

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Introduction

Lorsque nous parlons de comportement des sols, nous faisons toujours distinction entre sable et argile. En résistance au cisaillement nous devons distinguer complètement entre sable et argile. Voyons un peu quelles sont les différences fondamentales entre le sable et l'argile.

Différence fondamentale entre sable et argile en relation avec leur comportement mécanique - découle de la taille des particules.

1. Perméabilité; dimension des particules. C'est peut être le facteur qui influence le plus nos approches en ce qui concerne la résistance au cisaillement. Sable toujours drainé in situ. Argile le plus souvent non drainé in situ. Dimension des particules → pores.
2. Plasticité : Les particules argileuses sont actives en ce sens qu'elles ont une attraction de surface, force intrinsèque entre les particules, adsorption molécules d'eau. C'est la différence la plus frappante lorsqu'on considère un échantillon de sable et d'argile. → fluage → volume des pores.
3. Mémoire des contraintes antérieures. Retient e_{cons} . Consolidation plastique.
4. Force capillaire (interstice de dimension capillaire) → échantillonnage.
5. Variation des compositions, % < 2 μ , minéralogie.
6. ϕ ' sable > ϕ ' argile
7. Compressibilité dans le temps : fluage, indice des vides souvent plus élevé dans l'argile.

Introduction

Argile saturée :

La plupart des problèmes d'argile que nous rencontrons sont des problèmes d'argile saturée.

- Argile naturelle sous la nappe = saturée
- Argile compacte sous la ligne d'eau $\approx$ saturée

Une saturation complète facilite le problème car on peut interpréter les essais par contrainte effective si on connaît u_{eau} . $\rightarrow$ MDS. classique.

Approche.

Nous allons étudier la résistance au cisaillement des argiles de la même façon que pour les sables.

i.e. Nous allons étudier le comportement dans des essais soumis à différentes conditions.

Au fur et à mesure de la revue des ces essais, nous allons introduire et discuter les problèmes, surtout non drainés.

Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

Avantages :

- Chemin de drainage très court.
- Contrôle de τ sur le plan de rupture

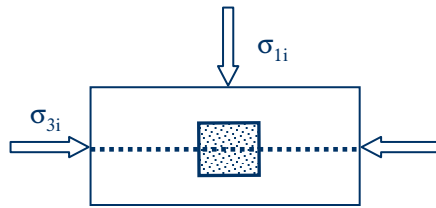
Inconvénients :

- Aucun contrôle sur le drainage $\rightarrow$ on ne peut faire que des essais drainés.
- Aucun contrôle sur les contraintes principales $\rightarrow$ contraintes principales inconnues et rotation de σ_1 et σ_3 - on détermine directement τ et σ_N

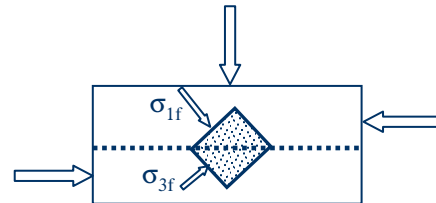
Au début de l'essai :
stage de consolidation

$$\sigma_1 = \sigma_N$$

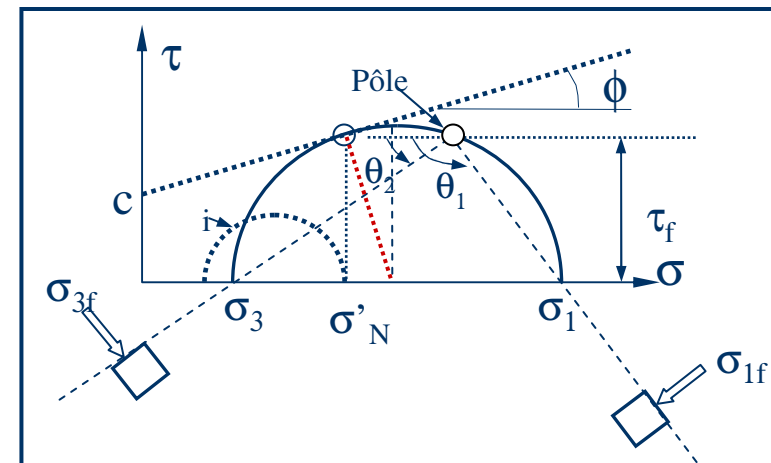
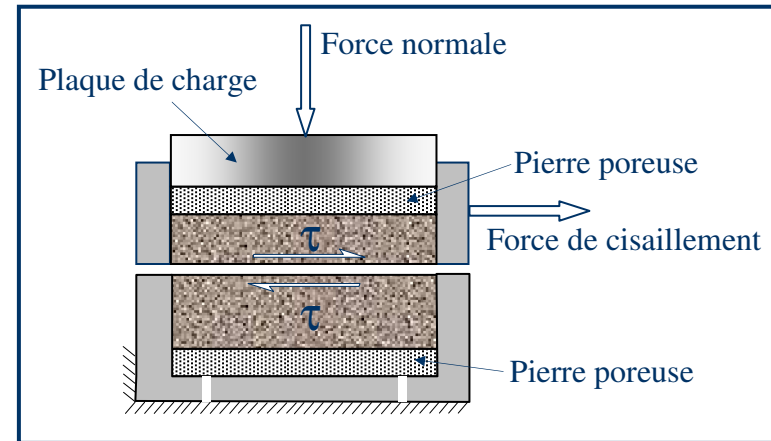
$$\sigma_3 = K_0 \sigma_1$$



À la rupture :
rotation des contraintes principales durant l'essai



On sait que les contraintes effectives à la rupture contrôlent cette dernière. La rupture se produit dès que le cercle de Mohr touche à l'enveloppe de rupture en un point.



Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

Courbe enveloppe et histoire des contraintes.

On suppose un dépôt qui a été surconsolidé durant son histoire géologique. À une certaine profondeur, la charge de surconsolidation a été de σ'_p .

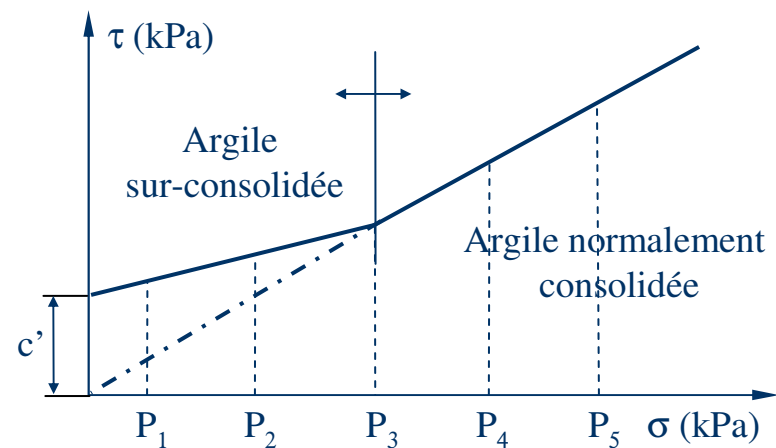
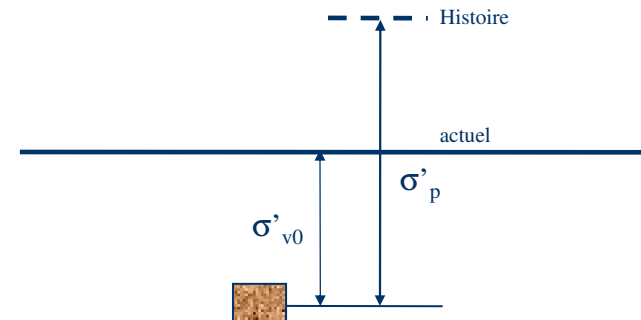
Des échantillons intacts sont prélevés à cette profondeur → σ'_{v0} . Donc degré de surconsolidation de cet échantillon est $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$.

On fait un essai de cisaillement (drainé) sur un échantillon sur une grande plage de pression normale ($P = \sigma_N$).

Sur l'enveloppe de rupture je constate qu'il y'a deux comportements très distincts.

1. Condition de surconsolidation
2. Condition normalement consolidée

- ➔ Plage de valeur de P sur le graphique ? σ'_p ?.
- ➔ Est-ce que $P >$ ou $< P_c$ qui contrôle la surconsolidation ?



Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

a) Je sais que l'essai 3 a été fait à la limite N.C et O.C.

Essai consolidé $< P_3$ O.C.

Essai consolidé $> P_3$ N.C. $S = f(\sigma'_p)$.

$P_3 = \sigma_N$

b) Cependant ce sont les conditions à la rupture qui vont contrôler

Au début de l'essai $P_3 = \sigma_1$

À la rupture ? Différent ?

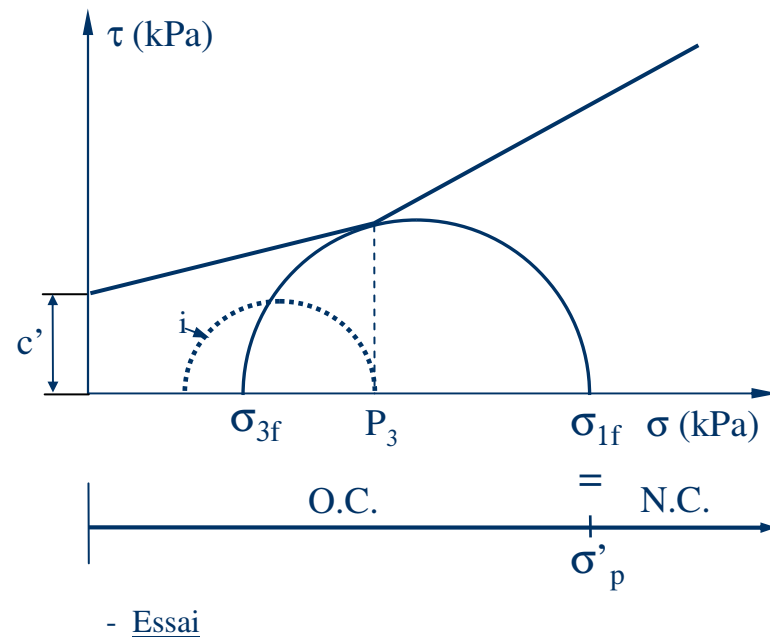
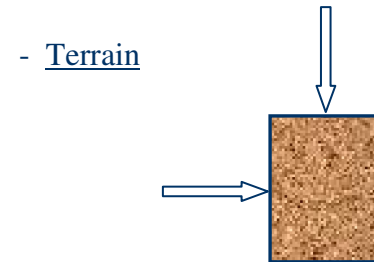
c) Sur le terrain

