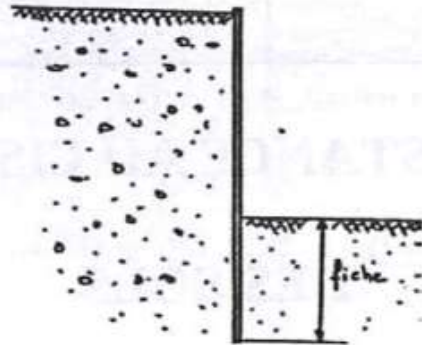


TP 1B : RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

1. Présentation du problème géotechnique :

L'objectif du TP est le dimensionnement d'un rideau de palplanches auto-stable, non ancré. On considère le schéma ci-dessous du massif de sol à stabiliser.



Rideau de palplanches auto-stable

2. Principe de l'essai triaxial :

L'appareil triaxial est devenu rapidement l'essai de référence pour la détermination de la résistance des sols, c'est-à-dire les paramètres c (cohésion du matériau) et Φ (coefficient interne de frottement du matériau) à la base des calculs de stabilité en géotechnique.

Une cellule triaxiale est telle que représentée ci-dessous :

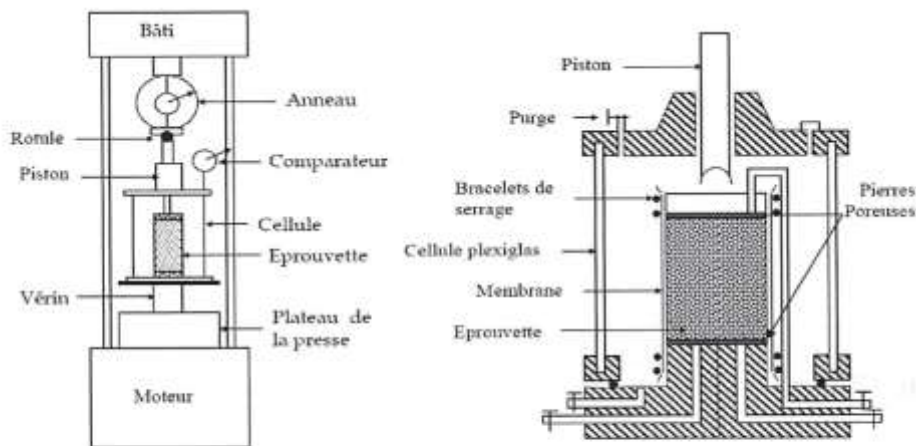
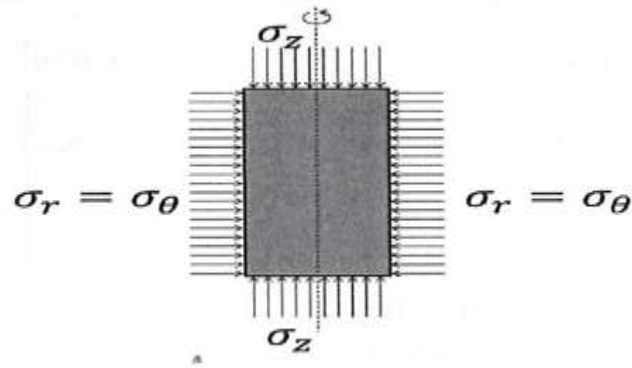


Figure 1 : Presse et cellule triaxiale

En théorie, l'essai triaxial est un essai homogène en tout point de l'échantillon. Les tenseurs de contraintes σ et ϵ sont supposés identiques. L'éprouvette sur laquelle l'essai s'effectue est de manière générale cylindrique, d'élancement 2. Comme schématisé ci-dessous, elle est placée dans une cellule où elle est soumise au champ de contrainte résultant de :

- La pression de confinement (P) due au fluide mis sous pression dans la cellule
- La contrainte verticale axiale exercée par le piston de la cellule ($q = \text{déviateur}$)



$$\text{Donc } \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_r & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\theta & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P & 0 & 0 \\ 0 & P & 0 \\ 0 & 0 & P + q \end{bmatrix}$$

L'essai consiste à faire croître le déviateur q à vitesse de déformation constante jusqu'à rupture de l'éprouvette en maintenant $\sigma_r = \sigma_\theta = \text{constante}$.

On en tire la courbe-déviateur des contraintes-déformations axiales.

Il est possible de distinguer trois principaux types d'essais triaxiaux normalisés :

- l'essai C.D (Consolidé Drainé)
- l'essai C.U (Consolidé Non Drainé)
- l'essai U.U (Non Consolidé et Non Drainé)

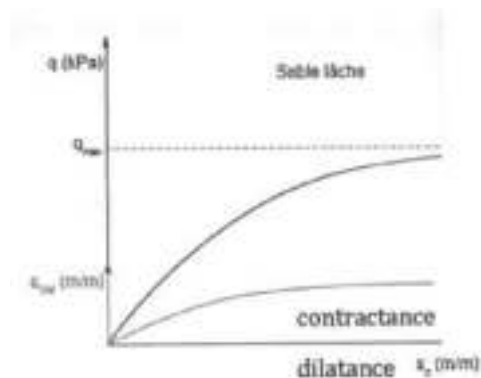
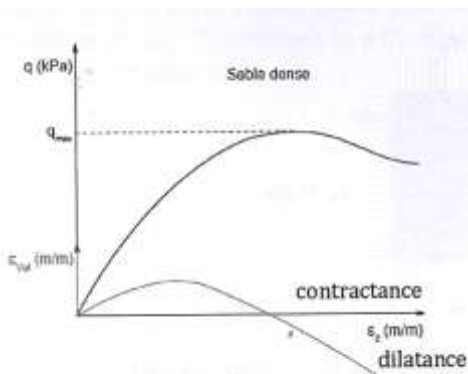
Dans le cadre du TP, nous nous intéresserons qu'aux essais CD et UU.

