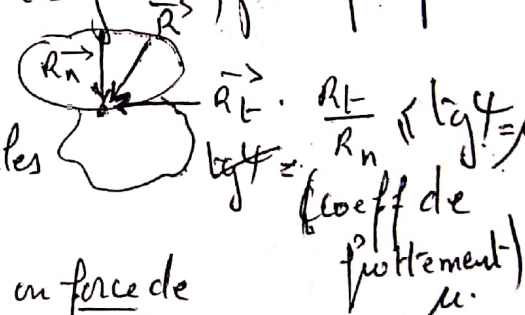


Résistance au cisaillement des sols

1) Généralités:

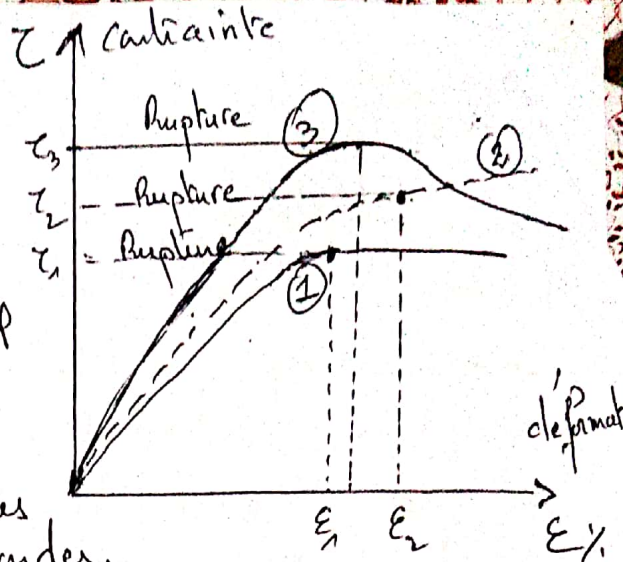
- Le comportement du sol sous faible taux de chargement est étudié dans le domaine élastique (La loi de Hooke est valable $\tau = E \cdot \epsilon$)
- Si le taux de chargement augmente, les déformations augmentent mais le sol garde ses caractéristiques du domaine précédent $\rightarrow$ le comportement du sol est étudié dans le domaine elasto-plastique.
- Pour les grandes déformations, le comportement du sol est étudié dans un état d'écoulement plastique ou état de rupture (loi de Hooke n'est plus valable)
- Dans ce domaine, on utilise une nouvelle loi appelée:
 - Critère d'écoulement plastique: représente la frontière du domaine d'élasticité.
 - Ou critère de rupture: représenté par la courbe intrinsèque du sol, qui est l'enveloppe des cercles de MOHR correspondant à la rupture.
- Tout sol présente une résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui est due:
 - aux frottements inter-granulaires (contact entre les grains) provoqué par la force de contact. décomposantes $\vec{R}_n$ et $\vec{R}_t$
 - aux forces d'attraction entre les particules (surtout pour les sols fins)

$R_t \leq \mu \cdot R_n + \beta$ β : force d'attraction ou force de cohésion
 $\mu = \frac{R_t}{R_n} \approx \tan \phi$ (coeff de frottement)
- Les sols comme beaucoup de milieux se rompent (rupture) lorsque la valeur de la contrainte de cisaillement τ dépasse une certaine valeur, fonction de la contrainte normale σ .
- Au moment de la rupture du sol, il y a un glissement entre les particules solides du sol d'où le terme "résistance au cisaillement."
- On définit aussi la rupture dans un sol à partir des courbes: (contraintes - déformations) dans des essais à déformation contrôlée.

- ①: comportement élastique
- ②: " elasto-plastique écrouissable.
- ③: " plastique écrouissable.

- L'étude de la résistance au cisaillement du sol sert à la résolution d'un grand nombre de problèmes de Génie-Civil à savoir:

- * capacité portante des fondations superficielles et profondes.
- * stabilité des ouvrages de soutènement (mur de soutènement - palplanches....)
- * stabilité des talus, pentes - barrages etc....



