

Dans la pratique la résolution d'un problème de Mécanique des Sols consiste souvent à :

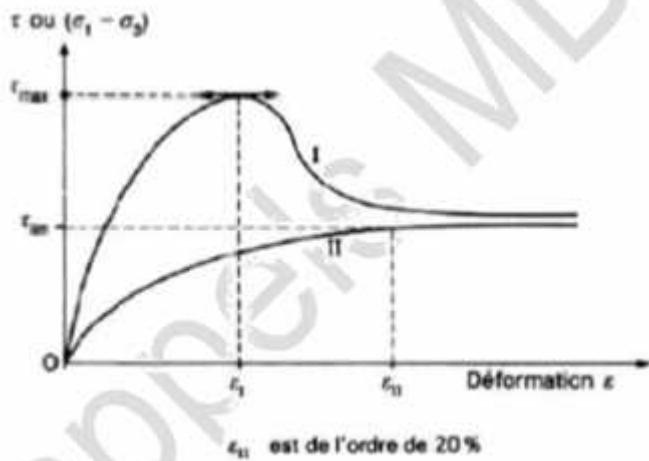
- vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant;
- s'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles.

1) Résistance et rupture des sols

On définit la résistance au cisaillement comme la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter.

1.1) Définition de la rupture du sol

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie selon les déformations du sol: on trace en cours d'un essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation appliquée. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure ci-dessous.



Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ϵ_1 , alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante;

- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (ϵ_{II} correspondant à τ_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée est révélatrice de l'état du sol: *les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.*

1.2) Comportement drainé et non drainé d'un sol

1.2.1) Introduction

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. La conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon les relations connues :

$\frac{1}{\gamma} N \frac{1}{\gamma} < u$ *On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol*

- le comportement drainé;
- le comportement non drainé.

1.2.2) Comportement drainé

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- *elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol;*
- *elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles soient complètement dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.*

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. *En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.*

L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et égal au volume d'eau interstitielle expulsé du sol.

1.2.3) Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en empêchant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette du sol.

1.2.4) Relation avec la nature du sol

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature. En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohésifs ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit :

- Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.
- Pour les sols pulvérulents ou grenus de faible perméabilité (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les sols cohésifs ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Le comportement de ces sols :
 - en cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé,
 - tandis que dans des essais lents le comportement est drainé.

1.2.5) Calculs à court terme et à long terme

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont exploitées dans deux types principaux de calculs de stabilité :

- ➔ les calculs dits à **court terme**, qui correspondent à une situation faisant immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées les caractéristiques non drainées. Ces calculs sont habituellement effectués en contraintes totales dans les sols fins, pour les sols perméables inclus dans le calcul, on utilise simultanément les caractéristiques drainées et les contraintes effectives. Les termes « rapide » ou « lent » caractérisant l'application de l'effort, ils sont appréciés par référence à la vitesse de consolidation.
- ➔ les calculs dits à **long terme**, qui correspondent à l'une des situations suivantes, auxquelles sont associées les caractéristiques drainées :
 - application lente de l'effort (par rapport à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles),
 - délai suffisant pour la dissipation des surpressions interstitielles après une application rapide de l'effort.

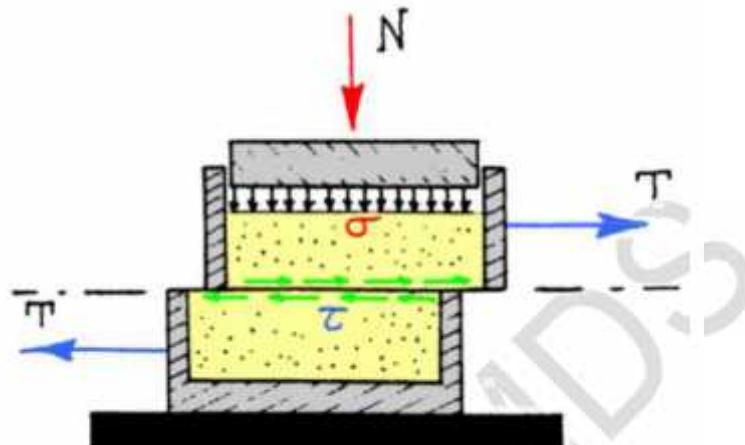
2) Détermination en laboratoire des caractéristiques de sols