2.1. L'essai consolidé drainé (CD)

Cet essai est caractéristique du comportement à long terme. L'échantillon est d'abord consolidé sous la contrainte isotrope $\sigma_0 = P$ en laissant la surpression interstitielle se dissiper. Lorsque cette dernière devient égale à 0, le chargement déviatorique est appliqué à vitesse très lente et à drainage ouvert. De cette manière, les contraintes totales appliquées sont identiques aux contraintes effectives.

Pour un matériau granulaire, il existe deux états d'arrangement lâche et dense.

Ces états vont présenter des modes de rupture différents comme explicités sur les deux schémas ci-dessous :



Cet essai permet :

- De connaître la contrainte σ_z s'exerçant sur l'éprouvette lorsque la rupture est atteinte pour une pression P

- En effectuant plusieurs essais, de tracer les cercles de Mohr représentant l'état de contrainte dans le sol lors de la rupture (cercles de ruptures)
- En appliquant les hypothèses de rupture type Mohr-Coulomb, de déduire grâce à la droite de rupture $\tau = c' + \sigma'_n \times \tan(\Phi')$ la cohésion drainée c' ainsi que l'angle de frottement effectif Φ' .

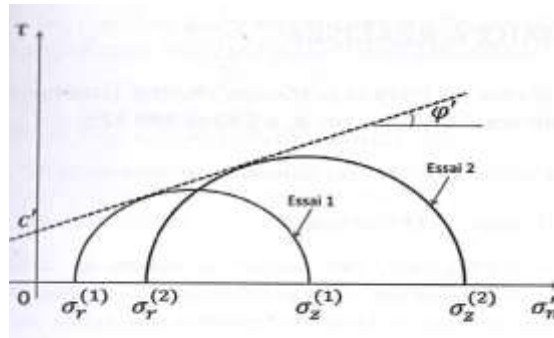


Figure 2 : Exploitation de l'essai CD

2.2. L'essai non-consolidé NON drainé (U.U)

Cet essai est caractéristique du comportement à court terme du sol en place. Dans un premier temps, l'échantillon est soumis à l'état de consolidation $\sigma_0 = P$ en condition NON drainées ce qui implique $\Delta u = P$. Ce premier chargement se fait donc à contrainte effective constante.

Dans un deuxième temps, la contrainte axiale σ_Z est ensuite augmentée toujours en condition non drainée en maintenant la contrainte radiale égale à P . La surpression du pore qui apparaît ne dépendra que de σ_Z et non de P . Ainsi, les essais réalisés à différentes valeurs de P vont conduire au même cercle de rupture dans le plan (τ, σ'_n) .

Le comportement à court terme sera ainsi caractérisé par un critère de Tresca de paramètre CU. (Voir schéma ci-dessous).

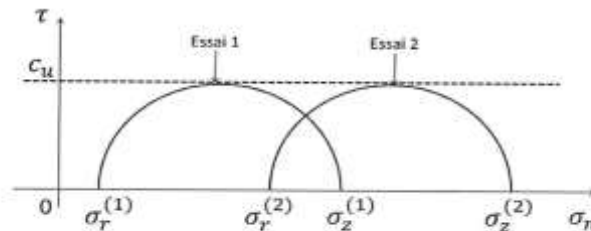


Figure 3 : Exploitation de l'essai UU

3. Essais triaxiaux à réaliser :

On réalise deux essais CD (consolidé-drainé) sur un sable sec avec $\sigma_r = 100$ et 200 kPa .

3.1. Réalisation de l'essai CD sur sable :

Sachant que $\rho_s = 26.58 \text{ kN/m}^3$, on détermine la masse du sable sec à utiliser pour obtenir $0.7 < e < 0.9$

On s'appuie sur la définition de l'indice de vides soit $e = \frac{\rho_s}{\rho} - 1$ donc $\rho = \frac{\rho_s}{1+e}$

$$1398.95 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = \frac{2658}{1+0.7} < \rho < \frac{2658}{1+0.9} = 1563.50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Il faut toutefois prendre en compte les conditions réelles de l'expérience :

