

RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

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,

La seconde vérification est l'objet du chapitre précédent, la première est l'objet du présent chapitre.

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 d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 1 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum $\tau_{\max}$ correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I 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 ($\tau_{\lim}$ correspondant à ε_{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.

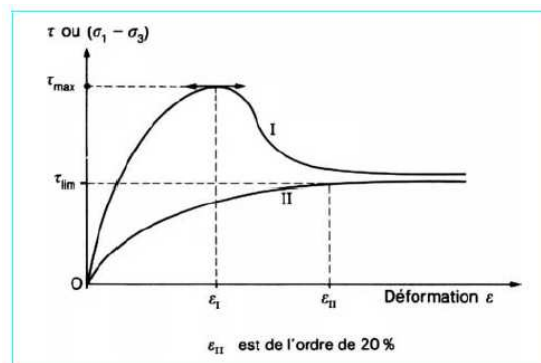


Figure 1 – Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

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. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, 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 :

$$\begin{cases} \sigma = \sigma' + u \\ \tau' = \tau \end{cases}$$

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 (§ 4.1), compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol) et de la longueur du chemin de drainage, 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 éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.

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. 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 un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées **caractéristiques drainées**. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide.

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 (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, 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 interdisant 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.

Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites **caractéristiques non drainées**. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage.

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 le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents.

1.2.5 Facteurs influant sur la résistance au cisaillement

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

Enfin, on peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents :

- la **résistance de pic**, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent) ;
- la résistance stabilisée après le pic, ou **résistance à l'état critique**, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique ;
- la résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée **résistance résiduelle**.

1.2.6 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 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.

Cette distinction, essentielle en mécanique des sols, est résumée dans le tableau 1.

Tableau 1 – Calculs de stabilité en mécanique des sols						
Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristiques	Contraintes induites	Pression interstitielle induite	Drainage
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
	Faible	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible	et court terme	Non drainées	Totales	$u \neq 0$	Autorisé ou empêché

2. Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol.

L'échantillon est donc décomprimé puisqu'il est soumis à une contrainte totale nulle. L'eau interstitielle est alors mise en tension.

On effectue une **remise sous contrainte** qui a pour but, en revenant aux conditions in-situ de pression interstitielle et de contrainte effective, de modifier le moins possible les valeurs des paramètres qui pourraient influencer sur la résistance au cisaillement. Cette remise sous contraintes est effectuée avant tout essai de résistance au cisaillement et particulièrement dans le cas des essais lents, c'est à dire drainés.

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.

2.1 Appareil de cisaillement direct

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement direct, rectiligne, suivant **un plan imposé**.

L'échantillon de sols, de forme carrée, est placé entre 2 demi-boîtes 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 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre (fig. 2). Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes.

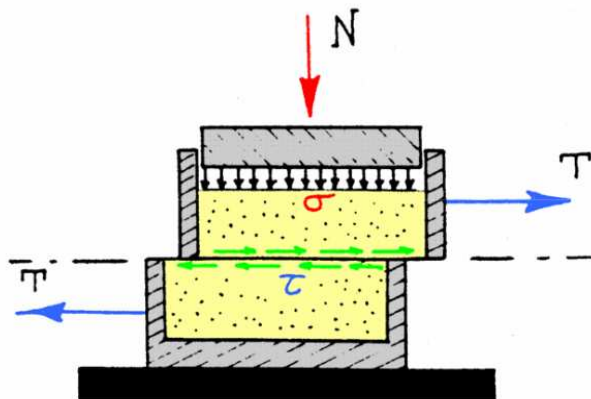


Figure 2 – Boîte de cisaillement

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

$$\sigma = \frac{N}{S_c} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{S_c} \quad S_c : \text{section corrigée de l'éprouvette}$$

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 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et σ_4 (fig. 3), la **courbe intrinsèque** du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb (τ, σ) les points correspondant aux contraintes maximales mesurées $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$ (fig.4).

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

$$\tau = c + \sigma \times \tan \phi$$

τ : contrainte tangentielle

où σ : contrainte normale

c : cohésion

ϕ : 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.