$P_c = \sigma'_p = \sigma_1$ contrainte principale

Supposons pour simplifier que $K_0 = 1$

Donc ce sera σ_{1f} qui va contrôler si O.C. ou N.C. dans l'essai

Examinons l'essai 3 → où est σ'_p



Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

Surconsolidation

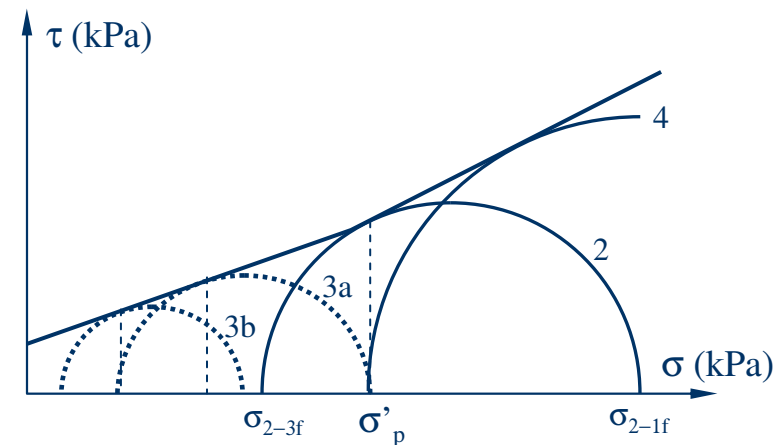
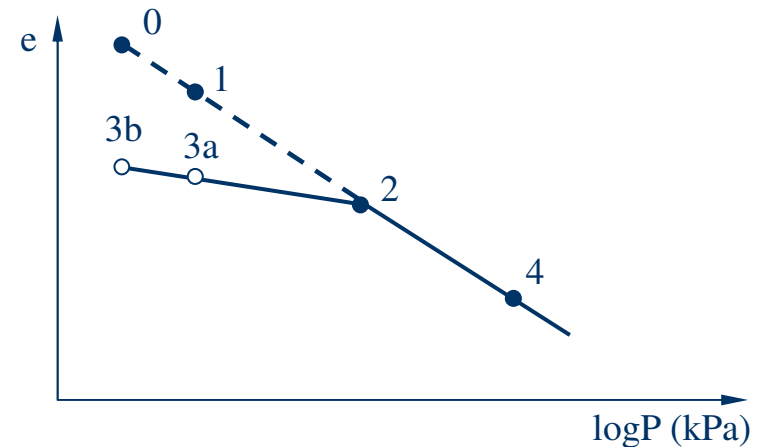
- Nous mélangeons une argile et de l'eau de façon à avoir une pâte. = argile déposée au fond d'un lac – aucune histoire de contrainte → vierge.
- et nous consolidons cette argile → même procédure de consolidation que sur le terrain.

- 0) début de la consolidation
- 1) consolidation $p \uparrow$ et $e \downarrow$
- 2) consolidation $p \uparrow$ et $e \downarrow$ - suite
- 3) a et b) je diminue la charge, gonflement faible – charge maximum P_c - argile garde histoire. Entre 2 et 3 l'argile est surconsolidée – Notion de O.C ou N.C.

C) Maintenant, je fais un essai à cisaillement direct à chaque augmentation de P .

- 2) Résistance augmente avec la consolidation
- 3) Entre 2 et 3, échantillon surconsolidé. Essai peut être O.C. ou N.C. dépendant de la consolidation au laboratoire. Si l'échantillon 3 est reconsolidé à une pression $P_v > P_c$ (N.C.).

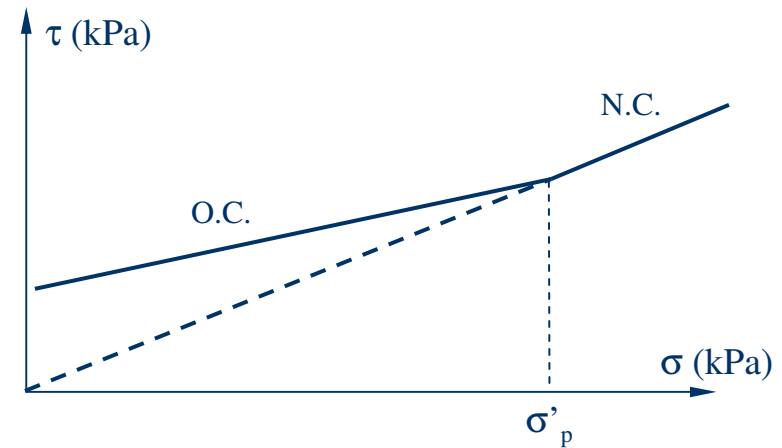
- La surconsolidation est relative à une pression σ'_{v0} : dépôt et σ'_{vc} : essai – consolidation - cisaillement



Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

Surconsolidation

- Si σ'_p est élevé et si tous les essais sont faits de sorte que $\sigma'_f < \sigma'_p$, nous traçons une courbe enveloppe que sera O.C. (surconsolidée). Nous ne verrons pas la partie N.C. (normalement consolidée). Nous aurons une cohésion élevée.
- S ne dépend pas de σ'_v mais de σ'_p .
- On voit que le terme cohésion ne représente pas nécessairement quelque chose de physique. C'est tout simplement l'ordonnée à l'origine de la courbe enveloppe.
- L'enveloppe de rupture doit être définie pour la plage de pression que nous avons besoin et elle peut être dangereux d'extrapoler.
- ✓ Plage surconsolidée (introduire structure)
- ✓ Plage normalement consolidée (σ)
- N.B. enveloppe N-C. $c'=0$.



Commentaires :

- N.C. $\rightarrow c'=0 \rightarrow \phi$ boue.
- O.C. se traduit par c' élevé et ϕ' faible, mais $S > N.C$ (signification physique)
- Enveloppe doit être définie pour une plage de σ' de travail.

Essai de cisaillement direct (histoire des contraintes)

Pression de surconsolidation réelle et apparente – effet de la structure

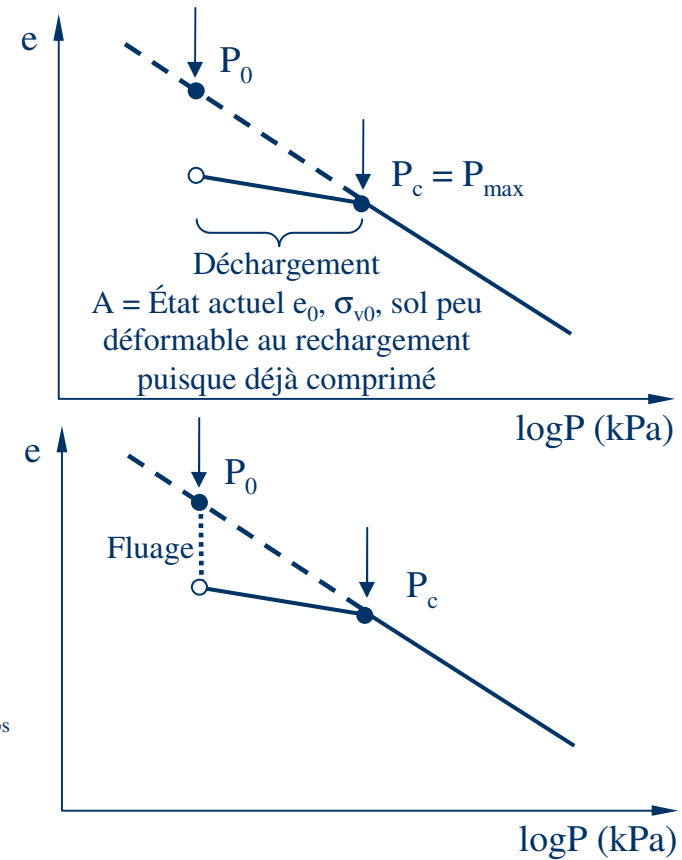
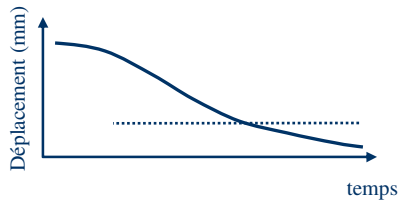
a) Géologique

Il existe d'autres mécanismes de chargement et de déchargement pour avoir $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$

b) Fluage

Supposons aujourd'hui dépôt à $P_0 = P_{\max}$ – Consolidation primaire et Consolidation secondaire – Courbe de fluage
Consolidation retardée $\rightarrow$ fluage pour argile plastique.