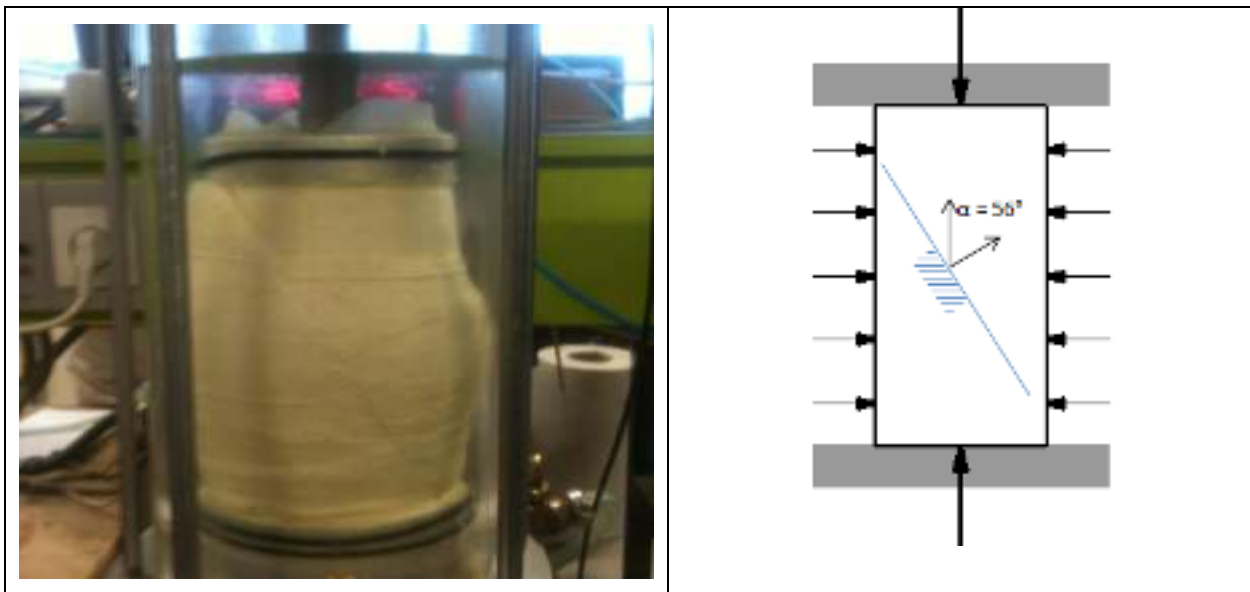
La masse réelle utilisée est de 1182,7 g.

L'échantillon a pour hauteur 169 mm et un diamètre de 77 m soit un volume de $7,87 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$.

Ainsi, la masse volumique de notre échantillon est $\rho = \frac{m}{V} = \frac{1182,7}{7,87 \cdot 10^{-4}} = 1502,80 \text{ kg/m}^3$

Ce qui correspond à un indice des vides $e = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = 0,77$.

On observe la forme générale de l'échantillon et les lignes de rupture visibles sur le schéma et la photo (1^{ère} essai) ci-dessous :



La ligne de rupture est bien visible et donne un angle $\alpha = 56^\circ$. La difficulté consiste à s'affranchir de la déformation due à la réfraction de la lumière à l'interface eau/verre ; il faut mesurer en face de la ligne de rupture.

3.2. Exploitation des résultats

Tracé des courbes dans le plan contrainte-déformation et état de rupture du matériau

Les données mesurées sont Δh et F . On rappelle l'expression de la déformation axiale de l'éprouvette au cours du cisaillement ainsi que de l'expression du déviateur de contrainte :

$$\varepsilon = \varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \quad \text{et} \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{F}{s}$$

On prend en compte l'évolution de la surface S (déformation en tonneau de l'échantillon) au cours de l'écrasement grâce à la formule empirique :

$$S = \left(1 + \frac{3}{2} \cdot \varepsilon_1\right) \times S_0$$

Un traitement informatique des données permet d'obtenir les courbes contrainte-déformation ci-dessous :

