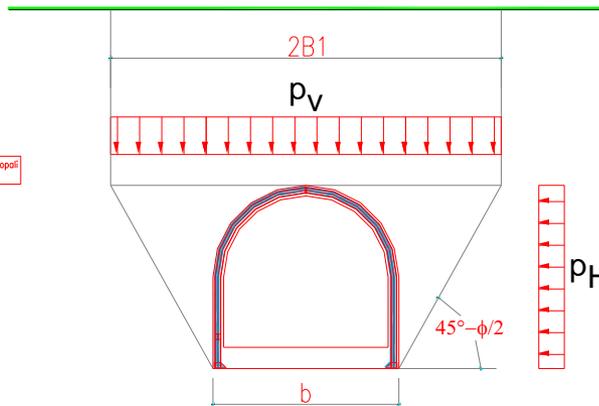
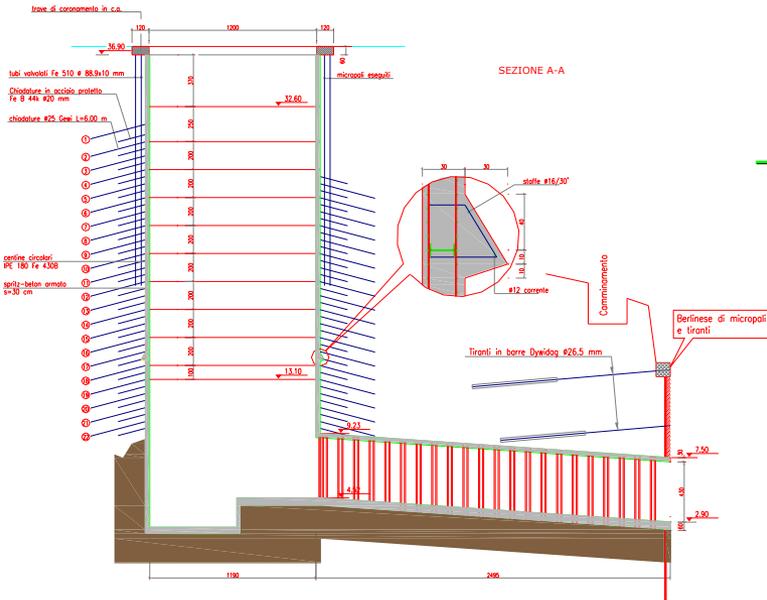


ISOLA DI S. NICOLA A TREMITI
Pozzo ascensori e galleria di accesso
Impresa RODIO/Garrasi 1995-98