En terme de résistance $\rightarrow w\% < w_L$

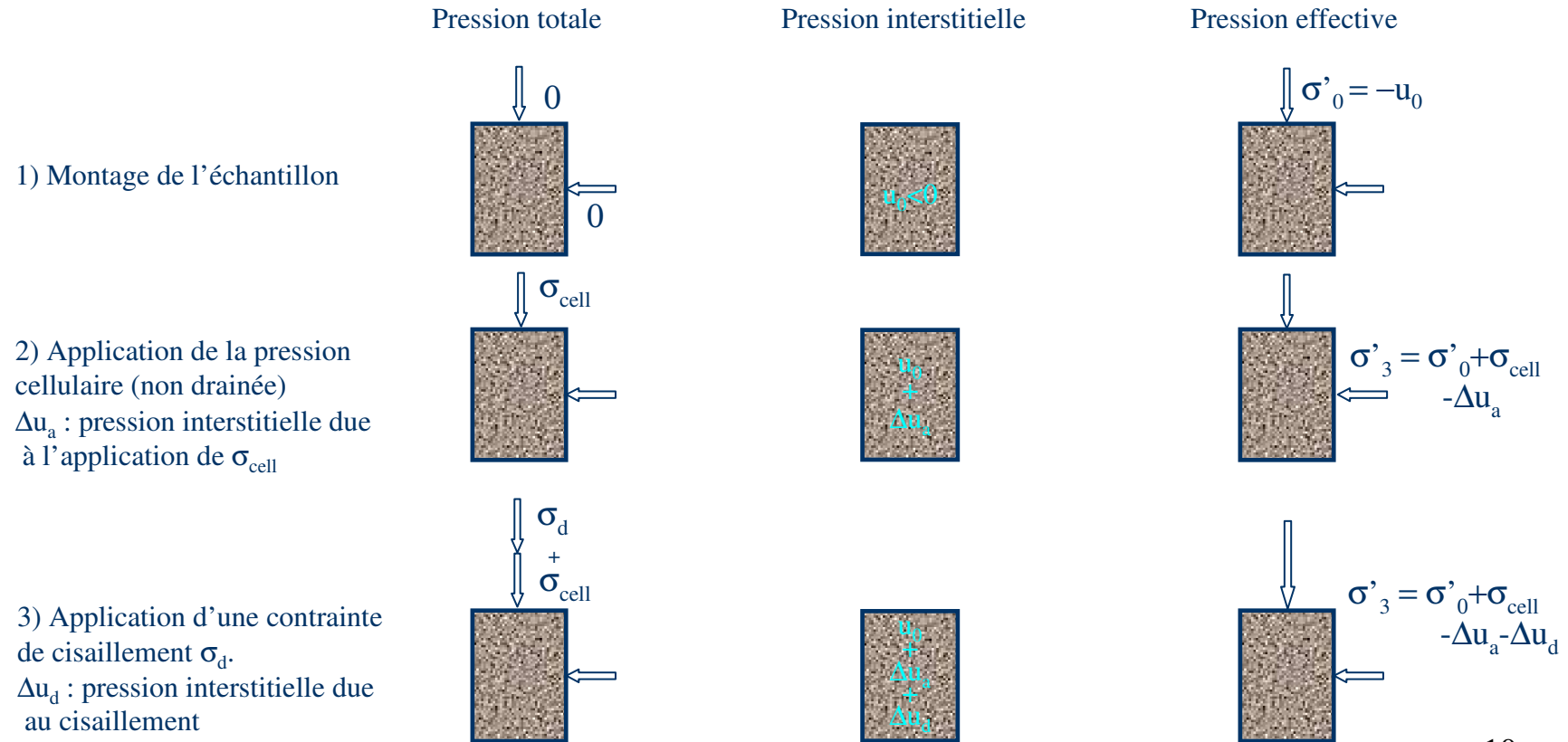


Essai triaxial non consolidé non drainé

Nous allons maintenant attaquer les essais triaxiaux où nous pouvons contrôler beaucoup mieux les conditions d'essais et surtout le drainage.

Contraintes durant l'essai

Nous avons un échantillon d'argile non remanié saturé. On distingue trois phases d'essais.



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial non consolidé non drainé

Examinons la pression interstitielle

Au moment de échantillonnage $P_0 \rightarrow ?$

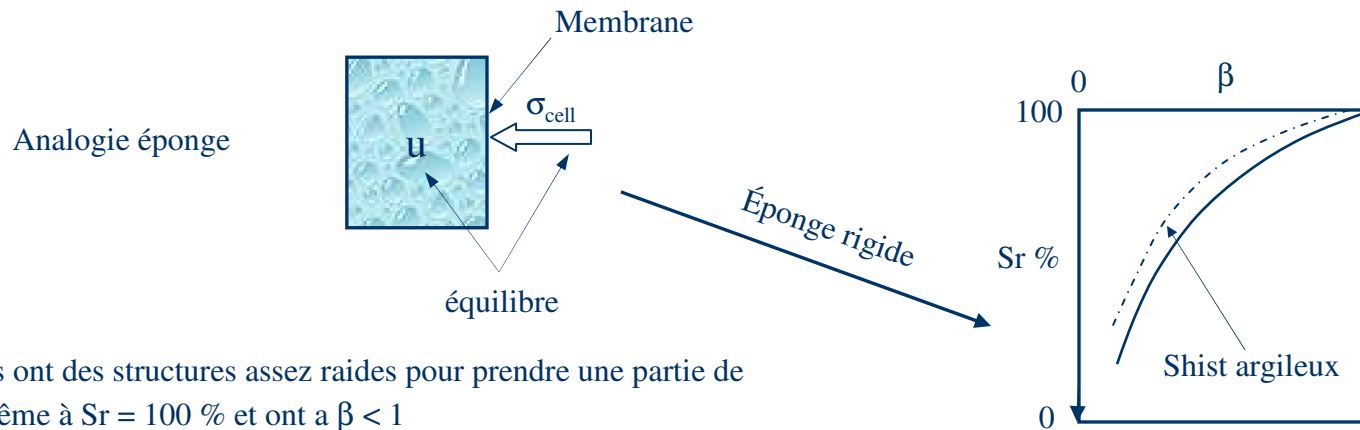
Au stage 1 - $u_0 < 0$ (suction) action des ménisques.

