

Chapitre I : Résistance au cisaillement

I.1. Introduction :

Lorsqu'on procède au dimensionnement d'éléments structuraux en acier, en béton armé ou en bois, il est essentiel de connaître leur résistance aux déformations et à la rupture pour assurer la stabilité des charges qu'ils auront à supporter. Il en va de même pour **les sols** utilisés comme matériaux de fondation. Avant de concevoir les fondations d'un ouvrage, il faudra définir les propriétés mécaniques des sols pour que les charges qui y seront appliquées ne provoquent ni tassement excessif ni rupture.

Dans la pratique, la résolution d'un problème de géotechnique consiste successivement 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.

I.2. Notions élémentaires sur la rupture des sols

On peut identifier dans les sols trois principaux types de sollicitations : par traction, compression ou cisaillement (**Figure 1.1**).

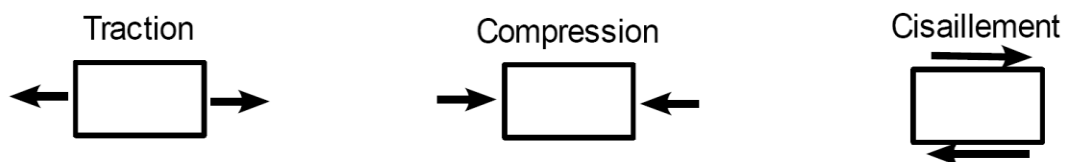


Figure 1.1. Principaux types de sollicitation dans les sols.

- **Traction** : la résistance à la traction des sols est très faible voire nulle, on ne cherche donc pas en général à l'évaluer et on lui attribue par défaut une valeur nulle.
- **Compression** : les sols présentent en général une bonne résistance à la compression. Cette résistance à la compression n'est pas en général le critère dimensionnant des ouvrages.
- **Cisaillement** : la rupture d'un sol par cisaillement est en général provoquée avant que ne se produise sa rupture par contraintes de compression. Ainsi pour dimensionner des ouvrages de génie-

civil (fondations...), il suffit en général de connaître la résistance au cisaillement du sol, car s'il y a rupture ce sera suivant une sollicitation en cisaillement.

I.3. L'importance d'étudier la résistance au cisaillement d'un sol

1. Calcul de la capacité portante ;
2. La stabilité des talus ;
3. Calcul les poussée des terres ;

I.4. Mécanisme de la résistance

Dans ce chapitre, nous décrirons d'abord les contraintes qui agissent sur un plan de cisaillement et expliquerons les relations qui existent entre elles. Nous étudierons ensuite les contraintes à la rupture, ainsi que les deux **paramètres de la résistance au cisaillement d'un sol, la cohésion (C)** et l'angle de **frottement interne (ϕ)**. Par la suite, nous présentons les principaux essais effectués en laboratoire pour mesurer les paramètres de la résistance au cisaillement des sols selon différentes conditions de consolidation et de drainage.