② Comportement à court et à long terme des sols:

- Le sol soumis à des forces (charges) a tendance à subir une variation de volume.
- Le sol à l'état de saturation soumis à des forces et comme l'eau est incompressible la variation ne peut avoir lieu que s'il y a mouvement de l'eau (expulsion ou apport).
- Cas d'un sol grenu: Au moment de l'application des charges, il y a écoulement très rapide de l'eau des zones chargées vers les zones moins chargées (la valeur de k est très élevée) $\rightarrow$ le comportement du sol ainsi que sa résistance au cisaillement ne sont régis que par le comportement du squelette solide (grains).
- Cas d'un sol fin: la valeur de k est faible, sous l'effet des charges, l'eau met un temps très long à s'écouler et le changement de volume se traduit par une surpression ou dépression de l'eau interstitielle.

- On distingue donc 2 comportements extrêmes des sols:

- 1 - Comportement à court terme (C.T): l'eau n'a pas eu le temps de s'évacuer le sol se déforme alors à volume constant et l'eau joue un rôle important dans le comportement du sol. (comportement non drainé) $\rightarrow$ étude en contraintes totales.

- 2 - Comportement à long terme (C.L): Au bout d'un temps assez long, l'eau libre s'est évacuée, le comportement du sol est celui du squelette solide (l'eau ne joue aucun rôle) $\rightarrow$ étude en contraintes effectives.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (u \neq 0) \rightarrow \sigma = \sigma'$$

Remarque: A ces 2 types de comportement $\rightarrow$ correspondent 2 résistances au cisaillement différentes pour un même sol fin.

Essais de cisaillement au laboratoire :

(3)

(a) Essai de cisaillement direct à la boîte de CASAGRANDE :

- On exerce une force normale constante N
- On augmente progressivement la force de traction T
- On note les déplacements horizontaux et verticaux jusqu'à rupture de l'échantillon

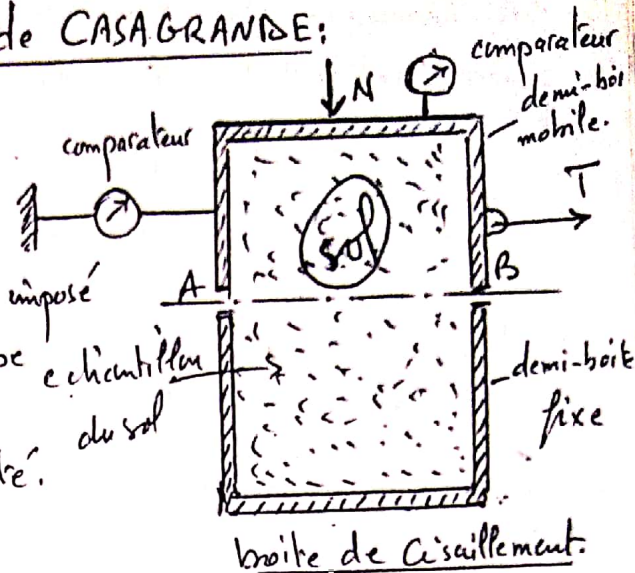
(selon le plan AB) $\rightarrow$ plan horizontal imposé

- Remarque : le déplacement de la demi-boîte sup. se fait à vitesse constante.

S' : section horizontale de l'échantillon testé.

L : longueur de l'échantillon.

H : Hauteur "



Les contraintes

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{S'} \\ \tau = \frac{T}{S'} \end{cases}$$

les déplacements

$\begin{cases} l : \text{horizontal} \\ h : \text{vertical} \end{cases}$

Les déformations correspondantes

$$\begin{cases} \epsilon_h = \frac{l}{L} \\ \epsilon_v = \frac{h}{H} \end{cases}$$

* Pour chaque Essai $\rightarrow$ on a (σ, τ)

- Courbe intrinsèque CI : droite propre au sol.

de la forme : $y = ax + b$.