$\sigma'_0 > 0$ = terrain ? Introduire relaxation.

Au stage 2 - Δu du au changement de pression de confinement $\Delta u_a = \beta \Delta \sigma_3$. Où $\beta = f(\text{degré de saturation, rigidité de la structure})$.

Si le degré de saturation est de 100%, comme l'eau est incompressible, $\beta = 1$ (c'est le cas de la plupart des argiles).

Si non complètement saturé, le milieu poreux devient plus compressible que la structure $\beta < 1$.



Quelques sols ont des structures assez raides pour prendre une partie de la pression même à $Sr = 100\%$ et ont a $\beta < 1$

Dans notre essai $\beta = 1 \rightarrow \Delta u = \beta \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_{cell} \rightarrow \sigma'_3 = \sigma'_0 + (\sigma_{3cell} - \Delta u_a)$. Donc $\sigma'_3 = \sigma'_0$

Quel est σ'_0 exactement

**** Quelle que soit la pression cellulaire appliquée la pression effective ne change pas.**

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial non consolidé non drainé

Au stage 3 - Pression interstitielle pendant le cisaillement

On peut visualiser assez bien que pendant le cisaillement de la structure argileuse, il y aura tendance à ΔV , comme dans le sable et donc à la variation de la pression interstitielle. C'est à dire qu'il y'aura des tendances au gonflement ou à la compression.

Skempton :

$$\Delta u_d = \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

$\bar{A} = f(\text{Sr, rigidité de la structure, degré de surconsolidation} - \text{OCR}) \rightarrow$ rapprochement au densité du sable – tendance à gonfler ou à comprimer

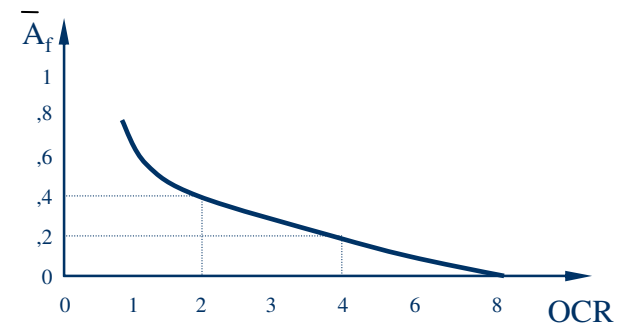
$\bar{A}_f = \bar{A}$ à la rupture (pour argile saturée) : caractéristique de l'argile = $f(\text{OCR})$

Ordre de grandeur :

Argile N.C. ou légèrement O.C., de faible sensibilité $0,5 < A < 1$

Argile sensible, N.C. $\bar{A} \geq 1$

Argile très surconsolidée $-0,5 < \bar{A} < 0,5$



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial non consolidé non drainé

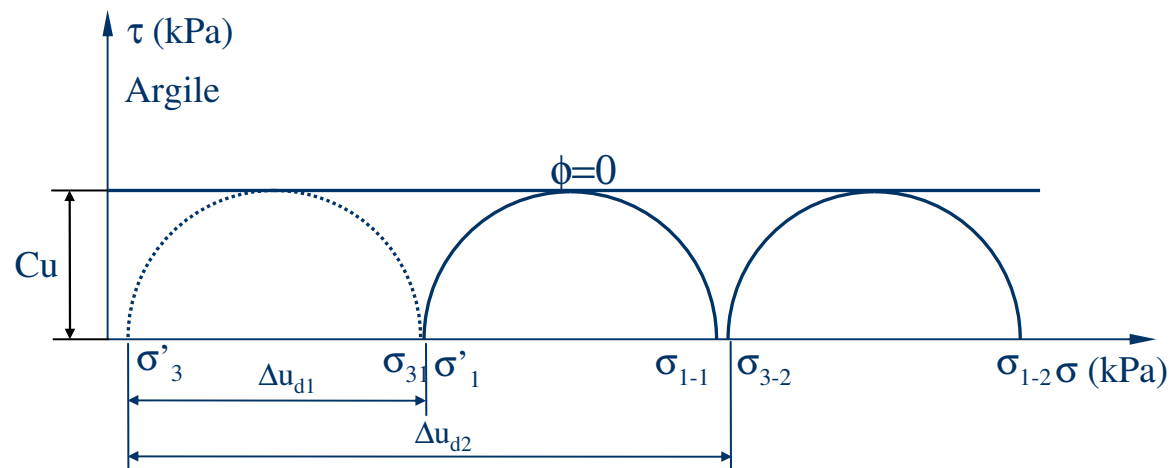
Courbe enveloppe

Supposons une série d'essais sur des spécimens identiques faits à σ_{cell} différents.

À la fin du stage 2 juste avant le cisaillement, σ'_3 est le même pour tous les échantillons pour $\beta=1$ (même OCR).