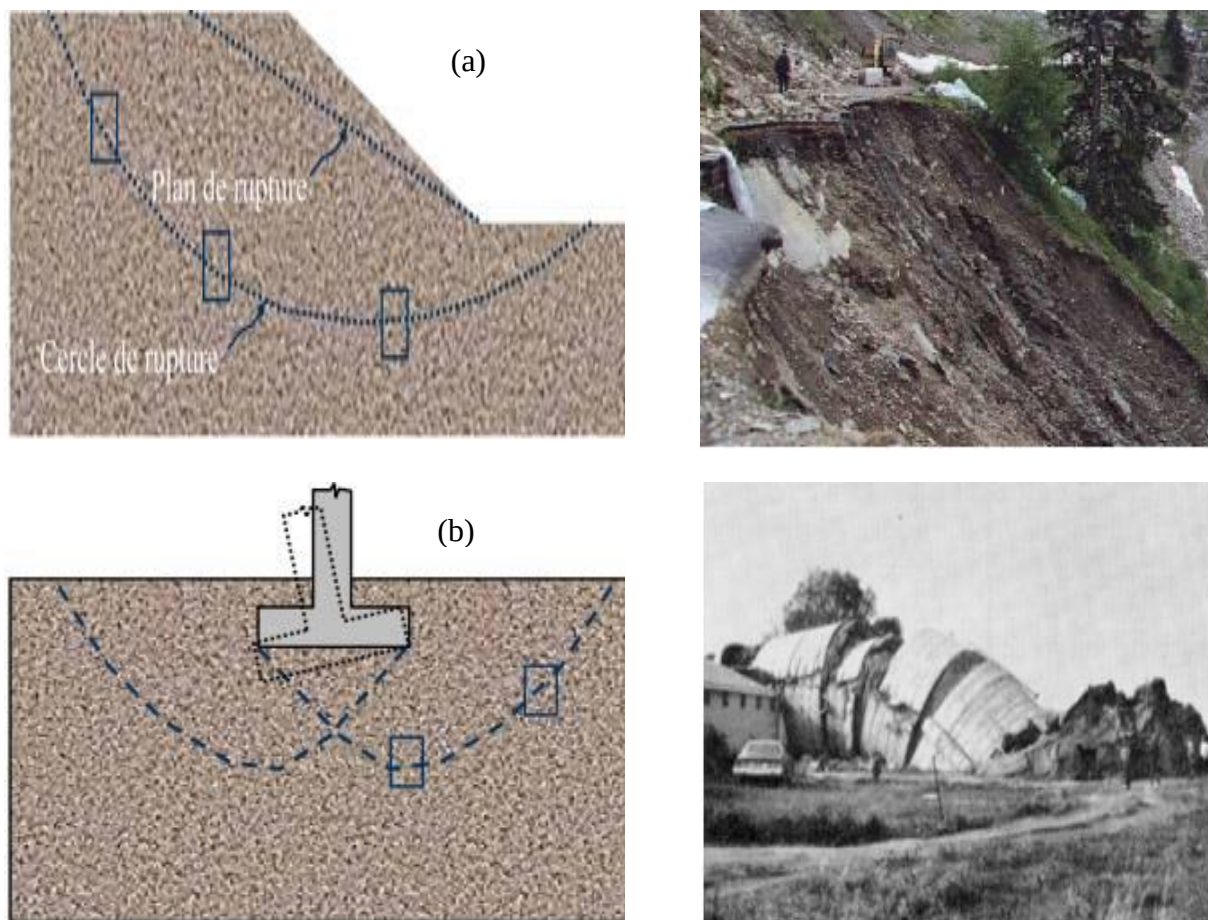


Figure. I. 2. Rupture par cisaillement ;

(a) rupture d'une pente.

(b) rupture d'une fondation.

I.5. Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

Il existe plusieurs méthodes disponibles pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement (c , φ , c' , φ') de divers échantillons de sol en laboratoire. Ils sont comme suit :

- Essai de cisaillement direct
- Essai triaxial
- Essai de cisaillement simple direct
- Essai triaxial de déformation plane
- Essai de cisaillement de l'anneau de torsion

L'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial sont les deux techniques couramment utilisées pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement. Ces deux tests seront décrits en détail dans les sections qui suivent.

I.5.1. Appareil de cisaillement direct - boîte de Casagrande-

➤ Principe de l'essai

L'essai de cisaillement direct est une méthode assez ancienne pour mesurer la résistance au cisaillement des sols. La forme la plus récente de la boîte de cisaillement directe a été élaborée par Arthur Casagrande en 1932.

L'essai consiste à soumettre le sol à un cisaillement suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol est placée à l'intérieur de demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une force verticale N constante pendant toute la durée de l'essai (**Figure I.3**).

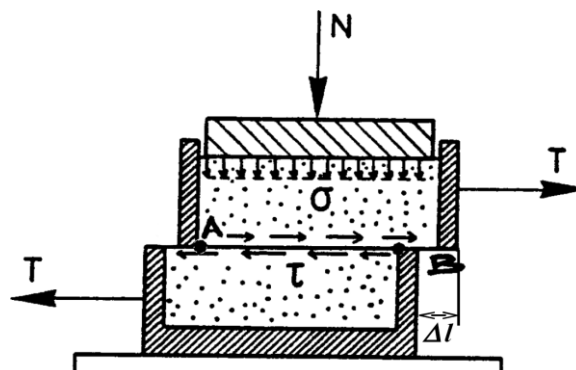


Figure I.3. Appareil de cisaillement direct.

Une demi-boite est entraînée horizontalement à vitesse constante pendant que l'autre est maintenue bloquée. A tout instant, on mesure la force de cisaillement T . Un capteur de déplacement permet de déterminer le déplacement relatif Δl des deux demi-boîtes.