- Elle est régie par la loi de COULOMB :

$$\tau = (\tan \varphi) \cdot \sigma + C$$

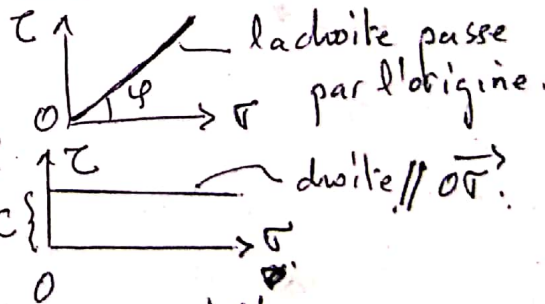
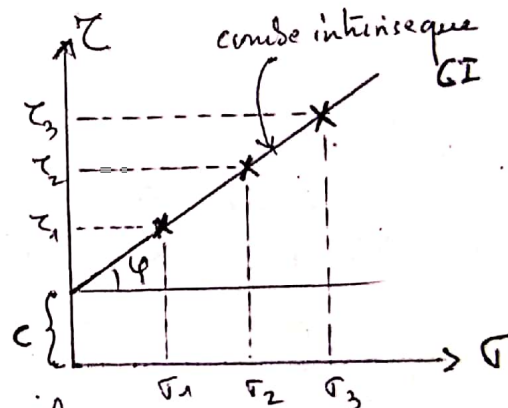
φ : angle de frottement du sol C : cohésion du sol.

Cas d'un sol pulvérulent : $C \approx 0 \rightarrow \tau = (\tan \varphi) \cdot \sigma$

(sol grenu)

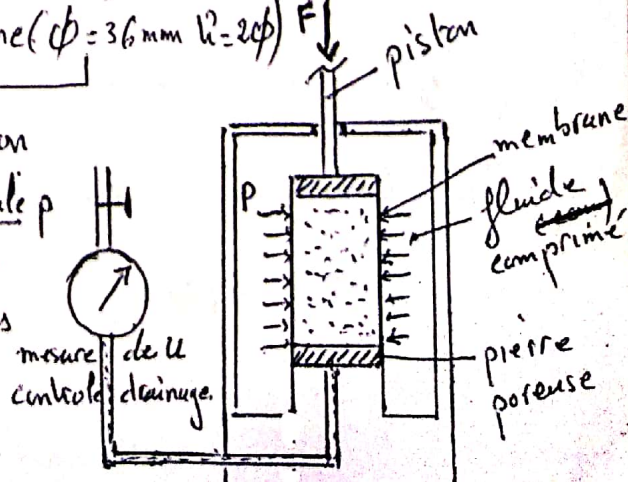
Cas d'un sol cohérent : $C \neq 0$ mais $\varphi \approx 0 \rightarrow \tau = C$

(sol fin)

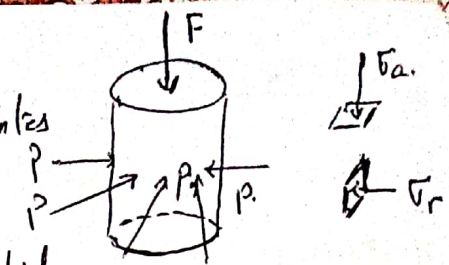


(b) Essai TRIAXIAL

- L'échantillon est contenu dans une fine membrane ($\phi = 36 \text{ mm}$ $h = 2\phi$)
- L'échantillon de forme cylindrique.
- fluide comprimé $\rightarrow$ applique sur l'échantillon une pression latérale ou radiale p
- Le piston exerce une force F sur l'échantillon.
- Aux extrémités de l'échantillon $\rightarrow$ il y a 2 pierres poreuses reliées à un système pour mesurer de u de l'eau (sol saturé) $\rightarrow$ effectuer ou non un drainage.