À la rupture $\bar{A}_f$ est identique pour chaque échantillon car la rigidité de la structure et le degré de surconsolidation sont les mêmes. $\bar{A}_f$ est le même peu importe la valeur.

La pression cellulaire augmente et Δu aussi $\rightarrow$ même σ' $\rightarrow$ même résistance.

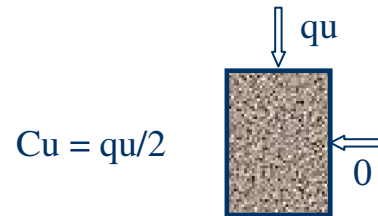


RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai en compression simple

Essai en compression simple ou essai triaxial non confiné

Vu que σ_{cell} n'importe peu, c'est autrement plus simple de ne pas confiner l'échantillon.
C'est donc un essai qu'on peut avoir tendance à employer beaucoup parce qu'on n'a pas nécessairement besoin d'un appareil triaxial.



L'échantillon doit cependant répondre à certaines conditions pour pouvoir faire un essai non confiné.

- 1 Saturé à 100 %, sinon $\beta \neq 1$ et $\Delta u \neq \Delta \sigma_{3\text{cell}}$ ($\phi=0$ et $\beta=1$)
- 2 Échantillon intact. Si l'argile est fissurée, les fissures ouvrent.
- 3 Non remanié
- 4 Si varve de sable ou de silt, pas de ménisque.
- 5 Valide à la condition que $\sigma'_0 = \sigma'$ in-situ ? Relaxation u_0 .

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai en compression simple

Qu'est ce que résistance non drainée – Définie par $\phi = 0$

$C_u = \frac{1}{2} q$ – enveloppe $\phi_u = 0$

Échantillon rupture lorsque le cercle touche à cette enveloppe (plan de rupture)

En réalité, ce n'est pas cette enveloppe qui contrôle la rupture, mais c'est toujours l'enveloppe effective, car la rupture est toujours contrôlée par les contraintes effectives.

Plan de rupture $45^\circ + \phi/2$

$Su_{comp} = \frac{1}{2} q_u = \tau_{max}$

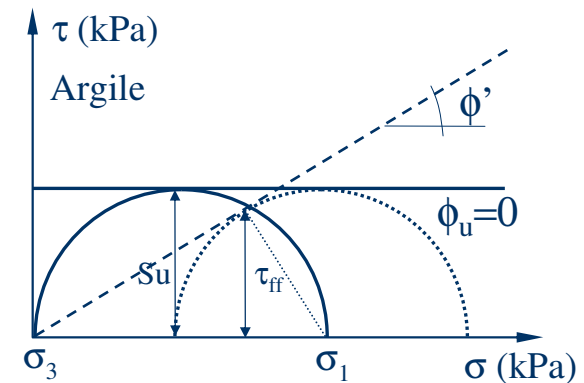
En fait $\tau_{ff} = Su \cos \phi - \tau_{ff}$ sur le plan de rupture.

Ex. pour $\phi = 30^\circ$ $\tau_{ff} = 0.9 Su = 0.45 q_u$

En réalité, on surestime un peu en prenant Su , cependant il y'a d'autres sources d'erreurs qui sous-estime Su , comme le remaniement.

L'essai est très peu employé, lorsqu'on fait de la mécanique des sols de façon sévère. *Donne un indice du remaniement.*

Au lieu de compression simple, on fait plutôt des essais consolidés à σ'_{v0} .



