

Corsi di Geotecnica 1, Geotecnica 2 e  
Meccanica delle terre e delle rocce.

# Testi di esercizi d'esame

Ing. Lucia Simeoni  
Ing. Alessandro Tarantino

[http://www.ing.unitn.it/~simeonil/esami\\_txt](http://www.ing.unitn.it/~simeonil/esami_txt)

- 1. Interpretazione di prove di laboratorio e in sito**
- 2. Moti di filtrazione stazionari**
- 3. Moti di filtrazione transitori**
- 4. Modello di stato critico “Cam-Clay modificato”**
- 5. Applicazione dei teoremi dell'analisi limite**
- 6. Problemi al collasso: carico limite di fondazioni e stabilità di muri di sostegno**

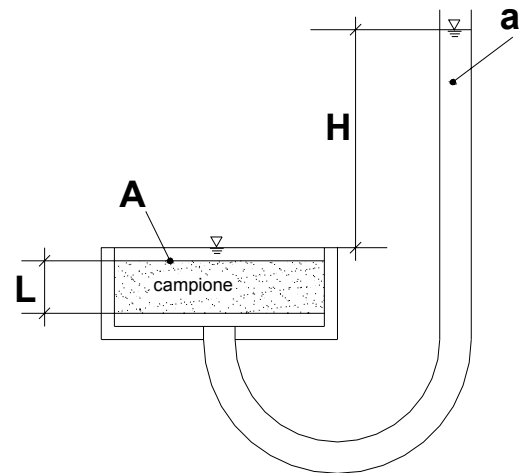
# 1. Interpretazione di prove di laboratorio e in sito

## ESERCIZIO 1 (20 gennaio 2003)

Per stimare la permeabilità di un'argilla è stata eseguita in laboratorio una prova di permeabilità a carico variabile, secondo lo schema riportato in figura.

Durante la prova sono stati misurati i seguenti valori di carico piezometrico H:

tempo trascorso (min)	H (cm)
2	90.55
60	90.50
260	90.45
630	90.30
1200	90.10
1530	90.00
2700	89.60
4575	88.85

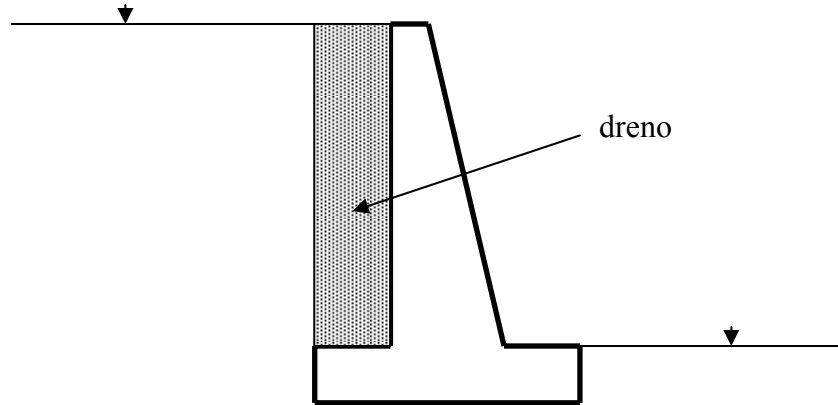


Si ricavi l'espressione per risolvere il problema e, sapendo che la sezione trasversale A del campione ha un'area di  $50 \text{ cm}^2$ , l'altezza L del campione è di 2 cm; la sezione a del piezometro è di  $1 \text{ cm}^2$ , si stimi il valore del coefficiente di permeabilità.

## 2. Moti di filtrazione stazionari

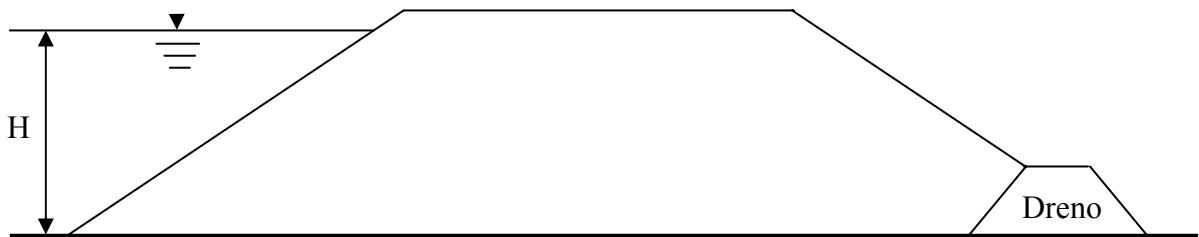
### ESERCIZIO 3 (13 gennaio 2004)

Con riferimento allo schema riportato in figura, si tracci il reticolo di flusso e si determini la portata entrante nel dreno nell'ipotesi che sia  $k$  la permeabilità del terreno saturo. Si ricorda che la relazione  $\Delta h_i = \Delta H/n$ , dove  $\Delta h_i$  è la perdita di carico tra due equipotenziali consecutive,  $\Delta H$  la perdita di carico totale e  $n$  il numero di cadute, è applicabile solo nel caso in cui il generico tubo di flusso inizi e termini rispettivamente sulla prima ed ultima linea equipotenziale.



### ESERCIZIO 3 (15 giugno 2004)

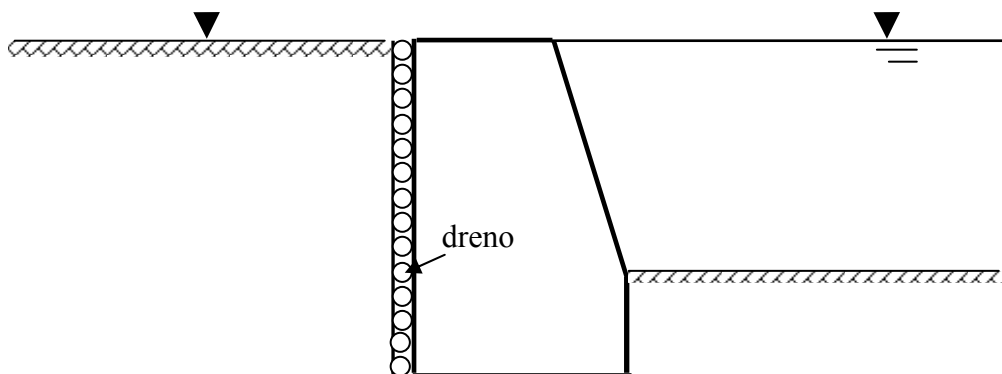
Si tracci la rete idrodinamica con riferimento allo schema indicato in figura. Si assuma che la permeabilità in direzione orizzontale sia 9 volte quella in direzione verticale ( $k_h=9k_v$ ). Si determini inoltre la portata che filtra verso il dreno.



Strato impermeabile

### ESERCIZIO 1 (15 luglio 2005)

Con riferimento allo schema in figura, tracciare il reticolo idrodinamico e determinare la portata che affluisce al dreno.



$$k=10^{-5} \text{ m/s}$$

Superficie impermeabile

### 3. Moti di filtrazione transitori

#### ESERCIZIO 3 (20 luglio 2001)

Si determini il valore del cedimento  $w_1$  di un banco di argilla normalmente consolidata dello spessore di 5 m e poggiato su roccia impermeabile in seguito all'applicazione del carico  $q_1 = 100$  kPa. Quindi si calcoli il valore  $q_2$  che dovrebbe avere il carico affinché il cedimento  $w_1$  si verifichi in un tempo pari a 6 mesi. Per semplicità si esegua l'analisi dividendo il banco in solo 2 strati. Si assuma un valore del peso dell'unità di volume dell'argilla  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, un valore dell'indice di compressione  $C_c = 0.1$ , un valore dell'indice dei vuoti iniziale costante con la profondità e pari ad  $e_0 = 0.8$ , un valore del coefficiente di consolidazione  $c_v = 2 \cdot 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s.

#### ESERCITAZIONE n. 1 (7.05.2002)

Si consideri il problema riportato in figura: in un ambiente marino viene realizzata una struttura di notevole larghezza che trasmette alla base una tensione verticale totale uniformemente distribuita pari a  $q=60$  kPa.

Durante e dopo l'applicazione del carico il livello marino si può considerare costante e così pure il livello nel piezometro.

Dallo strato di argilla si era prelevato un campione indisturbato su cui è stata eseguita la prova edometrica, che ha fornito i seguenti risultati di pressione di preconsolidazione  $\sigma'_{vp}=50$  kPa, di indici di compressione e ricomprensione  $c_c=0.350$  e  $c_r=0.020$ .

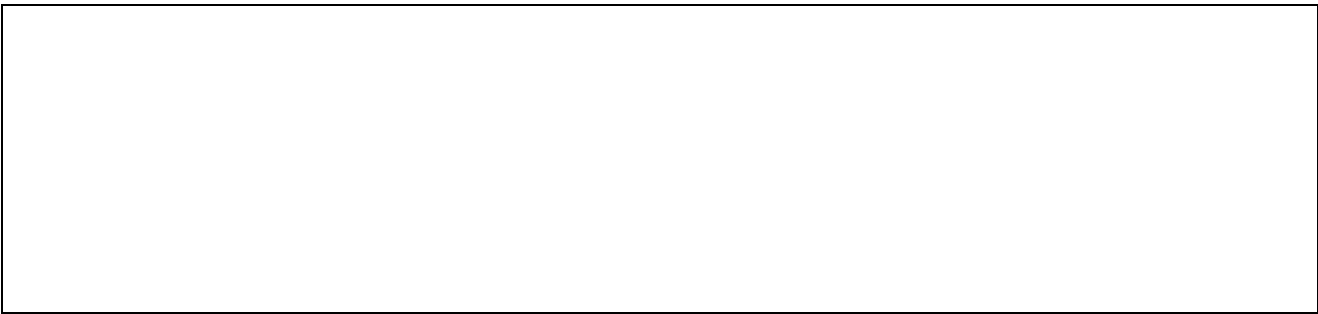
e durante la quale, in corrispondenza di un incremento di carico da 50 kPa a 100 kPa, si è osservato che il 50% della consolidazione è stato raggiunto in 24 minuti. Durante la prova il campione era drenato su entrambi i lati ed aveva un'altezza media di 19.4 mm.

Rispondere alle domande di seguito elencate, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti.

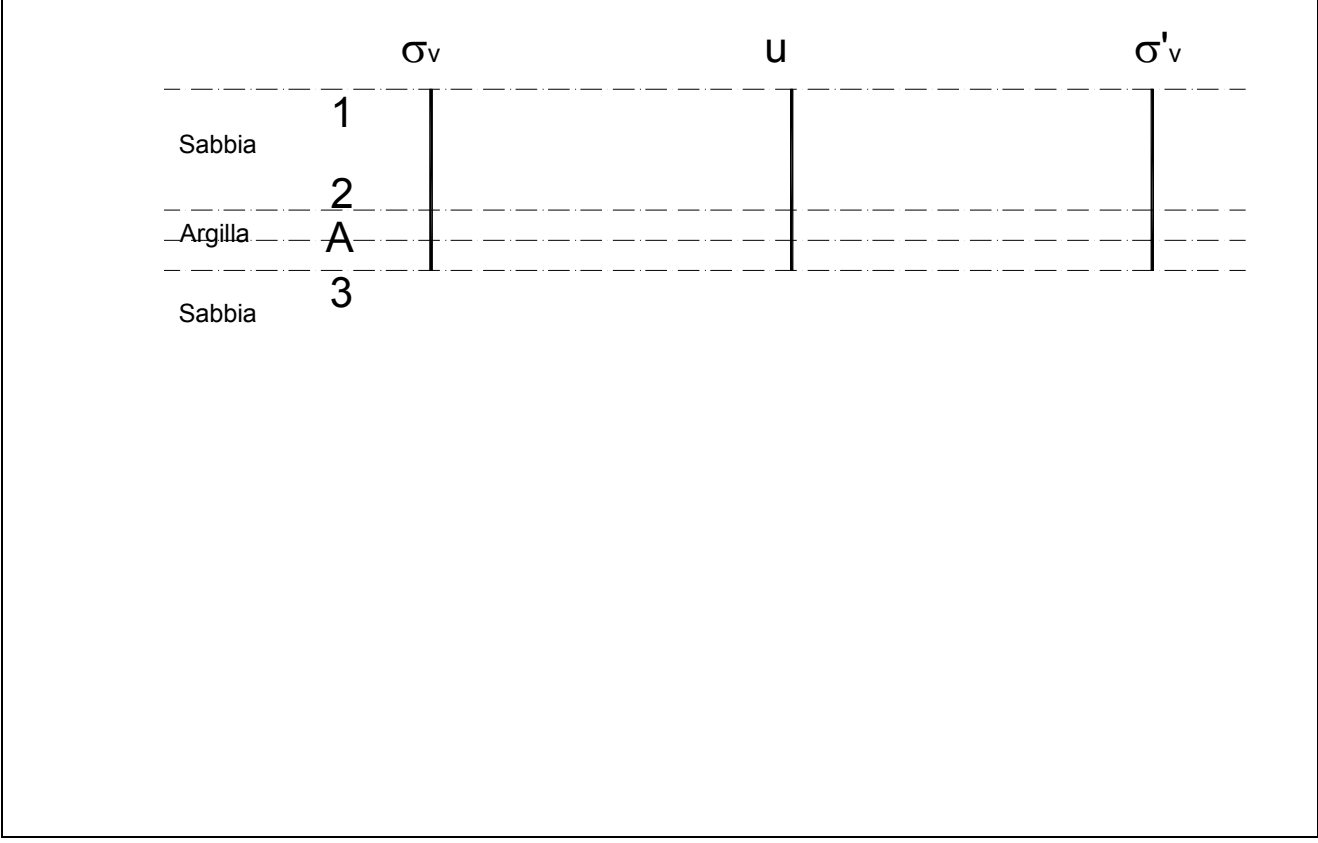
1. i pesi di volume della sabbia ( $\gamma_S$ ) e dell'argilla ( $\gamma_A$ );

2. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito prima dell'applicazione del carico nei punti 1, 2, 3 e A riportati in figura;

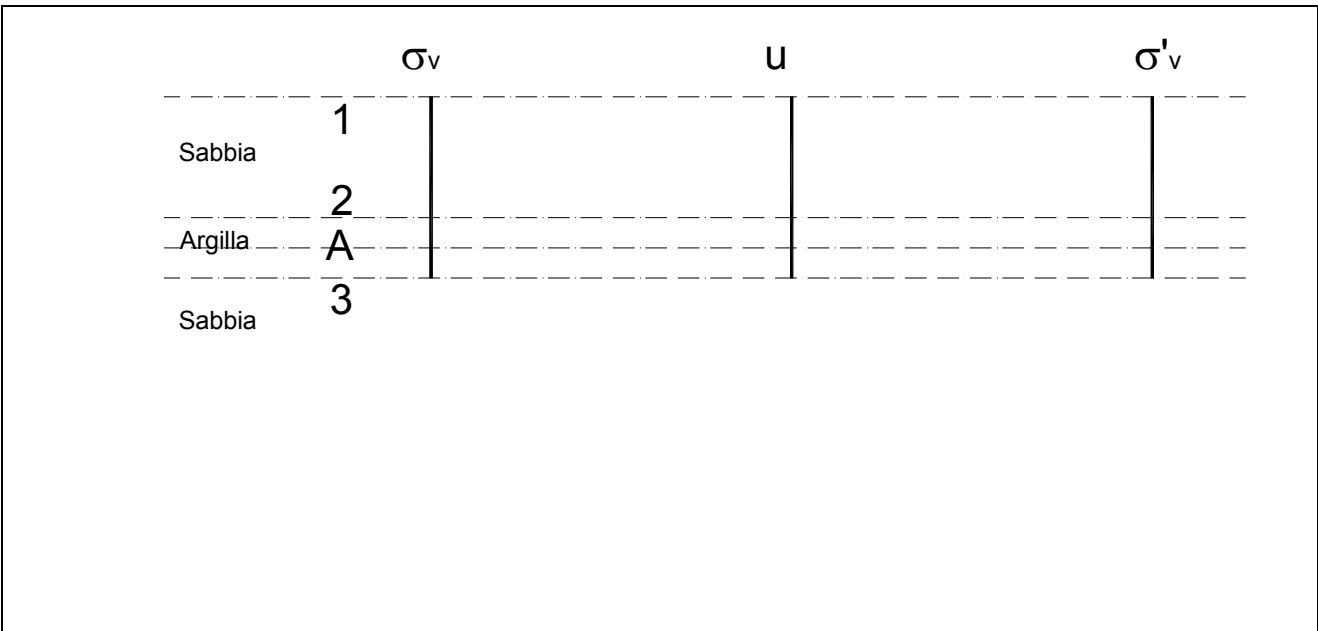
		$\sigma_v$	$u$	$\sigma'_v$
1	Sabbia			
2	Argilla			
A				
3	Sabbia			



3. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito immediatamente dopo l'applicazione del carico nei punti 1, 2, 3 e A;



4. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito alla fine del processo di consolidazione nei punti 1, 2, 3 e A;



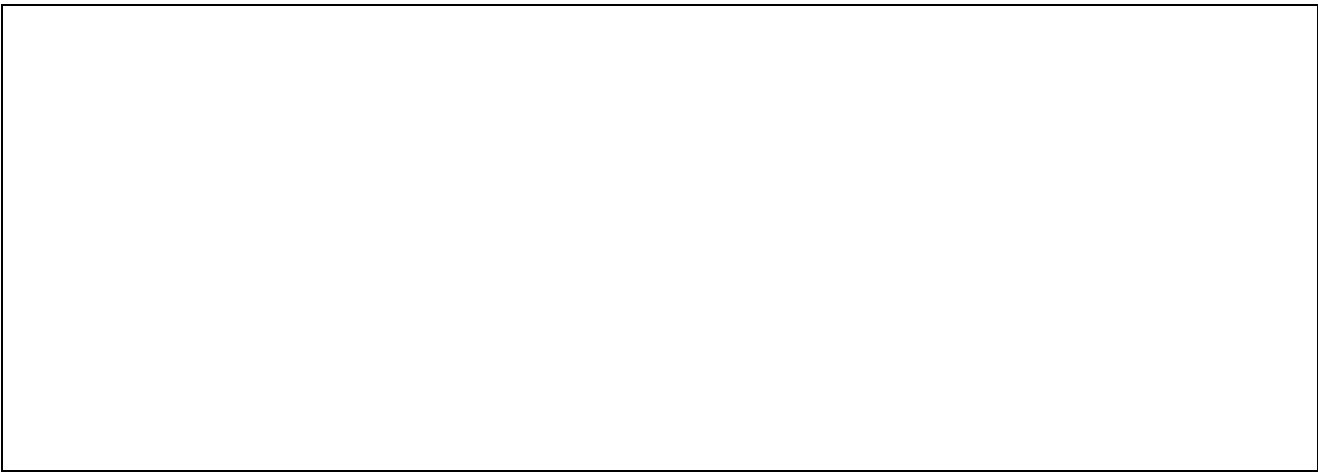
5. il grado di consolidazione OCR dell'argilla nel punto A, in mezzeria allo strato;

6. il coefficiente di consolidazione  $c_v$ ;

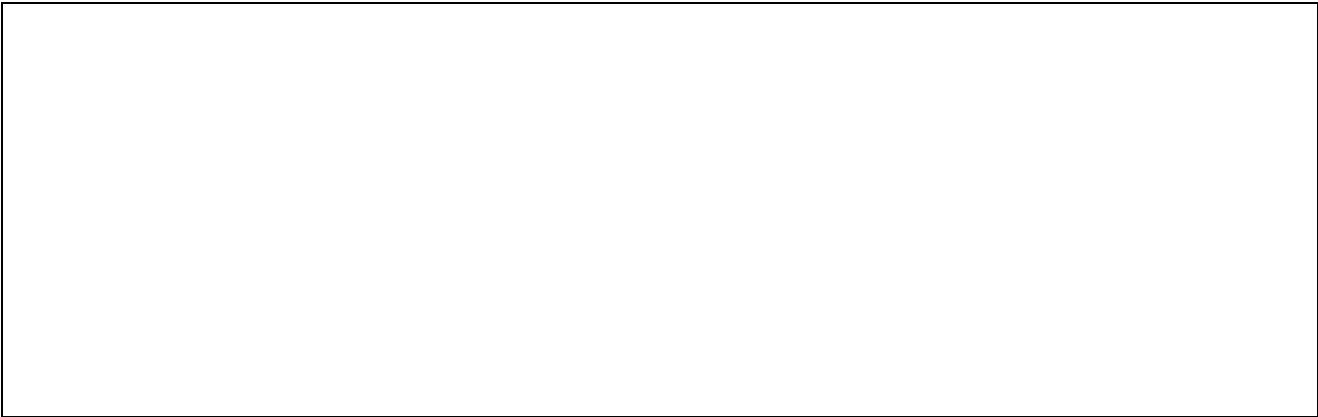
7. l'entità del cedimento nello strato di argilla alla fine del processo di consolidazione;

8. l'entità del cedimento nello strato di argilla dopo 30 giorni;

9. lo stato tensionale ( $\sigma'_v$ ,  $\sigma'_h$ ,  $u$ ) nel punto A dopo 30 giorni (si evidenzi in figura il grado di consolidazione stimato e si valuti il coefficiente di spinta a riposo utilizzando l'espressione  $k_0(\text{OCR}) = k_0(\text{NC}) * (\text{OCR})^{0.5}$  con  $k_0(\text{NC})=0.5$ );

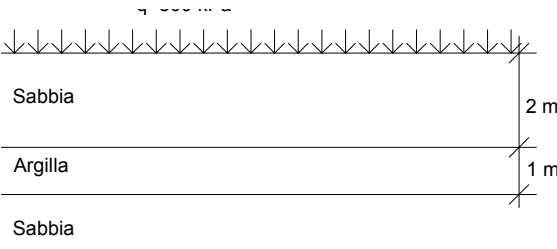


10. quanti giorni devono trascorrere affinché si abbia il 95% del cedimento totale.



**ESERCIZIO 3 (20 gennaio 2003)**

Sul terreno riportato in figura si deve eseguire un ricarico  $q=300$  kPa. L'argilla è leggermente sovraconsolidata ed è caratterizzata dai seguenti valori di rapporto di sovraconsolidazione  $OCR=1.1$ ; rapporto di ricomprensione  $RR=0.035$ , rapporto di compressione  $CR=0.180$  e coefficiente di consolidazione  $c_v = 1,04 \cdot 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/s. Trascurando il cedimento dello strato di sabbia si determini il cedimento finale del banco di argilla e qual è l'entità del precarico  $\Delta q$  che si deve applicare affinché tale cedimento si esaurisca in 6 mesi.