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol. Pour déterminer la résistance au cisaillement, deux types d'appareils sont couramment utilisés :

- **l'appareil de cisaillement direct ou appareil de Casagrande;**
 - **l'appareil triaxial de révolution.**

2.1) Essai de cisaillement direct

L'essai consiste de soumettre le sol à une force de cisaillement direct, rectiligne, suivant **un plan imposé**. L'échantillon de sols, de forme carrée, est placé entre deux demi-boites mobiles l'une par rapport à l'autre : on applique à l'échantillon un effort de compression normale **N** à l'aide de poids et un effort horizontal de traction **T** en déplaçant les deux demi-boites l'une par rapport à l'autre. Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boites.



Essai de cisaillement à la Boîte

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boites une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

$$\dagger N \frac{N}{S_c} ; \quad \dagger N \frac{T}{S_c} \quad S_c : \text{section corrigée de l'éprouvette}$$

L'essai consiste à faire croître **T** jusqu'à la rupture, **N** étant maintenu constant au cours de l'essai.

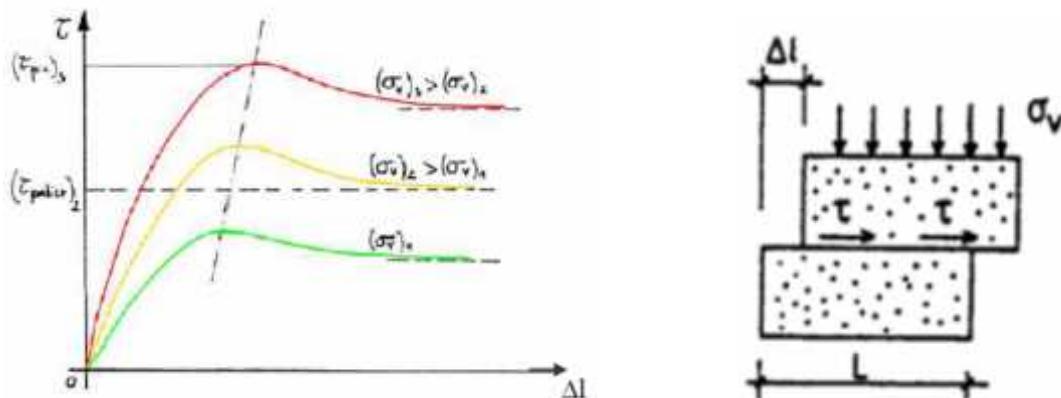
Si l'essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple I, II, et III (Fig. 3), la **courbe intrinsèque** du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de **Coulomb** (,), les points correspondant aux contraintes maximales mesurées I, II, III, (Fig. 4).

A la rupture, on a $\tau = r$; c'est la résistance au cisaillement qu'on peut exprimer en fonction de **c** et **r** par :

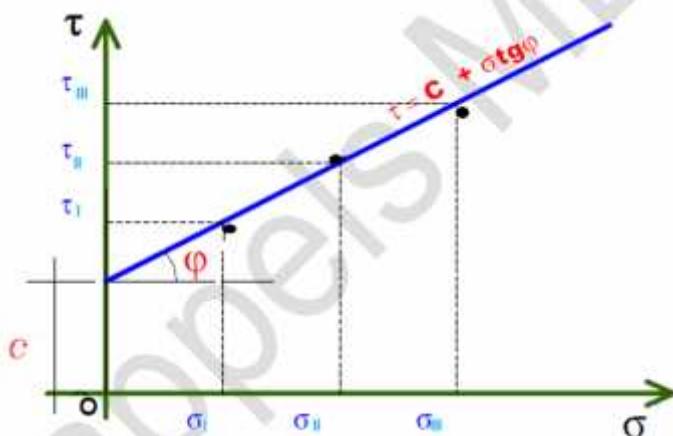
$$\dagger N c < \dagger \cdot \text{tg} \{$$