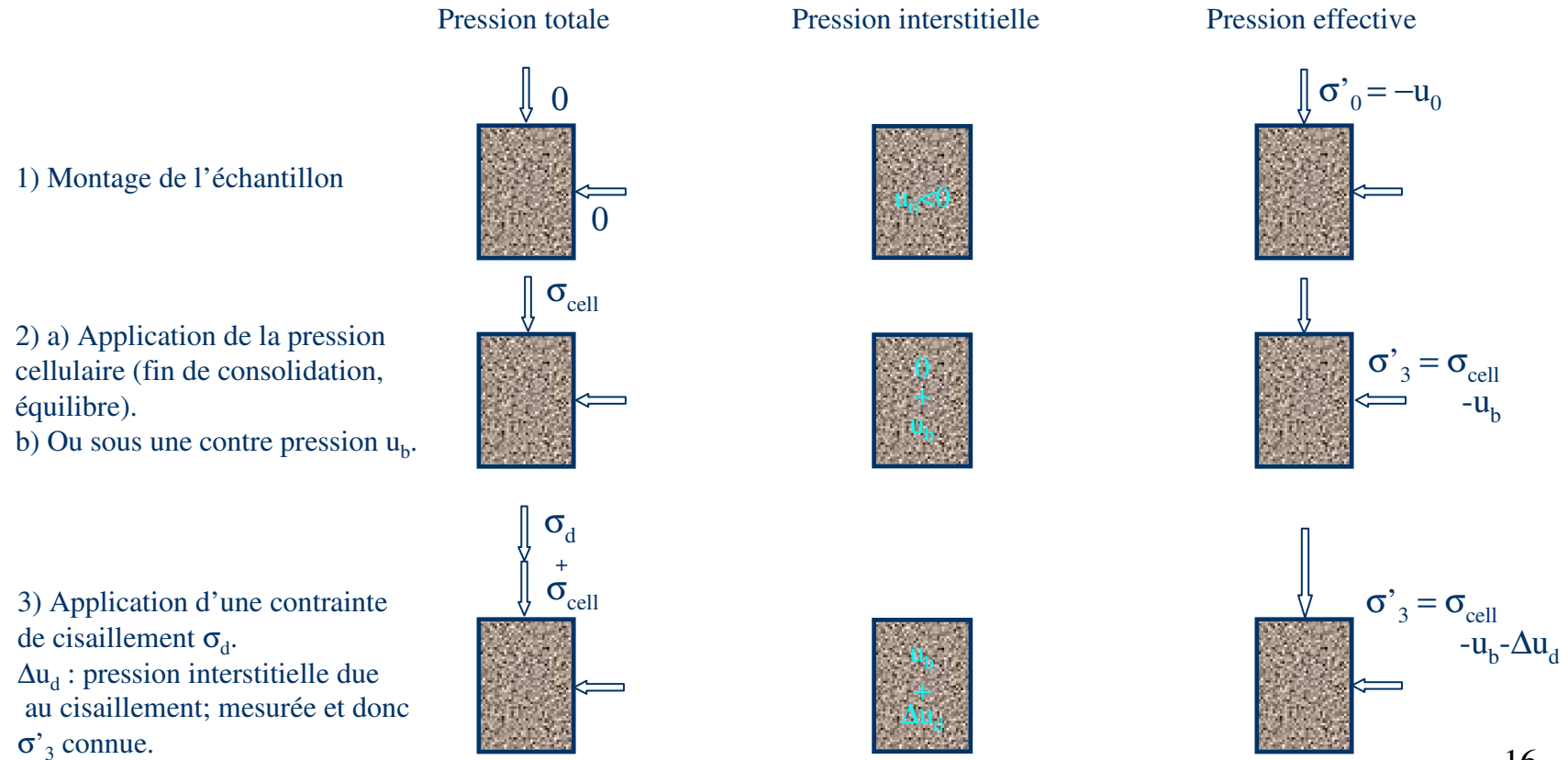
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial consolidé non drainé

Nous allons maintenant traiter les essais triaxiaux consolidé non drainé.

Contraintes durant l'essai.

Nous avons un échantillon d'argile saturée ($S_r = 100\%$). On distingue trois phases d'essais.



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial consolidé non drainé

Pression interstitielle

Stage 1 : $u_0 < 0$

Stage 2 : $u = 0$ ou u_b contre pression

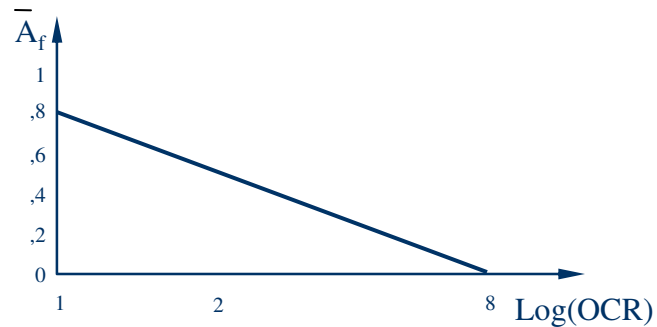
u_b est une pression appliquée dans la ligne de drainage pour aider à saturer l'échantillon. Cette pression tient les bulles d'air dissoutes.

Stage 3 : $\Delta u_d = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = A\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ si $\sigma_3 = \text{cte.}$

$A = f(\dots, \text{OCR}(\text{rapport de surconsolidation}))$. $\text{OCR} = \sigma'_p / \sigma'_c$ (au début du cisaillement). Note : On ne parle pas de rupture, on parle plutôt de l'état durant le cisaillement.

$$A = \Delta u_d / (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

On peut comparer deux états de consolidation
O.C ou N.C. $A=1$? $A=0$?



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial consolidé non drainé

Coefficient de Henkel

Déviateur : $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ augmente contrainte moyenne

Henkel sépare l'effet de la contrainte moyenne et l'effet de $\Delta\tau$

$$\Delta u = B(\Delta\sigma_{\text{oct}} + a\Delta\tau_{\text{oct}})$$

Pour triaxial

$$\Delta\sigma_{\text{oct}} = 1/3(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_3)$$

$$\Delta\tau_{\text{oct}} = \sqrt{2}/3(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Si $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$ et $B=1$ ($S_r=100\%$)

$$\Delta u = (1/3 + a\sqrt{2}/3)\Delta\sigma_1$$

$$\text{et } \Delta u = A\Delta\sigma_1$$

Conversion de A (Skempton) à a (Henkel)

$$A = (1/3 + a\sqrt{2}/3)$$

A	a
1	1,42
0,5	0,36
0	-0,7

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

Essai triaxial consolidé non drainé

Courbe contrainte déformation typique