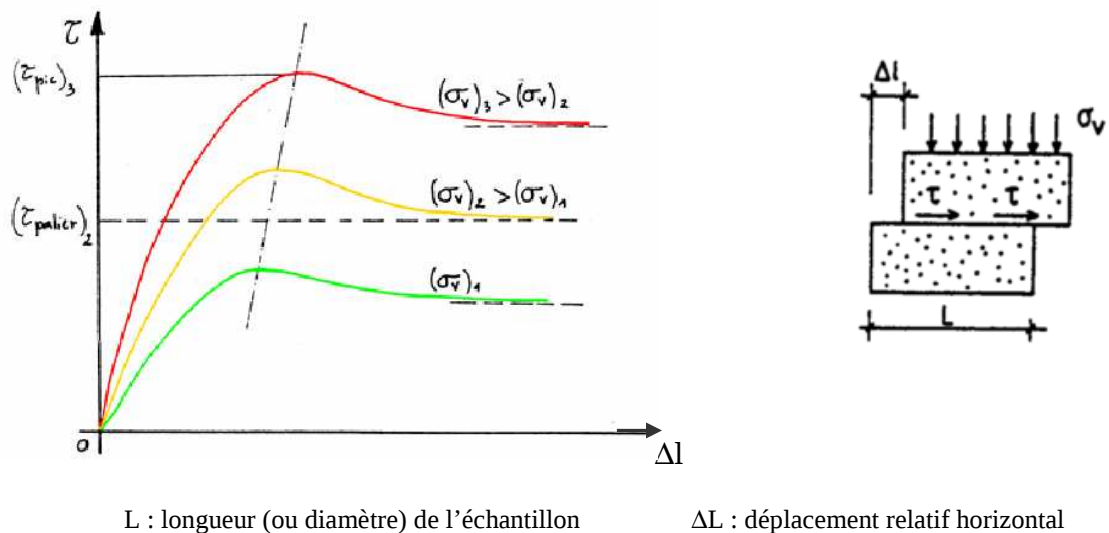


Figure 3 – Courbes contrainte – déplacement

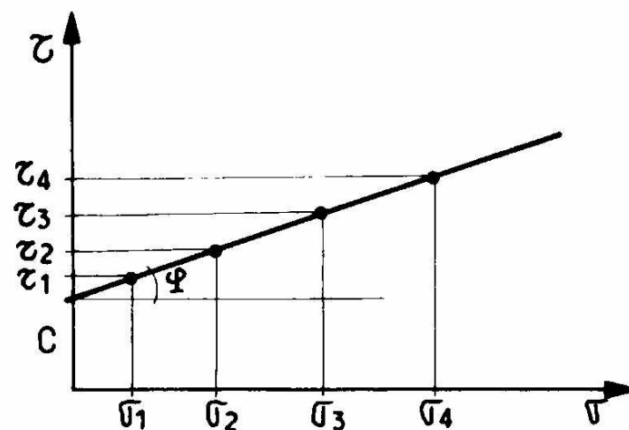


Figure 4 – Détermination de ϕ et C

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 d'essai.

- **Cas des sols grenus :**

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

2.2 Appareil 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 (fig.5). 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 en cours d'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.

Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des disques drainants : l'essai est dit **drainé**. S'il est fermé, le sol ne peut pas se drainer : l'essai est **non drainé**.

Si R est fermé et le sol saturé, il est possible de mesurer la *pression interstitielle* régnant à l'intérieur de l'éprouvette à l'aide d'un capteur.

Si R est ouvert, un dispositif représenté sur la figure par une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon.

La mesure de la pression interstitielle impose une saturation parfaite. La saturation du dispositif est réalisée par la *méthode de la contre-pression* : application simultanée d'une pression interstitielle et d'une contrainte totale isotrope qui restent constantes pendant tout l'essai.

L'essai proprement dit consiste à faire croître F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression σ_3 constante. 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 :

$$\frac{F}{S} = q = \sigma_1 - \sigma_3, \text{ appelée } \mathbf{d\acute{e}viateur}$$

S étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.

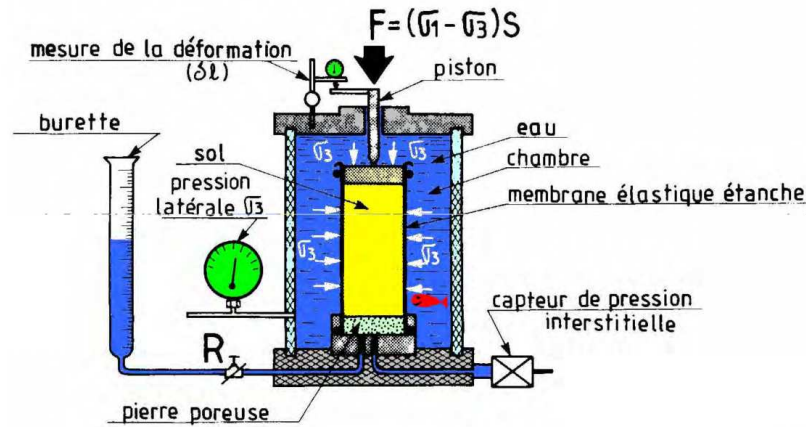


Figure 5 – Appareil de compression triaxiale

2.2.2 Exploitation des résultats

2.2.2.1 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. 6) :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_0 + \frac{F}{S} = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0 \end{cases}$$

σ_0 étant la pression hydrostatique, appelée aussi pression cellulaire.

L'essai triaxial consiste à faire croître le déviateur (égal à $\sigma_1 - \sigma_3$), en soumettant l'éprouvette à une vitesse de déformation axiale constante, jusqu'à la rupture ; la pression cellulaire σ_0 étant maintenue constante. La rupture se produit par cisaillement.

On peut alors tracer la courbe « déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) – déformation axiale ε_1 », sur laquelle on définit la valeur du déviateur correspondant à la rupture (pic) ou à l'état limite (§ 1.1).

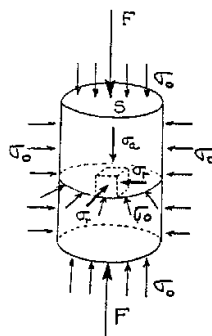


Figure 6 – Etat de contrainte

2.2.2.2 Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque

Au moment de la rupture, le déviateur maximal des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque est connu.

En répétant l'essai pour différentes valeurs de σ_3 , plusieurs cercles de Mohr peuvent être déterminés. Il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque (fig.7).

On définit alors le critère d'écoulement (ou de plasticité du sol), habituellement appelé courbe intrinsèque, comme l'enveloppe de ces cercles (figure 7). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales et la courbe intrinsèque. À la rupture, le cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque en un point C qui correspond à l'orientation du plan de rupture dans l'éprouvette et dont les coordonnées (σ, τ) sont égales aux contraintes normale et tangentielle qui s'exercent sur ce plan.

Cette propriété de la courbe intrinsèque de pouvoir être décrite soit comme enveloppe des cercles de Mohr, soit comme ensemble des valeurs de σ et τ à la rupture, explique pourquoi l'on peut utiliser les essais triaxiaux pour analyser le frottement sur des surfaces de rupture.

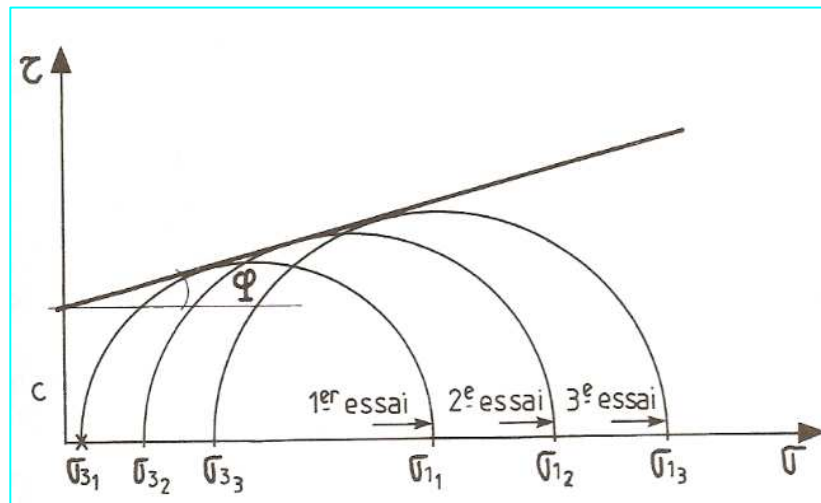


Figure 7 –Détermination de la droite intrinsèque d'un sol

2.2.3 Types d'essais

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 (UU)** : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;
- **essais consolidés-non drainés (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 (CD)** : la première étape est identique à celle des essais 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 phases 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 du mois pour les essais drainés sur les argiles peu perméables).

3. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents

Dans le cas des sols pulvérulents, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues. Dans la suite du paragraphe 3, on utilise (σ , τ , c , ϕ) pour décrire le comportement des sols pulvérulents.

3.1 Courbe effort-déformation. Résistance au cisaillement

Les courbes « effort-déformation » (τ en fonction de ε dans les essais à la boîte ou $(\sigma_1 - \sigma_3)$ en fonction de ε dans les essais triaxiaux) ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure 8.

- Pour les sols compacts ou denses (indice des vides faible), la contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum sert à définir la résistance au cisaillement, effort nécessaire pour désenchevêtrer les grains au voisinage du plan de cisaillement.
- Pour les sols peu compacts ou lâches (indice des vides e élevé), la contrainte de cisaillement croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, $\varepsilon_{\max}$, en pratique inférieure à 20 %.

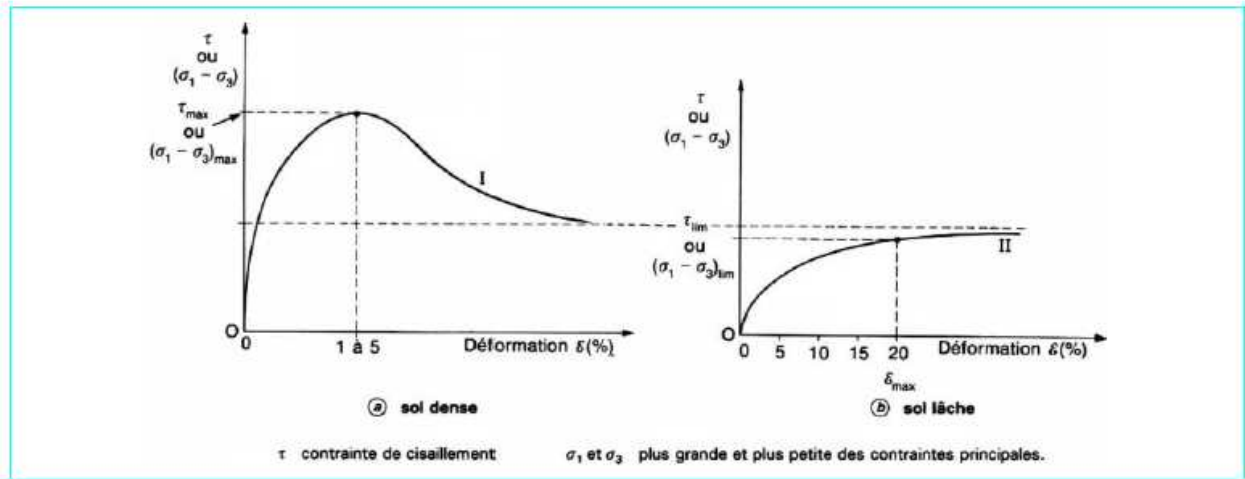


Figure 8 – Courbe « effort-déformation » d'un sol pulvérulent dans un essai de cisaillement

3.2 Courbe intrinsèque

En reproduisant l'essai pour des valeurs différentes de la contrainte normale σ ou de la contrainte latérale σ_3 , on peut déterminer la courbe intrinsèque.

▪ Représentation de Mohr

Dans la représentation de Mohr, la courbe intrinsèque est déterminée soit comme ensemble des points (τ, σ) obtenus à la boîte de cisaillement, soit comme enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour les essais triaxiaux.

Cette courbe est une droite passant pas l'origine (figure 9), tant pour le sol dense que pour le sol lâche. La densité a une influence sur la pente de cette droite.

La relation entre τ et σ s'écrit donc simplement :

$$\tau = \sigma \tan \varphi$$

et la relation correspondante entre σ_1 et σ_3 s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

avec φ angle de frottement interne du sol,

$\tan \varphi$ coefficient de frottement interne du sol.

Lorsque le sable est humide ou légèrement cimenté, la courbe intrinsèque ne passe plus par l'origine. L'ordonnée à l'origine est appelée cohésion et l'équation de la courbe intrinsèque devient :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

La cohésion c , indépendante de la contrainte normale σ , est due :

- pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation ;

- pour partie aux ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains. Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente.

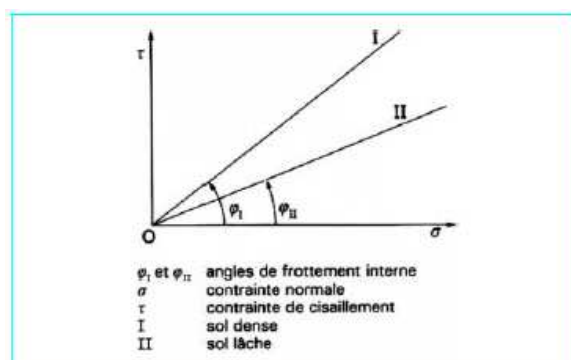


Figure 9 – Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent. Représentation de Mohr

3.3 Angle de frottement interne

3.3.1 Facteurs influant sur la valeur de ϕ

- La compacité du sol influe directement sur l'angle de frottement interne ϕ . Cette influence peut être traduite par la loi empirique suivante, proposée par Caquot et Kérisel, pour la variation de $\tan \phi$ avec l'indice des vides e :

$$\tan \phi = \frac{K}{e}$$

Avec les valeurs de K indiquées dans le tableau 2.

Tableau 2 – Valeurs du coefficient K	
Nature du sol	Variation du coefficient K
Gros sable	0,60 à 0,55
Sable moyen	0,55 à 0,475
Sable fin	0,475 à 0,400
Sable silteux	0,400 à 0,325
Valeur moyenne admise	0,55

Comme l'indice des vides varie en général entre 0,5 et 1, $\tan \phi$ varie de 1,1 à 0,55, en prenant pour K la valeur moyenne 0,55, et l'angle de frottement interne varie entre 48 et 29°.