- : contrainte tangentielle
- où : contrainte normale
- c** : cohésion
- : angle de frottement interne

C'est la loi de **MORH-COULOMB**. Cette loi traduit clairement l'importance de l'état de contrainte dans le phénomène de rupture. Pour chaque contrainte σ , il y a une résistance au cisaillement τ .



L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon L : déplacement relatif horizontal
Courbes contrainte – déplacement



Détermination de c et ϕ à l'aide de la droite de Coulomb (Courbe intrinseque)

Dans l'essai de cisaillement direct les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées, elles dépendent, de la perméabilité du sol et de la vitesse de l'application de la force de cisaillement T pendant l'essai.

- Cas des sols grenus :

La perméabilité étant élevée, les contraintes appliquées sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées c et ϕ sont des caractéristiques du comportement à long terme.

- Cas des sols fins saturés :

Le cisaillement commence après que l'échantillon ait été consolidé sous l'effet de la contrainte normale. La vitesse de cisaillement très lente (de l'ordre du $\mu\text{m}/\text{mn}$). Dans ces conditions les contraintes sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c et ϕ du comportement à long terme.

2.2) Essai Triaxial

2.2.1) Description

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau. La surface latérale de l'éprouvette est protégée par une gaine élastique étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage au cours de l'essai. Elles peuvent également être reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle.

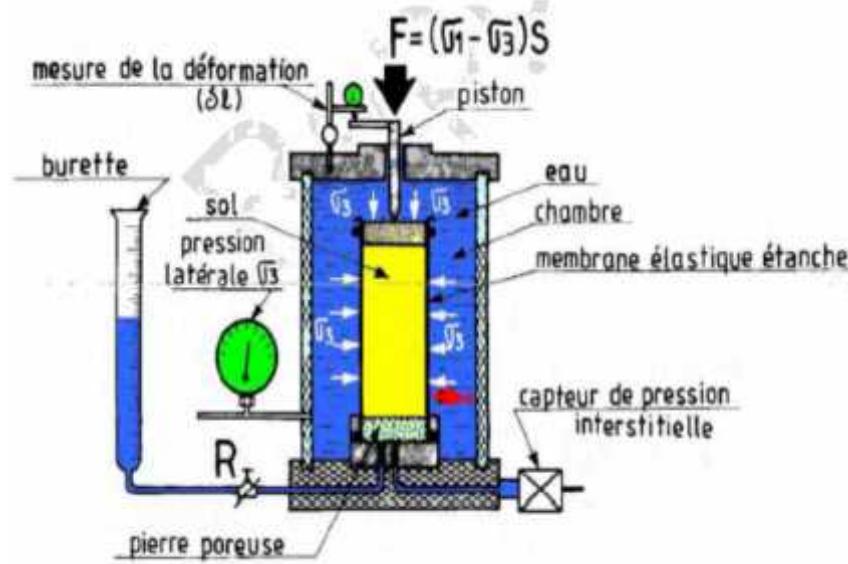
La cellule est remplie d'eau, le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une contrainte isotrope σ_3 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit F la force ainsi appliquée. La déformation verticale correspondante δL est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement.

L'essai proprement dit consiste à l'application à l'éprouvette, au moyen de l'eau dans la cellule une contrainte totale isotrope $\sigma_0 = p$ (pression hydrostatique), qui restent constantes pendant tout l'essai, puis on fait croître la force axiale F par l'enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression latérale p constante. Ce mode de chargement applique un système de contraintes principales sur l'échantillon. Par symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticale et horizontale.