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

$\sigma = \frac{N}{S}$: La contrainte normale appliquée à l'échantillon,

$\tau = \frac{T}{S}$: La résistance au cisaillement mesurée à la rupture.

où S est la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif Δl).

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

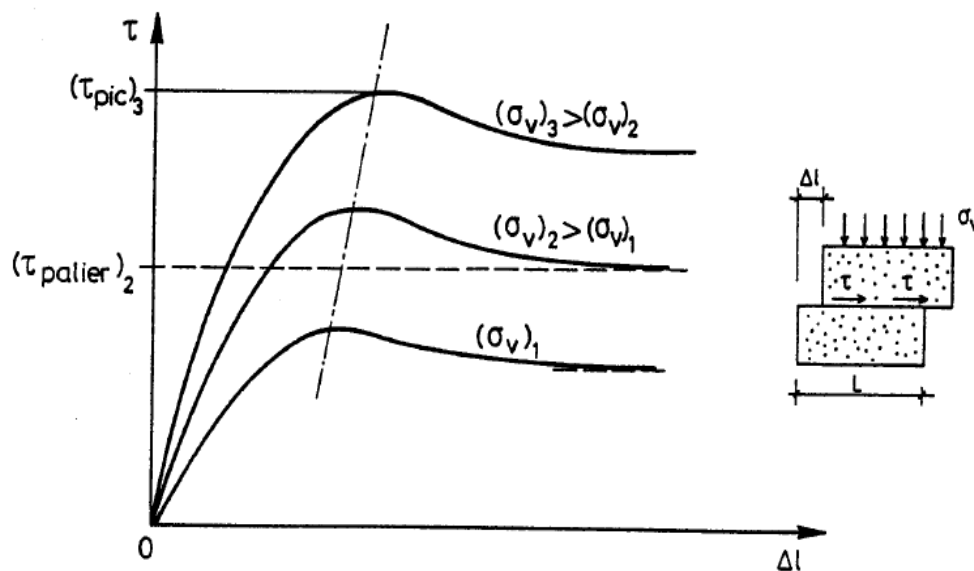


Figure .I.4. Courbes contrainte-déplacement.

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses (σ) représente la contrainte normale exercée sur la facette, alors que l'axe des ordonnées (τ) représente la contrainte de cisaillement.

Chacun des états de rupture d'un sol, caractérisé par un couple τ_r et σ_r , peut être représenté par un point sur le plan de Mohr.

La figure I.5 montre les points atteints à la rupture pour trois contraintes normales (σ différentes). On remarque que les points sont à peu près alignés suivant une droite. Cette droite représente l'ensemble des états de rupture. Elle sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- le domaine sous cette droite représente l'ensemble des états de contrainte que peut « supporter » le sol,
- le domaine au-dessus de la droite représente l'ensemble des états de contrainte qui ne peuvent pas être atteints avec le sol considéré (il y a rupture avant de pouvoir les atteindre).

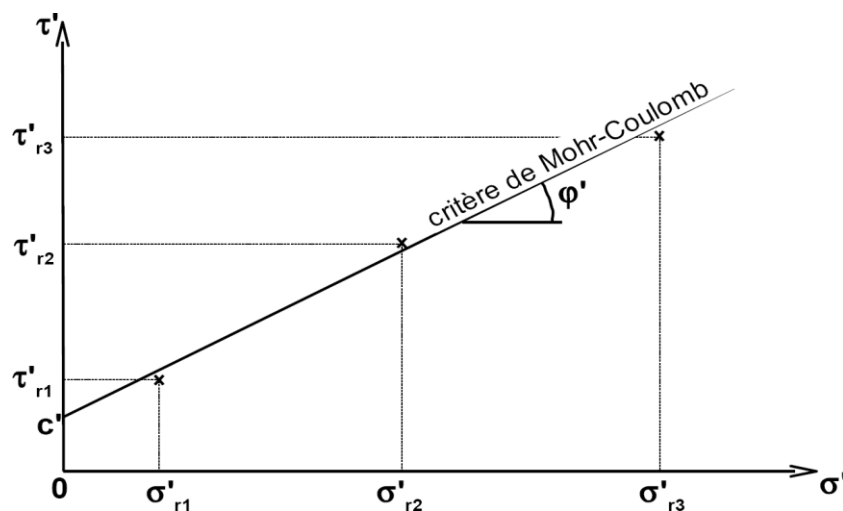


Figure I.5. Représentation des états de rupture caractérisés à la boîte de Casagrande dans le plan de Mohr.