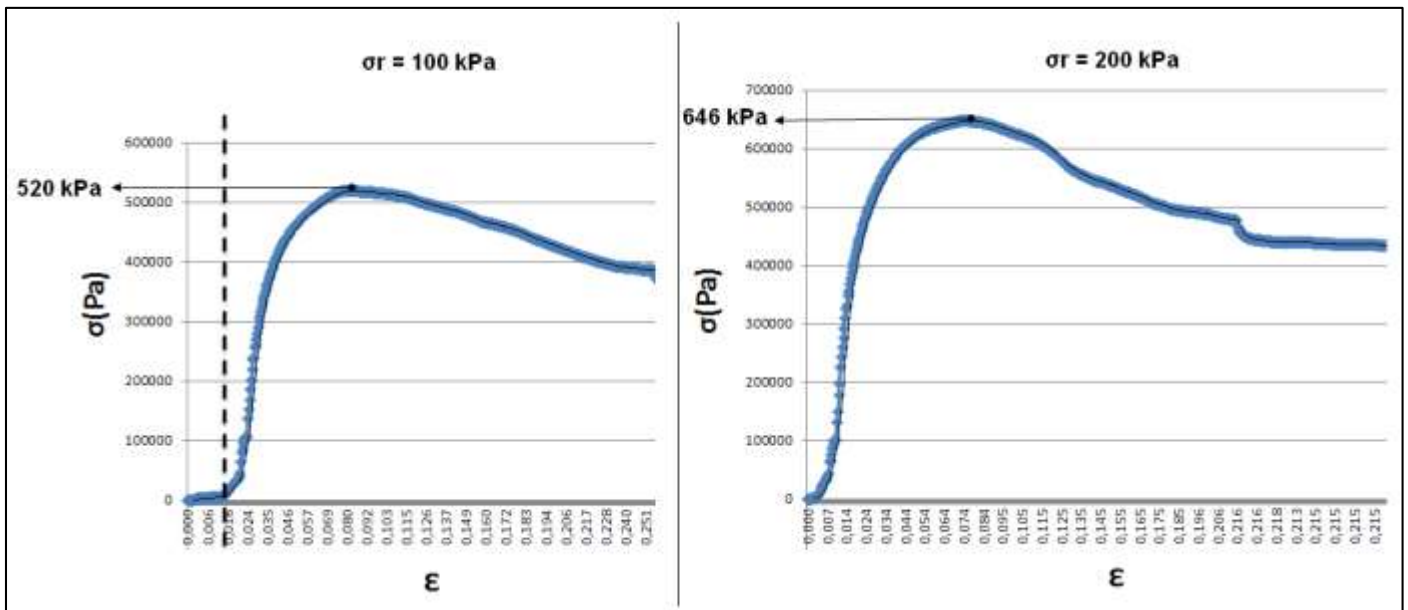


Figure 4 : Courbes contraintes-déformations

Remarques :

- La première courbe commence réellement à partir de l'axe en pointillé (début du contact). Par ailleurs, l'essai a en réalité été effectué à 150kPa (surplus dû à l'oubli de la mise sous vide de l'échantillon).
- La forme globale indique qu'il s'agit d'un sable dense.

La prise en compte de la déformation de l'échantillon dû à l'effet tonneau s'explique en raison de conditions aux limites différentes au contact avec les embases. Ces dernières imposent un déplacement en raison des frottements, tandis que sur la surface latérale les grains peuvent se déplacer librement. L'échantillon cylindrique est alors mis en tonneau. En raison des contraintes de cisaillement, l'axe de contrainte principale ne coïncide pas avec l'axe de l'échantillon.

L'utilisation d'une surface frettée aux points de contact permettrait de s'affranchir de cette contrainte et d'obtenir une déformation homogène de l'échantillon cylindrique.

Tracé des deux essais dans le plan de Mohr (τ, σ_n)

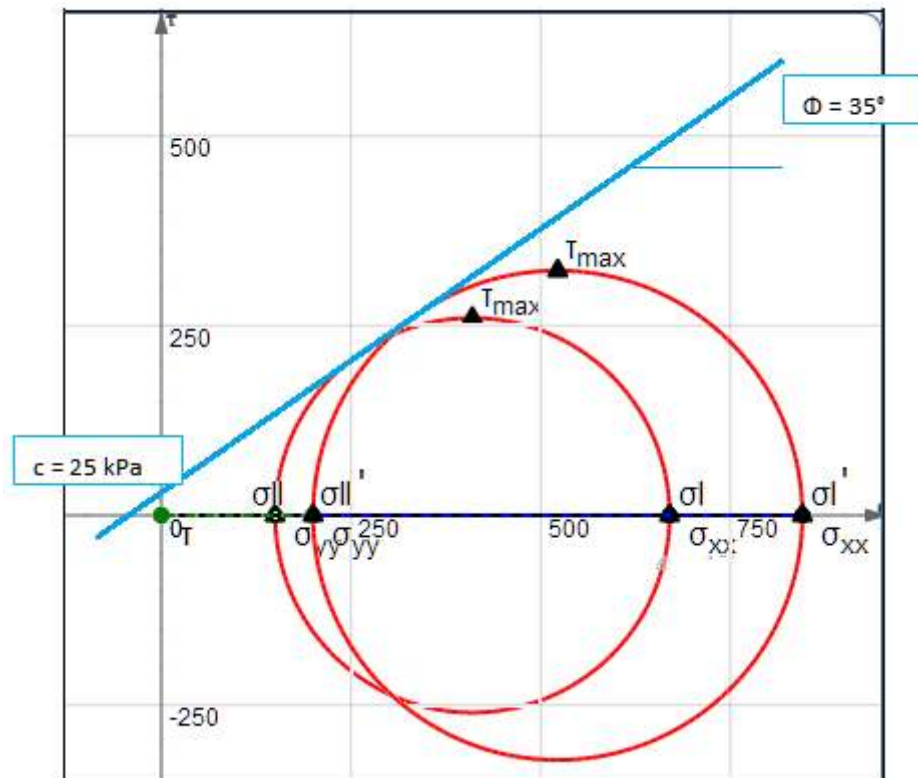
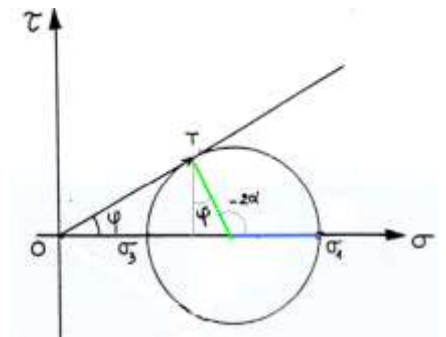


Figure 5 : Cercles de Mohr et critère de rupture

Dans notre cas, on observe une droite qui passe presque par l'origine, la cohésion est relativement faible et de l'ordre de 25kPa.

Par ailleurs, on trouve un angle de frottement de 35° , or $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 62,5^\circ$

La mesure nous avait donné $\alpha = 56^\circ$ soit une erreur relative d'environ 10%.