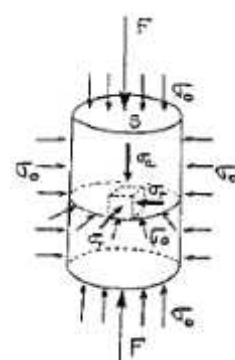
Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, il s'ensuit que :

$$\sigma_3 = \frac{F}{A} = \frac{F}{\pi d^2} > \sigma_0$$

Appelée **déviateur de contrainte** avec A : étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.



– Appareil de compression triaxial



– Etat de contrainte

2.2.2) Exploitation des résultats

- **Détermination de la courbe déviateur-déformation axiale**

Le système est à symétrie axiale. Dans l'échantillon les contraintes principales sont, en tout point, égales à (fig. 3.6) :

$$\tau_1 = \tau_0 < \tau_a$$

$$\tau_2 = \tau_3 = \tau_0$$

τ_0 : étant la pression hydrostatique, appelée aussi pression cellulaire.

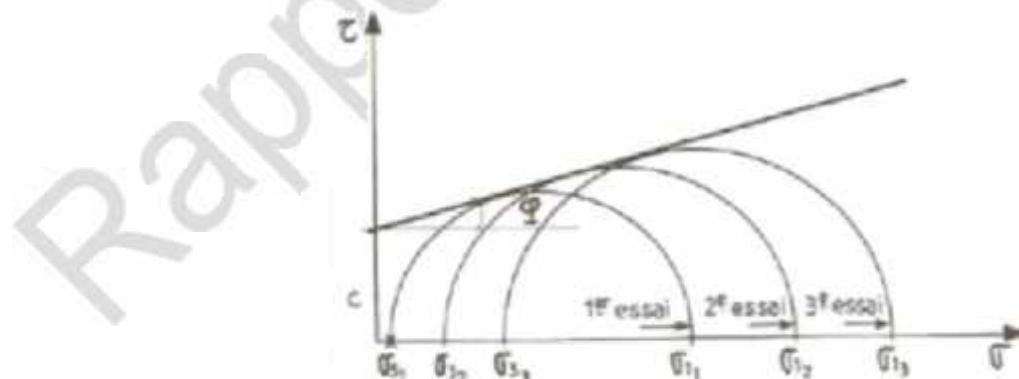
On peut alors tracer la courbe

« déviateur $\tau_a = \tau_1 - \tau_0$ = déformation axiale ϵ_1 », Sur laquelle on définit la valeur du déviateur correspondant à la rupture (**pic**) ou à l'état limite.

- **Représentation de Mohr, Courbe intrinsèque**

Au moment de la rupture, le déviateur maximal des contraintes $q = \tau_a = \tau_1 - \tau_0$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque est connu. En répétant l'essai pour différentes valeurs de τ_0 , plusieurs cercles de Mohr peuvent être déterminés. Il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque.

On définit alors le critère d'écoulement (ou de plasticité du sol), habituellement appelé courbe intrinsèque, comme l'enveloppe de ces cercles. À la rupture, le cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque en un point **T** qui correspond à l'orientation du plan de rupture dans l'éprouvette et dont les coordonnées (τ_r , τ_t) sont égales aux contraintes normale et tangentielle qui s'exercent sur ce plan.



Détermination de la courbe intrinsèque d'un sol

2.2.3) Principaux types d'essais triaxial

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- **une première étape de consolidation**, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- **une seconde étape, de cisaillement** proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants :

- **Essais non consolidés-non drainés (E_{uu})** : les deux étapes de l'essai sont effectuées à drainage fermé;
- **Essais consolidés-non drainés (E_{cu})** : au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'**essais CU avec mesure de u**);
- **Essais consolidés-drainés (E_{cd})** : la première étape est identique à celle des essais E_{cu} . Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

Suivant la perméabilité du sol, les étapes de consolidation et de cisaillement peuvent être rapides (de l'ordre de quelques minutes à une heure pour les essais sur les sols pulvérulents et pour les essais non consolidés-non drainés sur sols fins) ou beaucoup plus lentes (de l'ordre de plusieurs semaines pour les essais drainés sur les argiles plastiques).