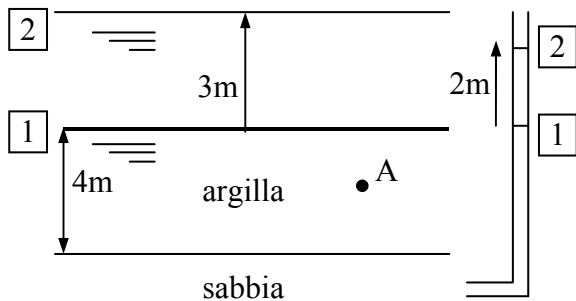


### ESERCIZIO 3

Con riferimento al profilo stratigrafico riportato in figura, si analizzi l'effetto di un innalzamento della falda alla sommità dello strato superiore di argilla (da 1 a 2) e del contemporaneo innalzamento del livello di falda nello strato di sabbia inferiore (da 1 a 2). Per semplicità, si assuma che il peso dell'unità di volume  $\gamma_{\text{sat}}$  sia lo stesso per l'argilla e la sabbia e pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Determinare

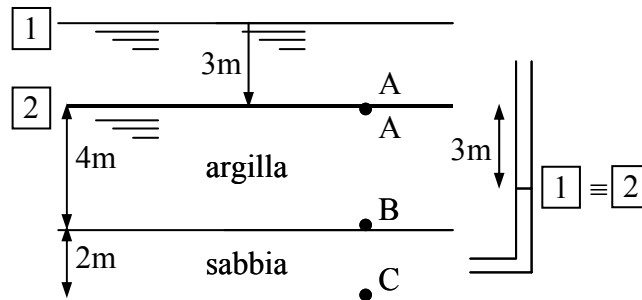
- 1) gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti al centro dello strato di argilla, prima della variazione dei livelli di falda, immediatamente dopo la variazione dei livelli di falda ed al termine del processo di consolidazione;
- 2) il cedimento del piano campagna al termine del processo di consolidazione assumendo che la sabbia sia incompressibile, che sia  $RR=C_R/(1+e_0)=0.035$  e  $CR=C_C/(1+e_0)=0.180$  per l'argilla, che l'argilla sia normalmente consolidata e che la deformazione verticale nello strato di argilla possa assumersi costante e pari a quella al centro dello strato;
- 3) il cedimento del piano campagna dopo 1 anno, assumendo che il coefficiente di consolidazione  $C_v$  per l'argilla sia pari a  $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$



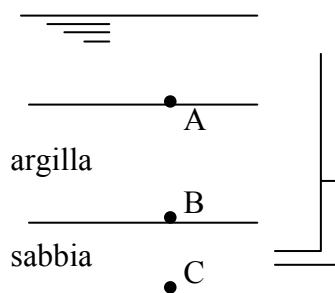
$z/H$	①	②	③	④	⑤
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.004	0.0795	0.0649	0.0098	0.0085	0.1505
0.008	0.1038	0.0862	0.0195	0.0162	0.1914
0.012	0.1248	0.1049	0.0292	0.0241	0.2255
0.020	0.1598	0.1367	0.0481	0.0400	0.2796
0.028	0.1889	0.1638	0.0667	0.0560	0.3218
0.036	0.2141	0.1876	0.0850	0.0720	0.3562
0.048	0.2464	0.2196	0.1117	0.0950	0.3978
0.060	0.2764	0.2481	0.1376	0.1198	0.4330
0.072	0.3028	0.2743	0.1628	0.1436	0.4620
0.083	0.3233	0.2967	0.1852	0.1646	0.4820
0.100	0.3562	0.3288	0.2187	0.1976	0.5148
0.125	0.3989	0.3719	0.2654	0.2442	0.5536
0.150	0.4370	0.4112	0.3093	0.2886	0.5854
0.167	0.4610	0.4361	0.3377	0.3174	0.6046
0.175	0.4718	0.4473	0.3507	0.3306	0.6130
0.200	0.5041	0.4809	0.3895	0.3704	0.6378
0.250	0.5622	0.5417	0.4603	0.4432	0.6812
0.300	0.6132	0.5950	0.5230	0.5078	0.7186
0.350	0.6582	0.6421	0.5783	0.5649	0.7515
0.40	0.6973	0.6836	0.6273	0.6154	0.7792
0.50	0.7640	0.7528	0.7088	0.6994	0.8286
0.60	0.8156	0.8069	0.7725	0.7652	0.8660
0.70	0.8559	0.8491	0.8222	0.8165	0.8953
0.80	0.8874	0.8821	0.8611	0.8566	0.9182
0.90	0.9119	0.9079	0.8915	0.8880	0.9358
1.00	0.9313	0.9280	0.9152	0.9125	0.9501
2.00	0.9942	—	—	0.9930	0.9960
$\infty$	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$U = \frac{2U_0 + U_{\text{argilla}}(1-\alpha)}{1+\alpha}$

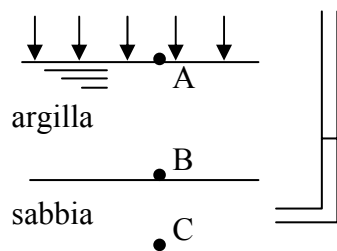
Si consideri il profilo stratigrafico riportato in figura. Inizialmente, si assuma che la falda al di sopra del banco di argilla e la falda nel banco di sabbia siano nella posizione 1. Si consideri quindi un abbassamento della falda al di sopra del banco di argilla fino alla posizione 2 ed la contemporanea applicazione di un carico uniformemente distribuito di 50 kPa alla sommità del banco di argilla. Si assuma che la consolidazione nella sabbia avvenga istantaneamente. Per semplicità, si assuma che il peso dell'unità di volume  $\gamma$  sia lo stesso per l'argilla e la sabbia e pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ . Rispondere alle domande di seguito elencate, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti.



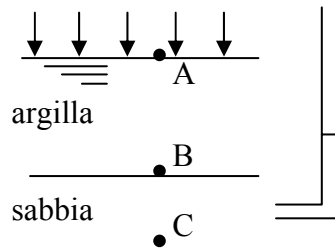
1. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito, prima della variazione del livello di falda e dell'applicazione del carico, nei punti A, B, C.



2. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito, immediatamente dopo la variazione del livello di falda e dell'applicazione del carico, nei punti A, B, C.

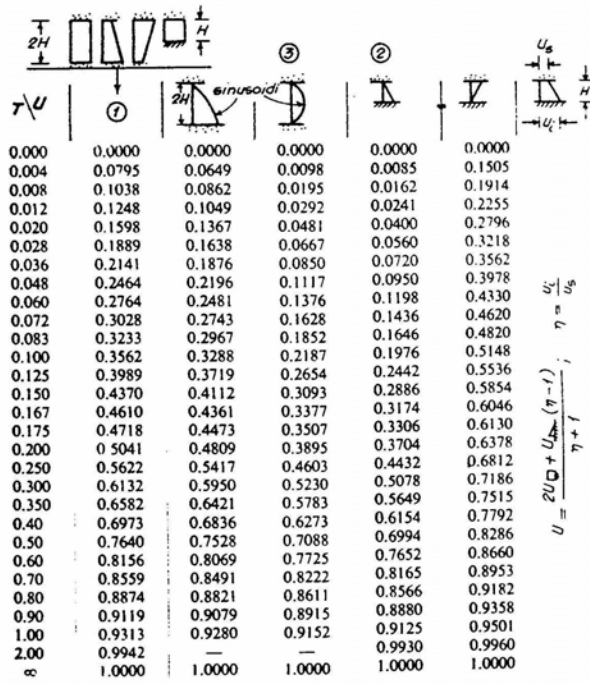


3. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito, al termine del processo di consolidazione, nei punti A, B e C.

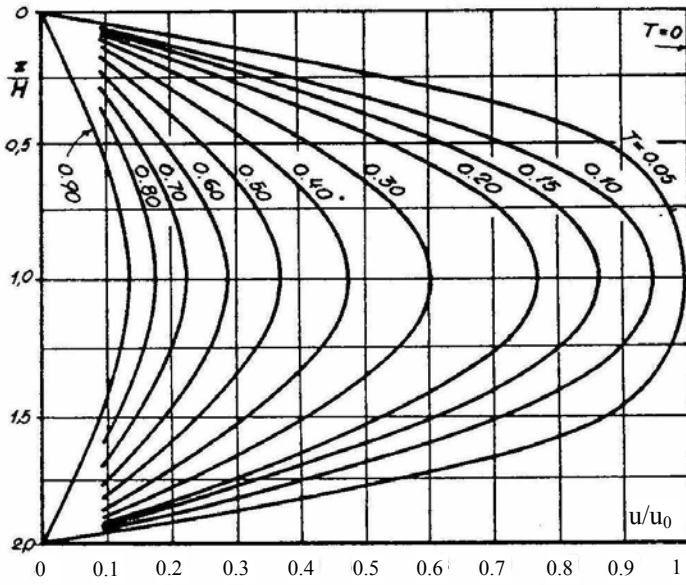


4. il cedimento del piano campagna al termine della fase di consolidazione, assumendo che la sabbia sia incompressibile e che la deformazione verticale nello strato di argilla possa assumersi costante e pari a quella al centro dello strato. Al centro dello strato di argilla si assuma  $C_R=0.035$  e  $C_C=0.180$ ,  $w=0.385$ ,  $G_s=2.6$  ed una pressione di preconsolidazione pari a 60 kPa.

5. il tempo nel quale si verifica un cedimento pari alla metà del cedimento totale, assumendo che il coefficiente di consolidazione  $C_v$  per l'argilla sia pari a  $1.6 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .



6. il grado di sovraconsolidazione OCR al centro dello strato AB dopo 4 anni

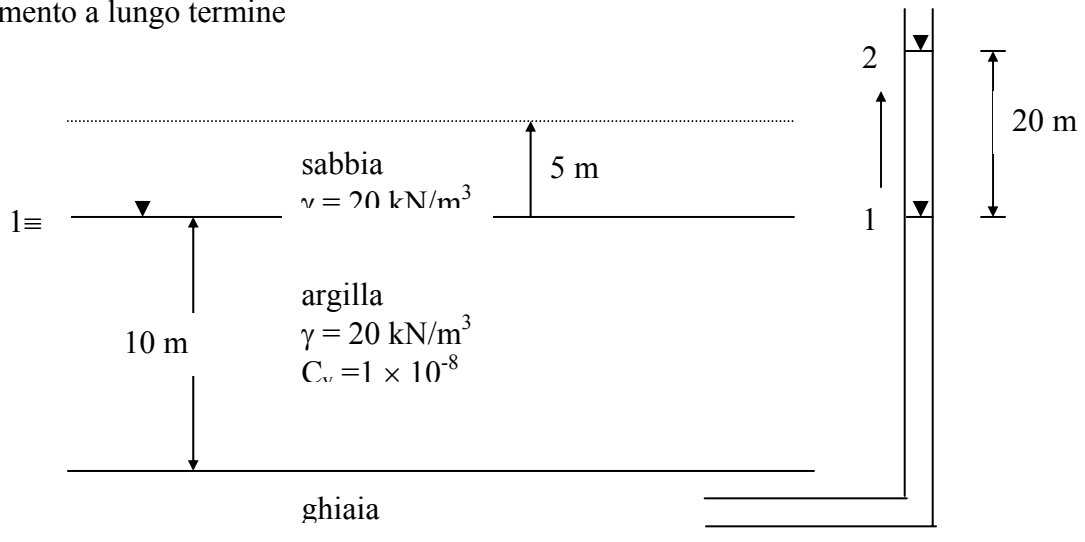


$u_0$  = sovrappressione iniziale al centro dello strato

### ESERCIZIO 2 (16 luglio 2004)

Si consideri lo schema riportato in figura. Inizialmente, si assuma che siano presenti solo lo strato di argilla e di ghiaia e che la falda, nello strato di argilla e nello strato di ghiaia sia nella posizione 1. Successivamente, si consideri un innalzamento istantaneo della falda nello strato di ghiaia dalla posizione 1 alla posizione 2. Contemporaneamente, si consideri l'applicazione di un sovraccarico sullo strato di argilla dovuto alla posa in opera di uno strato di sabbia dello spessore di 5 m. Assumendo che il terreno si comporti come un mezzo elastico lineare, con modulo di compressione edometrica in fase di carico  $M_c=5000$  kPa ed con modulo di compressione edometrica in fase di scarico  $M_s=500$  kPa, si determini:

- 1) la distribuzione delle pressioni totali, dell'acqua ed efficaci prima dell'applicazione dei carichi, immediatamente dopo l'applicazione dei carichi ed a lungo termine;
- 2) il cedimento a lungo termine

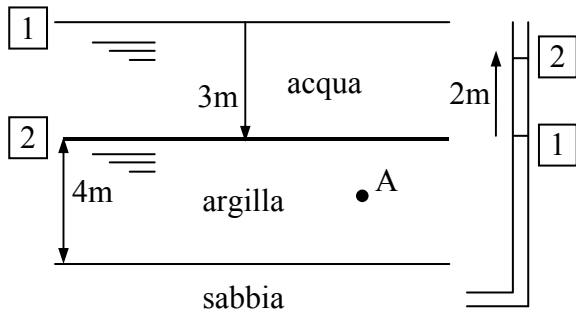


### ESERCIZIO 3 (1 settembre 2004)

Con riferimento al profilo stratigrafico riportato in figura, si analizzi l'effetto di un abbassamento del livello dell'acqua alla sommità dello strato superiore di argilla (da 1 a 2) e del contemporaneo innalzamento del livello di falda nello strato di sabbia inferiore (da 1 a 2). Per semplicità, si assuma che il peso dell'unità di volume  $\gamma_{sat}$  sia lo stesso per l'argilla e la sabbia e pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Determinare

- 4) gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti al centro dello strato di argilla, prima della variazione dei livelli di falda (posizione 1), immediatamente dopo la variazione dei livelli di falda (posizione 2) ed al termine del processo di consolidazione;
- 5) il cedimento del piano campagna al termine del processo di consolidazione assumendo che la sabbia sia incompressibile, che sia  $RR=C_R/(1+e_0)=0.035$  e  $CR=C_C/(1+e_0)=0.180$  per l'argilla, che l'argilla sia normalmente consolidata e che la deformazione verticale nello strato di argilla possa assumersi costante e pari a quella al centro dello strato;
- 6) il cedimento del piano campagna dopo 1 anno, assumendo che il coefficiente di consolidazione  $c_v$  per l'argilla sia pari a  $1 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$



$r/U$	①	②	③	④	⑤
0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.004	0.0795	0.0649	0.0098	0.0085	0.1505
0.008	0.1038	0.0862	0.0195	0.0162	0.1914
0.012	0.1248	0.1049	0.0292	0.0241	0.2255
0.020	0.1598	0.1367	0.0481	0.0400	0.2796
0.028	0.1889	0.1638	0.0667	0.0560	0.3218
0.036	0.2141	0.1876	0.0850	0.0720	0.3562
0.048	0.2464	0.2196	0.1117	0.0950	0.3978
0.060	0.2764	0.2481	0.1376	0.1198	0.4330
0.072	0.3028	0.2743	0.1628	0.1436	0.4620
0.083	0.3233	0.2967	0.1852	0.1646	0.4820
0.100	0.3562	0.3288	0.2187	0.1976	0.5148
0.125	0.3989	0.3719	0.2654	0.2442	0.5536
0.150	0.4370	0.4112	0.3093	0.2886	0.5854
0.167	0.4610	0.4361	0.3377	0.3174	0.6046
0.175	0.4718	0.4473	0.3507	0.3306	0.6130
0.200	0.5041	0.4809	0.3895	0.3704	0.6378
0.250	0.5622	0.5417	0.4603	0.4432	0.6812
0.300	0.6132	0.5950	0.5230	0.5078	0.7186
0.350	0.6582	0.6421	0.5783	0.5649	0.7515
0.40	0.6973	0.6836	0.6273	0.6154	0.7792
0.50	0.7640	0.7528	0.7088	0.6994	0.8286
0.60	0.8156	0.8069	0.7725	0.7652	0.8660
0.70	0.8559	0.8491	0.8222	0.8165	0.8953
0.80	0.8874	0.8821	0.8611	0.8566	0.9182
0.90	0.9119	0.9079	0.8915	0.8880	0.9358
1.00	0.9313	0.9280	0.9152	0.9125	0.9501
2.00	0.9942	—	—	0.9930	0.9960
∞	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

$U = \frac{2h}{p+1} \left( \frac{h-z}{h} \right); \quad p = \frac{c}{\sigma'_v}$

## 4. Modello di stato critico “Cam-Clay modificato”

### ESERCIZIO 1 (20 luglio 1999)

Su un banco di argilla satura normalmente consolidata e con falda in corrispondenza del piano di campagna viene istantaneamente posto in opera uno strato di ghiaia che ha notevole estensione planimetrica e che non produce alcun effetto sulla posizione del pelo libero della falda.

Si consideri un elemento di argilla alla profondità  $z$  dal piano di campagna prima della posa dello strato di ghiaia. Siano  $\sigma_{v0}'$  la tensione verticale efficace e  $c_{u0}$  la resistenza al taglio in condizioni non drenate per tale elemento prima della posa dello strato di ghiaia.

Utilizzando il modello di stato critico si determini la resistenza al taglio in condizioni non drenate di tale elemento dopo la consolidazione del banco di argilla, in pratica dopo che si sono dissipate completamente le sovrappressioni interstiziali indotte dalla posa in opera dello strato di ghiaia.

### ESERCIZIO 1 (15 settembre 1999)

Utilizzando il modello di stato critico si determini la relazione fra l'indice di consistenza e la resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$ . Si ipotizzi che siano noti i valori della resistenza al taglio in condizioni non drenate del materiale corrispondenti al limite di liquidità ed al limite di plasticità.

### ESERCIZIO 1 (27 ottobre 1999)

In un banco di argilla satura normalmente consolidata la superficie libera della falda si trova a 2 m di profondità dal piano di campagna. Eseguendo un campionamento ideale, viene prelevato un provino alla profondità di 10 m dal piano di campagna. Tale provino viene sottoposto, in laboratorio, ad una prova di compressione semplice, applicando il carico verticale in condizioni di dilatazioni trasversali libere. Nell'ipotesi che il contenuto naturale d'acqua del materiale non vari per effetto del campionamento ed utilizzando il modello di stato critico si determini la resistenza al taglio in condizioni non drenate  $c_u$  ed il valore della pressione interstiziale a rottura. Si assuma: per il peso dell'unità di volume saturo dell'argilla  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  e per i parametri del modello  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  Si esprima il coefficiente di spinta a riposo con la relazione empirica  $k_0 = (1 - \sin \phi')$ , in cui  $\phi'$  è l'angolo di resistenza al taglio.

### ESERCIZIO 1 (novembre 1999)

Da una miscela di argilla ed acqua con contenuto di acqua pari al limite di liquidità vengono preparati due campioni (saturo) per prove di compressione triassiale. Nella cella triassiale i due campioni vengono consolidati isotropicamente sino a 450 kPa e successivamente scaricati sino a 400 kPa. Completata la fase di rigonfiamento i due campioni sono utilizzati per una prova triassiale drenata a  $p$  costante. Un campione è sottoposto a compressione e l'altro ad estensione. Ipotizzando che in questi due tipi di prova il valore dell'angolo di attrito  $\phi'$  sia il medesimo, pari a  $\phi' = 26^\circ$ , ed utilizzando il modello di stato critico si determinino i due valori di  $M$ , per compressione e per estensione, e si calcoli il valore dello sforzo deviatorico  $q$  e della deformazione volumetrica  $\varepsilon_v$  in condizioni di stato critico. Per i parametri del modello di stato critico si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $\Gamma = 3.767$  (il valore di  $\Gamma$  è riferito a  $p' = 1 \text{ kPa}$ ).

### ESERCIZIO 1 (1 febbraio 2000)

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 1000 kPa. Completata la consolidazione il provino è scaricato sino alla pressione isotropa di 200 kPa. Al termine di queste due fasi (carico e scarico) la pressione interstiziale nel provino è nulla. Successivamente si esegue la prova triassiale con controllo degli spostamenti seguendo i percorsi

descritti di seguito:

- A) in condizioni non drenate si incrementa lo spostamento verticale del pistone sino al termine della fase elastica (raggiungimento della superficie di plasticizzazione);
- B) si aprono i drenaggi e si lascia consolidare il provino sino al completo annullamento della pressione interstiziale;
- C) in condizioni drenate si incrementa lo spostamento verticale del pistone sino al termine della fase elastica (raggiungimento della superficie di plasticizzazione);
- D) in condizioni drenate si incrementa lo spostamento verticale del pistone sino al raggiungimento dello stato critico.

Determinare  $q'$ ,  $p'$ ,  $p$ ,  $u$  al termine dei quattro percorsi A), B), C), D) ed inoltre le corrispondenti variazioni della deformazione volumetrica  $\epsilon_v$  a partire dal valore di  $\epsilon_v$  relativo allo stato di carico isotropo di 200 kPa. Per i parametri del modello di stato critico si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (5 dicembre 2000)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente sino ad una pressione  $p'_c$ . Successivamente il provino è scaricato isotropicamente sino ad una pressione  $p'_o$ , alla quale corrisponde un grado di sovraconsolidazione, espresso dal rapporto  $p'_c/p'_o$ , pari a 4. Quindi si riduce il carico assiale e si incrementa quello laterale, in modo che risulti  $\Delta\sigma'_r = -\Delta\sigma'_a / 2$ , fino al raggiungimento della rottura. Utilizzando il modello di stato critico si determini la deformazione volumetrica in quest'ultima fase di carico.

### **ESERCIZIO 1 (22 gennaio 2001)**

Due provini della medesima argilla satura sono posti in cella triassiale e consolidati isotropicamente a due pressioni di consolidazione  $p_{c1}'$  e  $p_{c2}'$ . Successivamente i provini vengono scaricati isotropicamente a due valori di pressione  $p_1'$  e  $p_2'$  tali che risulta  $p_{c1}'/p_1' = 2$  e  $p_{c2}'/p_2' = 4$ . Completate queste due fasi i provini vengono portati a rottura in condizioni non drenate. La resistenza a rottura risulta la medesima e data da  $c_u = 100$  kPa. Utilizzando il modello di stato critico si determini il valore delle due pressioni di consolidazione  $p_{c1}'$  e  $p_{c2}'$ . Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (19 febbraio 2001)**

Tre provini della medesima argilla satura sono posti in cella triassiale e consolidati isotropicamente alle pressioni di consolidazione  $p_{c1}' = 100$  kPa,  $p_{c2}' = 200$  kPa e  $p_{c3}' = 300$  kPa. Successivamente i tre provini vengono portati a rottura in condizioni non drenate. Utilizzando il modello di stato critico si determini la resistenza a rottura ed i valori dei parametri  $\phi_{cu}$  e  $c_{cu}$  su di un piano di Mohr-Columb. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (11 aprile 2001)**

Due provini della medesima argilla satura sono posti in cella triassiale, consolidati isotropicamente alla pressione di 400 kPa e scaricati isotropicamente alla pressione di 300 kPa.. Successivamente i due provini vengono portati a rottura in condizione non drenate. In un provino si incrementa la tensione assiale e nell'altro si riduce la tensione radiale. Nei due casi determinare la resistenza a rottura  $c_u$  e la pressione interstiziale. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO N. 1 (provetta 28 maggio 2001)**

Un campione di argilla viene consolidato isotropicamente in una cella triassiale fino a raggiungere un valore della pressione isotropa efficace  $p'_1=500$  kPa e successivamente viene fatto rigonfiare isotropicamente fino alla pressione  $p'_2=250$  kPa.

