

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Source résistance des sols granulaires

Changement de volume de l'échantillon

On a toujours appuyé plus sur cette source de résistance, car à basse pression de confinement c'est la plus importante après la friction.

i.e. Si on appliquait une correction pour tenir compte du changement de volume, on devrait se rapprocher de ϕ_u (pour des pressions de Confinement faibles).

Correction : évaluation de l'énergie nécessaire pour ΔV

Afin d'arriver à la détermination d'un angle ϕ qui soit plus fondamental, des corrections pour le changement de volume ont été dérivées par au moins trois chercheurs :

- | | |
|------------------------|---------------------------------|
| - Correction de Taylor | : pour la boîte de cisaillement |
| - Correction de Bishop | : pour le triaxial |
| - Correction de Rowe | : pour le triaxial |

Correction importante : dans l'étude de stabilité d'un barrage.

Les corrections de Taylor et Bishop sont fondamentalement les mêmes et sont basées sur l'énergie nécessaire pour permettre au sol d'augmenter de volume contre la pression de confinement.

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Source résistance des sols granulaires

a) Correction de Taylor : cisaillement direct

τ_e : contrainte de cisaillement nécessaire pour permettre l'expansion

σ_N : contrainte normale

dx : augmentation du déplacement de cisaillement

dh : augmentation de l'épaisseur de l'échantillon

Travail dû à τ_e = travail contre σ_N

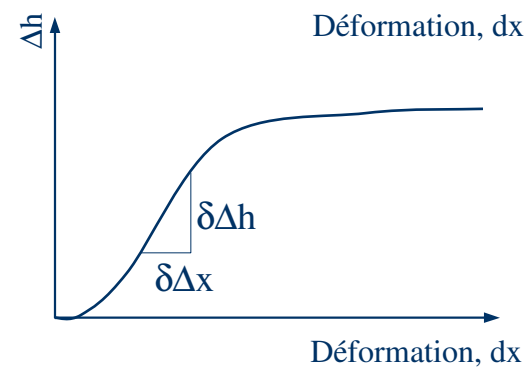
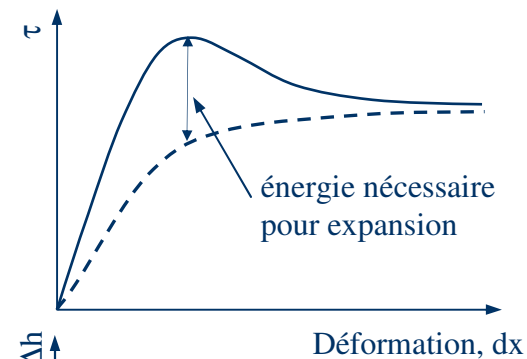
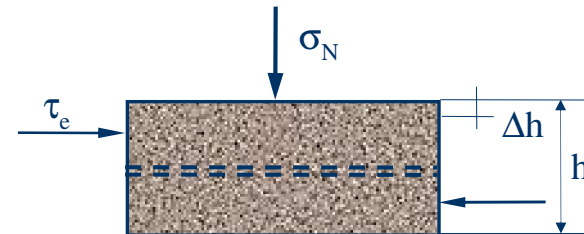
$$\tau_e \times \delta dx = \sigma_N \times \delta dh$$

$$\tau_e = \sigma_N \times \delta dh / \delta dx$$

$$\tau_{\text{corr.}} = \tau - \tau_e$$

La correction est facile à faire en tout point durant l'essai.

Si nous faisons cette correction, l'angle ϕ sera unique pour un sol donné (fait disparaître l'effet de densité initiale)



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Source résistance des sols granulaires

b) Correction de Bishop : triaxial

Le même principe que dans la correction de Taylor appliquée au triaxial.