- L'angle de frottement interne ϕ croît, à compacité donnée, avec le diamètre moyen des grains.
- ϕ dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.

- ϕ croît avec l'étalement de la granularité du sol.
- Par contre, pour un état donné de compacité, l'angle de frottement interne ϕ est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol.

3.3.2 Valeur de ϕ

Un ordre de grandeur des valeurs de l'angle de frottement interne pour différents types de sols pulvérulents et pour divers états de compacité est donné dans le tableau 3.

Tableau 3 – Valeurs approchées de φ pour des sols pulvérulents suivant leur compacité, leur granularité, la dimension et l'angularité des grains			
Dimension des grains	Compacité	φ (degrés)	
		Grains arrondis Granulométrie uniforme	Grains anguleux bien gradués
Sable moyen	Très lâche	28 à 30	32 à 34
	Moyennement dense	32 à 34	36 à 40
	Très dense	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier (1) : 65 % gravier 35 % sable	Lâche		39
65 % gravier 35 % sable	Moyennement dense	37	41
80 % gravier 20 % sable	Dense		45
80 % gravier 20 % sable	Lâche	34	
Roches fragmentées à l'explosif.....		40 à 55	
(1) Valeurs déterminées par interpolation, à partir de travaux de Holtz et Gibbs.			

4. Résistance au cisaillement des sols cohésifs

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohésifs, examiner l'ensemble des caractéristiques drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement.

4.1 Caractéristiques drainées

4.1.1 Principaux types d'essais

Les caractéristiques drainées des sols fins cohésifs sont déterminées dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle u ;
- les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents) pour déterminer la courbe intrinsèque du sol.

4.1.2 Essai CD à l'appareil triaxial

4.1.2.1 Description de l'essai

La réalisation de l'essai comporte les opérations suivantes (figure 10) :

- on ouvre le circuit de drainage ;
- on laisse l'éprouvette se consolider sous la contrainte hydrostatique σ_3 appliquée ;
- on applique le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) à vitesse faible, en général par déformation de l'éprouvette à vitesse de déformation axiale constante, la contrainte latérale σ_3 restant constante.

L'ordre de grandeur des vitesses de déformation est, pour les argiles, de 0,5 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 2 $\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale d'un essai CD peut, pour cette raison, être de l'ordre de plusieurs semaines. À titre de comparaison, les vitesses de déformation dans les essais sur les sables sont de l'ordre de 0,5 mm/min, soit plusieurs centaines de fois plus élevées.

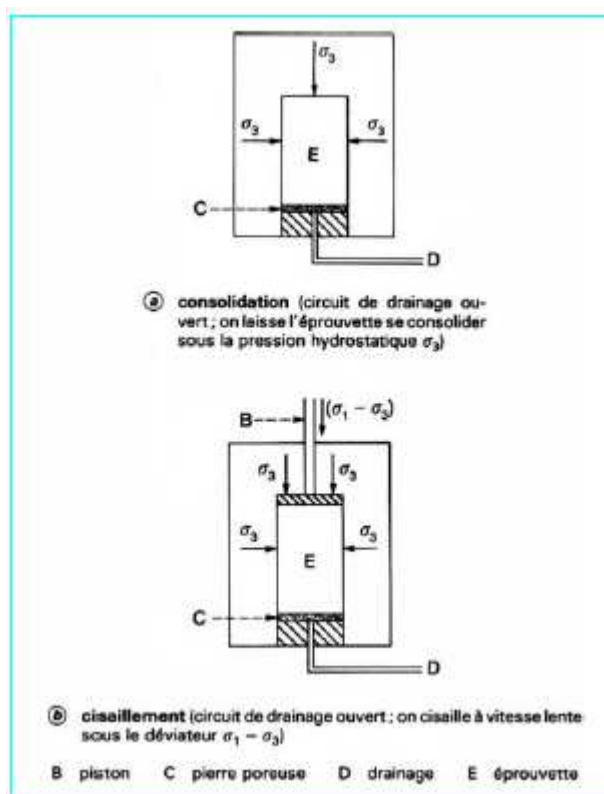


Figure 10 – Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial

4.1.2.2 Courbes « effort-déformation »

Les courbes « effort-déformation » $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la figure 11.

- Pour les argiles surconsolidées cisillées sous contraintes moyennes inférieures à la pression de préconsolidation, le déviateur des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$), passe par un maximum, puis décroît vers une

valeur sensiblement constante (courbe I). La valeur de ce maximum correspondant à la rupture ou à l'état limite.

- Pour les argiles normalement consolidée, le déviateur des contraintes croît régulièrement jusqu'à une valeur asymptotique (courbe II). On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation, $\varepsilon_{\max}$, en pratique inférieure à 20 %.

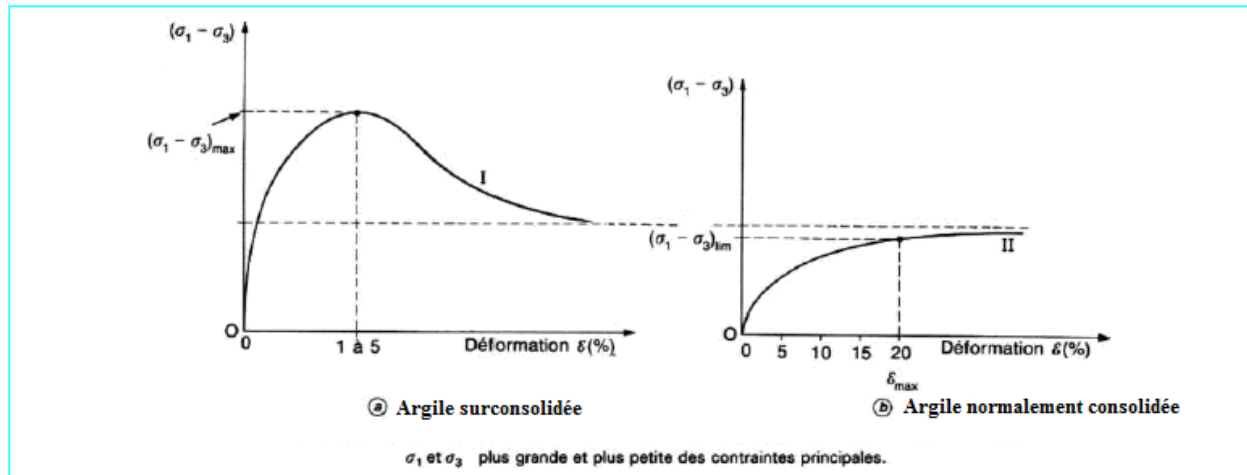


Figure 11 – Courbe « effort-déformation » d'une argile dans un essai de cisaillement