A) Essai non consolidé non drainé E_{uu}

A.1) Description de l'essai

Durant toute la durée de l'essai, les circuits de drainage sont fermés pendant les deux étapes de chargement (*consolidation et cisaillement*). La contrainte isotrope σ_3 et le déviateur de contrainte ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) sont appliqués rapidement. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de **0,25 à 0,5 mm / min**. La durée totale de l'essai est environ une heure.

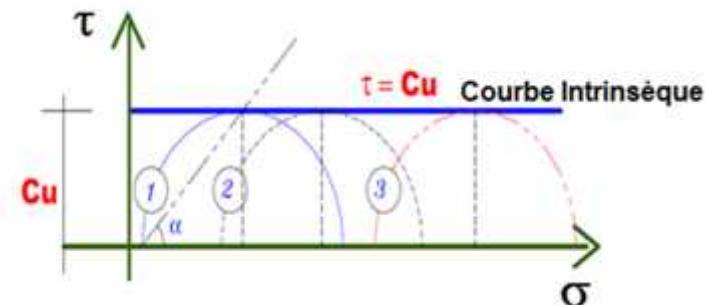
A.2) Résultats et Courbe intrinsèque

Dans le cas des sols saturés, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 , est une droite horizontale parallèle à l'axe **O** d'ordonnée $\tau = C_u$. Son équation peut s'écrire :

$$\tau = C_u = C_{te} \quad \text{et} \quad C_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 = \sigma_a / 2 = q / 2$$

avec C_u cohésion non drainée du sol et $\tau_{uu} = 0$

Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement ne dépend pas de la pression de confinement σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale.



Enveloppe de rupture dans un essai (E_{uu}) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

B) Essai consolidé non drainé E_{cu}

B.1) Description de l'essai

L'essai E_{cu} diffère de l'essai E_{uu} par la possibilité offerte à l'éprouvette de se consolider, avant le début de cisaillement, sous la contrainte τ_3 appliquée au moyen de la cellule triaxiale en maintenant le drainage ouvert.

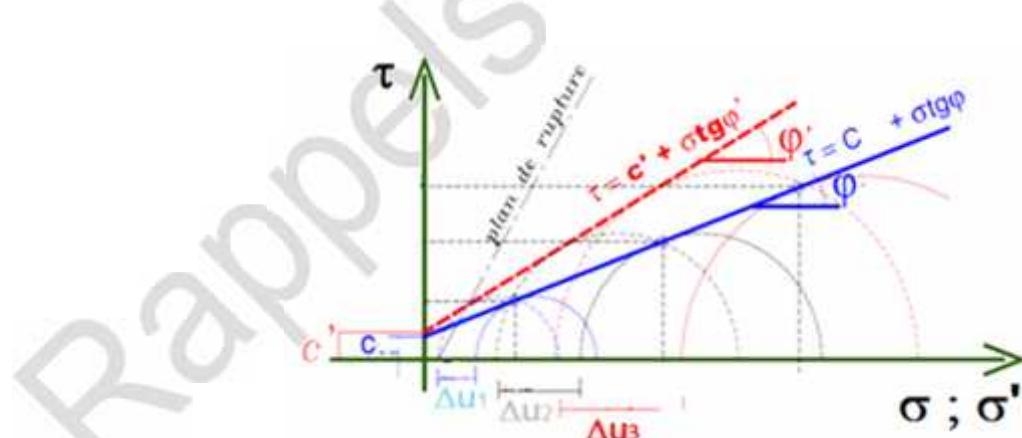
B.2) Résultats et Courbe intrinsèque

L'éprouvette est d'abord consolidée sous la pression de confinement τ_3 jusqu'à ce que la surpression interstitielle u soit devenue nulle. Elle est ensuite cisaillée par application du déviateur de contraintes q , qui fait naître une pression interstitielle u au sein de l'échantillon en cours d'essai. On peut mesurer cette pression pendant l'essai. Cet essai permet de :

- La détermination des paramètres de résistance effectifs (C' , ϕ') en mesurant la pression interstitielle à la rupture;
- La détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés (C_{cu} , ϕ_{cu});
- L'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

Les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (C' , ϕ'), sont obtenues en traçant les cercles de Mohr au moment de rupture en contraintes effectives, $\tau_1' = \tau_1 - u$ et $\tau_3' = \tau_3 - u$.