Lo stesso provino è poi portato a rottura mediante incremento della pressione verticale e con tre diverse ipotesi di percorso di carico:

- a) in condizioni non drenate;
- b) in condizioni drenate;
- c) in condizioni drenate fino al raggiungimento del valore di  $q'$  pari a 250 kPa e poi in condizioni non drenate.

Assumendo che il comportamento di questo terreno sia ben rappresentato dal modello di Stato Critico, caratterizzato dai seguenti valori dei parametri:  $M=0.98$ ,  $\lambda=0.20$ ,  $\Gamma=3.100$  e  $\kappa=0.05$ , si determini per ciascun percorso di carico:

- 1) il valore del carico deviatorico a rottura;
- 2) il valore della pressione interstiziale a rottura;
- 3) gli incrementi di deformazione volumetrica elastica e plastica per effetto dell'applicazione del carico deviatorico.

### **ESERCIZIO 1 (27 giugno 2001)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 600 kPa e successivamente scaricato isotropicamente a 400 kPa. Quindi il provino viene portato a rottura in condizioni drenate mantenendo costante la  $p'$ . Utilizzando il modello di stato critico si determini il valore della resistenza a rottura e la deformazione elastica e plastica nella sola fase di taglio.

### **ESERCIZIO 1 (20 luglio 2001)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 500 kPa. Successivamente viene portato a rottura in condizioni non drenate riducendo la pressione radiale e mantenendo costante la pressione verticale. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la resistenza a rottura, la pressione interstiziale a rottura e le deformazioni volumetriche plastica ed elastica. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (20 settembre 2001)**

Due provini di argilla satura sono posti in cella triassiale e consolidati isotropicamente alla pressione di 500 kPa. Successivamente vengono scaricati isotropicamente alla pressione di 125 kPa. Quindi il primo provino è portato a rottura in condizioni drenate e mantenendo  $p'$  costante. Il secondo provino è portato a rottura in condizioni non drenate e mantenendo  $p$  costante. Per i due provini si determini la resistenza  $q$  di picco ed in condizioni critiche. Inoltre per il primo provino si determinino le variazioni di volume in corrispondenza del picco e dello stato critico. Per il secondo provino si determinino le pressioni interstiziale al picco ed allo stato critico. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (22 ottobre 2001)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato (non isotropicamente) alla pressione verticale di 400 kPa ed alla pressione orizzontale di 250 kPa. Successivamente la pressione verticale viene ridotta a 250 kPa, ancora a drenaggi aperti. Quindi si incrementa la tensione orizzontale, in condizioni non drenate e mantenendo costante la pressione verticale sino a rottura. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la resistenza  $q$  e le pressioni interstiziali  $u$  a rottura ed inoltre il volume specifico dopo la consolidazione, dopo lo scarico ed a rottura. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (10 dicembre 2001)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 300 kPa. Successivamente viene portato a rottura in condizioni non drenate incrementando la pressione verticale e mantenendo costante quella orizzontale. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la coesione non drenata, la pressione interstiziale e la deformazione volumetrica plastica ed elastica a rottura. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (22 gennaio 2002)**

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 500 kPa; successivamente viene scaricato isotropicamente alla pressione di 250 kPa. Completata la consolidazione viene ridotta la pressione radiale mantenendo costante quella verticale sino alla fine della fase elastica. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la variazione di volume specifico dalla fine della consolidazione sino al raggiungimento della superficie di plasticizzazione. Inoltre si descriva la risposta del provino quando, raggiunta la superficie di plasticizzazione, alla fine della fase elastica, si continua a ridurre la pressione radiale mantenendo costante quella verticale. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### **ESERCIZIO 1 (19 febbraio 2002)**

Un provino di sabbia satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione  $p'_1 = 1000$  kPa. Successivamente viene scaricato isotropicamente alla pressione  $p'_2 = 500$  kPa e portato a rottura in condizioni non drenate mantenendo  $p$  costante. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la resistenza  $c_u$  a rottura, la pressione interstiziale a rottura e le deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche ed elastiche. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.16$ ,  $\kappa = 0.014$ ,  $\Gamma = 2.99$ ,  $M = 1.28$  (il valore di  $\Gamma$  è riferito a  $p' = 1$  kPa),  $G = 8$  MPa.

### **ESERCIZIO 1 (8 aprile 2002)**

Da un banco di argilla satura si preleva un provino avente  $p' = 600$  kPa e  $p'_c = 800$  kPa. Il provino è posto in cella triassiale e sottoposto ad una pressione di cella di 200 kPa ( $p = 200$  kPa) a drenaggio impedito. Quindi si incrementa la tensione verticale  $\sigma_v$  a  $\sigma_v = 400$  kPa. A questo punto si apre il drenaggio sino ad annullamento delle pressioni interstiziali. Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la pressione interstiziale quando il provino è posto in cella e quando la tensione verticale  $\sigma_v$  risulta  $\sigma_v = 400$  kPa ed inoltre la variazione di volume in seguito all'apertura del drenaggio. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

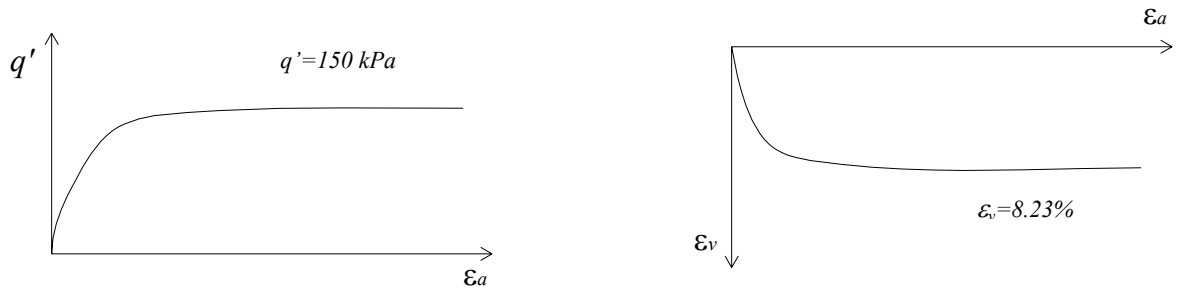
### **ESERCIZIO 1 (25 giugno 2002)**

Un provino di morena glaciale satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 600 kPa; successivamente viene scaricato isotropicamente alla pressione di 150 kPa. Quindi, si esegue una prova di estensione in condizioni non drenate incrementando la pressione

radiale e riducendo quella verticale con  $\Delta\sigma_v = -\Delta\sigma_h$ . Utilizzando il modello di stato critico (Cam Clay modificato) si determini la resistenza al taglio non drenata, la pressione interstiziale a rottura e gli incrementi di deformazione volumetrica elastica e plastica durante la fase di carico non drenata. Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.09$   $\kappa / \lambda = 0.16$   $N = 1.86$   $\Gamma = 1.81$   $\phi' = 29^\circ$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCITAZIONE n. 2 (27.05.2002)

Un campione di argilla satura è stato consolidato in condizioni isotrope fino a  $p'=150$  kPa e quindi scaricato fino a  $p'=100$  kPa; in corrispondenza di quest'ultima pressione il campione possedeva un indice dei vuoti  $e_0=0.909$ . Il campione è stato sottoposto ad una prova di compressione triassiale convenzionale di tipo drenato da cui si sono ottenuti i seguenti risultati:



Supponendo che il suo comportamento sia descrivibile dal modello di stato critico con superficie:

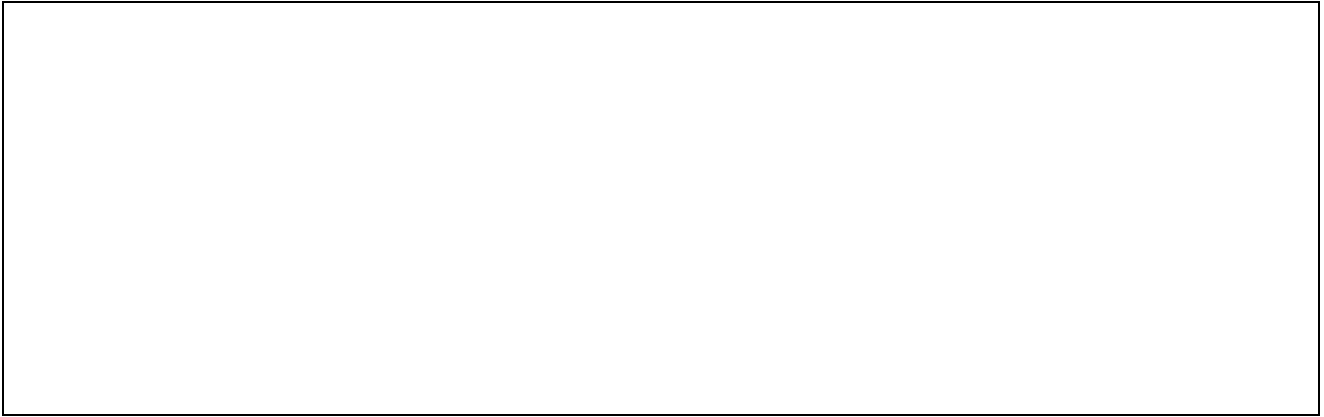
$$q'^2 + M^2 p'^2 = M p'_c p'$$

e che  $\lambda = 0.240$  e  $\kappa = \lambda/8$ , si definisca (rispondere alle domande di seguito elencate, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti):

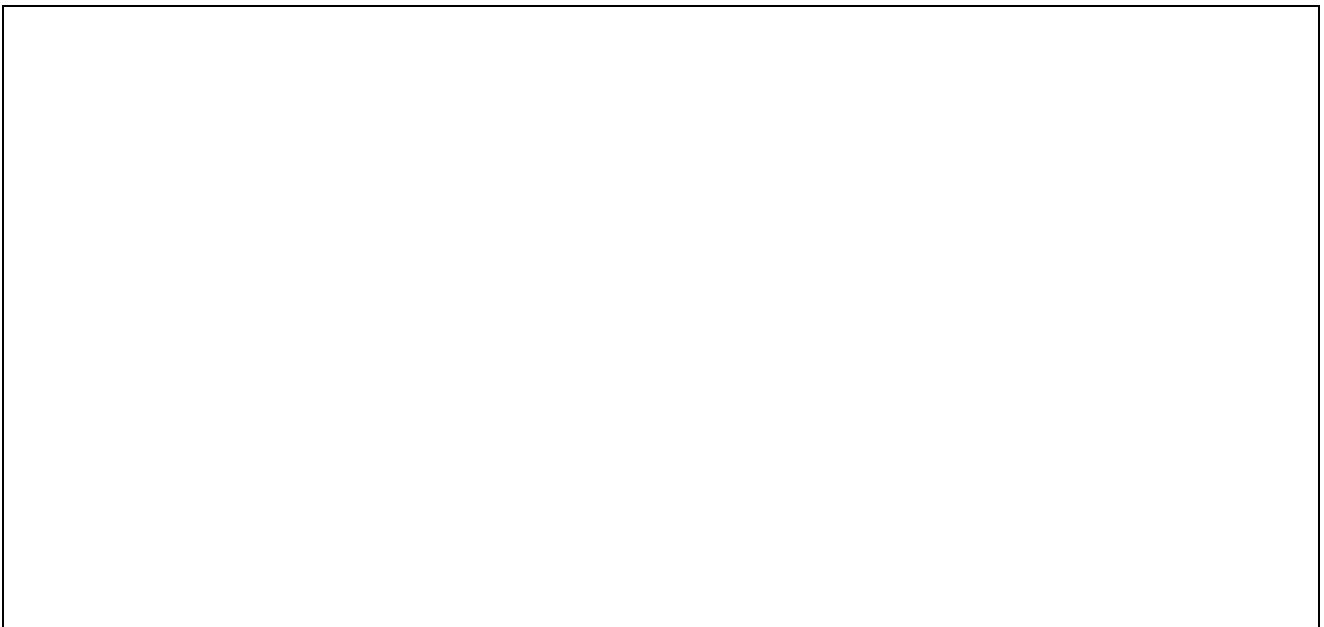
**11. la condizione finale raggiunta durante la prova drenata (di picco, critica, residua, ....);**

**12. i percorsi di carico nei piani  $q'$ - $p'$  e  $v$ - $p'$ ;**

13. i valori di  $M$  e  $\phi'_{cv}$ ;



14. le equazioni della linea di consolidazione isotropa  $v = N - \lambda \ln p'$  e della linea di stato critico  $v = \Gamma - \lambda \ln p'$ ;



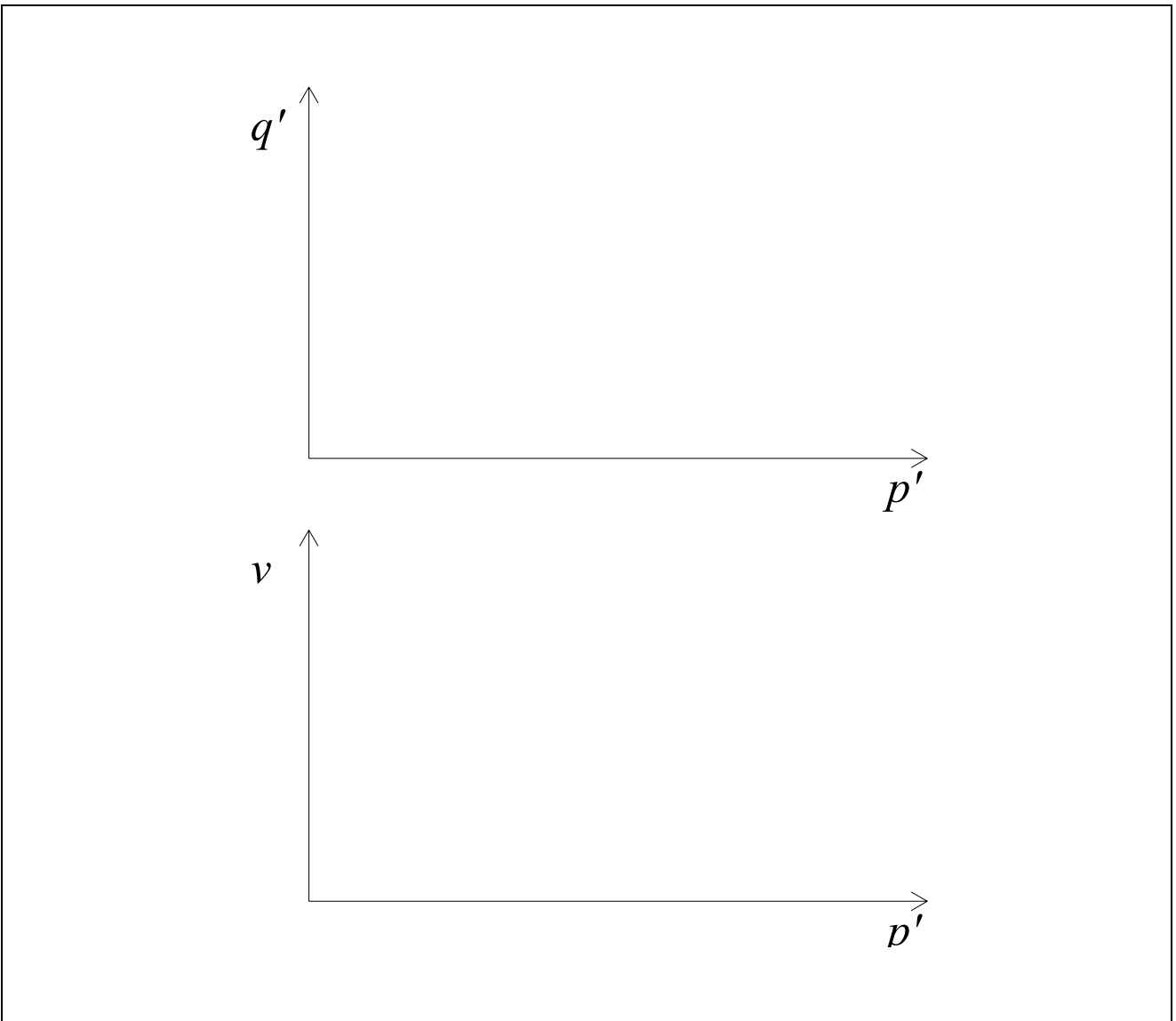
15. nella prova drenata assegnata quanto valgono le aliquote di deformazione volumetrica elastica  $\varepsilon_v^e$  e plastica  $\varepsilon_v^p$  secondo il modello.



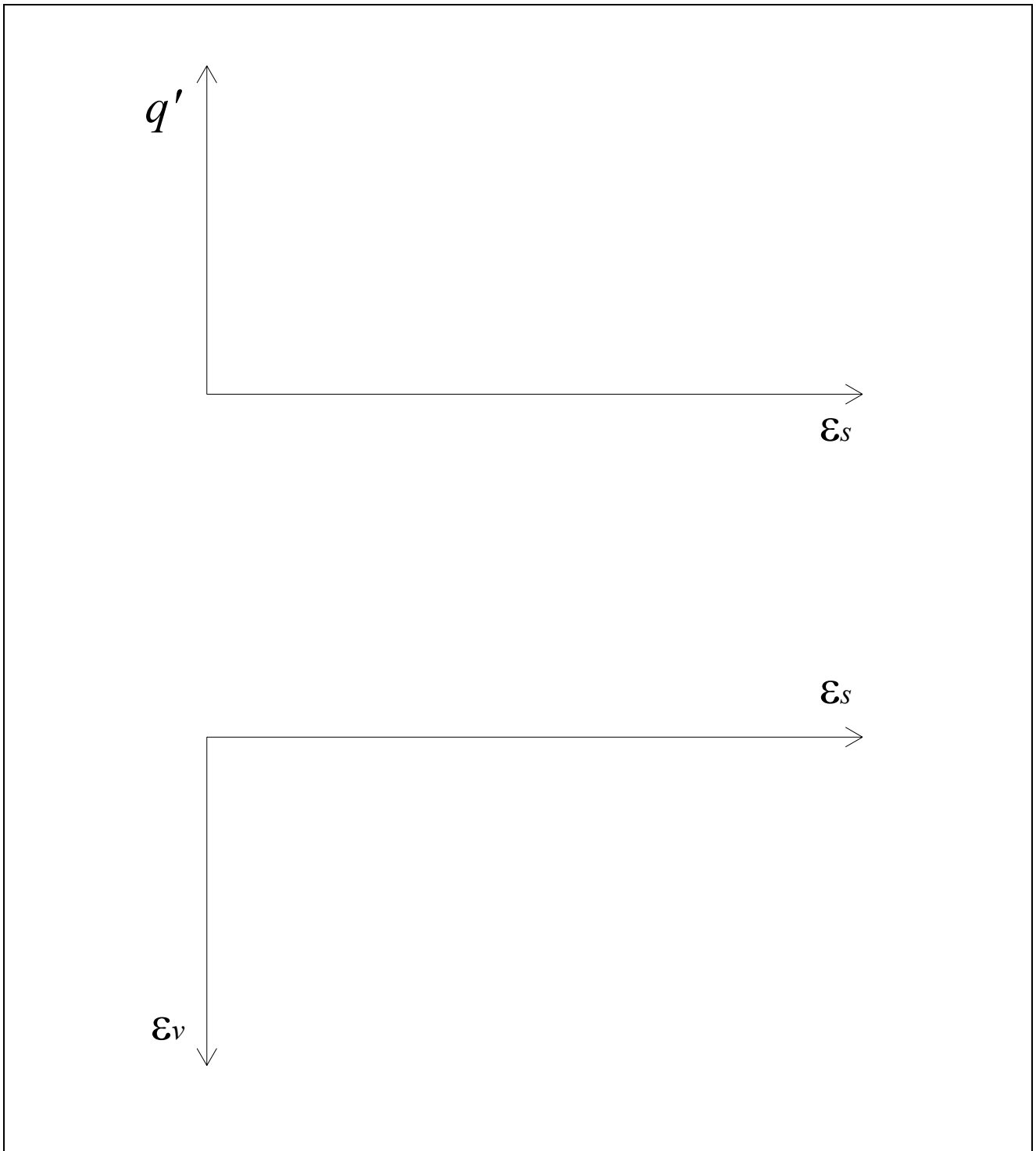
16. Se il campione fosse stato sottoposto ad una prova drenata a  $p'$  costante, quale sarebbe stato il valore di  $q'$  allo snervamento e allo stato critico;



17. i percorsi di carico nei piani  $q'$ - $p'$  e  $v$ - $p'$  in quest'ultimo caso;



18. Si traccino qualitativamente le curve  $\varepsilon_v - \varepsilon_s$  e  $q' - \varepsilon_s$ , sempre in quest'ultimo caso.