σ_d : déviateur nécessaire pour dilatance

σ_3 : contrainte de confinement

V : volume de l'échantillon

ΔV : augmentation due au changement de volume

ϵ_1 : déformation axiale

Travail du à σ_d = travail contre σ_3

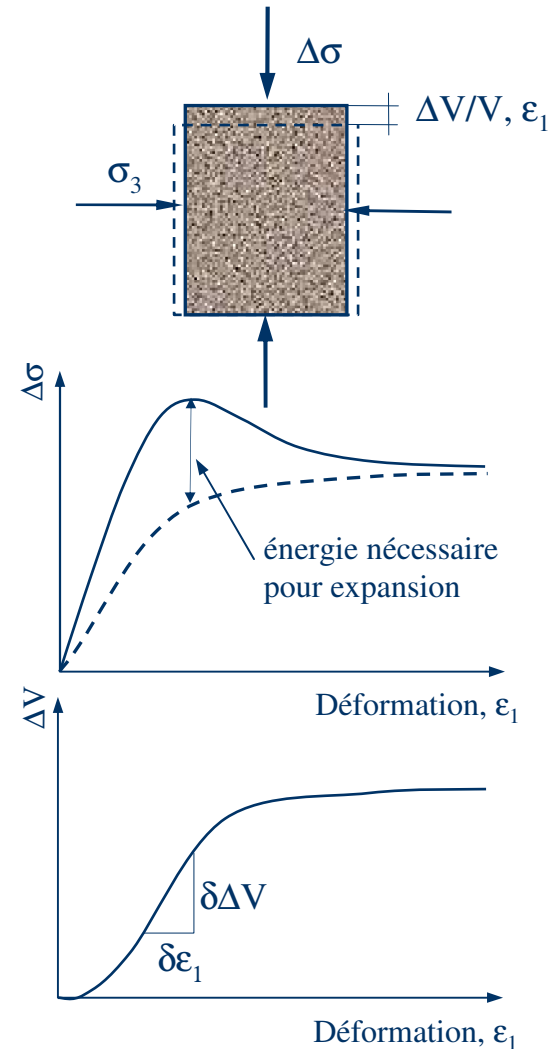
$$\sigma_d \times \delta \epsilon_1 = \sigma_3 \times \delta \Delta V / V$$

$$\sigma_d = \sigma_3 \times (\delta \Delta V / V) / \delta \epsilon_1$$

$$\sigma_1 / \sigma_3 = (\delta \Delta V / V) / \delta \epsilon_1$$

ϕ est donné par : $(\sigma_1 / \sigma_3)_f = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

Donc : $(\sigma_1 / \sigma_3 - (\delta \Delta V / V) / \delta \epsilon_1)_f = \tan^2(45^\circ + \phi_{\text{conf}}/2)$

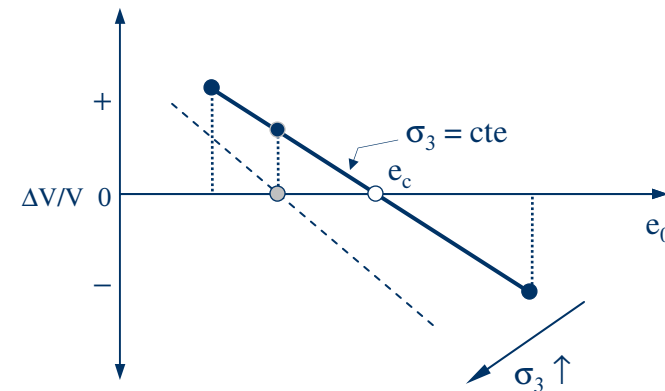


RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

État critique

Indice des vides critique et pression de confinement critique

- ✓ On a vu au début du cours que si on fait deux essais triaxiaux l'un dense et l'autre meuble, à un même σ_c , les deux échantillons vont avoir un ΔV^+ et un ΔV^- et vont tendre vers un indice des vides critique.
 - ✓ Si on faisait un essai sur un échantillon formé à un indice des vides critique, on n'aurait aucun changement de volume.
 - ✓ Si on fait un essai sur un échantillon à un indice des vides plus faible (échantillon plus dense), expansion, i.e. travail contre pression de confinement. Qu'arriverait-t-il si on augmentait σ_c ? On peut augmenter σ_c et empêcher l'expansion de l'échantillon. Cet indice des vides serait donc à nouveau l'indice des vides critique.
1. L'indice des vides critique est fonction de σ_c . Pour un indice des vides critique correspond une pression de confinement critique où il n'y a pas de ΔV .
- i.e. L'indice des vides est critique seulement à une pression de confinement donnée.



RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

État critique

Indice des vides critique

- ✓ Indice des vides qui ne correspond à aucun changement de volume durant l'essai de cisaillement sous un certain σ_3 .

Pression de confinement critique

- ✓ Pression de confinement où il n'y a pas de changement de volume durant l'essai.
- ✓ Même un sol qui montre une expansion durant un essai à faible σ_c peut être empêché d'avoir de l'expansion en augmentant σ_3 jusqu'à σ_{3c} .

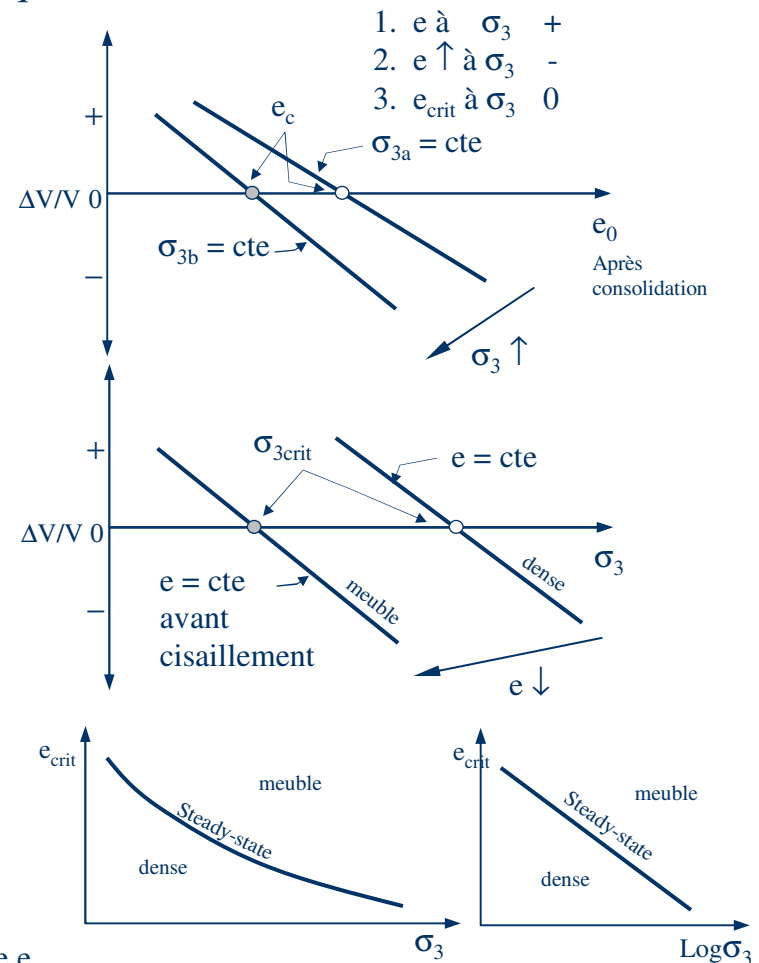
Valeurs de σ_{3c}

Sable meuble $0,5 < \sigma_{3c} < 9 \text{ kg/cm}^2$

Sable dense $1,7 < \sigma_{3c} < 100 \text{ kg/cm}^2$

Essai : sol tend vers un état critique durant le cisaillement e_{crit} , σ_{crit}
« Steady-state »

Donc dans un essai drainé où $\sigma_3 = \text{cte}$ ceci se fait par un ajustement de e .