**POZZO ASCENSORI :
 SCHEMA DI CALCOLO**



POZZO ASCENSORI



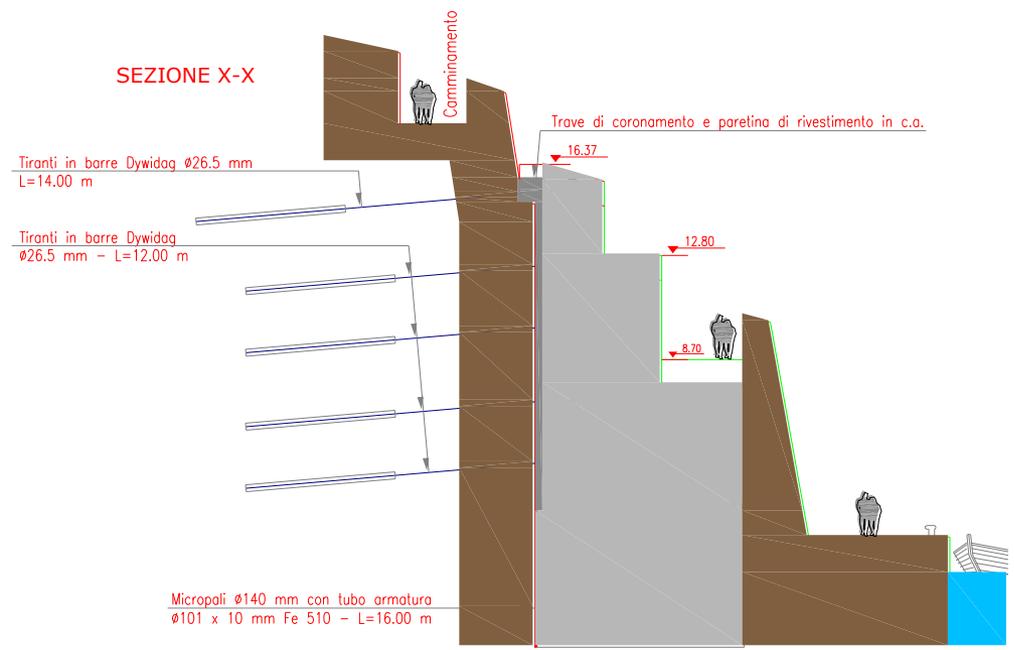
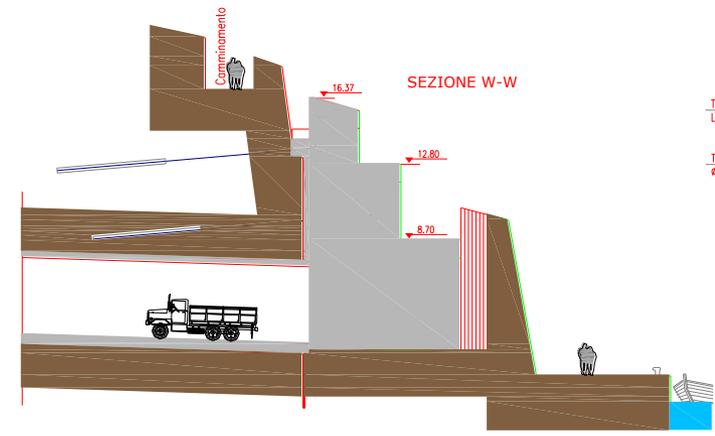
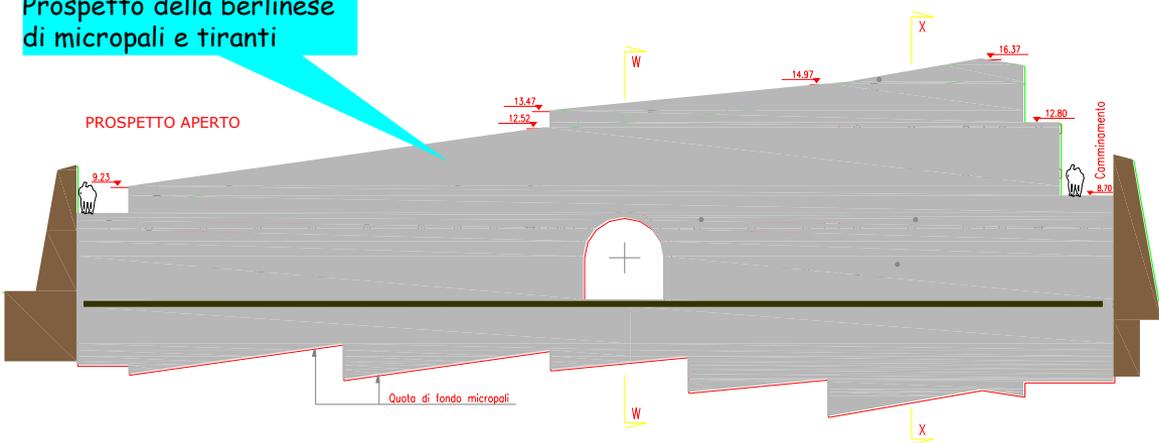
GALLERIA : SCHEMA DI CALCOLO

$$2B_1 = b + 2h \operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)$$

$$p_v = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{k \operatorname{tg} \phi} (1 - e^{-k \frac{H}{B_1} \operatorname{tg} \phi})$$

$$p_H \approx \frac{1}{3} p_v$$

Prospetto della berlinese di micropali e tiranti







La struttura di copertura del pozzo realizzata in travi REP (travi miste acciaio-calcestruzzo) sulla quale verrà poi ripristinata la pavimentazione della piazza.