## ESERCIZIO 1 (18 luglio 2002)

Un campione di argilla satura è stato consolidato in condizioni isotrope fino a  $p'=150$  kPa e quindi scaricato fino a  $p'=70$  kPa. Si immagini di eseguire una prova ideale in cui il campione è sottoposto a una compressione triassiale di tipo drenato, mantenendo la pressione verticale costante e facendo variare quella radiale, fino alla condizione di stato critico. Supponendo che il suo comportamento sia descrivibile dal modello Cam Clay Modificato con superficie:

$$q'^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p'_c$$

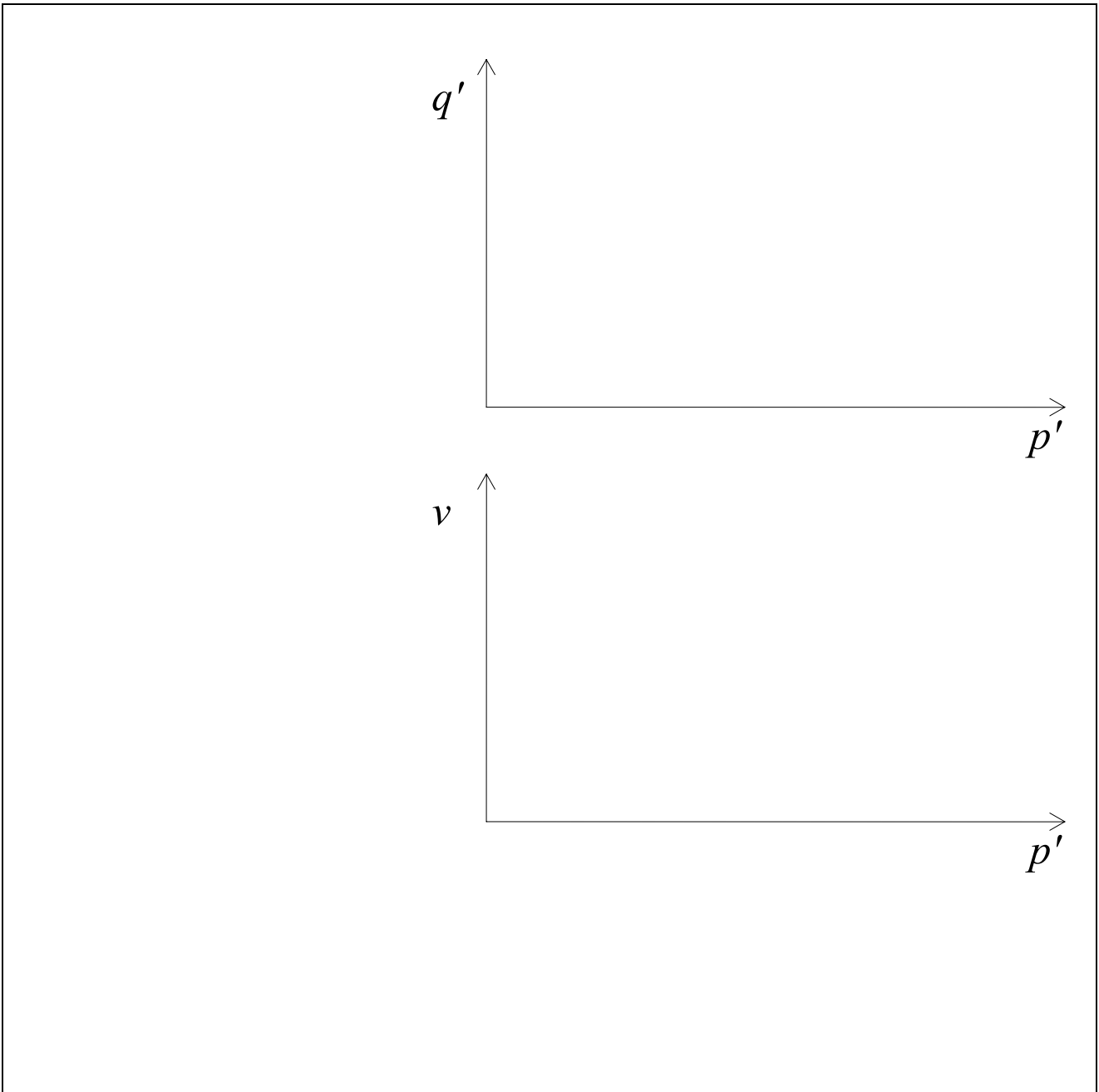
e con parametri  $M=0.856$ ,  $N=3.04$ ,  $\lambda = 0.200$  e  $\kappa = 0.05$ , trovare:

- 1) i valori di  $q'$  e  $p'$  nelle condizioni di picco;
- 2) i valori di  $q'$  e  $p'$  nelle condizioni di stato critico;
- 3) i corrispondenti incrementi di deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche ed elastiche. Si assuma un valore di  $G=4$  MPa.

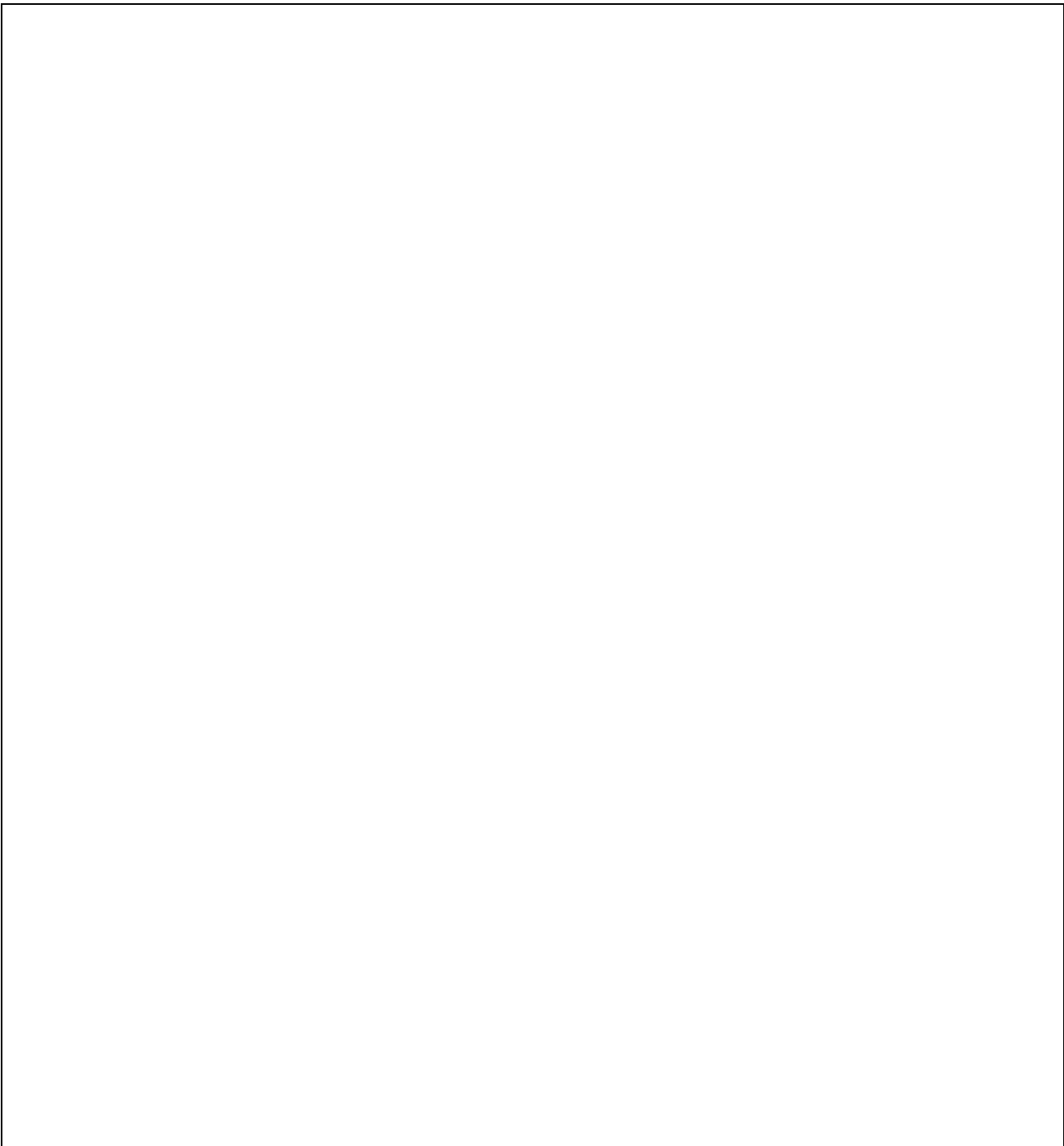
Si traccino, inoltre, in modo qualitativo le curve  $\varepsilon_v$ - $\varepsilon_s$  e  $q'$ - $\varepsilon_s$ .

(rispondere alle domande negli appositi spazi, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti):

### 19. i percorsi di carico nei piani $q'$ - $p'$ e $v$ - $p'$ ;



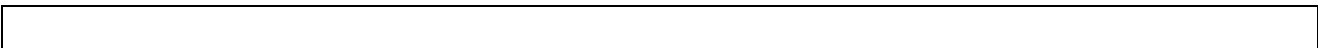
### 20. i valori di $q'$ e $p'$ nelle condizioni di picco;

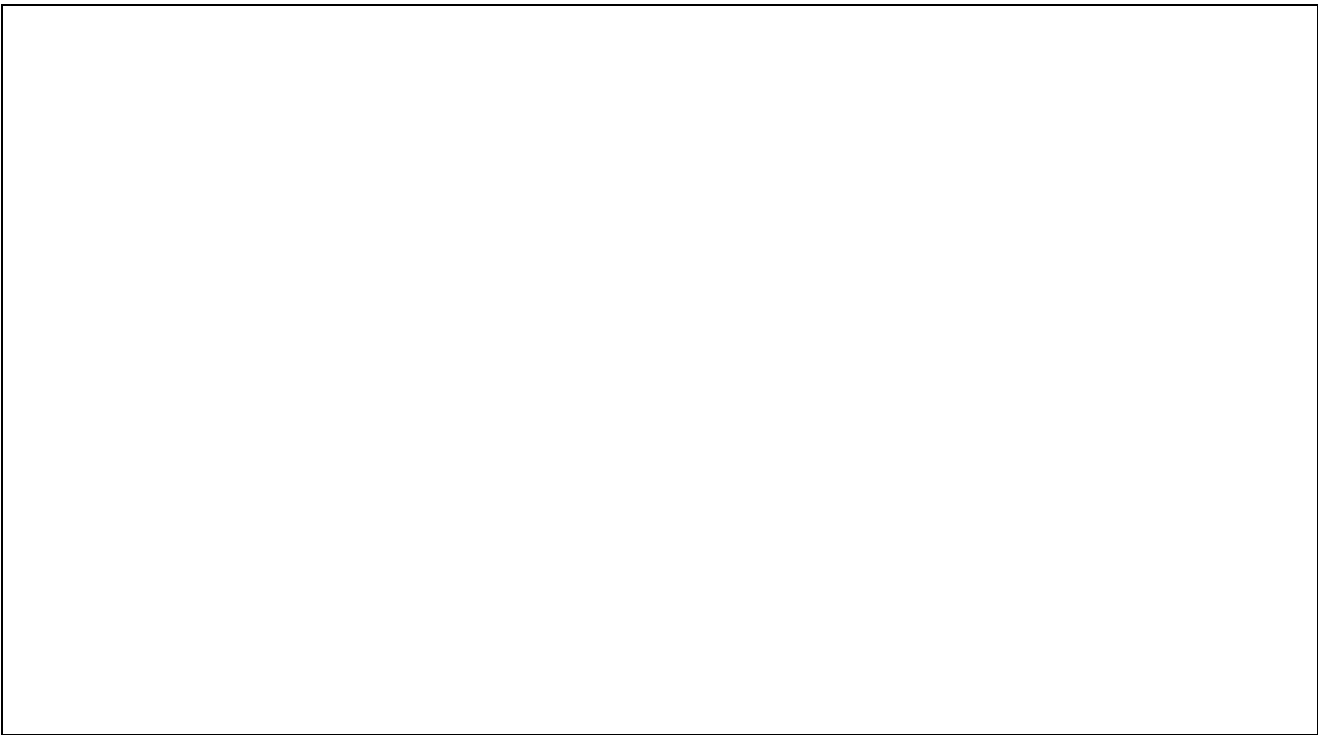


**21. i valori di  $q'$  e  $p'$  nelle condizioni di stato critico;**



**22. deformazioni volumetriche e distorsionali nel tratto elastico.**

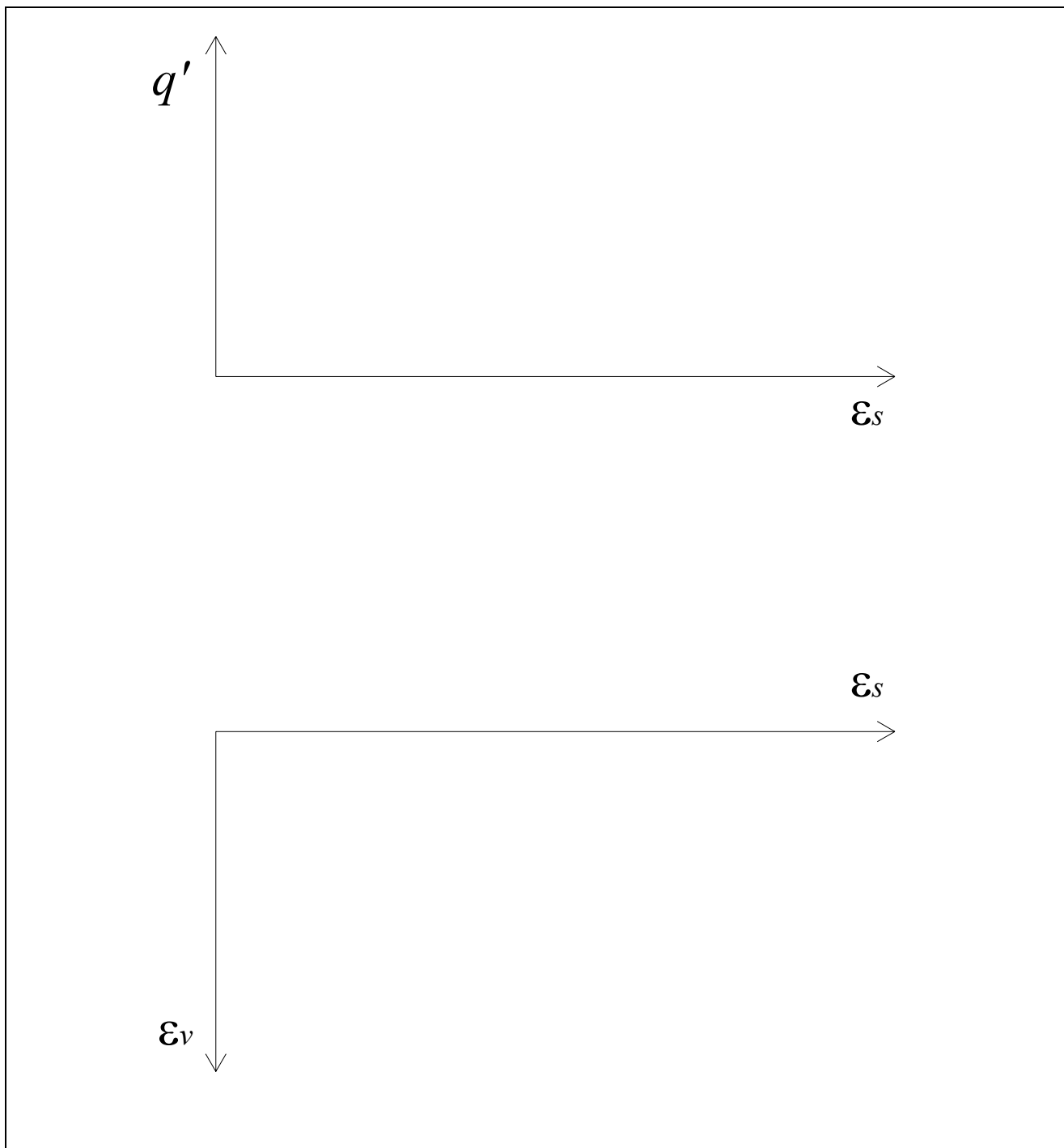




**23. deformazioni volumetriche e distorsionali nel tratto elasto-plastico;**



24. traccia qualitativa delle curve  $q' - \varepsilon_s$  e  $\varepsilon_v - \varepsilon_s$ .



### ESERCIZIO 1 (19 febbraio 2003)

Un banco di argilla satura con livello di falda posto a 6 m sotto il piano campagna orizzontale ha  $\Phi'=23^\circ$ , peso dell'unità di volume pari a  $20 \text{ KN/m}^3$ , densità specifica  $G_s=2.7$ , coefficiente di spinta a riposo  $k_0=0.61$  ed è normalmente consolidato (riferito alle tensioni verticali). Successivamente il livello di falda si innalza di 4 m.

Supposte valide le ipotesi del modello di stato critico ed assumendo una legge di variazione di  $k_0$  con il grado di consolidazione (riferito alle tensioni verticali) del tipo:  $k_0=(1-\text{sen}\Phi')\text{OCR}^{0.5}$ , si determini, per un elemento di terreno posto a 8 m dal piano campagna,

- la resistenza al taglio non drenata prima e dopo il rigonfiamento indotto dall'innalzamento della falda;
- la deformazione volumetrica associata a tale innalzamento;

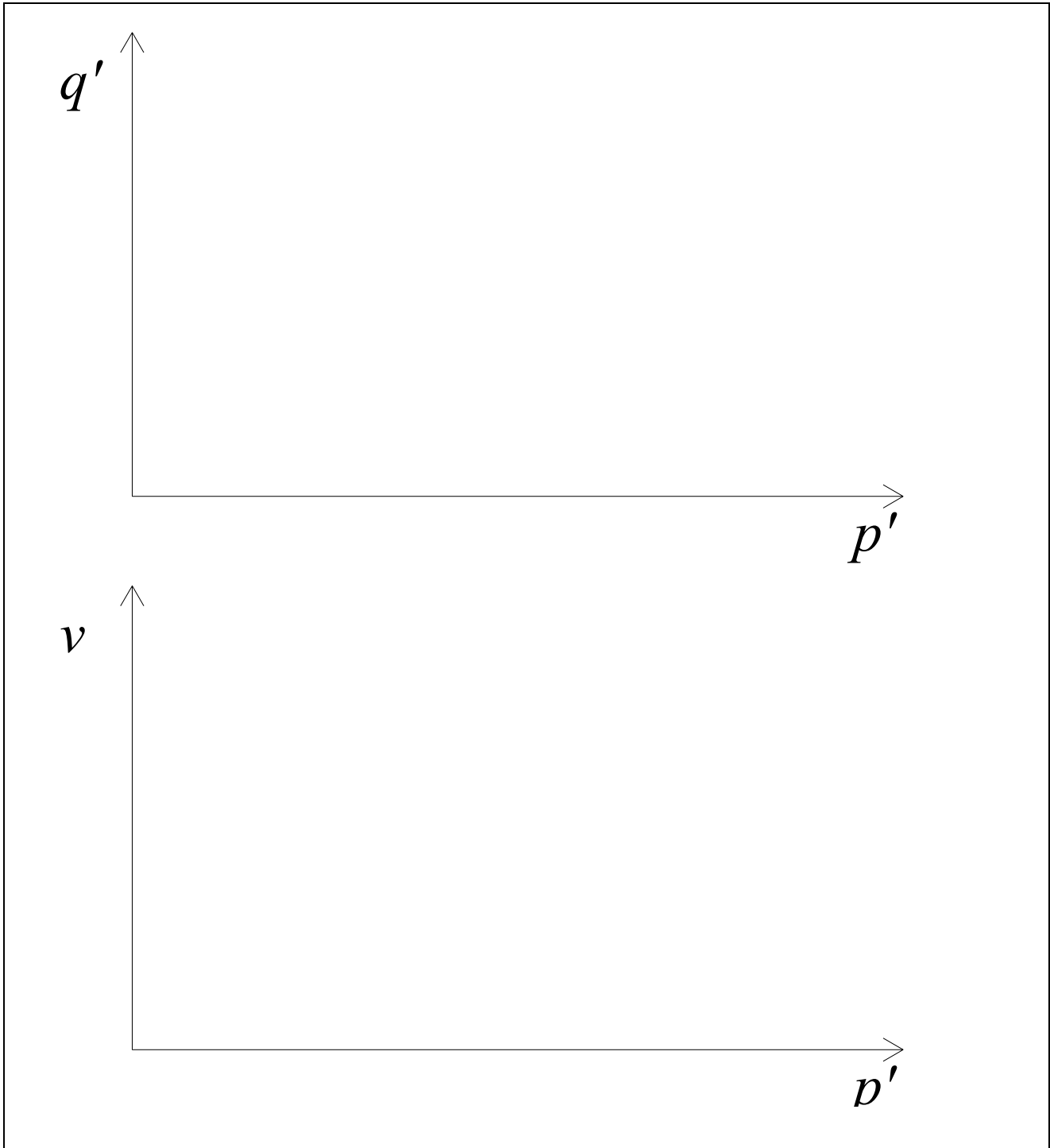
e si rappresentino i percorsi di carico nei piani  $q'-p'$  e  $v'-p'$  (o  $v'-\ln p'$ ).

I parametri del modello di stato critico sono:  $\lambda = 0.26$ ,  $\kappa = 0.05$ ,  $N = 2.873$ ,  $\Gamma = 2.727$ ,  $M = 1.02$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1 \text{ kPa}$ ); mentre l'elemento di terreno possiede, prima dell'innalzamento della falda, un contenuto d'acqua  $w=23\%$ .