4.1.2.3 Courbe intrinsèque

L'essai est reproduit pour diverses valeurs de la contrainte hydrostatique σ_3 , choisies dans la gamme des contraintes effectives régnant dans le massif de sol à la profondeur du prélèvement. La courbe intrinsèque est obtenue comme enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives (égales par hypothèse aux contraintes totales appliquées, puisque l'essai est exécuté lentement pour que les surpressions interstitielles restent négligeables). On admet généralement qu'il s'agit d'une droite, pour les intervalles de contraintes rencontrés dans les projets (figure 12). On peut écrire son équation sous la forme :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

ou

$$\sigma'_1 = 2 c' \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) + \sigma'_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

avec c' cohésion effective (ou cohésion drainée),

φ' angle de frottement effectif (ou angle de frottement interne).

Dans certains cas, l'hypothèse d'une courbe intrinsèque linéaire n'est pas assez précise et il est préférable de distinguer, dans l'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture, une partie linéaire pour les

fortes valeurs des contraintes (essais sur des éprouvettes de sol normalement consolidé au début du cisaillement) et une partie initiale non linéaire, correspondant aux états initiaux surconsolidés du sol (figure 13). Suivant les calculs à faire, on pourra linéariser la partie de la courbe correspondant aux niveaux réels de contraintes (le sol surconsolidé a une cohésion effective plus élevée et un angle de frottement plus faible ; le sol normalement consolidé a en général une cohésion effective voisine de zéro et souvent négligeable).

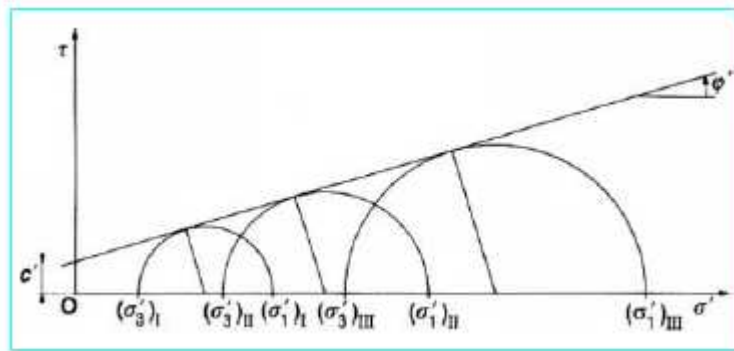


Figure 12 – Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai CD)

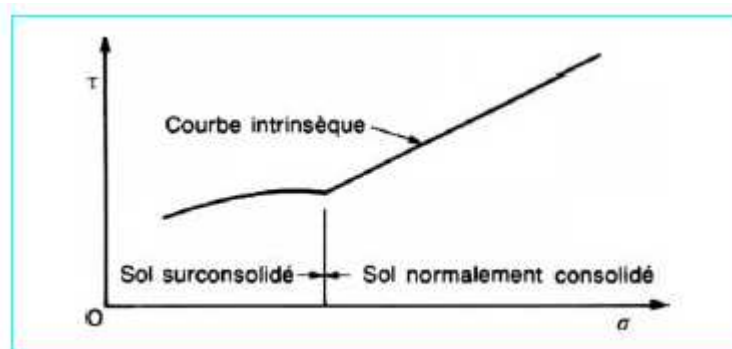


Figure 13 – Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol

4.1.3 Essai CU avec mesure de u à l'appareil triaxial

4.1.3.1 Description de l'essai

L'essai est conduit comme suit (figure 14) :

- le circuit de drainage est ouvert pendant l'application de la contrainte (en général isotrope ou hydrostatique) σ_3 sous laquelle on va consolider l'éprouvette. On attend que l'éprouvette soit consolidée sous cette contrainte ;
- le circuit de drainage est fermé pendant l'application du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) et l'on mesure à volume constant la pression interstitielle dans l'éprouvette. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de 2 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 20 $\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale de l'essai est de l'ordre de deux semaines.

4.1.3.2 Courbe effort-déformation

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes (§ 4.1.2.2) et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

4.1.3.3 Courbe intrinsèque

La mesure simultanée des efforts appliqués (contraintes totales) et de la pression interstitielle permet de tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives (figure 15). Le cercle de Mohr en contraintes effectives correspondant à l'état limite I se déduit du cercle de Mohr en contraintes totales correspondant au même état limite par une translation d'une valeur $-u$ parallèlement à l'axe des contraintes normales $\rightarrow O\sigma$. Pour un second essai exécuté à partir d'un état initial différent, on obtient de même deux cercles d'indice II en contraintes totales et contraintes effectives.

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives. Dans le cas général, c'est une courbe comportant une partie linéaire pour les états initiaux normalement consolidés (fortes valeurs de σ'). On la linéarise souvent dans le domaine des contraintes qui existeront réellement dans le sol, ce qui permet de retrouver une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Aux imprécisions expérimentales près, les valeurs de c' et φ' déduites des essais consolidés non drainés avec mesure de u sont égales à celles déduites des essais consolidés drainés. Il n'est donc pas étonnant que les essais CU avec mesure de u , qui sont plus rapides, soient beaucoup plus fréquents que les essais CD.