Synthèse des résultats :

	Trinôme 10 (sable dense)	Trinôme 9 (sable lâche)
Indice des vides	0.77	0.9
α mesuré ($^\circ$)	56	54
Cohésion (kPa)	25	35.7
Angle de frottement ($^\circ$)	35	32

4. Détermination du Cu au scissomètre :

Le scissomètre est un moyen d'investigation léger, rapide et peu onéreux pour déterminer la cohésion non drainée Cu des sols « mous » saturés purement cohérents.

4.1. Appareillage et protocole expérimental :

L'appareil est constitué d'une tige munie à son extrémité inférieure d'un moulinet cruciforme composé de quatre palettes verticales identiques orthogonales. (Photo ci-dessous).

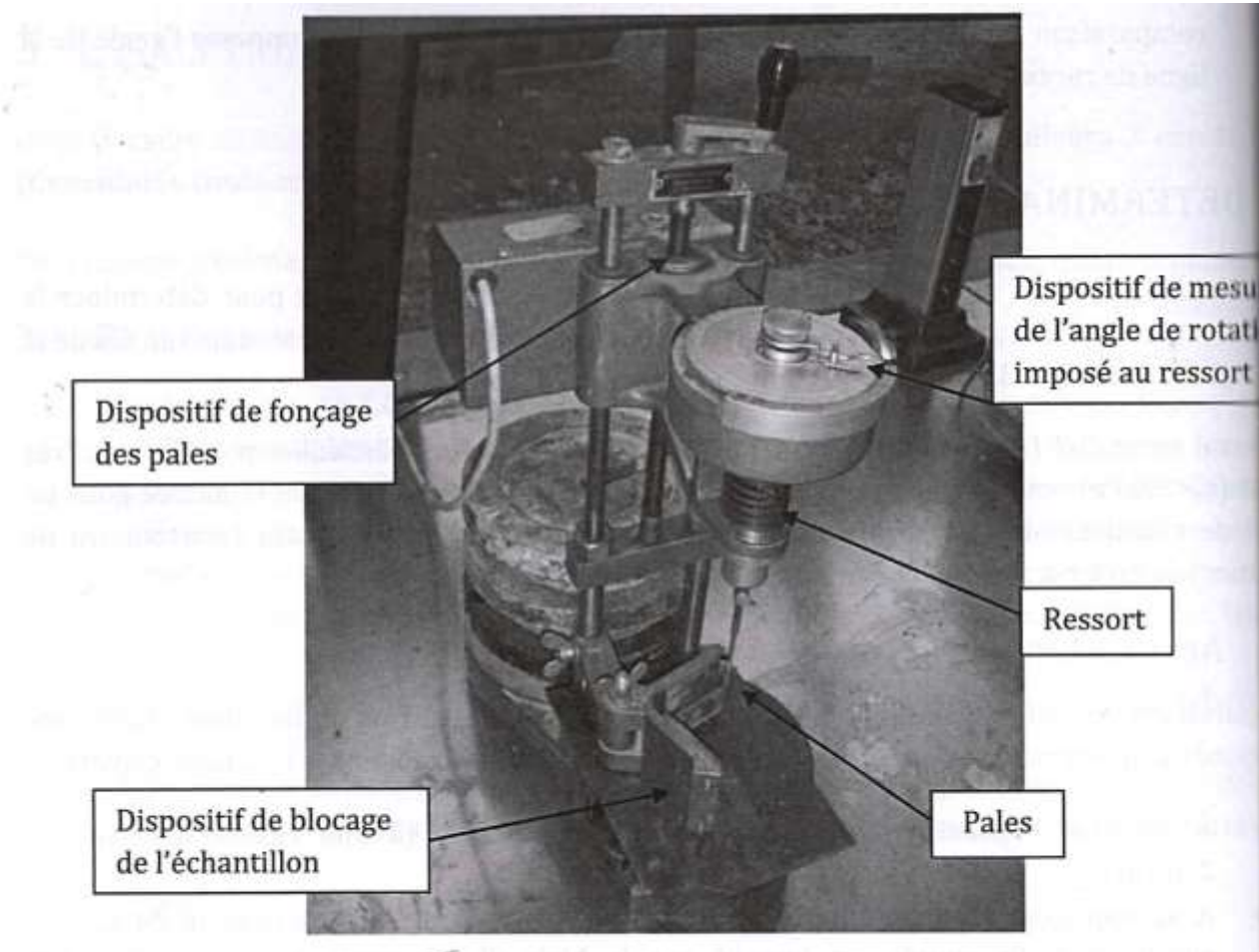


Figure 6 : Scissomètre

L'essai consiste :

- A enfoncer l'ensemble tige-moulinet dans l'échantillon (vitesse inférieure à 2 cm/s).
- A lui appliquer un couple de torsion croissant jusqu'à atteindre la rupture du sol par cisaillement. Ce couple est imposé par le biais d'un ressort dont la raideur est connue en N.mm/deg.

Dans le cadre de la séance de TP, nous avons réalisé un essai au scissomètre sur le même sable que pour l'essai CD, mais avec des teneurs en eau massiques égales à 0% (sable sec), 3% de saturation et à saturation.

4.2. Détermination de Cu

Pour calculer le Cu on suppose que la contrainte de cisaillement est uniforme sur toute la surface latérale du volume circonscrit à la partie tournante du moulinet.