L'essai E_{cu} présente l'avantage d'être plus rapide et plus économique que l'essai E_{cd} .



Les enveloppes de ruptures en contraintes totales et effectives dans un essai (E_{cu}) à l'appareil triaxial

C) Essai consolidé drainé E_{cd}

C.1) Description de l'essai

Comme dans l'essai E_{cu} , l'éprouvette est d'abord consolidée sous une pression isotrope (hydrostatique) τ_3 jusqu'à ce que la dissipation complète de la pression interstitielle u . On applique alors le déviateur de contraintes q à une vitesse lente telle qu'aucune nouvelle pression interstitielle ne puisse se générer. Cet essai permet de mesurer les caractéristiques à long terme du milieu puisque seul le squelette solide s'oppose au cisaillement. On a à chaque instant : $\tau' = \tau$, la relation de Coulomb peut donc s'écrire :

$$\tau_f = C' + \tau' \operatorname{tg} \phi'.$$

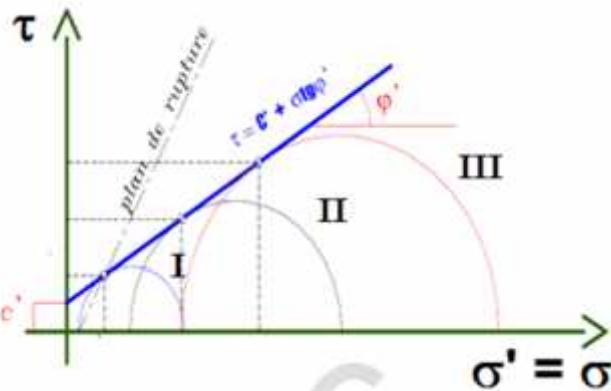
En ce qui concerne les sols pulvérulents la relation précédente s'écrit : $\tau_f = \tau' \operatorname{tg} \phi'$

C.2) Résultats et Courbe intrinsèque

La courbe intrinsèque obtenue à partir de plusieurs essais est une droite dont les caractéristiques sont les suivantes:

φ' : Angle de frottement effectif, angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales(O).

C' : cohésion effective ou cohésion drainée, ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque



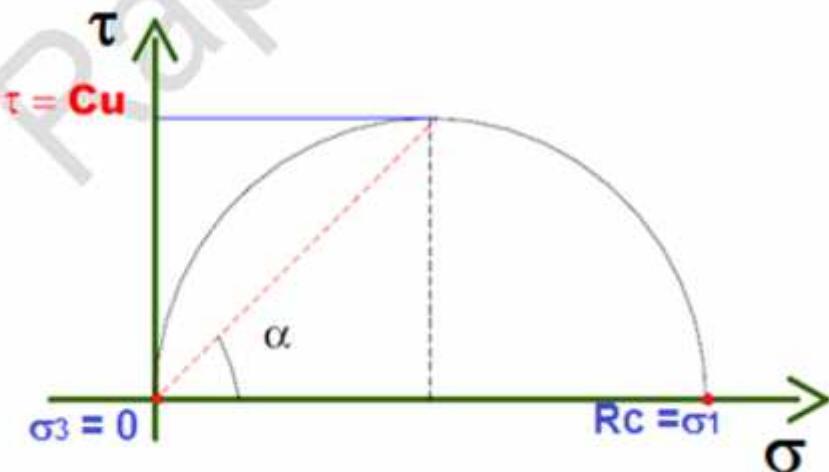
L'enveloppe de rupture en contraintes effectives dans un essai (E_{CD}) à l'appareil triaxial