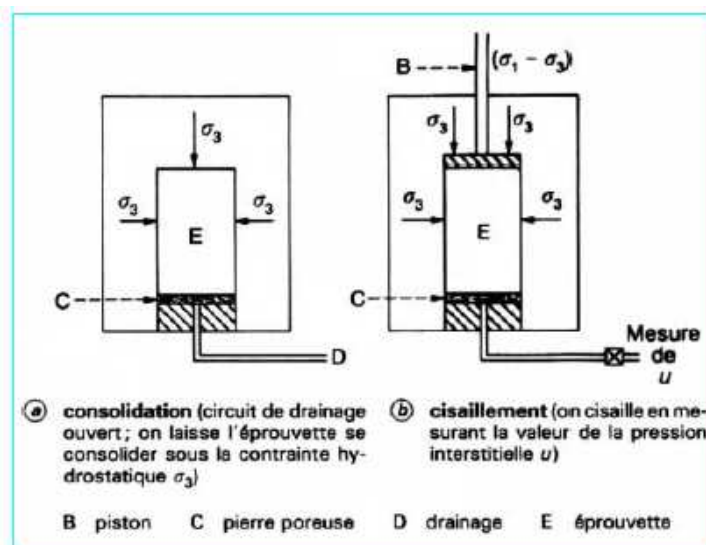


Figure 14 – Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial

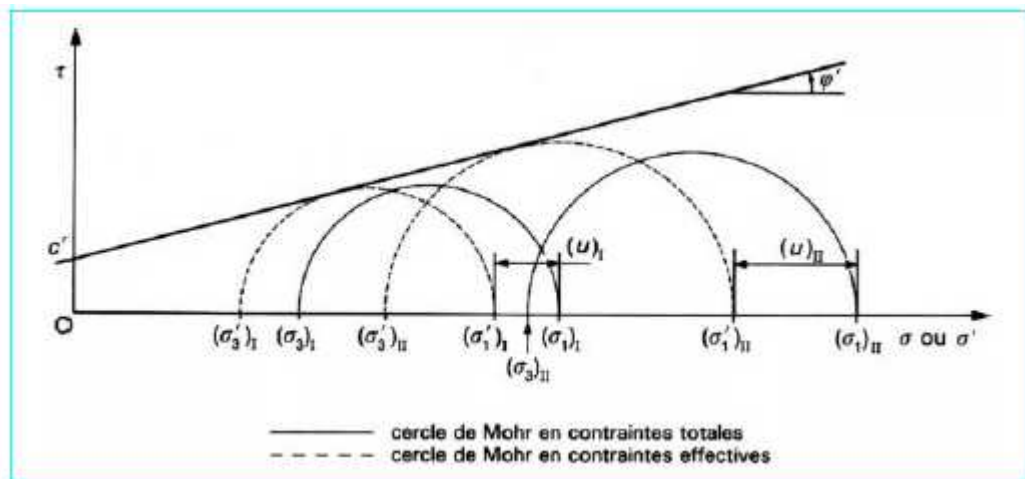


Figure 15 – Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai consolidé non drainé avec mesure de u)

4.1.4 Essai de cisaillement direct CD à la boîte

4.1.4.1 Description de l'essai

L'essai comporte les phases suivantes :

- on laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale σ appliquée ;
- on lance ensuite le cisaillement à faible vitesse.

4.1.4.2 Courbe effort-déformation

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes (§ 4.1.2.2) et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

4.1.4.3 Courbe intrinsèque

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut déterminer la courbe intrinsèque du sol, qui passe par les points représentant les états de contraintes ($\sigma' = \sigma, \tau$) au moment de la rupture. La courbe intrinsèque est en général une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Dans certains cas, il est indispensable de distinguer plusieurs parties dans la courbe intrinsèque, comme déjà indiqué pour les autres essais.

Les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ' déterminées à la boîte de cisaillement ne sont pas sensiblement différentes de celles déduites des essais triaxiaux.

4.2 Caractéristiques non drainées

4.2.1 Principaux types d'essais

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol ;
- les autres types d'essais en laboratoire (essais triaxiaux non consolidés non drainés, essais de compression simple), donnent seulement la résistance du sol dans son état initial.

4.2.2 Essai UU à l'appareil triaxial

4.2.2.1 Description de l'essai

Pendant toute la durée de l'essai (figure 16), le circuit de drainage est fermé. La contrainte hydrostatique σ_3 et le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) 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 voisine d'une heure.

4.2.2.2 Enveloppe des cercles de Mohr

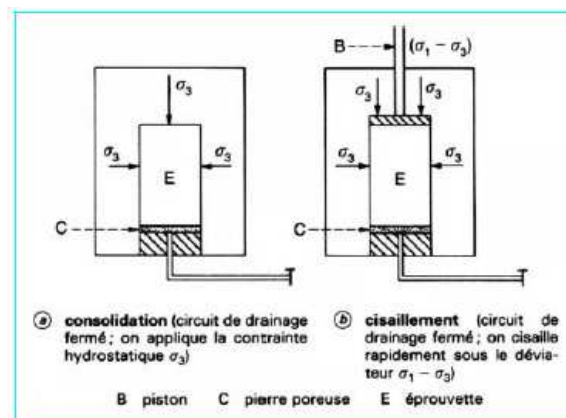
Dans le cas des **sols saturés**, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 est une droite parallèle à l'axe $\rightarrow O\sigma$ d'ordonnée $\tau = c_u$ (figure 17).

Son équation peut s'écrire :

$$\tau = Cte = c_u \quad \text{ou} \quad \sigma_1 - \sigma_3 = 2 c_u$$

avec c_u cohésion non drainée du sol.

Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement, définie comme pour les autres essais au pic ou pour une valeur déterminée de la déformation, ne dépend pas de la pression σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale.



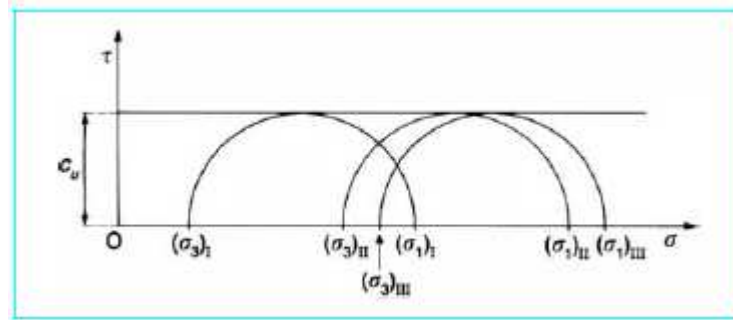


Figure 17 – Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

4.2.3 Essai CU à l'appareil triaxial

4.2.3.1 Description de l'essai

L'essai CU diffère de l'essai UU par la possibilité offerte à l'éprouvette de se consolider, avant le début du cisaillement, sous la contrainte σ_3 appliquée dans la cellule triaxiale en maintenant le drainage ouvert (figure 18).