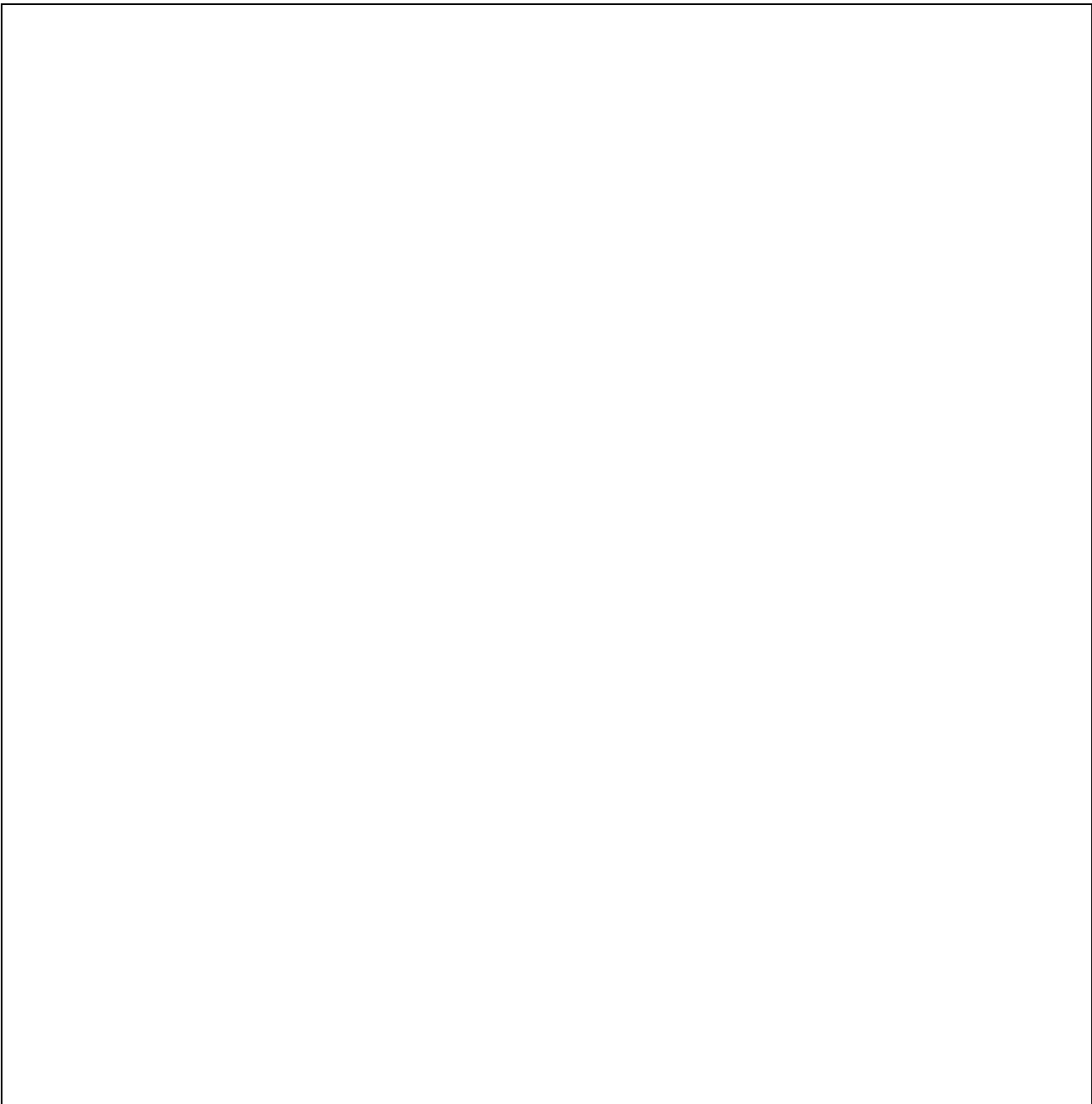
Si consideri un banco di argilla satura con livello di falda a piano campagna. Si assuma che l'argilla abbia un peso dell'unità di volume pari a 20 kN/m<sup>3</sup> e  $\phi' = 18^\circ$ . Un elemento di terreno posto a 10 m dal piano campagna risulta avere un grado di sovraconsolidazione (riferito alle pressioni verticali) pari a 1.5.  
 Per effetto di uno scavo, questo elemento di terreno risulta soggetto ad un percorso di carico in termini di tensioni totali caratterizzato da  $\sigma_v = \text{cost.}$  e da una diminuzione della tensione orizzontale  $\sigma_h$ .  
 Supponendo che il suo comportamento sia descrivibile dal modello Cam-Clay con superficie:

$$q'^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p'_c$$

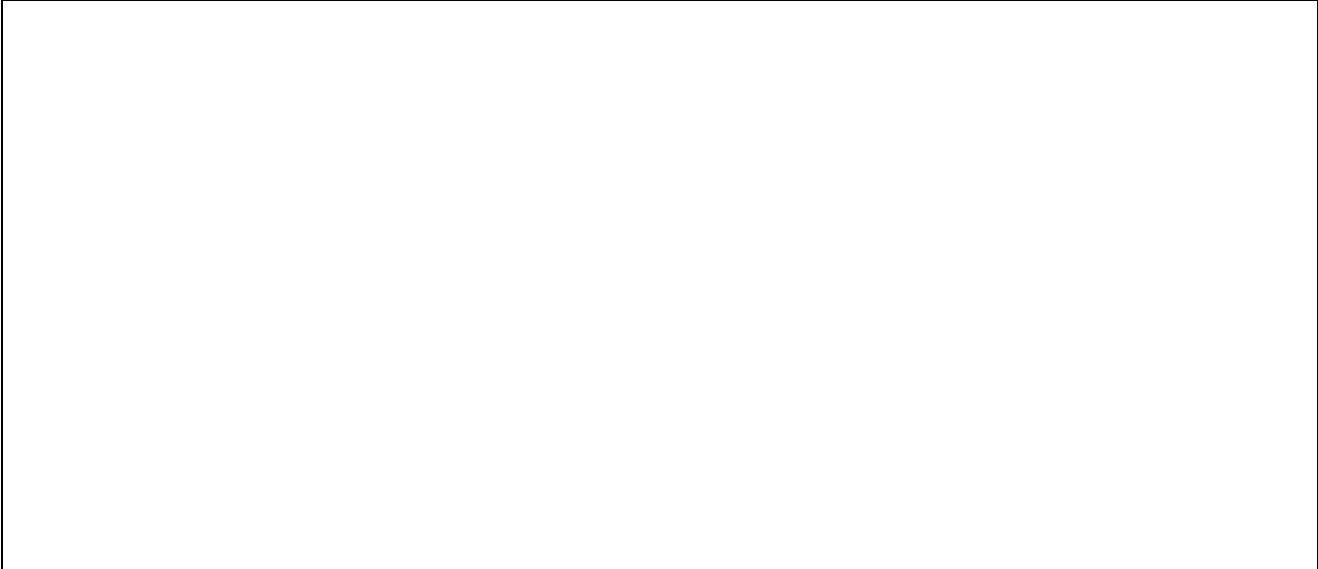
( $N=4$ ,  $\Gamma=3.88$ ,  $\lambda = 0.2$ ,  $\kappa = 0.02$  e  $M=0.69$ ) e che il coefficiente di spinta a riposo sia definito dalla relazione  $k_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{0.5}$ , si risponda alle domande di seguito elencate (*riportando i passaggi fondamentali con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti*). Si riportino i percorsi di carico nel piano  $q'-p'$  e  $v-p'$  nel riquadro sottostante.



25. con riferimento all'elemento di terreno considerato, si determini lo stato tensionale efficace e totale, il volume specifico, e la posizione della superficie di plasticizzazione ( $p'_c$ ) prima dello scavo;

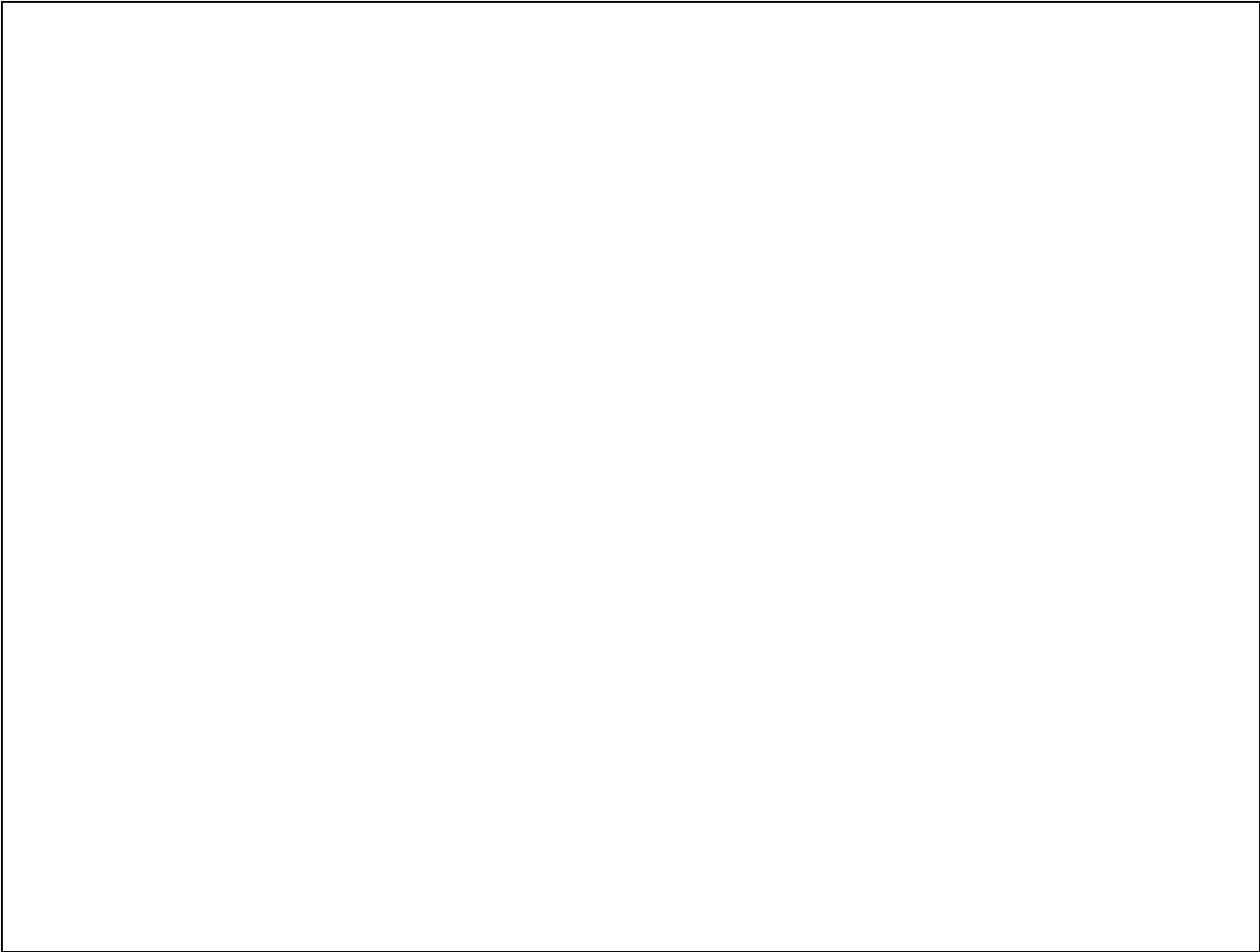


**26. determinare la coesione non drenata e la pressione dell'acqua interstiziale a rottura nell'ipotesi che il percorso in termini di tensioni sia caratterizzato da  $\sigma_v = \text{cost.}$  e da una diminuzione della tensione orizzontale  $\sigma_h$ .**



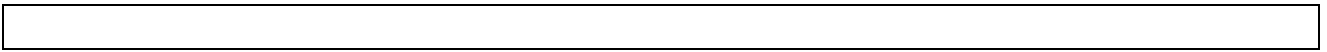


**27. determinare la deformazione volumetrica plastica e la deformazione volumetrica elastica a rottura (si assuma come riferimento il volume specifico del campione prima dell'esecuzione dello scavo)**



28. nell'ipotesi che la variazione di stato tensionale, caratterizzata da  $\sigma_v = \text{cost.}$  e da una diminuzione della tensione orizzontale  $\sigma_h$ , avvenga in condizioni drenate ( $\Delta u_w = 0$ ), determinare la resistenza di picco

29. indicare cosa succede dopo il raggiungimento della resistenza di picco, sempre in condizioni drenate, ricordando che il percorso di carico avviene in controllo degli sforzi e non degli spostamenti



Due campioni, A e B, sono normalmente consolidati in condizioni isotrope rispettivamente alle pressioni  $p'_A=100$  kPa e  $p'_B=200$  kPa mantenendo nulla la pressione dell'acqua interstiziale. Al termine di questa fase, i due campioni risultano avere un volume specifico  $v_A= 3.079$  e  $v_B= 2.940$ .

Il campione A è portato a rottura in condizioni drenate mantenendo la pressione di cella costante ( $\Delta\sigma_c=0$ ). In condizioni di stato critico risulta  $q=150$  kPa.

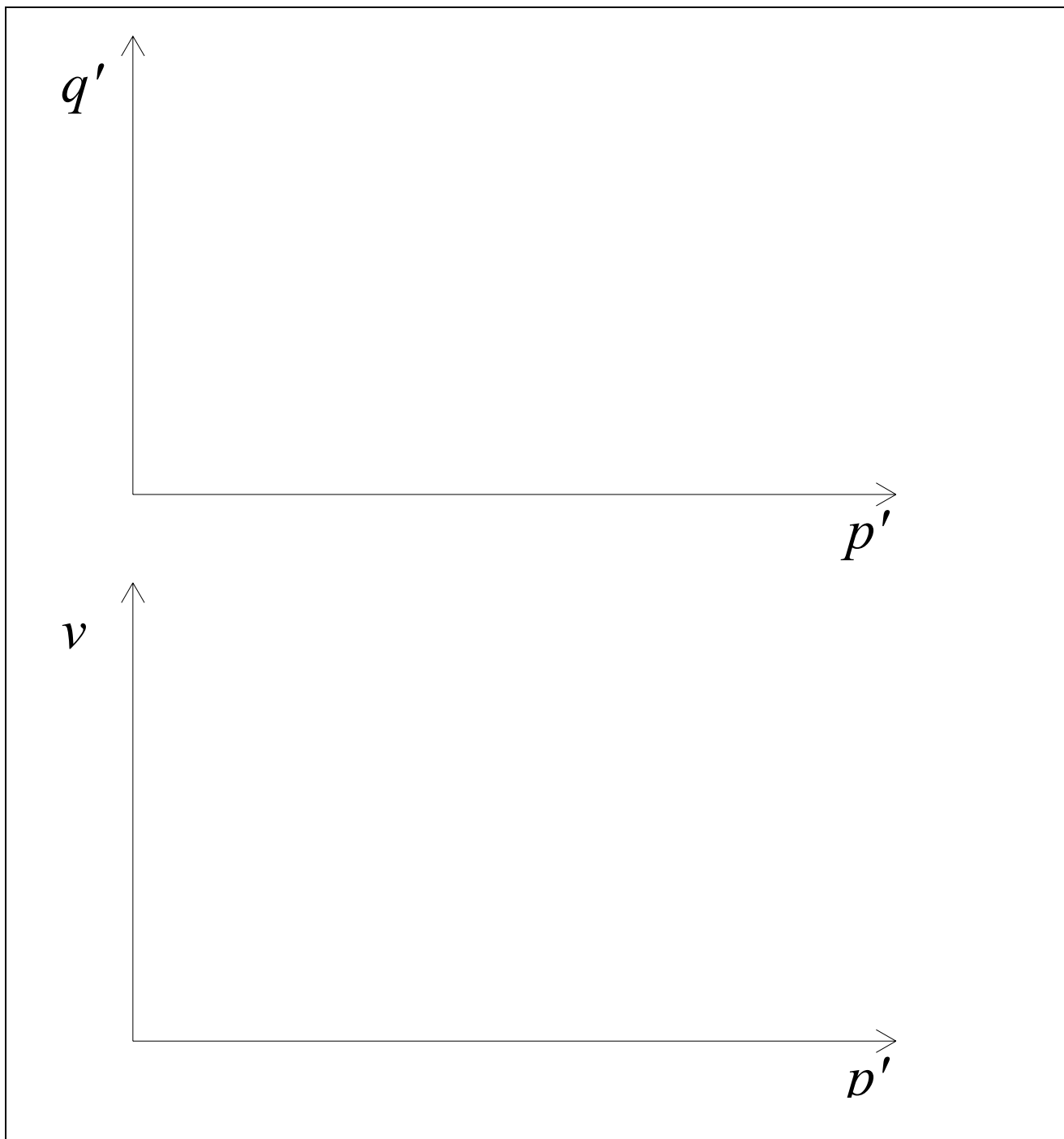
Il campione B è portato a rottura in condizioni non drenate mantenendo la pressione di cella costante ( $\Delta\sigma_c=0$ ). In condizioni di stato critico risulta  $q=110$  kPa.

Supponendo che il comportamento del terreno sia descrivibile dal modello Cam-Clay con superficie:

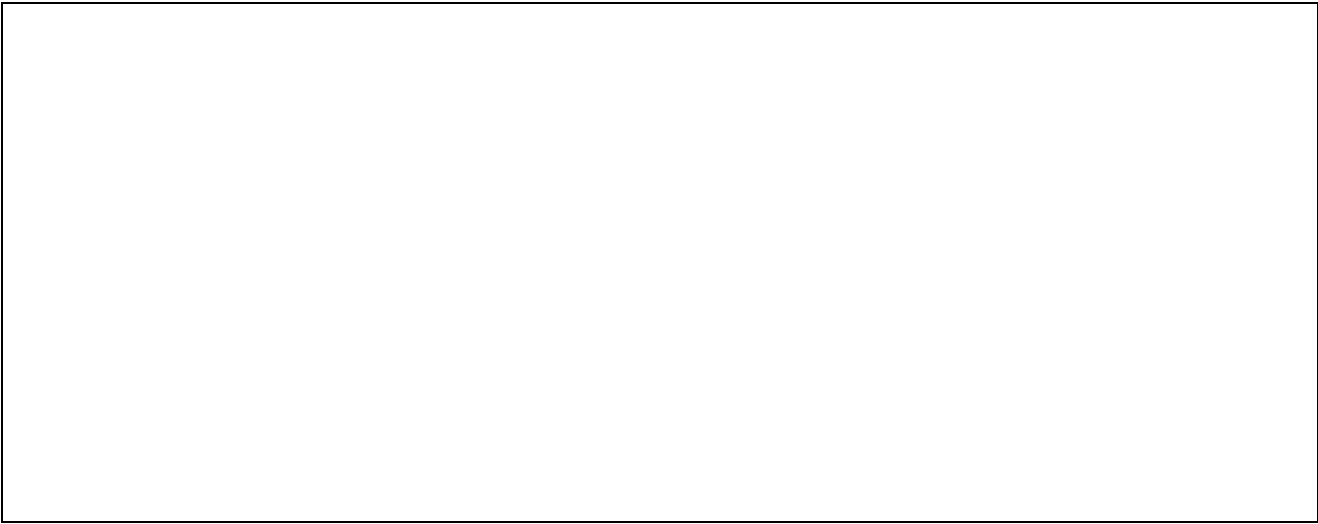
$$q'^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p'_c$$

si risponda alle domande di seguito elencate (*riportando i passaggi fondamentali con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti*).

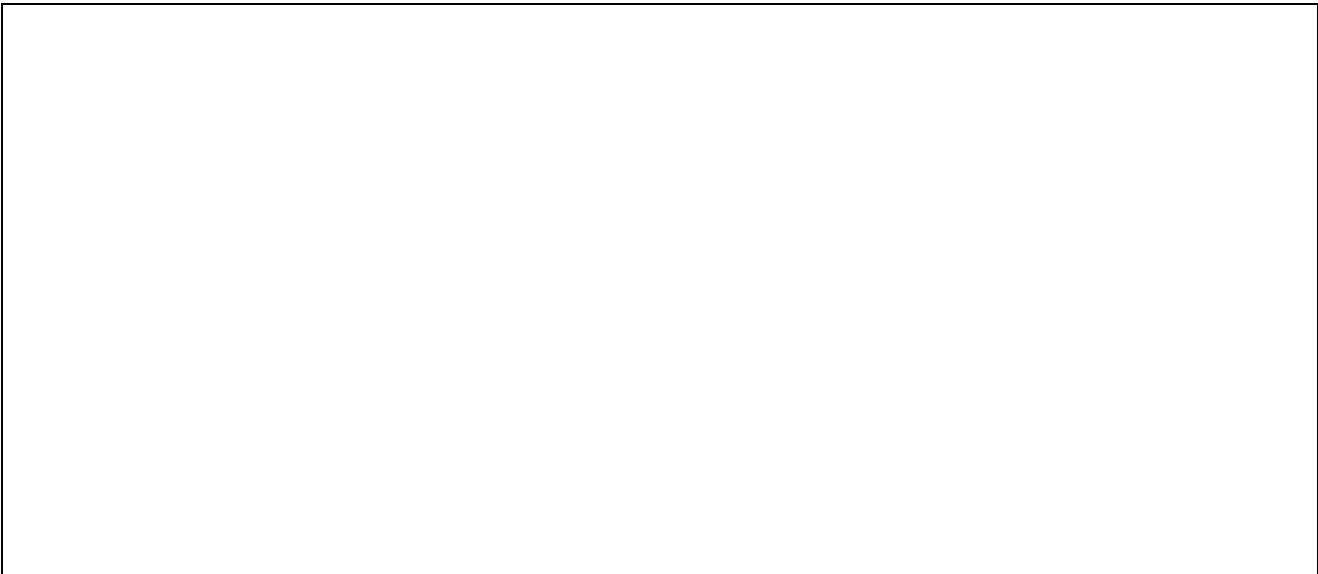
1. **Riportare i percorsi di carico nel piano  $q'-p'$  e  $v-p'$  nel riquadro sottostante.**



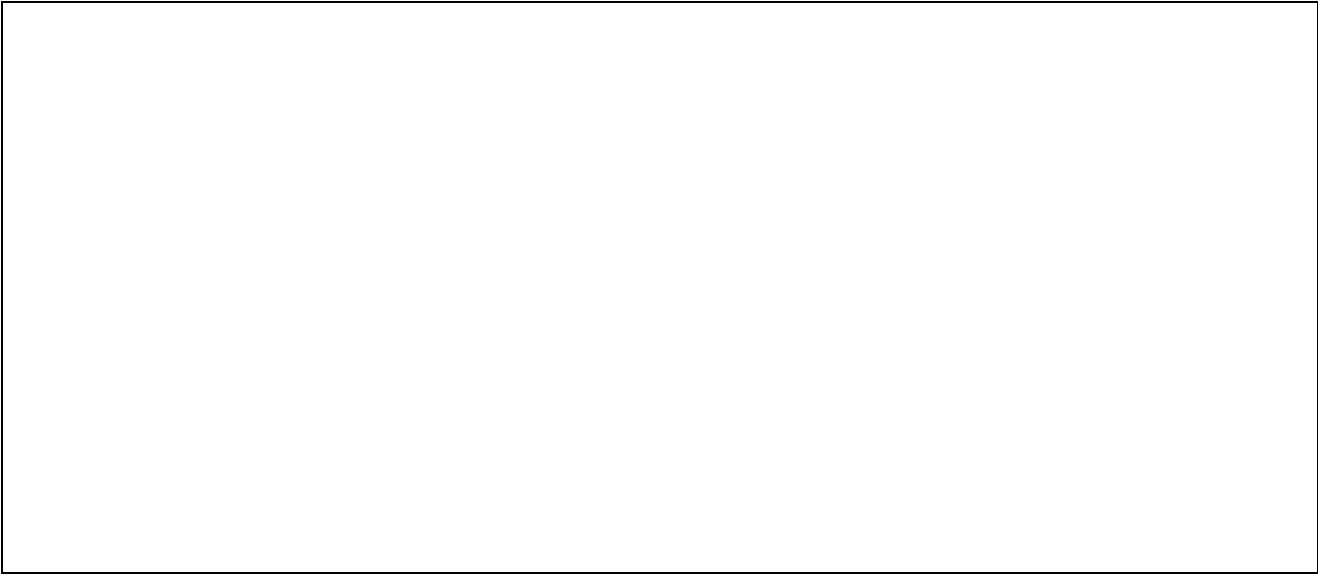
2. **Determinare i parametri  $N$  e  $\lambda$  della curva di normale consolidazione isotropa ( $v=N-\lambda \ln p'$ )**



**3. Determinare il parametro  $M$  relativo della curva  $q=Mp'$ , proiezione della curva di stato critico sul piano  $(p', q)$**



**4. Determinare il parametro  $\Gamma$  relativo della curva  $v=\Gamma - \lambda \ln p'$ , proiezione della curva di stato critico sul piano  $(p', v)$**



**5. Determinare il parametro  $\kappa$  relativo della curva di scarico e ricarico**



**6. Le componenti elastica e plastica della variazione di volume specifico del provino A, accumulata durante la fase di incremento dello sforzo deviatorico**



**7. La pressione dell'acqua interstiziale del provino B in condizioni di stato critico**





### ESERCIZIO 1 (13 gennaio 2004)

Un provino di argilla satura è posto in cella triassiale e consolidato isotropicamente alla pressione di 800 kPa; successivamente viene scaricato isotropicamente alla pressione di 200 kPa mantenendo la pressione dell'acqua interstiziale uguale a zero. Completata la fase di consolidazione, vengono chiusi i drenaggi ed imposto un percorso in termini di tensioni totali  $\Delta q = \Delta p$ . Utilizzando il modello Cam Clay modificato si determini:

- 1) la coesione non drenata;
- 2) la pressione dell'acqua interstiziale in corrispondenza delle condizioni di stato critico;
- 3) le componenti della deformazione volumetrica plastica ed elastica accumulate in corrispondenza delle condizioni di stato critico.