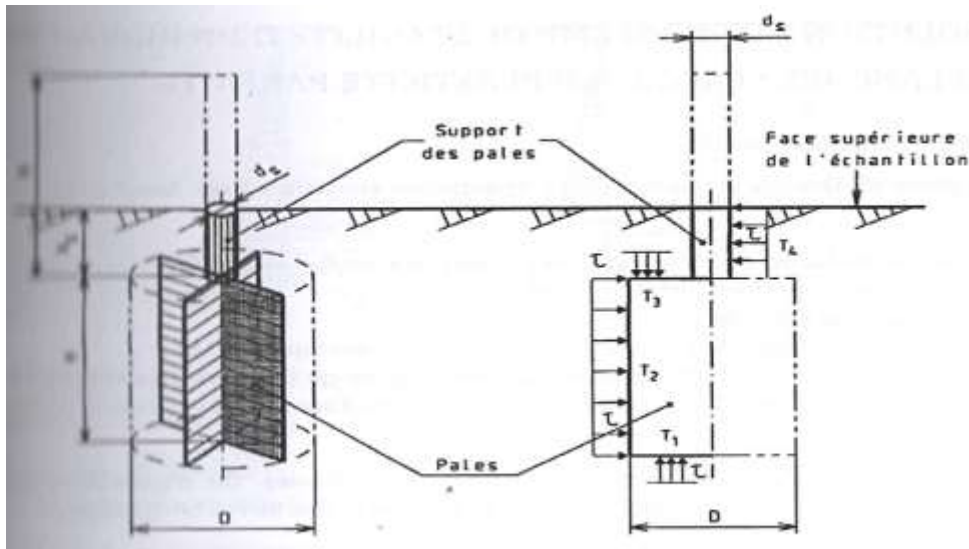


Figure 7 : Hypothèses et notations pour le calcul de Cu au scissomètre

On détermine ensuite la part du couple reprise par chaque surface ($D=2R$) :

-Pour la surface inférieure du cylindre : $M_{inf} = 2 \times \pi \times \frac{R^3}{3} \times Cu$

-Pour la surface latérale du cylindre : $M_{lat} = 2 \times \pi \times R^2 \times H \times Cu$

-Pour la surface supérieure du cylindre : $M_{sup} = 2 \times \pi \times \frac{R^3 - R_s^3}{3} \times Cu$

-Pour la surface latérale de la tige : $M_{tige} = 2 \times \pi \times R_s^2 \times h_s \times Cu$

$$\text{Ainsi } Cu = \frac{M_{max}}{2 \times \pi \times \left(2 \times \frac{R^3}{3} - \frac{R_s^3}{3} + R^2 \times H + R_s^2 \times h_s \right)}$$

- **Déterminer la cohésion du sable étudié en fonction de sa teneur en eau**

$R_{p\hat{a}le} = 1.25cm$ $H_{p\hat{a}le} = 2.5cm$ $M_{max} = nb \text{ de degré} \times 0.00178$

Le ressort utilisé du scissomètre est du type SPRING 2 soit $0.00178N.m$ par degré

NB : Lors des mesures du scissomètre, nous ferons affleurer la partie supérieure du moulinet permettant ainsi de négliger les deux termes $M_{sup} = 0$ et $tige = 0$.

Essai du sable dense :

	Essai n°1 sable sec	Essai n°2 sable humide à 3%	Essai n°3 sable saturé
Indice des vides	0,77	0,77	0,77
Masse de sable (kg)	2.385	2.456	4.77
Mesure de degrés (rupture)	0	70°	0
Calcul de M_{max} (N.m) (SPRING n°2 du scissomètre)	0	0.1246	0

Nous pouvons, suite à ces résultats, calculer le Cu pour chaque état du sable en fonction de sa teneur en eau :

$$Cu = \frac{Mmax}{2 \times \Pi \times (2 \times \frac{R^3}{3} + R^2 \times H)}$$

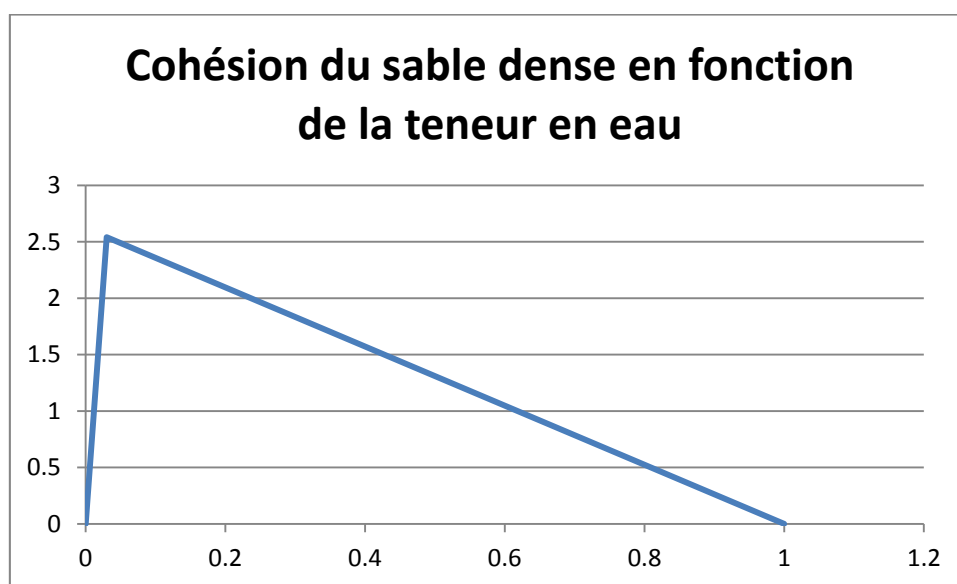
	Essai n°1 sable sec	Essai n°2 sable humide à 3%	Essai n°3 sable saturé
Calcul de <i>Mmax</i> (N.m) (SPRING n°2 du scissomètre)	0	0.1246	0
Calcul du Cu (en KPa)	0	2.54	0