L'uscita delle due rampe pedonali, ben inserita nel contesto architettonico.



Le rampe di uscita dei trattori, prima delle opere di completamento architettonico.

MISCELLANEA DI FOTO

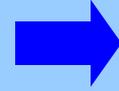
Un'immagine del pozzo ascensori a scavi ultimati. Il rivestimento sia provvisorio che definitivo delle pareti è stato realizzato mediante getto di spritz beton fibrinforzato, a seguito di un accurato mix-design che garantisce il dovuto grado di finitura della superficie esterna.



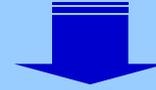
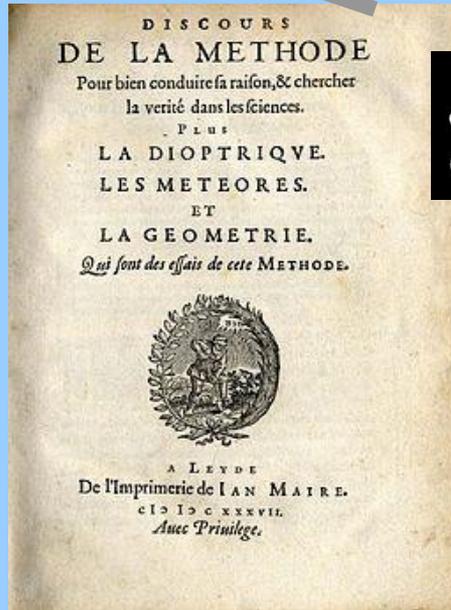
Il portone di ingresso dal molo del porticciolo al pozzo ascensori, visto dalla galleria.

PER
CONCLUDERE

CARTESIO : “..cogito, ergo sum ..”



il pensiero “fonda” la realtà
(il “modello” è la realtà)



IDEOLOGIE

IL MODELLO NON E' LA REALTÀ

(accettiamolo almeno per l'Ingegneria)



La conoscenza è “*adeguatio rei intellectus*”
(adeguamento dell'intelletto alla realtà esterna)

UTILIZZO DEI CODICI DI CALCOLO
NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA
PRO MEMORIA PER L'USO

"La Scuola di Atene"
Raffaello Sanzio – Musei Vaticani

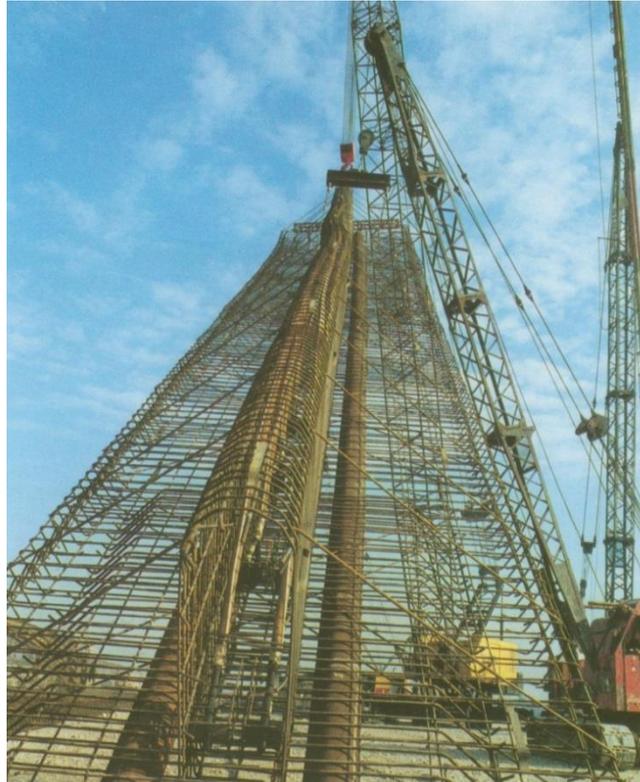


"rem tene,
verba sequentur"
Cato Maior

IL PROSSIMO INCONTRO

3ª SESSIONE

Verifiche di stabilità - Aspetti esecutivi
Bari, 5 Febbraio 2019



FINE