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 1 (17 febbraio 2004)

È eseguita una prova triassiale consolidata non drenata su un provino di argilla satura. Il provino è posto in cella triassiale e normalmente consolidato isotropicamente alla pressione efficace di 800 kPa e successivamente scaricato isotropicamente alla pressione efficace di 400 kPa, mantenendo la pressione dell'acqua interstiziale uguale a zero. Completata la fase di consolidazione, lo sforzo deviatorico viene incrementato imponendo  $\Delta\sigma_a = 0$  e  $\Delta\sigma_r < 0$ . Utilizzando il modello Cam Clay modificato si determini:

- 1) la resistenza di picco e la relativa pressione dell'acqua interstiziale;
- 2) la resistenza ultima e la relativa pressione dell'acqua interstiziale;
- 3) le deformazioni volumetriche plastiche ed elastiche accumulate in corrispondenza delle condizioni di stato critico a partire dal termine della fase di consolidazione.

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 1 (15 giugno 2004)

Un provino di argilla satura è normalmente consolidato anisotropicamente in condizioni drenate ad una pressione assiale di 200 kPa ed una pressione radiale di 100 kPa ( $u_w = 0$ ). Successivamente, sempre in condizioni drenate, vengono diminuite la pressione assiale e la pressione radiale in modo tale che risulti  $\Delta\sigma_a = \Delta\sigma_r$ .

Utilizzando il modello Cam Clay modificato:

- 4) determinare i valori della pressione assiale  $\sigma_a$  e della pressione radiale  $\sigma_r$  al termine della fase elastica;
- 5) determinare la componente elastica della deformazione volumetrica e distorsionale accumulate in questa fase;
- 6) indicare cosa accadrebbe se, al termine della fase elastica, si riducono ulteriormente la pressione assiale  $\sigma_a$  e la pressione radiale  $\sigma_r$  con  $\Delta\sigma_a = \Delta\sigma_r$ .

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 1 (16 luglio 2004)

Un provino di argilla satura è normalmente consolidato isotropicamente in condizioni drenate alla pressione efficace  $p'_0$ . ( $u_w = 0$ ). Successivamente, in condizioni non drenate, viene incrementata la pressione assiale mantenendo costante la pressione di cella. In condizioni ultime, la coesione non drenata risulta pari a 57 kPa.

Utilizzando il modello Cam Clay modificato:

- 7) determinare il valore della pressione efficace di consolidazione isotropa  $p'_0$ ;
- 8) determinare la componente elastica e plastica della deformazione volumetrica accumulata durante la fase di incremento dello sforzo deviatorico;

9) la pressione dell'acqua interstiziale a rottura.

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 1 ( settembre 2004)

Un provino di argilla satura è normalmente consolidato isotropicamente in condizioni drenate ad una pressione di cella di 200 kPa ( $u_w=0$ ). Successivamente, a) in condizioni non drenate, la pressione di cella viene diminuita fino a 50 kPa; b) sempre in condizioni non drenate, lo sforzo deviatorico viene quindi incrementato a  $p=\text{cost}$ . Utilizzando il modello Cam Clay modificato:

- 10) determinare la coesione non drenata e la pressione dell'acqua interstiziale in condizioni ultime;
- 11) determinare la componenti di deformazione volumetrica elastica e plastica accumulate durante la fase a);
- 12) determinare la componenti di deformazione volumetrica elastica e plastica accumulate durante la fase b);

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$   $\kappa = 0.05$   $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$   $M = 1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 2 (18 gennaio 2005)

Da un banco di argilla normalmente consolidata, con falda a piano campagna, viene prelevato un campione alla profondità di 10 m. Al termine del campionamento, il campione risulta avere una pressione dell'acqua interstiziale  $u_w=-71$  kPa. Successivamente, il campione è posto in cella triassiale e la pressione di cella viene incrementata fino a 30 kPa in condizioni non drenate. Infine, sempre in condizioni non drenate, si incrementa lo spostamento assiale fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Si ipotizzi che il campionamento sia eseguito in condizioni ideali ( $\Delta w=0$ ) e si assuma che il peso dell'unità di volume del terreno sia  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ . Si assuma  $k_0=1-\sin\phi'$  ed  $M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$ . Utilizzando il modello Cam Clay modificato si determini:

- 13) la resistenza ultima e la relativa pressione dell'acqua interstiziale;
- 14) le deformazioni volumetriche plastiche ed elastiche accumulate in corrispondenza delle condizioni di stato critico a partire dal termine della fase di applicazione della pressione di cella.

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$ ,  $\kappa = 0.05$ ,  $N = 3.913$   $\Gamma = 3.767$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 2 (16 febbraio 2005)

Un campione viene posto in cella triassiale e quindi consolidato isotropicamente ad una pressione efficace di cella  $\sigma'_3=100$  kPa. In tali condizioni, il campione risulta sovraconsolidato. Successivamente, mantenendo costante sia la pressione di cella  $\sigma_3$  sia pressione dell'acqua interstiziale (condizioni drenate) viene incrementato lo spostamento assiale fino al raggiungimento della condizione ultima. Lo snervamento (passaggio da un comportamento elastico ad uno elasto-plastico) si verifica in corrispondenza dello sforzo deviatorico  $q=75$  kPa..

Utilizzando il modello Cam Clay modificato si determini:

- 15) la resistenza ultima;
- 16) l'indice dei vuoti al termine della fase di consolidazione isotropa;
- 17) la deformazione volumetrica elastica e plastica accumulata durante la fase di incremento dello sforzo deviatorico.

Per i parametri del modello si assuma  $\lambda = 0.26$ ,  $\kappa = 0.05$ ,  $N = 3.913$ ,  $\Gamma = 3.767$ ,  $M=1$  (i valori di  $N$  e di  $\Gamma$  sono riferiti a  $p' = 1$  kPa).

### ESERCIZIO 1 (15 luglio 2005)

Da un banco di argilla satura normalmente consolidata nel quale ha sede una falda coincidente con il piano di campagna, viene prelevato un campione alla profondità di 5 m. Il contenuto d'acqua del campione e la pressione dell'acqua interstiziale del campione dopo il campionamento (pressioni totali nulle) risultano rispettivamente:

$$w=0.32 \text{ e } u_w=-100 \text{ kPa}$$

Tale campione è sottoposto quindi ad una prova di compressione semplice in condizioni non drenate ( $\sigma_r=0$ ,  $\Delta w=0$ ). In condizioni ultime, risulta:

$$q = 25 \text{ kPa e } u_w = -16.7 \text{ kPa}$$

Utilizzando il modello Cam Clay modificato, ipotizzando che il campionamento sia ideale ( $\Delta w=0$ ), assumendo che

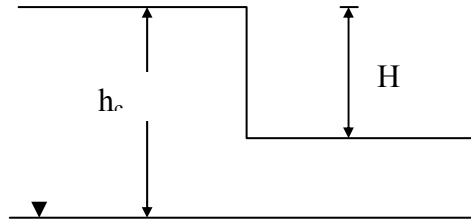
$$\gamma=20 \text{ kN/m}^3, \gamma_w=10 \text{ kN/m}^3, G_s=2.6, \kappa=\lambda/6$$

e ricordando che  $\Gamma=N-(\lambda-\kappa) \ln 2$ , determinare i parametri del modello  $M$ ,  $N$ ,  $\lambda$ , e  $\kappa$ .

## 5. Applicazione dei teoremi dell'analisi limite

### ESERCIZIO 2 (15 settembre 1999)

Applicando il teorema “statico” dell'analisi limite si determini l'altezza critica  $H$  di una parete verticale in un materiale con risalita capillare  $h_c$  e avente  $\phi' \neq 0$  e  $c' = 0$ . Con riferimento allo schema riportato in figura si ipotizzi, per semplicità, che il terreno sottostante la scarpata abbia resistenza infinita.



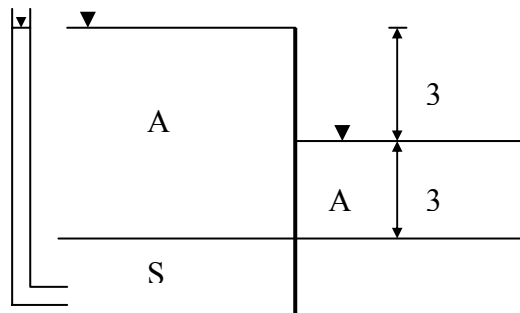
### ESERCIZIO 3 (15 settembre 1999)

Con riferimento alla paratia indicata in figura, si calcoli la profondità di infissione necessaria per la stabilità dell'opera nelle condizioni di lungo termine.

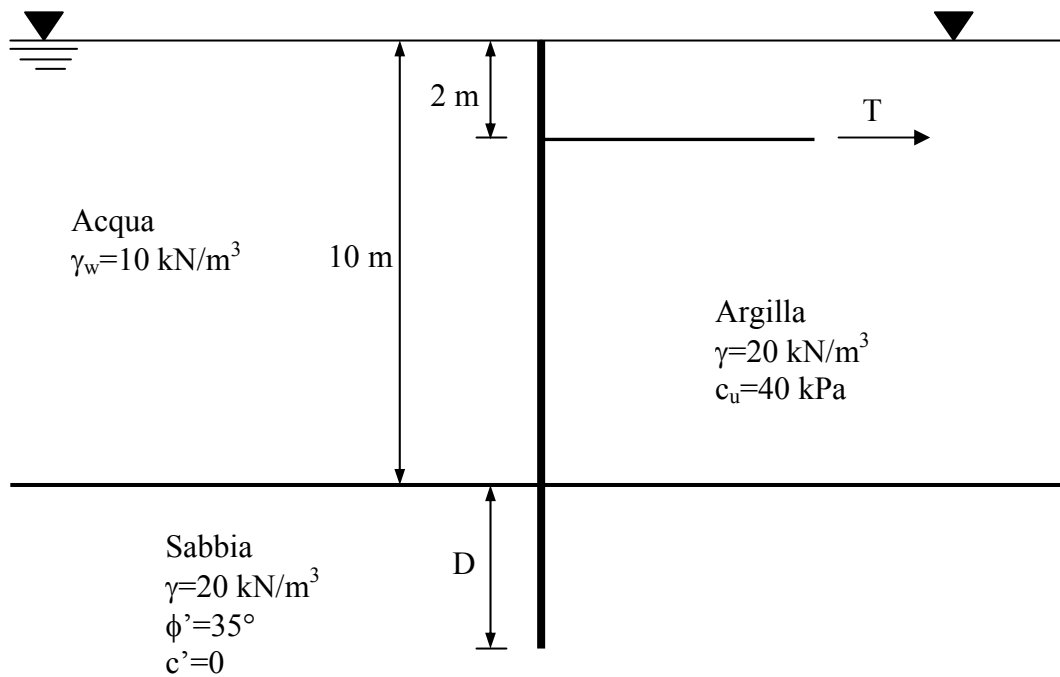
Per l'argilla (A) si assuma peso dell'unità di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 0$  e  $\phi' = 25^\circ$ .

Per la sabbia (S) si assuma peso dell'unità di volume  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 0$  e  $\phi' = 35^\circ$ .

Si consideri inoltre un peso specifico dell'acqua  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ .



Con riferimento alla paratia indicata in figura, progettare la profondità di infissione  $D$  e la forza  $T$  nel tirante nelle condizioni di breve termine utilizzando il teorema statico dell'analisi limite. Si assuma, per semplicità, un unico coefficiente di sicurezza  $\eta=1,3$ . Si tenga presente che l'opera rimane sempre immersa.

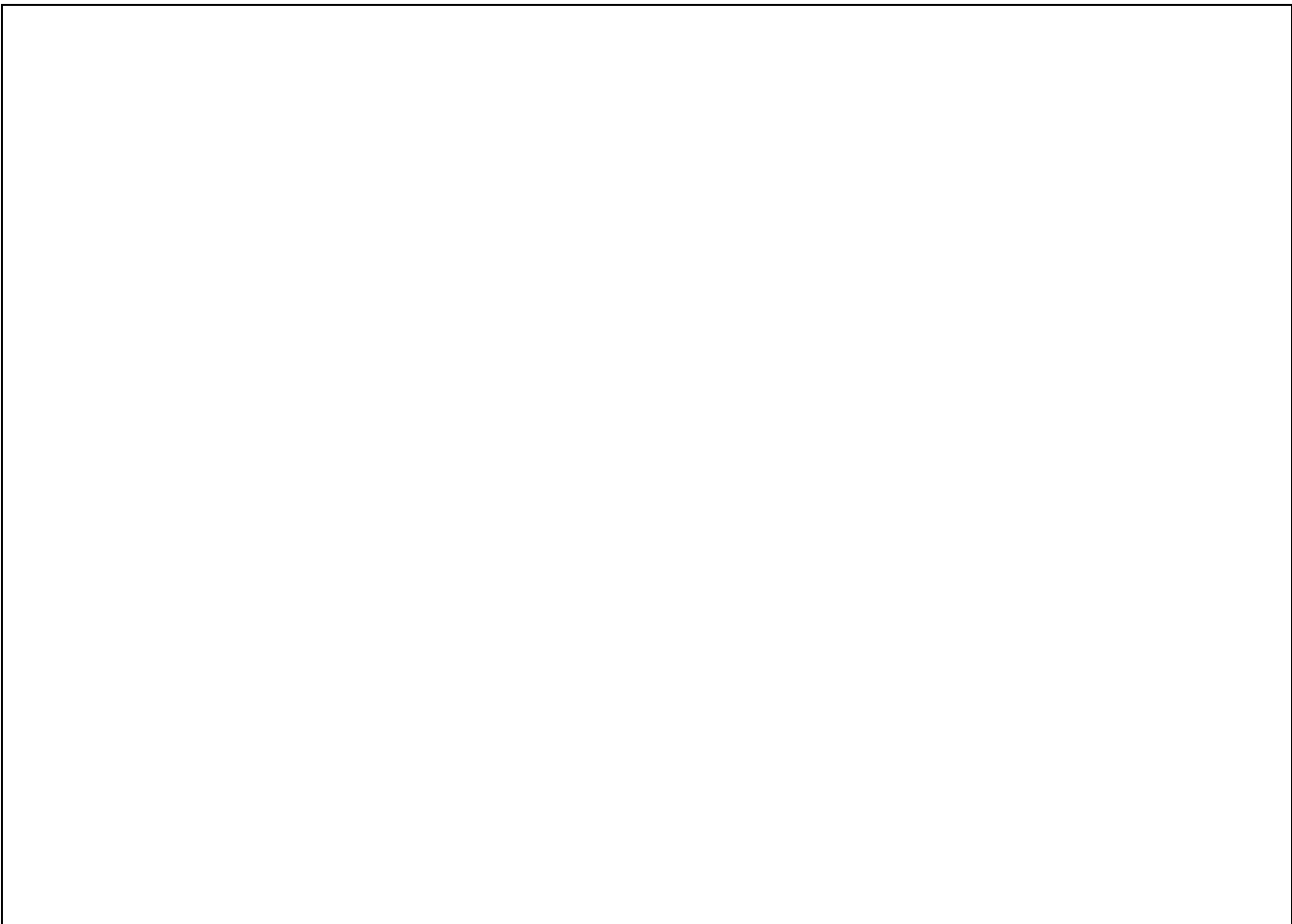


**30. determinare le spinte e i momenti delle spinte a monte della paratia**



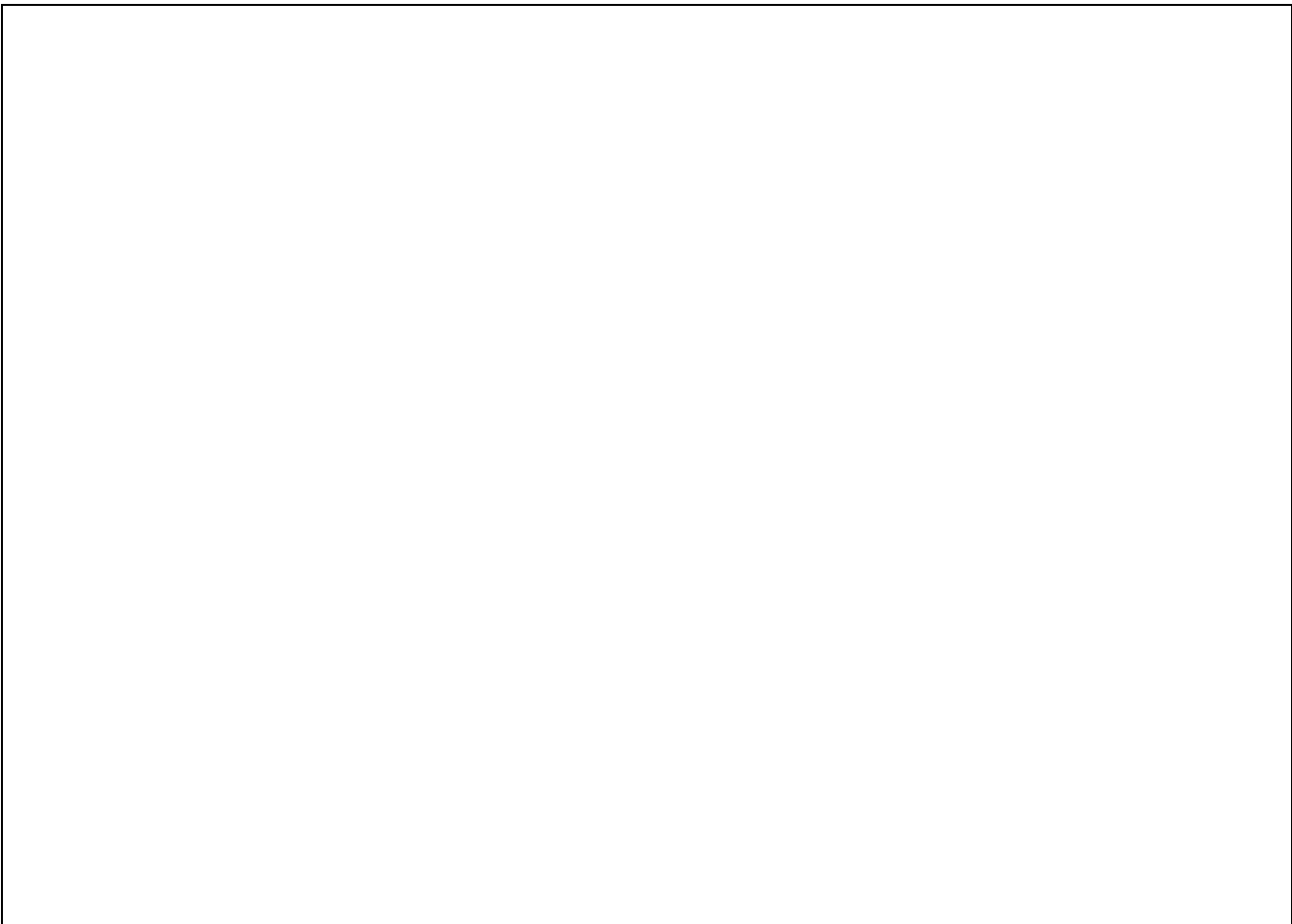
**31. determinare le spinte e i momenti delle spinte a valle della paratia**





**32. determinare la profondità di infissione D e la forza T nel tirante**



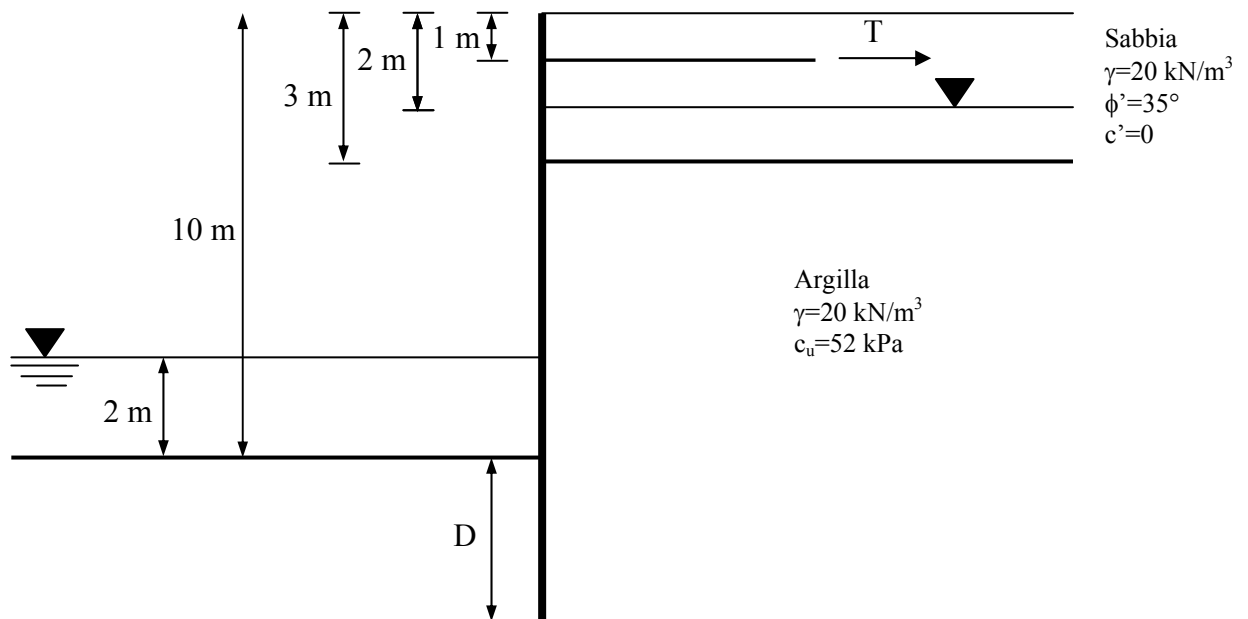


**33. Indicare qualitativamente la distribuzione delle pressioni che si esercitano sulla paratia nell'ipotesi che il tirante non sia presente**





Con riferimento alla paratia indicata in figura, progettare la profondità di infissione  $D$  e la forza  $T$  nel tirante nelle condizioni di **breve termine** utilizzando il teorema statico dell'analisi limite. Si assuma, per semplicità, un unico coefficiente di sicurezza  $\eta=1,3$ . Si assuma che lo strato di sabbia al di sopra della falda sia saturo e che vi sia risalita capillare.



34. determinare le spinte e i momenti delle spinte a monte della paratia, tenendo conto dell'eventuale formazione di fessure a tergo della paratia.