Synthèse des résultats :

	Essai n°1 sable dense sec	Essai n°1 sable lâche sec	Essai n°2 sable dense humide à 3%	Essai n°2 sable lâche humide à 3%	Essai n°3 sable dense saturé	Essai n°3 sable humide saturé
Indice des vides	0.77	0.9	0.77	0.9	0.77	0.9
Masse de sable (Kg)	2.385	2.152	2.456	2.217	4.77	NC
Mesure de degrés (rupture)	0	0	70°	30°	0	0
Calcul de <i>Mmax</i> (N.m) (SPRING n°2 du scissomètre)	0	0	0.1246	0.0534	0	0
Calcul du Cu (en KPa)	0	0	1.63	2.54	0	0

CONCLUSION :

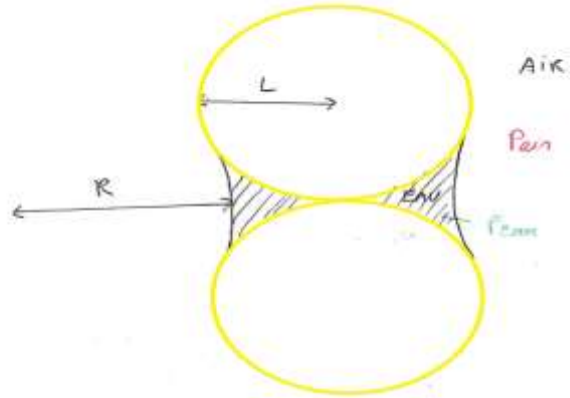
Nous pouvons donc remarquer que la cohésion en fonction de la teneur en eau ressemble à une courbe du type :



Nous observons un maximum à 3% sur les résultats ci-dessus à teneur en eau égale à 3%.

Quels phénomènes se produisent-ils lors de cette légère humidification ?

Ce phénomène est dû à la tension superficielle de l'eau. (Voir schéma ci-dessous).



Cette tension superficielle crée un phénomène de ventouse et de différence de pression donnés par la formule ci-dessous :

$Pair - Peau = V \times K = V \times \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{L}\right) > 0$ Soit $Pair > Peau$ donc cette force de succions crée un effort « collant » les deux grains l'un à l'autre.

Cette force disparaît bien évidemment lorsque le milieu est saturé puisqu'il n'y a plus d'air donc plus de possibilités à avoir une différence de pression. (Il en va de même lorsque le sable est totalement sec où là c'est l'absence de pression d'eau qui empêche l'apparition de ce phénomène de ventouse).

5. Résolution du problème de stabilité d'un rideau de palplanches : calcul en plasticité parfaite

5.1. Hypothèses générales :

- Problème bidimensionnel (déformations planes), rideau de longueur infinie
- Epaisseur et poids du rideau négligeable
- Terre plan et horizontal
- Déformation des palplanches restant dans le domaine élastique de l'acier
- Inclinaison du rideau restant suffisamment petite pour qu'il puisse être considéré comme vertical mais déplacements suffisants pour que les équilibres limites puissent se développer dans le sol.

L'équilibre du rideau s'écrit en négligeant les forces verticales. On n'aura donc que deux équations de la statique : les équations des moments et des équilibres des forces horizontales.

5.2. RESOLUTION

L'expérience a montré qu'un tel rideau subit une rotation autour d'un point O situé dans la partie en fiche. (Voir schéma page suivante).

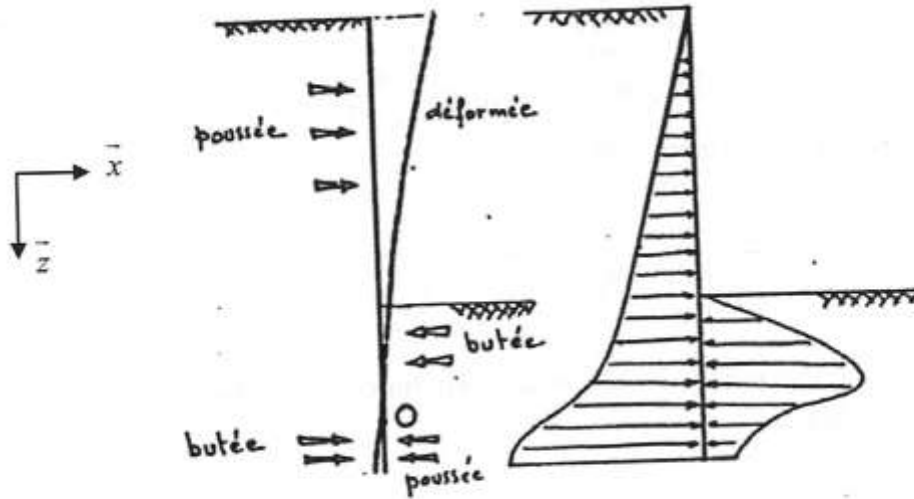


Figure 8 : Déplacements du rideau et diagramme réel des contraintes

On utilise pour les calculs un diagramme simplifié comme indiqué ci-dessous.