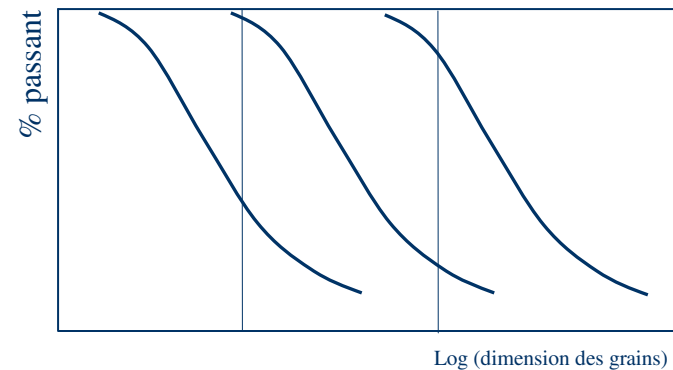
RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Facteurs d'influence

Facteurs reliés au matériau lui même

1. Composition minéralogique - L'angle de friction réel entre les grains, ϕ_u , varie avec les matériaux. L'influence n'est pas très marquée sur ϕ . ϕ_u quartz = 22° .
2. Forme des grains $\phi_{\text{angulaire}} > \phi_{\text{arrondie}} \approx 5^\circ$
3. Texture (gradation): ϕ d'un sol bien gradué $>$ ϕ sol uniforme. Cette influence est très difficile à évaluer car la gradation a aussi un effet sur la densité ~ peut être 4° .
4. Grosseur des particules. Si la forme de la courbe est la même (même texture, même forme des grains). À la même densité relative : pas de différence, même ϕ .

Forme et texture	ϕ_{meuble}	ϕ_{dense}
Rond uniforme	30	37
Rond, bien gradué	34	40
Angulaire, uniforme	35	43
Angulaire, bien gradué	39	45

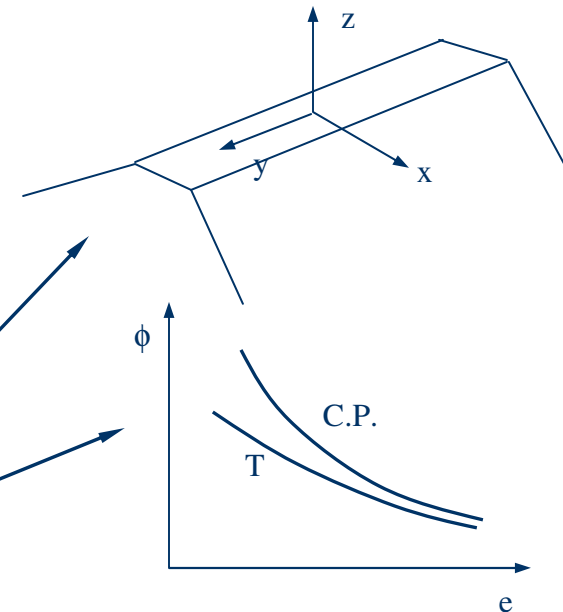
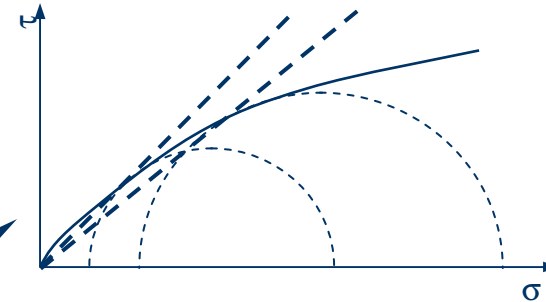


RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Facteurs d'influence

Facteurs indépendants des matériaux

1. Indice de densité I_d . La résistance augmente avec la densité. $I_d = 0$, faible ϕ (tend à comprimer durant le cisaillement). $I_d = 100\%$, ϕ élevé tend à augmenter de volume durant le cisaillement.
2. Pression de confinement. ϕ diminue avec la pression de confinement. Très souvent ϕ est défini comme la tangente à un cercle donné. $(\sigma_1/\sigma_3)_f = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$. Si nous faisons cela, nous allons remarquer une diminution appréciable avec σ_3 (6 à 9°).
3. Eau. Réduit ϕ par au moins 1 à 2°. Certains sables peuvent être plus affectés. Si le sable est mouillé sur le terrain, les essais devraient être fait mouillés. *Attention capillarité → différent.*
4. Condition des contraintes. État de contrainte plane par opposition à triaxial. Terrain : exemple barrage 3D? contrainte plane $\epsilon_y = 0$. Il existe des appareils de contraintes planes. On peut faire un essai pour comparer avec triaxial. Contrainte plane → restriction additionnelle.