- La répartition des contraintes sur l'échantillon est homogène $\rightarrow$ en tout point même état de contraintes
- plan horizontal: $\sigma_a = \frac{F}{S}$ σ_a : contrainte axiale.
- plan vertical: $\sigma_r = p$ σ_r : contrainte radiale.
- en tout point du sol on a $\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r \end{cases}$



- L'essai consiste à augmenter F (σ_a) jusqu'à rupture complète de l'échantillon à $p = \text{cte}$ et à vitesse constante. ($\frac{d\epsilon_a}{dt} = \text{cte}$) avec ϵ_a : déformation axiale.

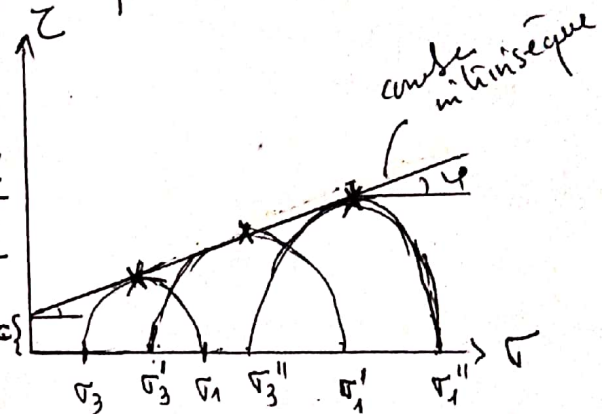
- Le plan de rupture de l'échantillon n'est pas imposé.

- Pour chaque essai on a $\begin{cases} \sigma_1 (\sigma_a) \\ \sigma_3 (\sigma_r) \end{cases}$

- $\sigma_1 - \sigma_3$: déviateur de contraintes $\sigma_3 \in \sigma_r$

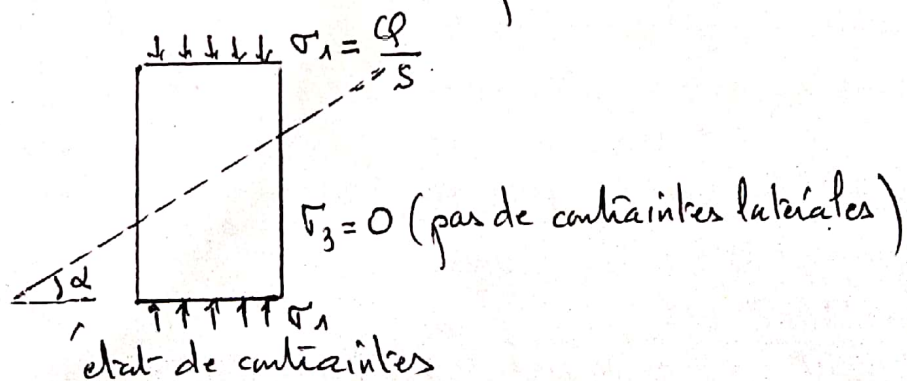
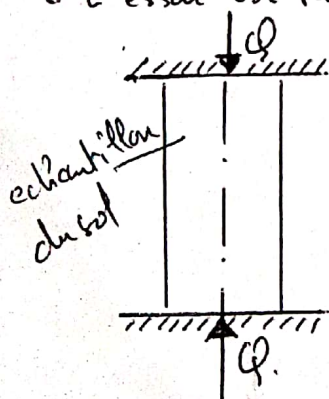
- L'enveloppe de plusieurs cercles de MOHR

- La droite enveloppant les cercles de MOHR (la tangente) $\rightarrow$ donne la courbe intrinsèque



C) Essai de Compression simple:

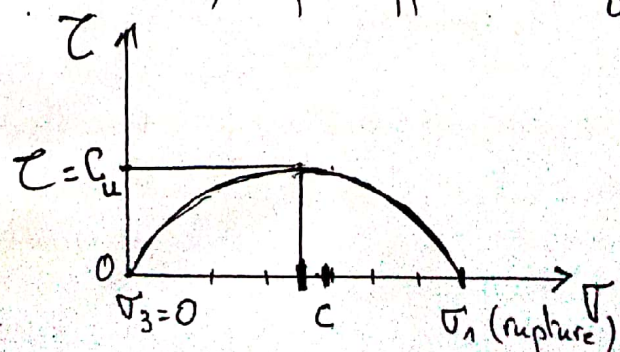
- L'essai consiste à appliquer une charge axiale Q sur un échantillon cylindrique du sol intact entre les 2 plateaux d'une presse.
- Augmenter progressivement Q jusqu'à la rupture de l'échantillon.
- L'essai est rapide - les résultats sont représentés en contraintes totales.