On appelle la droite représentant l'ensemble des états de rupture le Critère de Mohr- Coulomb. Ce critère est défini par l'équation :

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

- φ est appelé **l'angle de frottement**, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré. L'angle de frottement traduit le lien entre la contrainte normale appliquée et la résistance au cisaillement.

- c est appelée **la cohésion** et à la dimension d'une contrainte. Elle correspond à la résistance au cisaillement pour une contrainte normale nulle. La cohésion traduit un « effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec ou saturé et les argiles normalement consolidées.

Ainsi, si l'on connaît les valeurs des paramètres de résistance mécanique c et φ d'un sol donné, on peut facilement savoir si un état de contrainte défini par σ_r et τ_r provoquera la rupture, ou non, de ce sol.

La boîte de cisaillement direct est simple et rapide à mettre en œuvre, cependant elle ne permet pas un contrôle correct des conditions de drainage du sol, ainsi qu'une maîtrise précise de l'état de contrainte (il y a une concentration de contraintes aux extrémités de la boîte).

L'appareil triaxial décrit ci-après permet d'éviter ces inconvénients.

➤ **Critère de rupture de Mohr-Coulomb**

Supposons un sol soumis à des systèmes de charges différentes. Pour chaque système, on peut tracer à la rupture un cercle de Mohr lui correspondant. L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est appelée courbe intrinsèque. Coulomb (1776) a montré que la courbe intrinsèque des sols (**Figure I.6.**) était une droite d'équation :

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

Avec : c = cohésion

φ : Angle de frottement interne

σ : Contrainte normale sur le plan de rupture.

τ_f : Contrainte de cisaillement.

L'équation précédente est appelée le critère de rupture de Mohr – Coulomb.

On rappelle également qu'il faut faire la distinction entre contraintes effectives et contraintes totales.

Dans un sol saturé, la contrainte normale totale dans un point est la somme de la contrainte effective (σ') et de la pression interstitielle (u), ou

$$\sigma = \sigma' + u$$

La contrainte effective σ' est portée par les grains solides du sol. Le critère de rupture de Mohr – Coulomb, exprimé en termes de contrainte effective, sera de la forme :

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

Où c' : cohésion et φ' : angle de frottement, basés sur la contrainte effective.

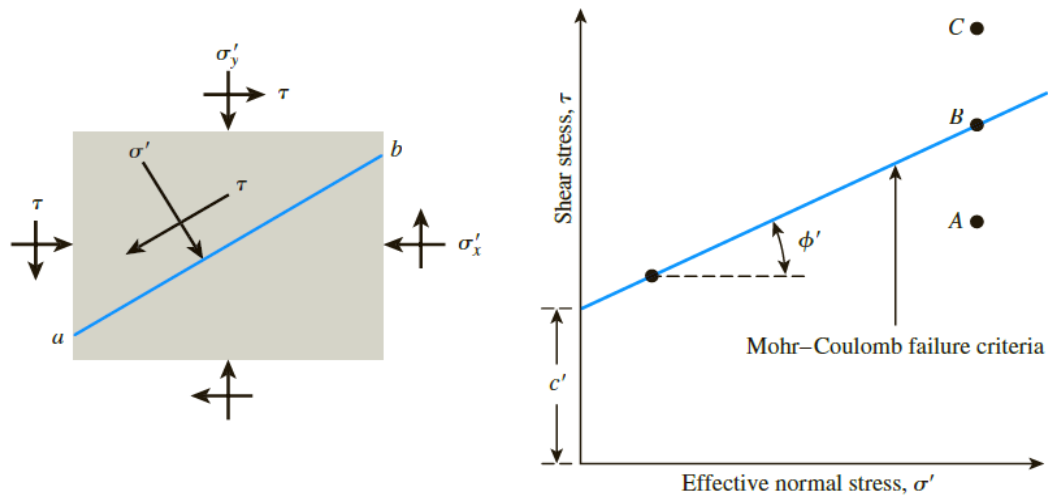


Figure I.6. Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

La valeur de c' pour le sable et le limon inorganique est de 0. Pour les argiles normalement consolidées, c' peut être approximé à 0. Les argiles sur consolidées ont des valeurs de c' qui sont supérieures à 0. L'angle de frottement ϕ' , est parfois appelé angle de frottement drainé. Les valeurs typiques de ϕ' pour certains sols granulaires sont donnés dans le tableau I.1.