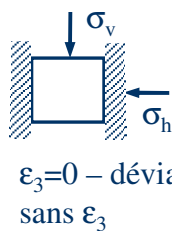
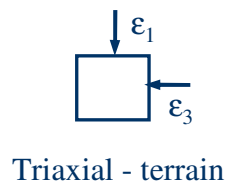


On s'est aperçu qu'il y a une différence entre CP et T.
Cette différence est plus importante lorsque le sol est plus dilatatant. c.a.d. plus dense à faible σ_3 .

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

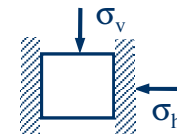
Relation entre la résistance et le rapport K_0

Influence de la résistance sur le rapport des contraintes $K_0 = \sigma_3/\sigma_1$

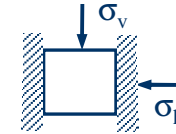


$$K_0 = \sigma_h / \sigma_v$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v ?$$



Si $S=0$; ex. eau
 $\sigma_v = \sigma_h$; $K_0 = 1$



Si $S=\infty$;
 $\sigma_h=0$; $K_0 = 0$

Chargement

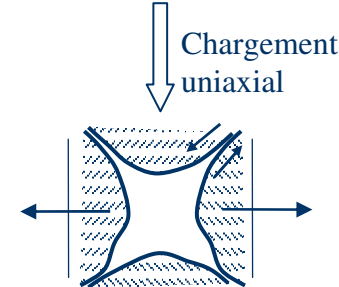
1- Dans compression uniaxiale résistance intergranulaire donc contrainte de cisaillement au contact ($\sigma_h=0$, mais le mouvement (ε_3) est réduit par la résistance entre les grains).

2 – Confinement - résiste au mouvement dû à σ_v donc, $\sigma_h < \sigma_v$

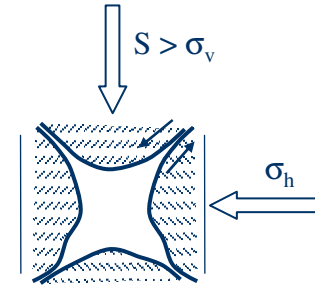
$$K_0 = f(\phi') - \sigma_3 = \sigma_1 - \sigma_1 \sin \phi = \sigma_1 (1 - \sin \phi)$$

donc $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (Jaky, 1944)

$$\phi = 30^\circ \rightarrow K_0 = 0,5 \text{ et } \phi' = 40^\circ \rightarrow K_0 = 0,36 - K_{\text{chargement}} = K_0 (\text{N.C.})$$



Tendance de ε_3 –
résistance entre
les grains récite la
tendance.



Si confiné
développement
de σ_3

RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DRAINÉ DES SOLS GRANULAIRES

Relation entre la résistance et le rapport K_0

Au déchargement

Les contraintes de cisaillement entre les particules sont inversées au déchargement
c'est à dire que la résistance entre les grains résiste à la diminution de $\sigma'_h \rightarrow$
retient une partie de σ'_h .

Ainsi pour un même $\Delta\sigma'_v$, $\Delta\sigma_h$ sera plus petit au déchargement jusqu'au
chargement.

K_0 sur le terrain dépend donc de l'histoire des contraintes du dépôt – O.C. ou N.C.

$$\sigma_h = f(\sigma_p)(1 - \sin\phi)$$

$$\sigma_h = \sigma_1 (1 - \sin\phi) f((OCR = \sigma_p / \sigma_1))$$

$$K_{0\text{ O.C.}} = f(K_{0\text{ N.C.}}, OCR) = K_{0\text{ N.C.}} \cdot OCR^\alpha$$

Selon Ladd $\alpha = 0,4$ ou

selon Mayer $\alpha = \sin\phi$