α : Orientation du plan de rupture ($\alpha = \pi/4$) (par rapport à l'horizontal)

c_u : Cohésion non drainée du sol

$$c_u = \sigma_1 / 2$$



Essais de cisaillement au laboratoire selon le drainage et la consolidation :

(5)

- On distingue 3 types d'essais :

- Essai Consolidé Drainé (C.D)
- Essai Consolidé Non Drainé (C.U)
- Essai Non Consolidé Non Drainé (U.U)

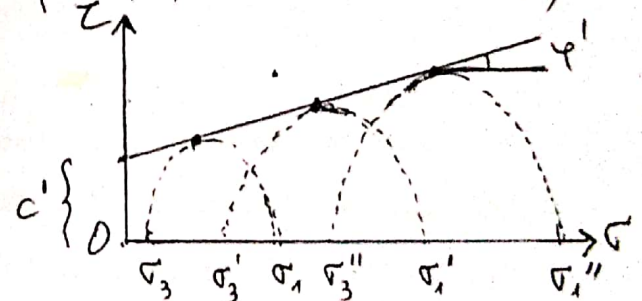
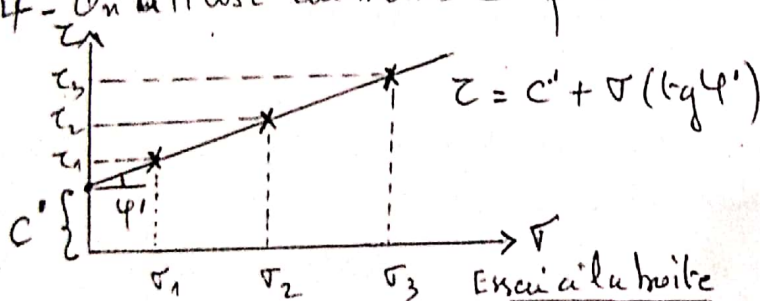
5:

(a) Essai consolidé Drainé (C.D) : les étapes :

- On commence par consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_0 orifices de drainage ouverts $\rightarrow$ jusqu'à ce que la pression interstitielle se soit annulée ($U=0$)
- laissant la contrainte latérale σ_3 (σ_0) constante $\rightarrow$ on fait augmenter très lentement la contrainte axiale σ_1 en laissant les orifices de drainage ouverts
- On poursuit l'essai jusqu'à la rupture complète de l'échantillon.

Remarques :

- 1 - Cet essai consiste à déterminer la courbe intrinsèque cI du squelette du sol :
- 2 - " " correspond au comportement du sol à long terme (contraintes effectives)
- 3 - les paramètres de résistance au cisaillement ϕ' et c'
- 4 - On utilise au moins 3 éprouvettes identiques ($\phi = 36 \text{ mm}$ et $h = 2\phi$)