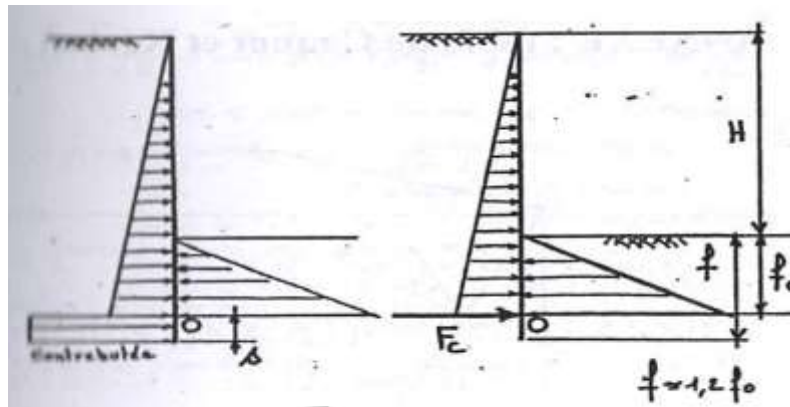


Figure 9 : Diagramme de contrainte simplifié

Les inconnues du problème sont au nombre de deux :

- La hauteur de butée f_0
- La force de contrebutée F_c

Nous disposons de deux équations et de deux inconnues donc le système est isostatique.

On prendra la sur profondeur $s = 20\%$ de f_0 d'où $f = 1,2 \cdot f_0$

Sachant que $H = 1\text{m}$, on détermine la longueur de la fiche ainsi que la force de contrebutée F_c dans le cas d'un massif de sable sec homogène dont les paramètres (c, Φ) ont été déterminés auparavant. On prendra également comme coefficient de sécurité $F_c = 2Fa$ avec Fa la force de poussée.

$$\text{Soit } \frac{F_c}{F_a} = 2$$

Dans le cas de Rankine, les coefficients de poussée et de butée s'écrivent :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{et} \quad K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right)$$

En utilisant donc l'équilibre des moments au point O, on obtient l'équation :

$$\text{coefficient de sécurité} \times Ka \times \gamma a \times (H + f_0)^3 \times \frac{1}{6} = Kp \times \gamma p \times (f_0)^3 \times \frac{1}{6} \quad (1)$$

On rappelle que dans le cas d'une force triangulaire, l'équilibre des moments s'écrit :

$$M(O) = \frac{1}{3} \times \frac{\sigma h \times \text{Hauteur s'exercant la force}}{2} = \frac{1}{3} \frac{K(a \text{ ou } p) \times \sigma v \times \text{hauteur s'exercant la force}^2}{2}$$

$$= \frac{1}{3} \frac{K(a \text{ ou } p) \times \gamma \times \text{hauteur s'exercant la force}^3}{2}$$

Soit en simplifiant l'expression (1), on obtient :

$$2 \times Ka \times \gamma a \times (H + f_0)^3 = Kp \times \gamma p \times (f_0)^3 \quad (1)$$

- Soit pour $\gamma a = \gamma p$ donc pour un matériau de même densité en poussée ou butée avec un coefficient de frottement $\Phi=35^\circ$ pour un sable DENSE :

$$-5.83f_0^3 + 3f_0^2 + 3f_0 + 1 = 0$$

$f_0 = 1.11 \text{ m}$ Donc comme $f = 1,2 \cdot f_0$, on obtient $f = 1.33 \text{ m}$

La fiche représente donc approximativement le $\frac{1}{2}$ de H.

- Soit pour $\gamma a > \gamma p$ (effet de la densité sur la longueur de fiche)

On obtient une expression telle que

$$\text{coefficient de sécurité} \times Ka \times \left(\frac{\gamma a}{\gamma p} > 1\right) \times (H + f_0)^3 \times \frac{1}{6} = Kp \times \gamma p \times (f_0)^3 \times \frac{1}{6}$$

Donc l'expression de la poussée sera supérieure, la longueur de fiche dans la terre sera plus conséquente.

- Soit pour $\gamma < \gamma p$:

On obtient une expression telle que

$$\text{coefficient de sécurité} \times Ka \times \left(\frac{\gamma a}{\gamma p} < 1\right) \times (H + f_0)^3 \times \frac{1}{6} = Kp \times \gamma p \times (f_0)^3 \times \frac{1}{6}$$

Donc l'expression de la poussée sera inférieure au cas initial, la longueur de fiche dans la terre sera donc plus courte.

CONCLUSION :

L'étude de la longueur d'une fiche dans le cas d'un mur en palplanches enfouie dans le sol pour augmenter la force de butée dépend principalement :

- Du coefficient de frottement Φ du matériau rentrant dans les calculs des coefficients de poussée et butée.
- Du rapport $\frac{\gamma a}{\gamma p}$ des matériaux de poussée et butée : plus le matériau de butée sera dense, plus la fiche enfouie en terre sera courte.