Tableau 1.1. Valeurs typiques de l'angle de frottement drainé pour les sables et les limons.

Type du sol	ϕ' (deg)
Sable : grains arrondis	
Ample	27-30
Moyen	30-35
Dense	35-38
Sable : grains angulaires	
Ample	30-35
Moyen	35-40
dense	40-45

Gravier avec du sable	34-48
Limons	26-35

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 dépendent de la nature et l'état du sol, (**Figure I.7**).

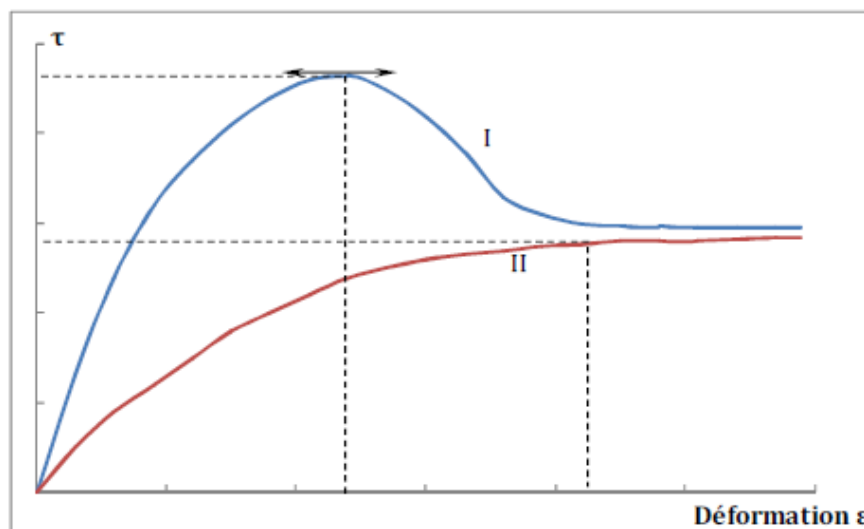


Figure I.7. Courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement.

➤ Cercle de Mohr

Lorsque les contraintes σ_1 et σ_3 sont fixées, les valeurs des contraintes normale σ et tangentielle τ varie en fonction de l'orientation α de la facette considérée. Dans le plan de Mohr, les différentes valeurs que peuvent prendre σ et τ , en fonction de α , décrivent un cercle que l'on appelle **cercle de Mohr**, tel que montré sur la figure 1.8. La dimension du cercle de Mohr et sa position sur l'axe des abscisses dépend uniquement des contraintes principales majeure et mineure, σ_1 et σ_3 .

Graphiquement en remarquant que l'orientation α de la facette, par rapport au plan portant la contrainte σ_1 , est égale sur le plan de Mohr à deux fois l'angle formé au centre M du cercle entre le segment MT et M σ_1 (**Figure I.8**),

Mathématiquement à l'aide des expressions suivantes :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha$$