D) Essai de compression simple

L'essai de compression simple est une forme très simplifiée d'essai triaxial dans laquelle l'éprouvette n'est pas soumise à une pression latérale ($\sigma_3 = 0$), lors de la compression. Cet essai est exécuté sur des éprouvettes cylindriques posées simplement sur le plateau d'une presse capable de les déformer à vitesse constante. L'essai de compression simple est donc un essai de type E_{UU} dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle.

Dans le cas des sols saturés, on détermine la résistance à la compression simple R_c , égale au déviateur des contraintes, c'est-à-dire au double de la cohésion non drainée :

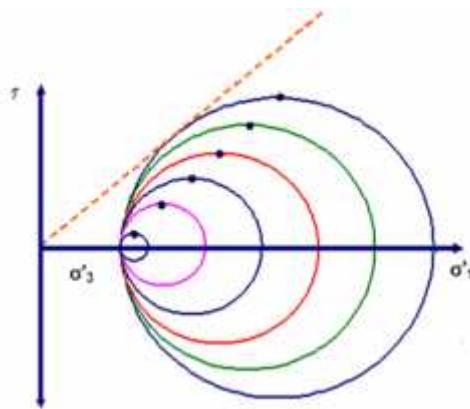
$$R_c = 2C_u.$$



Cercle de Mohr dans un essai de compression simple

3) Chemin de contraintes

Lorsqu'on veut représenter les états de contraintes successifs s'exerçant en un point, on est conduit à abandonner la représentation de Mohr qui deviendrait rapidement illisible.



Cercle de Mohr dans un essai de compression triaxiale.

Deux représentations sont alors couramment utilisées en mécanique des sols :

1. celle de Lambe ;
2. celle de Cambridge.

Dans la représentation de Lambe, on substitue au cercle de Mohr les grandeurs :

Représentation de Lambe

$$s \propto \frac{9t_1 - t_3}{2}$$

$$t \propto \frac{9t_1 + t_3}{2}$$

Notant que cela revient, en restant dans le plan de Mohr, à remplacer le cercle par son point sommital.

Dans la représentation de Cambridge, on choisit les deux grandeurs suivantes :

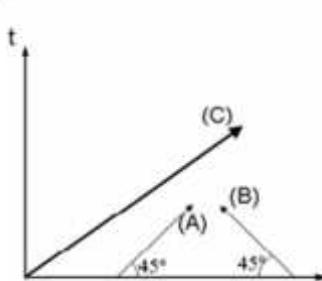
Représentation de Cambridge

$$p \propto \frac{9t_1 - 2t_3}{3}$$

$$q \propto \frac{9t_1 + t_3}{3}$$

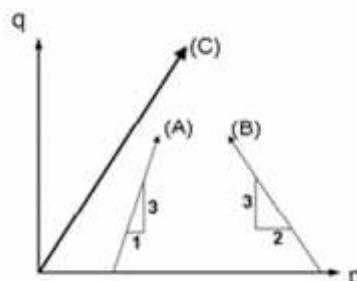
Notant que cette notation est très souvent utilisée dans les modèles pour les sols.

La figure suivante donne dans ces deux représentations des exemples de chemins de contraintes, dans des conditions axisymétriques.



Représentation de Lambe

- | | |
|-----|--|
| (A) | $\sigma_3 = \text{constante}$ |
| (B) | $\sigma_1 = \text{constante}$ |
| (C) | $K = \sigma_3/\sigma_1 = \text{constante}$ |



Représentation de Cambridge

Exemple de trois chemins de contraintes par les deux représentations de Lambe et de Cambridge.