(b) Essai consolidé Non Drainé (C.U) : les étapes

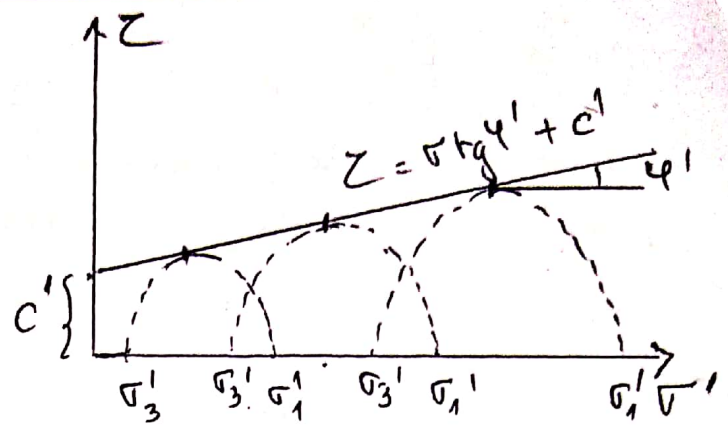
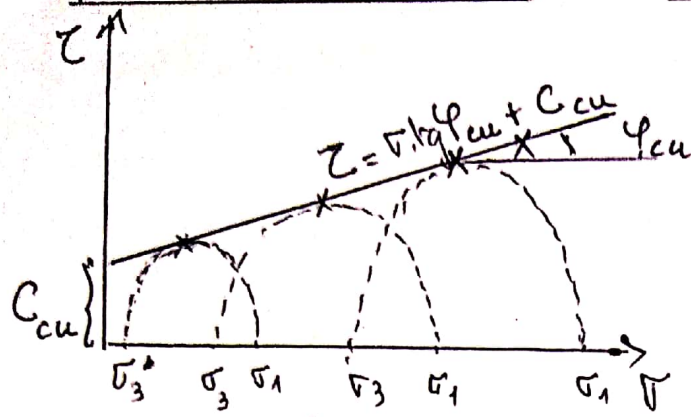
Essai Triaxial.

- On commence par consolider l'échantillon sous une contrainte isotrope σ_0 .
- les Orifices de drainage étant fermés, on maintient cette contrainte latérale σ_3 constante.
- On fait augmenter lentement la contrainte axiale σ_1 jusqu'à la rupture.

Remarques :

- 1 - Cet essai consiste à déterminer les paramètres de résistance consolidés non drainés ϕ_{cu} et c_{cu}
- 2 - En mesurant la pression interstitielle u au moment de la rupture, on peut déterminer les paramètres de résistance à long terme ϕ' et c'
- 3 - La représentation de la cI peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives.

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi_{cu} + C_{cu} \quad \text{et} \quad \tau = \sigma \cdot \tan \varphi' + c'$$



4- A long terme, l'essai consolidé non drainé (C.U) est beaucoup utilisé pour la détermination des paramètres de résistance (φ' et c') d'un sol de préférence à l'essai consolidé drainé (C.D) qui est très long.

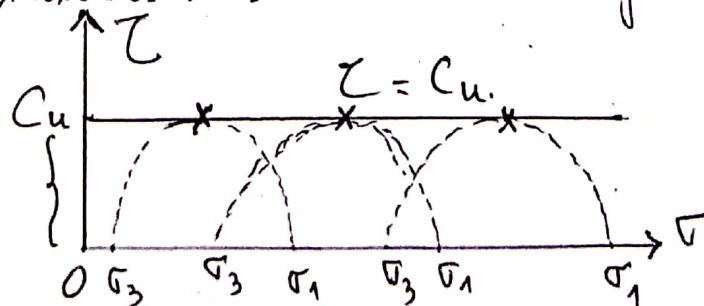
A titre d'exemple: pour le m^{ême} sol (C.U) $\rightarrow$ dure quelques jours.
(C.D) $\rightarrow$ " " " Semaines.

③ Essai Non consolidé Non drainé (U.U): Les étapes:

- l'échantillon du sol "intact" (non perturbé) est soumis à l'état de contraintes isotrope σ_0 .
- Les orifices de drainage fermés, on laisse la contrainte latérale σ_3 constante.
- On fait augmenter lentement σ_1 jusqu'à la rupture.

Remarques:

- Cet essai est rapide $\rightarrow$ correspond au comportement du sol à court terme.
- la représentation se fait en contraintes totales.
- Les différents cercles de MOHR à la rupture sont simplement traduits // à l'axe des contraintes normales. $\rightarrow$ l'enveloppe de ces cercles est, une droite // à l'axe des $\sigma \rightarrow$ l'ordonnée à l'origine est appelée C_u cohésion non drainée.