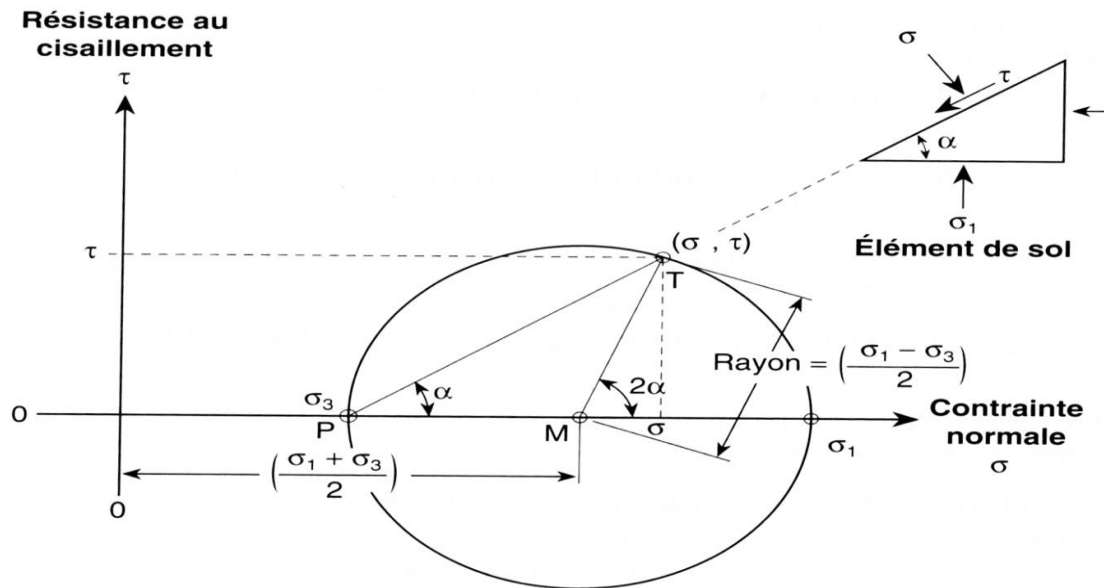


Figure I.8. Cercle de Mohr.

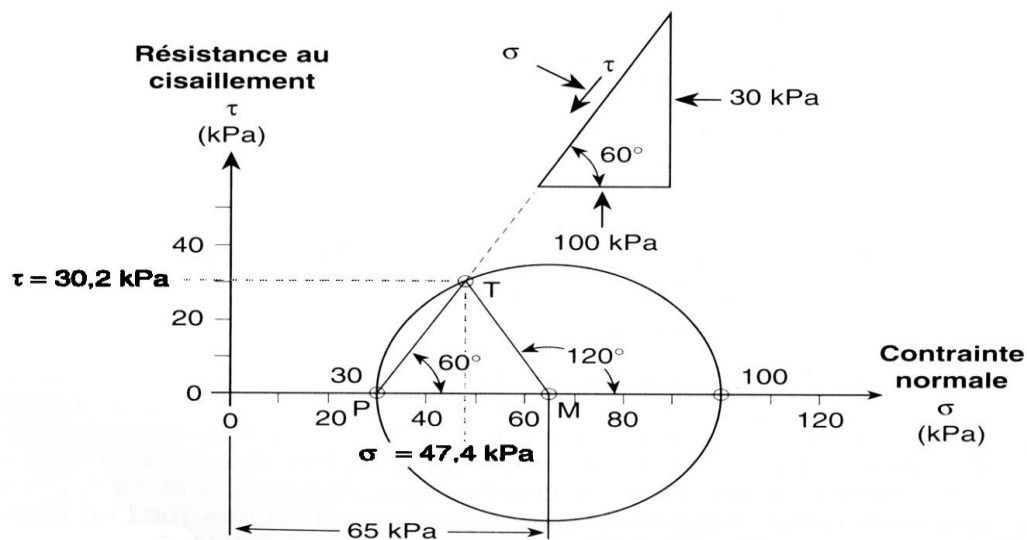


Figure I.9. Exemple de calcul des contraintes à l'aide du cercle de Mohr pour $\sigma_1 = 100 \text{ kPa}$, $\sigma_3 = 30 \text{ kPa}$ et $\alpha = 30^\circ$.

I.5.2. Essais triaxial :

➤ Principe de l'essai triaxial

Dans cet essai, l'éprouvette de sol est placée dans une cellule dite triaxiale. L'éprouvette cylindrique d'un élancement h/d au moins égal à 2, où h désignant la hauteur et d le diamètre, (**Figure I.10**).

L'éprouvette est entourée d'une membrane étanche en caoutchouc ou latex, le tout placé dans une cellule cylindrique remplie d'eau. Des pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette et reliée à un système de drainage permettent à l'eau interstitielle d'entrer ou de sortir de l'éprouvette de sol. Ces pierres poreuses peuvent également être reliées à un appareil de mesure de pression interstitielle. Un piston permet de comprimer l'éprouvette dans la direction verticale avec une force P .