Pour la direction des chemins de contraintes dans un essais triaxial conventionnel ($\sigma_3 = \text{Cst.}$) on peut déduire la pente comme suivant:

$$\text{Pour Lambe } \text{tg} \frac{U\tau_1 - \tau_3}{U\tau_1 + \tau_3} = \frac{U\tau_1 - \tau_3}{U\tau_1 + \tau_3} \quad \phi = 45^\circ$$

$$\text{Pour Cambridge } \text{tg} \frac{Uq - U\tau_3}{U\tau_1 + 2\tau_3} = \frac{Uq - U\tau_3}{U\tau_1 + 2\tau_3} \quad \phi = 71.565^\circ$$

Pour le critère de Mohr Coulombe on remplace les contraintes principales ($\sigma_1 ; \sigma_3$) par ($s ; t$) pour lambe et ($p ; q$) pour Cambridge avec .

Lambe	$\tau_1 \leq s < t$	Cambridge	$\tau_1 \leq p < \frac{2}{3}q$
	$\tau_3 \leq s > t$		$\tau_3 \leq p > \frac{1}{3}q$

5) Récapitulatif

5.1) Expression générale de la résistance au cisaillement

Pour les calculs de stabilité des ouvrages en géotechnique, la résistance au cisaillement des sols est classiquement représentée par la relation suivante entre les contraintes normale et tangentielle sur la surface de rupture :

$$\tau \leq c + \tau \cdot \text{tg}\phi \quad (\text{Sol Cohérent}) ;$$

$$\tau \leq \tau \cdot \text{tg}\phi \quad (\text{Sol Pulvérulant } c = 0)$$

Cette équation est celle de l'enveloppe des cercles de Mohr, dont on admet qu'elle est une droite.

Pour les calculs dans lesquels l'état de rupture est atteint dans la masse du sol sans formation de surface de glissement, on utilise plutôt une formulation en contraintes principales, généralement exprimée en fonction des contraintes principales majeure et mineure :

$$\tau_1 - \tau_3 \cdot \text{tg}^2 \frac{\phi}{4} < \frac{c}{2} < 2 \cdot c \cdot \text{tg} \frac{\phi}{4} < \frac{c}{2} \quad (\text{Sol Cohérent})$$

$$\tau_1 - \tau_3 \cdot \text{tg}^2 \frac{\phi}{4} < \frac{c}{2} \quad (\text{Sol Pulvérulant } c = 0)$$

Les expressions précédentes peuvent être, selon les cas, écrite en contraintes totales ou en contraintes effectives. Le choix des paramètres correspondants est discuté dans le paragraphe suivant.

5.2 Choix des paramètres

Dans la plupart des calculs courants, on suppose que le sol est isotrope et l'on se contente de déterminer une valeur des paramètres c et ϕ . En pratique, on utilise principalement, pour tous les types de sols et d'essais, l'appareil triaxial de révolution, qui garantit la maîtrise totale des conditions de drainage et n'impose pas le plan de rupture. Pour les sols pulvérulents et les essais drainés sur les sols cohésifs, on réalise aussi fréquemment des essais à la boîte de cisaillement. Le choix du mode de représentation de la résistance au cisaillement en vue des calculs est une étape essentielle dans l'analyse du comportement des sols.

- Pour les **sols pulvérulents**, la résistance au cisaillement est toujours analysée en contraintes effectives. La grande perméabilité de ces sols rend pratiquement instantanée la dissipation des surpressions interstitielles créées par le chargement, de sorte que l'on n'est jamais dans les conditions dites « non drainées ».
- Pour les **sols fins cohésifs saturés**, on distingue les états dits non drainés (ou de court terme) et drainés (ou de long terme). La résistance au cisaillement du sol est définie dans les deux cas par l'état des contraintes effectives. Cette résistance est utilisée chaque fois que l'on connaît la distribution des contraintes effectives dans le massif de sol.

En cas de chargement rapide (par référence à la vitesse de consolidation du massif de sol) et d'absence de drainage, on peut caractériser la résistance au cisaillement en contraintes totales au moyen de la cohésion non drainée c_u .