Paramètre de résistance: $C_u = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

Fiche TD 5: M.D.S2 - 3GC -

Résistance au cisaillement.

EXERCICE 1: Après avoir effectué des essais de cisaillement direct (Essais à la boîte) sur un sable moyen, on est arrivé à enregistrer les résultats obtenus au tableau ci-dessous:

Essai N°	τ (kPa)	σ (kPa)
1	67,3	57,1
2	118,6	99,2
3	170,2	150,7
4	231,8	194,7

Question: Déterminer les paramètres de la résistance au cisaillement du sable.

EXERCICE 2: En utilisant le cercle de MOHR: Trouver les relations entre:

- 1- le rayon du cercle R , σ_1 et σ_3
- 2- l'origine O , le centre du cercle C (distance OC) - σ_1 et σ_3
- 3- $\sigma_1 - \sigma_3$ et $\sin \varphi$

données:

- la cohésion du sol est nulle
- φ : angle de frottement
- σ_1 : contrainte principale majeure (maximale)
- σ_3 : " " mineure (minimale)

EXERCICE 3: Un échantillon de sable sec et compact est soumis à l'essai Triaxial. Son angle de frottement interne φ est voisin de 36° .

- La contrainte principale minimale $\sigma_3 = 300$ kPa.

Question: Pour quelle valeur de la contrainte maximale σ_1 , l'échantillon se rompra-t-il (valeur de σ_1 à la rupture)?

EXERCICE 4: L'essai Triaxial a été effectué sur un autre échantillon de sable, mais ce dernier possède une légère cohésion égale à 12 kPa.

- Sachant que l'angle de frottement du sable $\varphi = 36^\circ$ et $\sigma_3 = 300$ kPa.

Question: Quelle sera la valeur de σ_1 à la rupture du sol?

Fiche TD (6) : MDS2 - 3GC -
Résistance au cisaillement.

EXERCICE (1) :

(a) Un essai de compression simple réalisé sur une argile saturée a donné les résultats:

σ (kPa)	0	119,3	338	440	518	658	686	688	677	663	646
----------------	---	-------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

1- Que représentent ces valeurs de σ ?

2- Quelle est la valeur de la cohésion non drainée C_u de l'argile saturée ?

(b) On réalise maintenant sur un échantillon identique de cette argile un essai non consolidé non drainé (UU). La pression de l'eau dans la cellule triaxiale étant de 200 kPa.

Question : Déterminer la valeur des contraintes principales σ_1 à la rupture ?

EXERCICE (2) : Un essai (UU) sur une éprouvette d'argile prélevée à 10m de profondeur a été réalisé avec une pression latérale $\sigma = 200$ kPa.

données : - le poids volumique de l'argile saturée $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³

- la nappe est en surface de la couche d'argile.

- le déviateur des contraintes à la rupture est de 150 kPa.

Questions : 1- Déterminer la valeur de σ_1 pour l'essai (UU) à la rupture ?
2- Quelles seraient les valeurs des contraintes à la rupture pour l'essai consolidé non drainé (C.U) équivalent ?

EXERCICE (3) : 3 éprouvettes d'argile de poids volumique $\gamma = 20$ kN/m³ prélevées à 10m de profondeur ont été soumises à l'appareil triaxial aux essais illustrés au tableau suivant :

Essai	Type	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa) à la rupture	U (kPa) à la rupture
N° 1	CD	200	480	non mesurée
N° 2	CU	340	240	240
N° 3	CU	100	70	non mesurée

Remarque : la nappe se trouve à 3,5m de profondeur sous le terrain naturel.

Questions :

1- Déterminer les paramètres au cisaillement de l'argile (c' et φ') ?

2- Déterminer la valeur de la cohésion non drainée C_u à 10m de profondeur ?