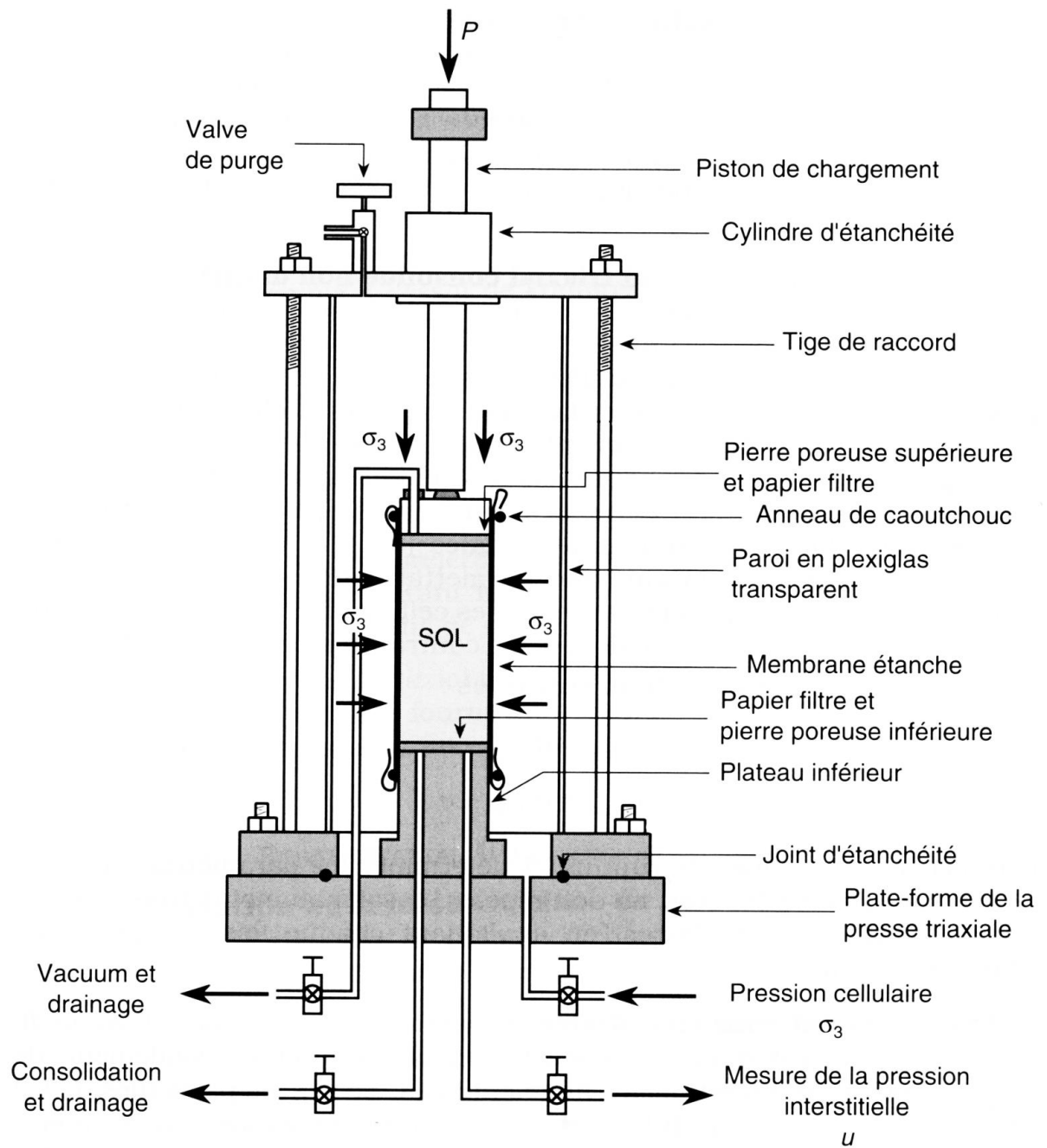


Figure. I. 10. Principe d'essai triaxial (la cellule triaxial).

Le contrôle de la pression d'eau dans la cellule permet d'imposer directement la contrainte horizontale (ou radiale) totale σ_3 à l'échantillon, (cette pression étant appliquée grâce à de l'eau, elle agit également dans le sens vertical, (**Figure. I. 11.**).