**35. determinare le spinte e i momenti delle spinte a valle della paratia**



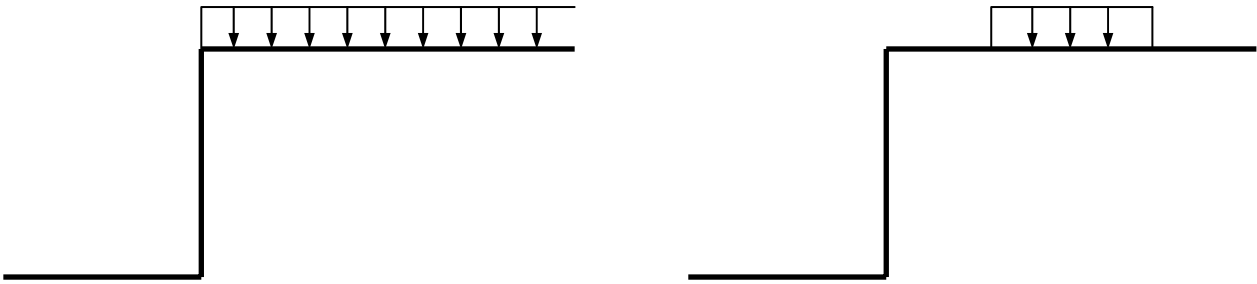
**36. scrivere le equazioni che consentono di determinare la profondità di infissione  $D$  e la forza  $T$  nel tirante**

**37. determinare la profondità di infissione  $D$  e la forza  $T$  nel tirante**

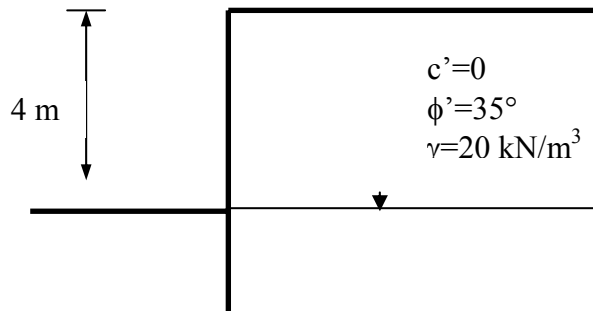


**ESERCIZIO 2 (13 gennaio 2004)**

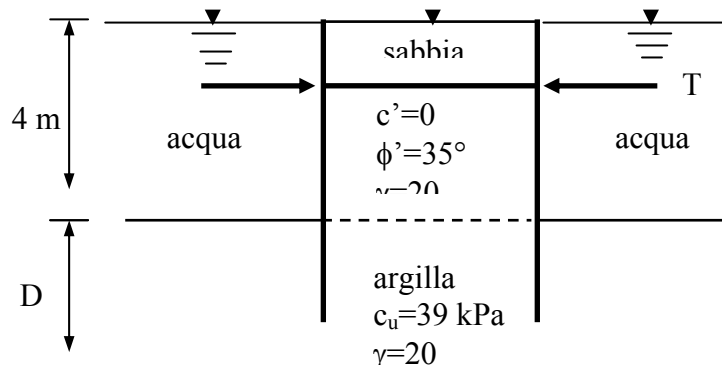
Con riferimento ai due schemi riportati in figura, si determini la massima profondità di scavo utilizzando il *teorema statico dell'analisi limite*, nell'ipotesi che il mezzo sia omogeneo e la rottura avvenga in condizioni non drenate. Tale metodo consente di ottenere un valore della profondità di scavo che, seppur talvolta non realistico, rappresenta un limite inferiore della soluzione.

**ESERCIZIO 2 (17 febbraio 2004)**

Con riferimento allo schema indicato in figura, si determini la profondità di infissione della paratia. Si assuma che il terreno al di sopra della falda si mantenga saturo. Qualora si formi, in condizioni di collasso, una fessura a tergo della paratia, analizzare solo il caso di fessura priva d'acqua.

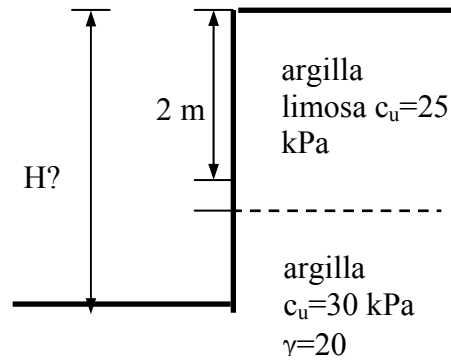
**ESERCIZIO 2 (15 giugno 2004)**

Con riferimento allo schema indicato in figura, si determinino la profondità di infissione della paratia D e lo sforzo nel tirante T. Per la risoluzione dell'esercizio, è sufficiente scrivere le equazioni che consentono di determinare D e T. Si assuma, per semplicità, un unico coefficiente di sicurezza  $\eta=1,3$  per tutti i parametri di resistenza.



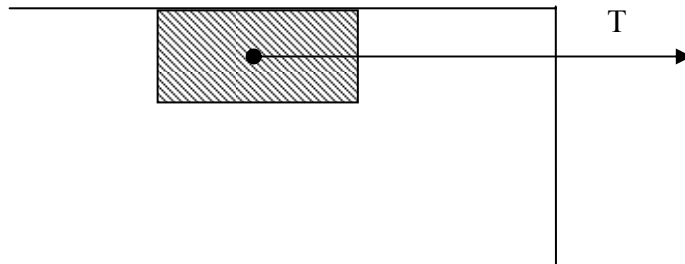
### ESERCIZIO 2 (1 settembre 2004)

Con riferimento allo schema indicato in figura, si determini l'altezza di autosostentamento a breve termine utilizzando il teorema statico dell'analisi limite.



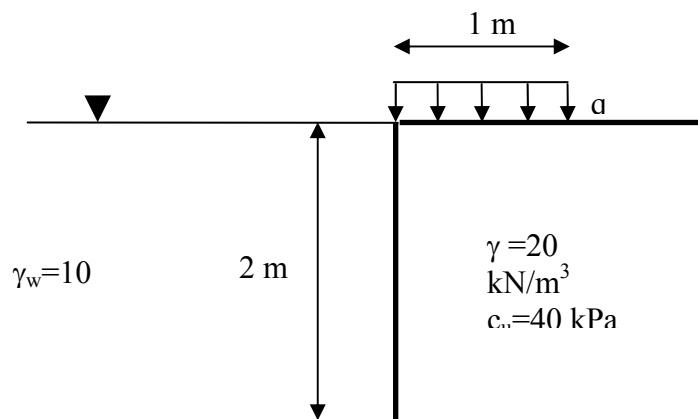
### ESERCIZIO 3 (18 gennaio 2005)

Utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite, si determini la massima forza  $T$  che è possibile applicare al blocco di ancoraggio in calcestruzzo. Si esegua il calcolo ipotizzando condizioni di breve termine e sia  $c_u$  la coesione non drenata del terreno e  $c_a$  l'adesione tra il terreno ed il calcestruzzo.



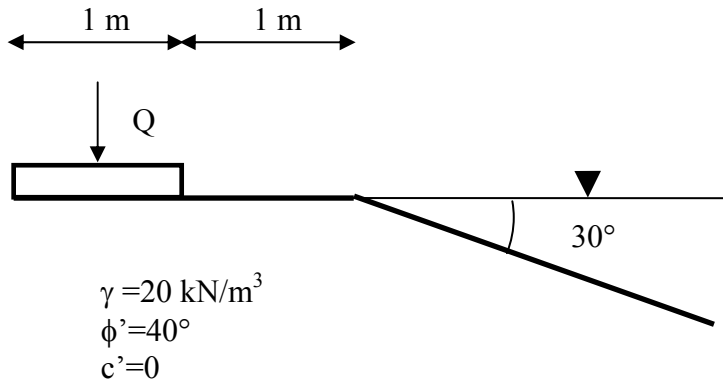
### ESERCIZIO 3 (16 febbraio 2005)

Con riferimento alle condizioni non drenate, determinare il carico limite  $q$  della fondazione indicata in figura utilizzando il teorema statico e cinematico dell'analisi limite.



### ESERCIZIO 2 (15 luglio 2005)

Con riferimento alle condizioni drenate, si determini il carico limite  $Q$  utilizzando il metodo cinematico dell'analisi limite. Si assuma un cinematismo con un solo blocco e si trascuri il peso della fondazione.



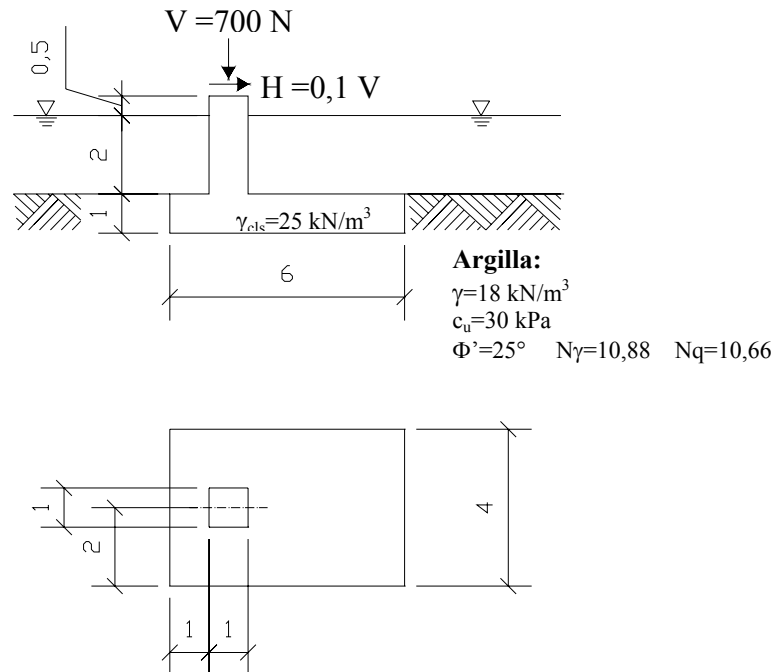
# 6. Problemi al collasso: carico limite di fondazioni e stabilità di muri di sostegno

## ESERCITAZIONE n. 3 (18.06.2002)

Si deve realizzare una fondazione di forma rettangolare e poggiate su un terreno argilloso. Il terreno è sommerso e il pelo libero si colloca 2 m al di sopra piano di campagna.

Con riferimento alla geometria, alle condizioni di carico ed alle caratteristiche del terreno riportate in figura si esegua la verifica a carico limite sia nelle condizione a breve termine che a lungo termine.

Si risponda alle domande di seguito elencate, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti.



## VERIFICA A BREVE TERMINE

38. Le sollecitazioni  $N$ ,  $T$  e  $M$  agenti sul piano di posa della fondazione;

**39. l'eccentricità  $e$  della risultante dei carichi e le dimensioni della fondazione corrette  $B$  e  $L$ ;**

**40. i valori dei coefficienti correttivi  $s_c$  e  $i_c$ ;**

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$$
$$i_c = 1 - \frac{mT}{BLc_u N_c}$$
$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

**41. il carico limite  $Q_{lim}$ ;**

**42. il carico ammissibile  $Q_{amm}$ ;**

VERIFICA A LUNGO TERMINE

43. Le sollecitazioni  $N'$ ,  $T'$  e  $M'$  agenti sul piano di posa della fondazione;

44. l'eccentricità  $e$  della risultante dei carichi e le dimensioni della fondazione corrette  $B$  e  $L$ ;

45. i valori dei coefficienti correttivi  $s_\gamma$ ,  $s_q$  e  $i_\gamma$ ,  $i_q$ ;

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'}$$

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{T}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \Phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{T}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \Phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

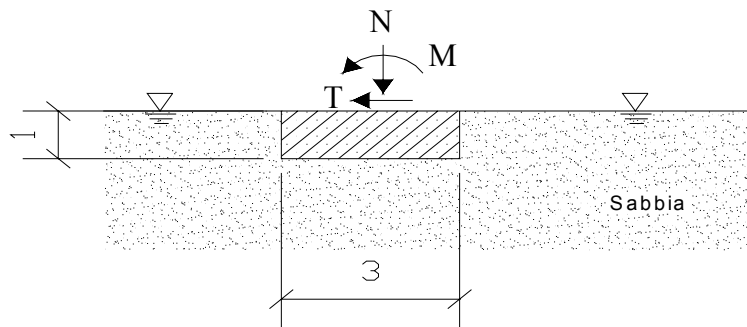
**46. il carico limite  $Q'_{lim}$  e  $Q_{lim}$ ;**

**47. il carico ammissibile  $Q'_{amm}$  e  $Q_{amm}$ ;**



### ESERCIZIO 3 (18 luglio 2002)

Con riferimento alla fondazione indicata nello schema di figura si esegua la verifica di capacità portante.

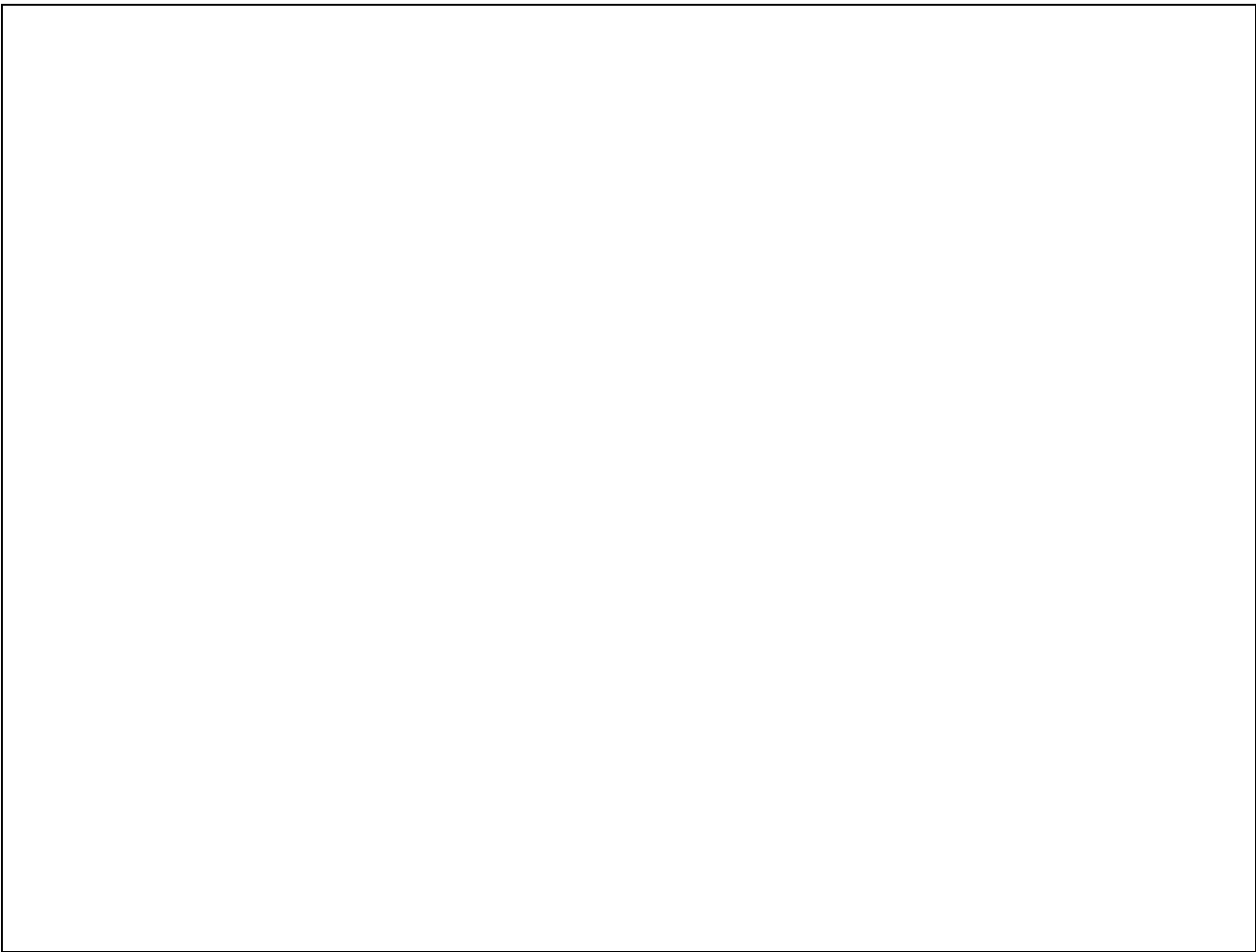


Si assumo:

- peso di volume del calcestruzzo  $\gamma_{cls}=24 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso di volume della sabbia  $\gamma_s=19 \text{ kN/m}^3$ ;
- angolo di resistenza al taglio della sabbia  $\Phi'=35^\circ$ ;
- $N_\gamma = 48,03$ ,  $N_q = 33,30$ ;
- $M = 66 \text{ kNm}$ ,  $T = 74 \text{ kN}$ ,  $N = 187 \text{ kN}$ ;

(rispondere alle domande negli appositi spazi, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti).

**1. le sollecitazioni  $N'$ ,  $T'$  e  $M'$  agenti sul piano di posa della fondazione;**



**2. L'eccentricità  $e$  della risultante dei carichi e la dimensione della fondazione corretta  $B'$ ;**



**3. i valori dei coefficienti correttivi  $i_\gamma$  e  $i_q$ ;**

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{T}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \Phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{T}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \Phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

**4. la capacità portante  $q'_{lim}$ ;**

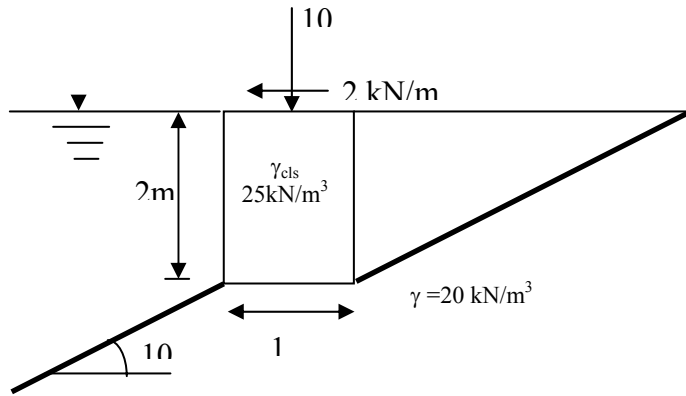
**5. la pressione applicata  $q'_{app}$ ;**

**6. il coefficiente di sicurezza  $\eta$ .**



**ESERCIZIO 3 (16 luglio 2004)**

Con riferimento allo schema indicato in figura, si determini il coefficiente di sicurezza al carico limite in condizioni drenate assumendo per il terreno  $\phi'=30$  e  $c'=0$  ( $N_q=18.4$  e  $N_\gamma=22.4$ ).



Coefficienti correttivi per l'inclinazione del carico:

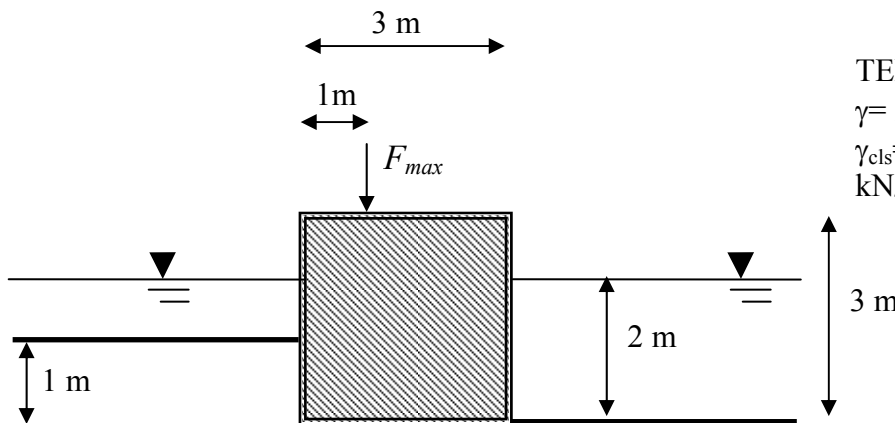
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3 ; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^2$$

Coefficienti correttivi per l'inclinazione del piano di campagna:

$$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \alpha)^2$$

**ESERCIZIO 2 (15 luglio 2005)**

Si determini la massima forza  $F_{max}$  che è possibile applicare alla fondazione indicata in figura.



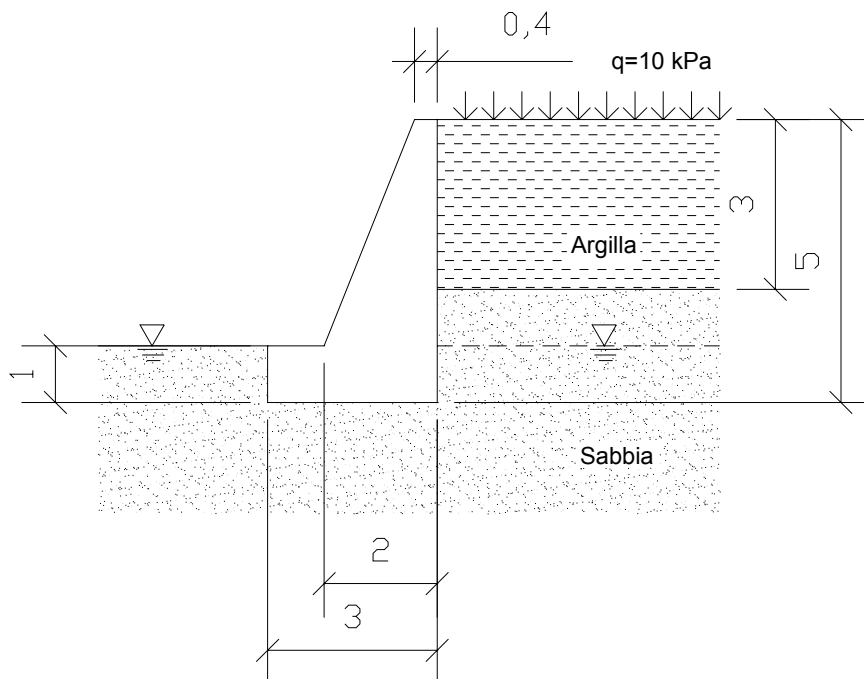
TERRENO:  
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

## ESERCIZIO 2 (18 luglio 2002)

Con riferimento al muro di sostegno di calcestruzzo indicato nello schema di figura si eseguano le verifiche a breve termine al ribaltamento e allo scorrimento sul piano di posa. Lo strato di argilla è saturo, mentre la sabbia sopra falda è secca. Si considerino i due casi di fessura a tergo del muro senz'acqua e riempita d'acqua.