Il permet d'obtenir la variation de la cohésion non drainée du sol c_u avec la pression de consolidation σ_3 de l'éprouvette.

4.2.3.2 Cohésion non drainée

Pour chaque valeur de la contrainte de consolidation σ_3 , on obtient une courbe « effort-déformation » de même forme que dans les autres essais. Pour l'état de contraintes à la rupture, on construit un cercle de Mohr en contraintes totales, dont la dimension varie avec σ_3 (figure 19).

Dans les sols **cohésifs saturés**, la résistance au cisaillement non drainé dépend de l'état des contraintes au début de la phase de cisaillement, soit $\sigma'_3 = \sigma_3$ dans le cas d'une consolidation sous contrainte isotrope. Une fois cet état de contraintes effectives établi et le drainage fermé, la résistance au cisaillement ne dépend plus d'éventuelles variations de la pression σ_3 dans la cellule triaxiale (comme dans le cas de l'essai UU). Il est, pour cette raison, judicieux de représenter les variations du rayon du cercle de Mohr à la rupture, c_u , en fonction de σ_3 (figure 20).

Les études expérimentales ont montré que la cohésion non drainée c_u augmente linéairement avec la pression $\sigma'_3 = \sigma_3$, au delà d'un seuil correspondant approximativement à la pression de préconsolidation du sol σ'_p déterminée à l'œdomètre :

$$c_u = c_{u0} + \lambda_{cu} (\sigma'_3 - \sigma'_p) \quad \text{pour } \sigma'_3 > \sigma'_p$$

Pour les pressions de consolidation inférieures à la pression de préconsolidation σ'_p , la valeur de la cohésion non drainée est pratiquement constante (sous réserve des effets des paramètres mentionnés au

paragraphe 1.2.5, notamment la vitesse de déformation. Ainsi, pour les argiles courantes, la cohésion non drainée augmente d'environ 20 % quand on multiplie la vitesse de déformation par 100).

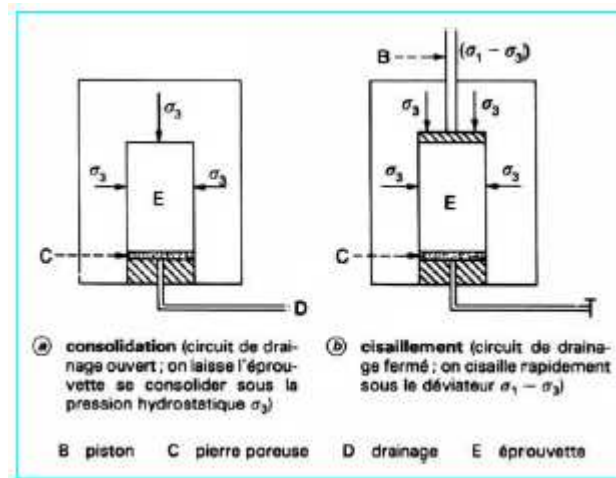


Figure 18 – Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial

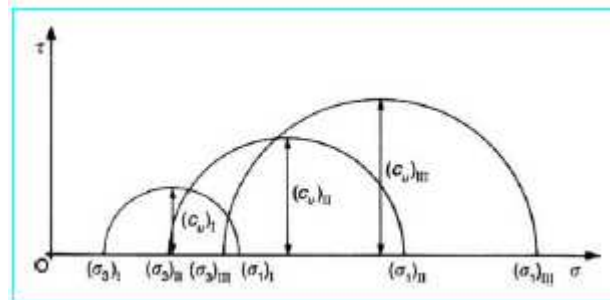


Figure 19 – Cercles de Mohr à la rupture dans un essai (CU) à l'appareil triaxial

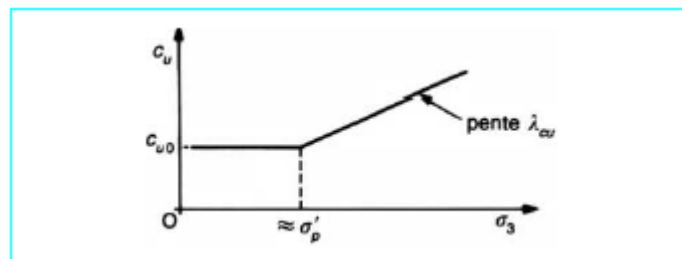


Figure 20 – Variation de la cohésion non drainée c_u avec la pression de consolidation σ_3

4.2.4 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 σ_3 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 n'est exécuté que sur des éprouvettes de sols fins cohésifs.

L'essai de compression simple est donc un essai de type 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 :

$$R_c = 2 c_u$$

5. Relation entre cisaillement et compressibilité

Lorsqu'on élargit le champ des contraintes normales, pour un sol argileux surconsolidé, on s'aperçoit que la courbe enveloppe n'est pas forcément linéaire. Une bonne approximation de cette courbe est lors une paire de tronçons linéaires à deux pentes différentes (figure 21). Le tronçon dans la plage des faibles contraintes n'est autre que la courbe enveloppe déjà présentée dans les sections précédentes. Le deuxième est parfaitement aligné sur l'origine du repère.

Ce qui est extraordinaire, c'est que le changement de pente se fait à une contrainte voisine de la contrainte de préconsolidation. En d'autres termes, le changement de pente est une déstructuration durant ou par le cisaillement. On peut alors définir deux angles de frottement : un angle de frottement dans le domaine surconsolidé et un angle de frottement dans le domaine normalement consolidé. Si ce deuxième est intrinsèque au matériau, le premier est lié à l'histoire de contraintes.

La cohésion par contre ne se définit que dans le domaine surconsolidé. Et on peut alors avancer qu'un sol argileux normalement consolidé n'aura pas de cohésion.

Autrement dit, un sol cohérent est un sol surconsolidé, et inversement, un sol surconsolidé aura une cohésion ; de là, il y a équivalence entre surconsolidation et cohésion :

Surconsolidation $\longleftrightarrow$ Cohésion

Pour boucler avec cette équivalence, on dira aussi que si la surconsolidation pour un sol grenu est moins évidente, et que si la mémorisation des contraintes est moins significative, c'est parce que ce type de sol n'est pas cohésif.

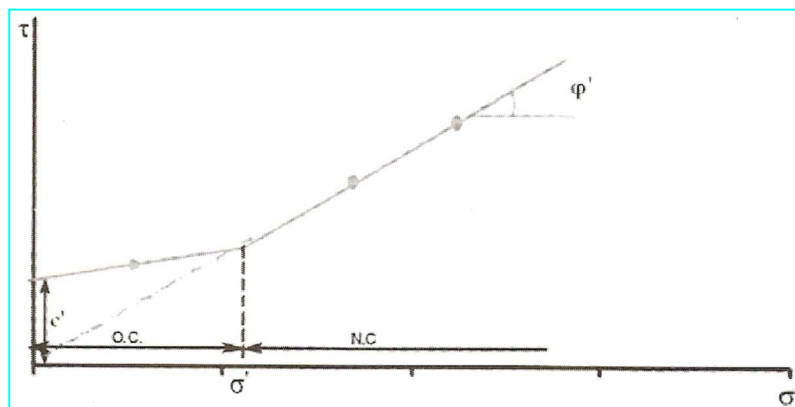


Figure 21 – Courbe intrinsèque et surconsolidation du sol

6. Conclusions

6.1 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 :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

avec τ résistance au cisaillement (contrainte tangentielle limite),
 σ contrainte normale,
 c cohésion,
 φ angle de frottement interne.

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 :

$$\sigma_1 = 2 c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

avec σ_1 contrainte principale majeure,
 σ_3 contrainte principale mineure,
 c cohésion,
 φ angle de frottement interne.

L'équation précédente peut, selon les cas, être écrite en contraintes totales ou en contraintes effectives. Le choix des paramètres correspondants est discuté dans le paragraphe suivant.

6.2 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 . La détermination de ces paramètres s'effectue conformément aux indications du tableau 4.

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. Comme indiqué dans le tableau 4, il faut distinguer deux cas¹.

- 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 ». La résistance au cisaillement est décrite par l'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

avec c' cohésion effective,
 φ' angle de frottement interne,
 σ' = $\sigma - u$ contrainte normale effective,
 u pression interstitielle.

Pour certains types de problèmes (par exemple, pour l'analyse du comportement des sols pulvérulents sous charges cycliques), la connaissance de la droite caractéristique est également utile, § 3.4 ;

- 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, c'est-à-dire par une équation de même forme que pour les sols pulvérulents :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Cette équation 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 :

$$\tau = c_u$$

Cette possibilité est très utile car elle permet de faire certains calculs en contraintes totales, sans avoir à se préoccuper de la prévision, toujours difficile, des surpressions interstitielles.

La cohésion non drainée est associée à un état donné du sol. Si cet état change, par exemple du fait de la consolidation du sol au cours du temps, la cohésion non drainée est modifiée. Pour certains problèmes, il est donc important de caractériser les variations de c_u avec l'état de contraintes effectives du sol au début du cisaillement. C'est ce que traduit le paramètre λ_{cu} déterminé dans les essais de type CU à l'appareil triaxial :

¹ Les sols fins cohésifs non saturés ne sont pas traités dans ce chapitre.

$$\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_3$$

que l'on utilise en assimilant la contrainte isotrope σ'_3 appliquée dans l'essai triaxial à la pression de préconsolidation du sol en place σ'_p .

Des ordres de grandeur des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement de différents types de sols pulvérulents et cohésifs sont donnés dans le tableau 5.

Tableau 4 – choix des caractéristiques de cisaillement des sols

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Types d'essai	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohésif saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	c_u λ_{cu}	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_{cu} \Delta \sigma'_p$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement
Cohésif saturé	Long terme	drainé	drainées	CD CU avec mesure de u	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	- Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD - Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de u
pulvérulent	Long terme ou court terme	drainé	drainées	CD	c', φ'	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

Tableau 5 - Valeurs typiques des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols

Type de sol (provenance)	c' (kPa)	φ' (degré)	λ_{cu}
Argiles et vases			
— normalement consolidées (faiblement surconsolidées)			
Argile grise (Narbonne)	0	34	
Argile organique (Narbonne)	11	31	
Vase (Martrou)	13	26	
Argile organique (Lanester)	7	31	0,29
Argile organique (Cubzac)	10	29	0,35
Argile molle (Cran)	0	34	0,26
— surconsolidées			
Argile verte (Romainville)	19	20	
Argile du Toarcien (Ville au Val)	10	27	
Argile du Sparnacien (Provins)	16	14	
Argile des Flandres	24	22	
Argile de l'Oligocène (Sallèdes)	16	23	
Argile de l'Albien (Vallon des Bottentuits)	30	21	
Marnes			
Marne (Argenteuil)	75	30	
Marne (Clemont-Ferrand)	25	28	
Limons			
Limon (Orly)	0	39	
Limon (Orly)	40	25	
Limon (Jossigny)	12	32	
Limon fin (Plancoët)	0	34	
Sables			
Sable fin (Fontainebleau)	0	30 à 40	
Sable de Loire (Angers)	0	33	
Sable (Dunkerque)	0	42	
Sable (Asnières)	0	36	
Sable de Cuise (Oise)	0	35	
Sable lâche (Le Verdon)	0	32	
Sable coquillier (Le Verdon)	0	34	
Sable et galets (Le Verdon)	0	38	
Sable fin argileux (Le Verdon)	10	40	
Sable fin (Saint-Malo)	0	37	
Sable argileux (Narbonne)	0	39	
Graviers			
Ballast	0	45	
Grave non traitée 0/14	30	54	
Tourbe			
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	10	30	
Tourbe (Bourgoin)	5	39	
Tourbe (Caen)			0,36
Tourbe (Vallée de la Dives)			0,50