Si assuma:

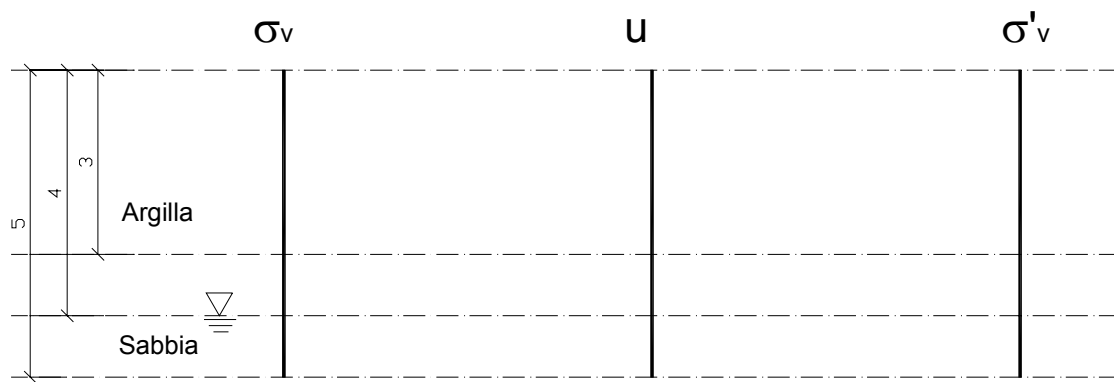
- l'argilla satura e le pressioni interstiziali nulle nella sabbia sopra falda;
- peso di volume del calcestruzzo  $\gamma_{cis}=24 \text{ kN/m}^3$ ;
- coefficiente di attrito calcestruzzo-terreno sul piano di fondazione  $\mu=0.55$ ;
- peso di volume dell'argilla  $\gamma_A=18 \text{ kN/m}^3$ ;
- coesione non drenata dell'argilla  $c_u=15 \text{ kPa}$ ;
- peso di volume della sabbia  $\gamma_S=19 \text{ kN/m}^3$ ;
- angolo di resistenza al taglio della sabbia  $\Phi'=35^\circ$ .



Tutte le misure sono espresse in metri.

(rispondere alle domande negli appositi spazi, riportando i **passaggi fondamentali** con la notazione letterale, i valori numerici ed eventuali commenti).

### 1. gli sforzi verticali totali, le pressioni interstiziali e gli sforzi verticali efficaci agenti in sito;



**2. peso del muro;**

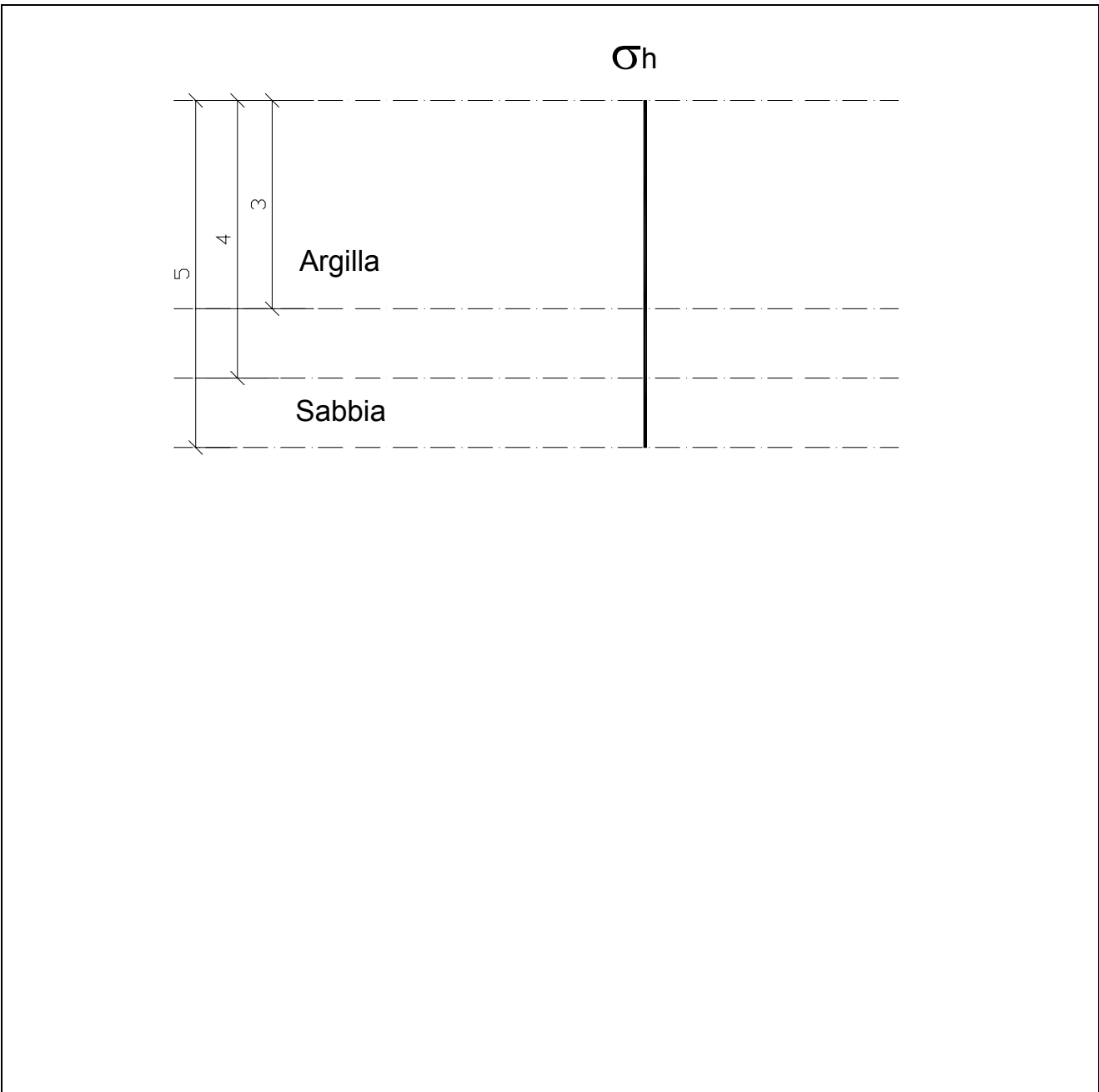
Blank area for drawing or calculation.

3. i coefficienti di spinta attiva  $K_a$  e passiva  $K_p$  della sabbia;

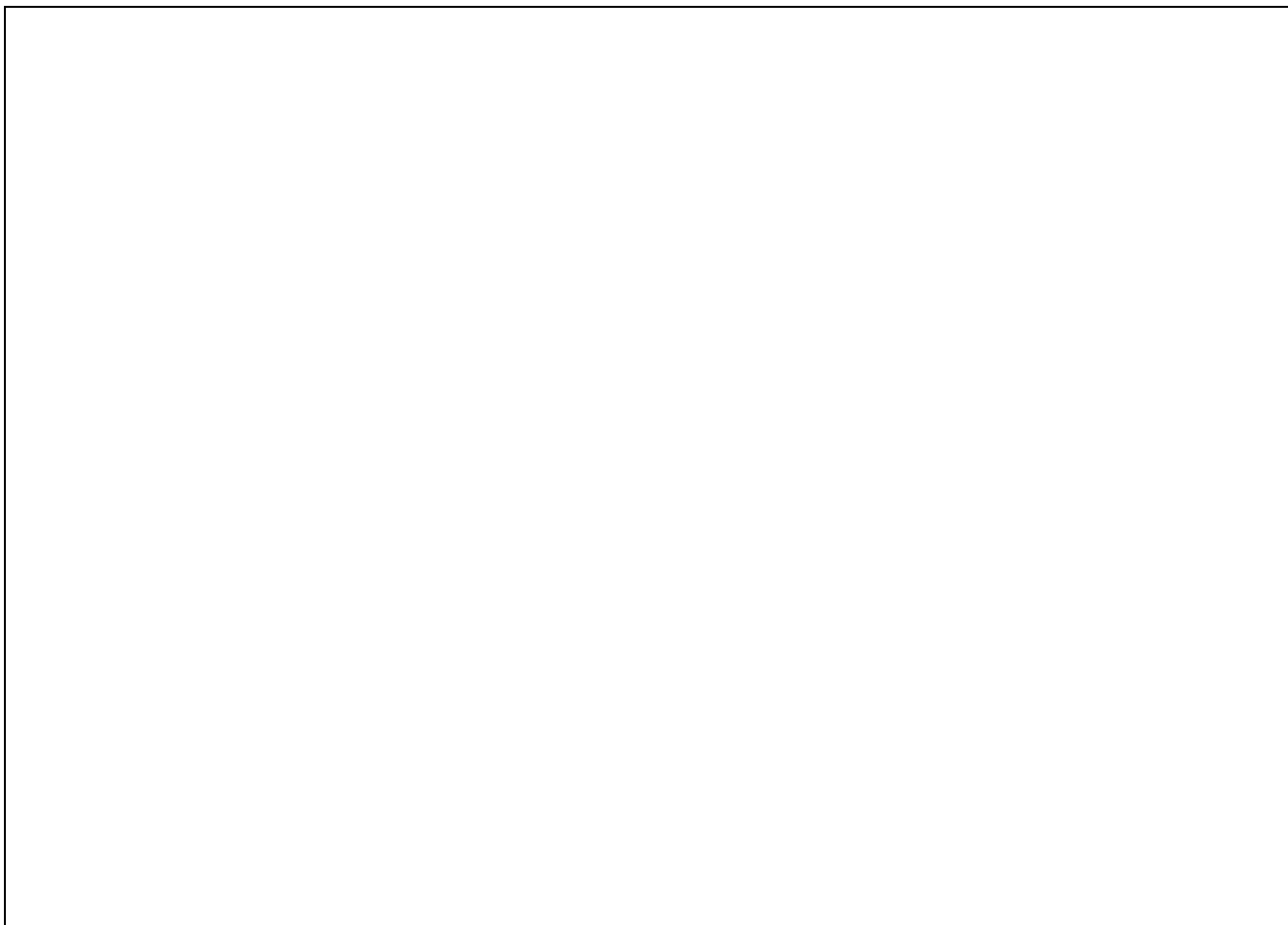


CASO 1: FESSURA SENZ'ACQUA.

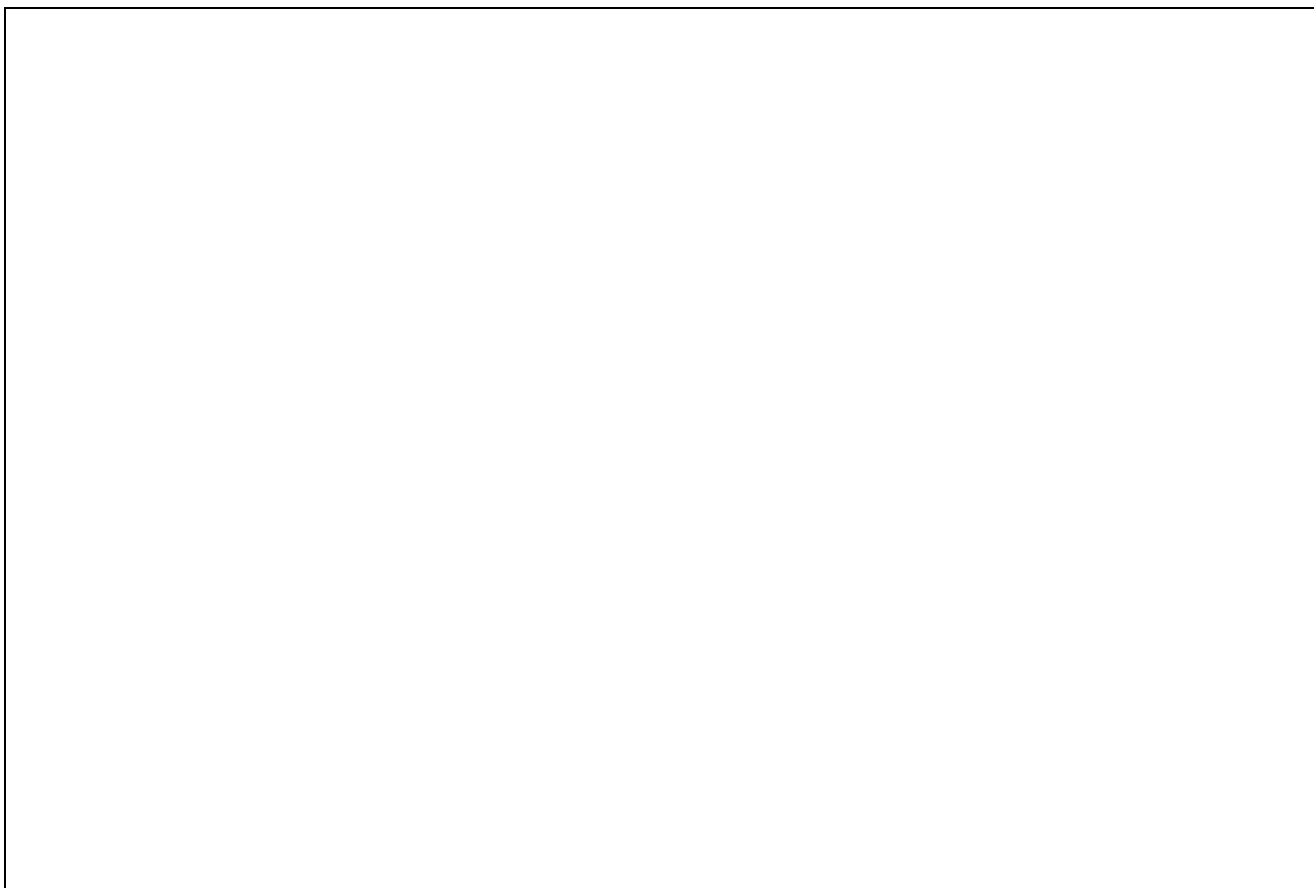
4. pressioni orizzontali totali;

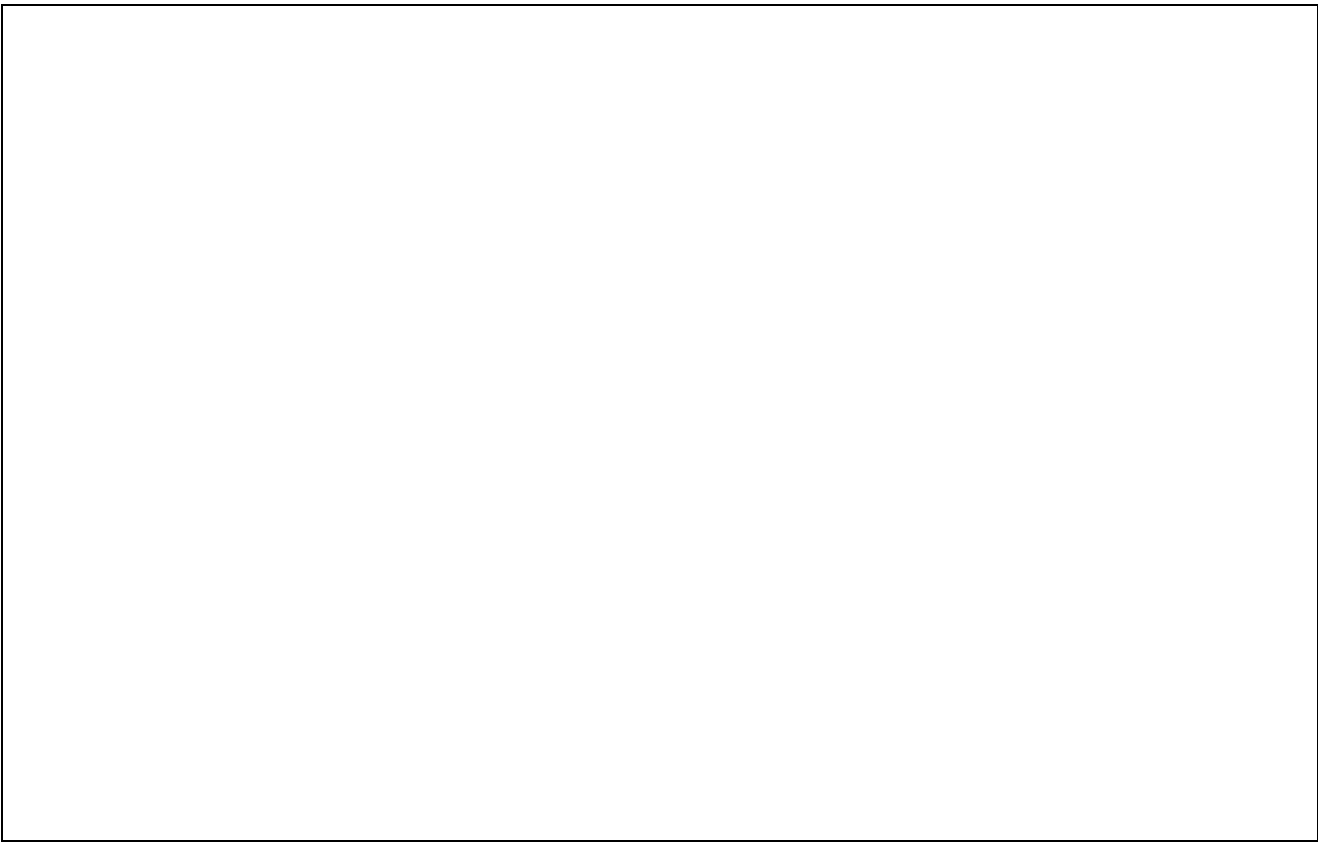


**5. le spinte risultanti a monte e a valle del muro;**

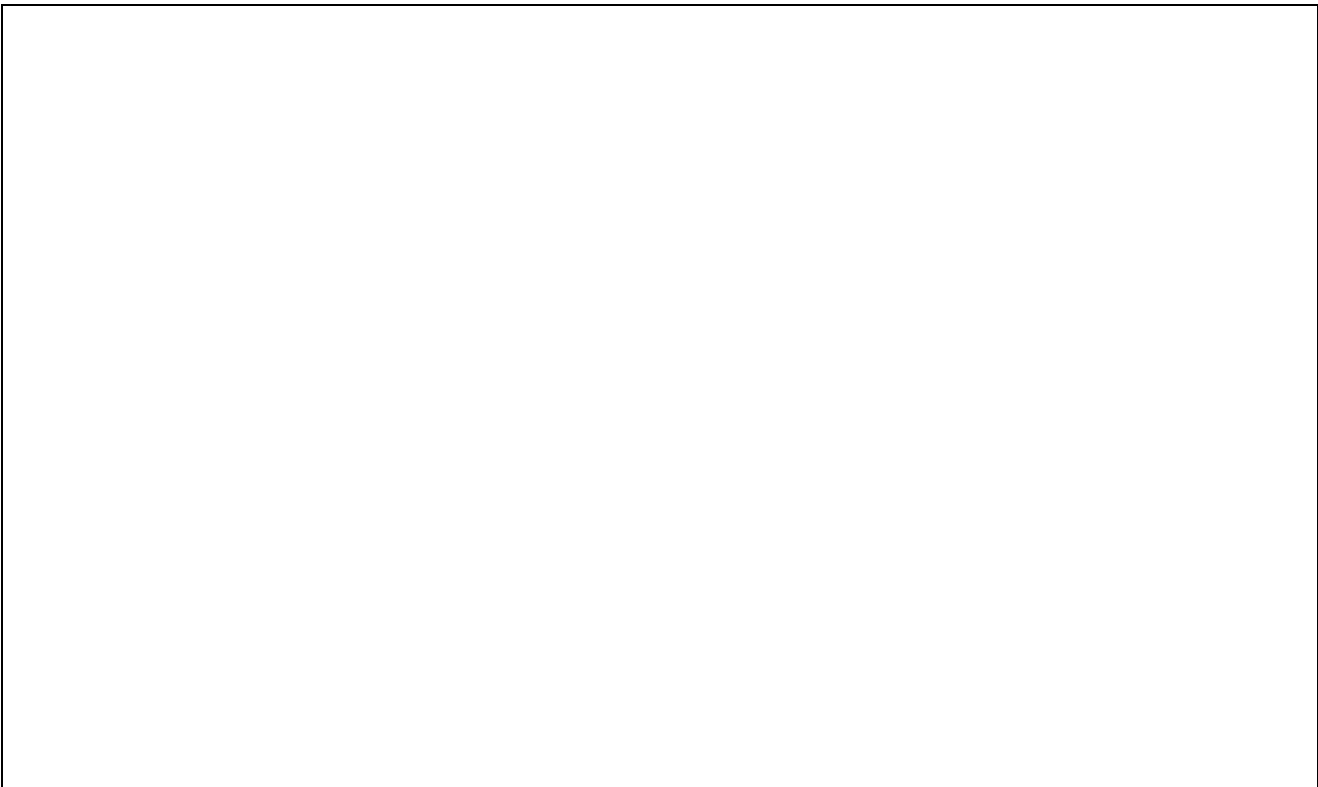


**6. il coefficiente di sicurezza a ribaltamento  $\eta_r$ ;**





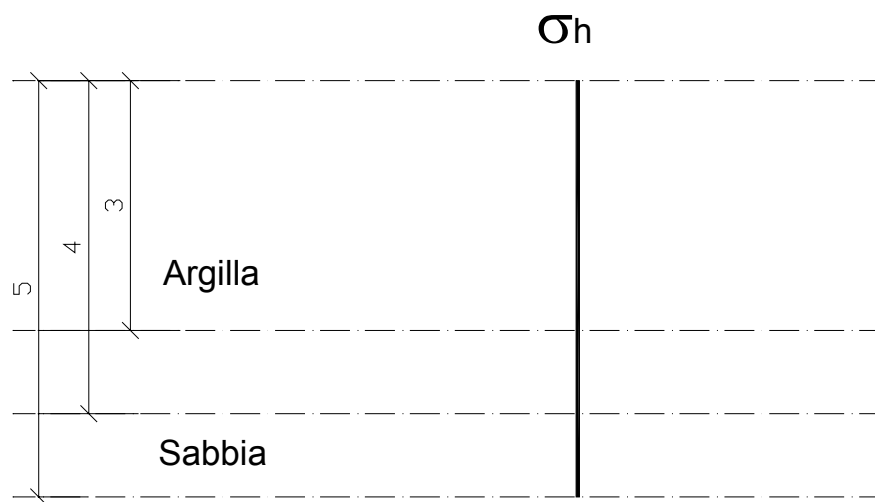
**7. il coefficiente di sicurezza a scorrimento  $\eta_s$ ;**



**CASO 2: FESSURA RIEMPITA D'ACQUA.**

**8. pressioni orizzontali totali;**





**9. le spinte risultanti a monte e a valle del muro;**

**10. il coefficiente di sicurezza a ribaltamento  $\eta_r$ ;**

**11. il coefficiente di sicurezza a scorrimento  $\eta_s$ ;**

### ESERCIZIO 2 (20 gennaio 2003)

Si deve realizzare un'opera di sostegno a gravità secondo la geometria riportata in figura. L'opera poggia su uno strato di argilla e sostiene un terreno di sabbia avente un angolo di resistenza al taglio  $\Phi'=35^\circ$ . Sia a tergo che a valle dell'opera la falda coincide con il piano di campagna e la permeabilità dell'argilla è molto minore di quella della sabbia. A distanza  $H$  dal paramento interno dell'opera è applicata una forza  $F=50$  KN. Sapendo che sul piano di fondazione si mobilita una resistenza al taglio descrivibile con un angolo d'attrito  $\Phi'=24^\circ$ , si determini la larghezza  $L$  del muro affinché sia soddisfatta la verifica a scorrimento sul piano di posa. Si assuma un coefficiente di sicurezza pari a 1.3.