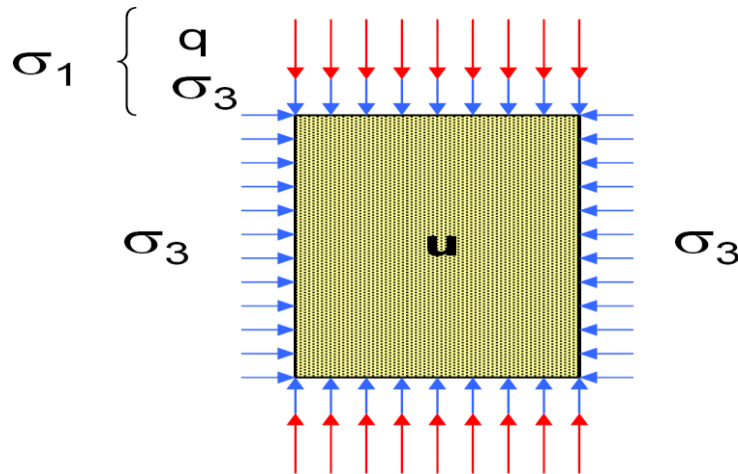


Figure. I. 11. contraintes appliquées à l'éprouvette de sol.

- Dans la direction verticale agit la pression d'eau dans la cellule plus une contrainte d'intensité $q = \frac{P}{S}$ créée par le piston et appelée déviateur, (Figure 1.11). La contrainte verticale totale est donc égale à $\sigma_1 = \sigma_3 + q$.

- Finalement on peut imposer et/ou mesurer la pression d'eau interstitielle u dans l'éprouvette de sol.

- L'essai comporte deux étapes (que l'on peut suivre sur la figure 1.12 si l'on se réfère au plan de Mohr).

- **La première étape de compression isotrope** : le piston n'est pas utilisé (donc $q = 0$), seule la pression d'eau dans la cellule est augmentée. Il y a donc accroissement des contraintes $\sigma_1 = \sigma_3$ jusqu'à une valeur donnée (on remarque dans ce cas que quelque soit l'orientation de la facette considérée la contrainte de cisaillement τ est toujours nulle),

- **La deuxième étape de cisaillement**, durant laquelle on fait croître, avec le piston, la valeur du déviateur q et donc la valeur de σ_1 (σ_3 est maintenu constant). Cela va donner naissance à des contraintes de cisaillement τ sur des facettes d'orientation quelconque. La valeur de q est augmentée jusqu'à un maximum correspondant à la rupture en cisaillement du sol.

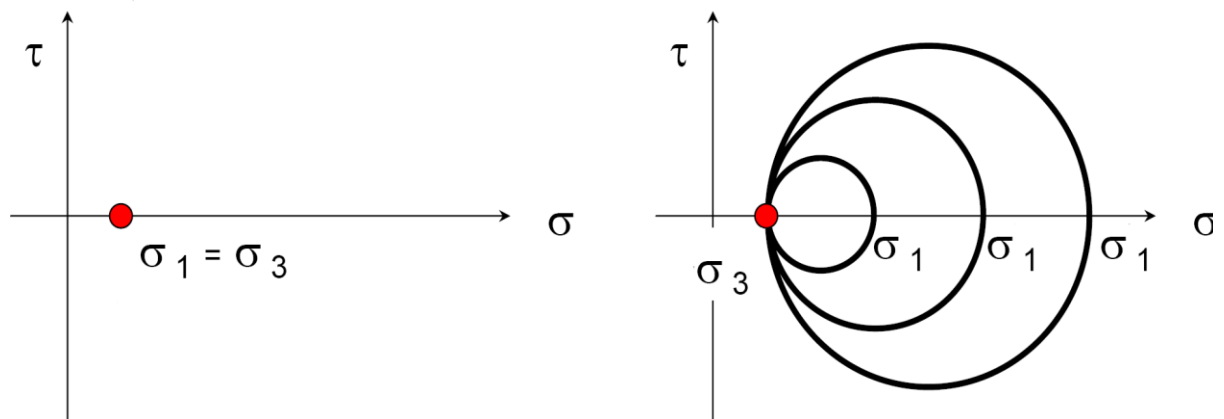


Figure 1.12. Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.

En réalisant des essais triaxiaux pour différentes valeurs de contrainte σ_3 , on obtient à la rupture, des cercles de Mohr de diamètre d'autant plus grand que la valeur de σ_3 est élevée. En effet, plus σ_3 est important, plus la contrainte normale sur les plans de cisaillement est importante et plus le sol résistera à une contrainte de cisaillement élevée.

L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est assez bien approximée par une droite tangente à chacun des cercles de Mohr (voir la figure 1.13). Cette droite est le critère de rupture de Mohr-Coulomb défini par la relation :

$$\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + C$$

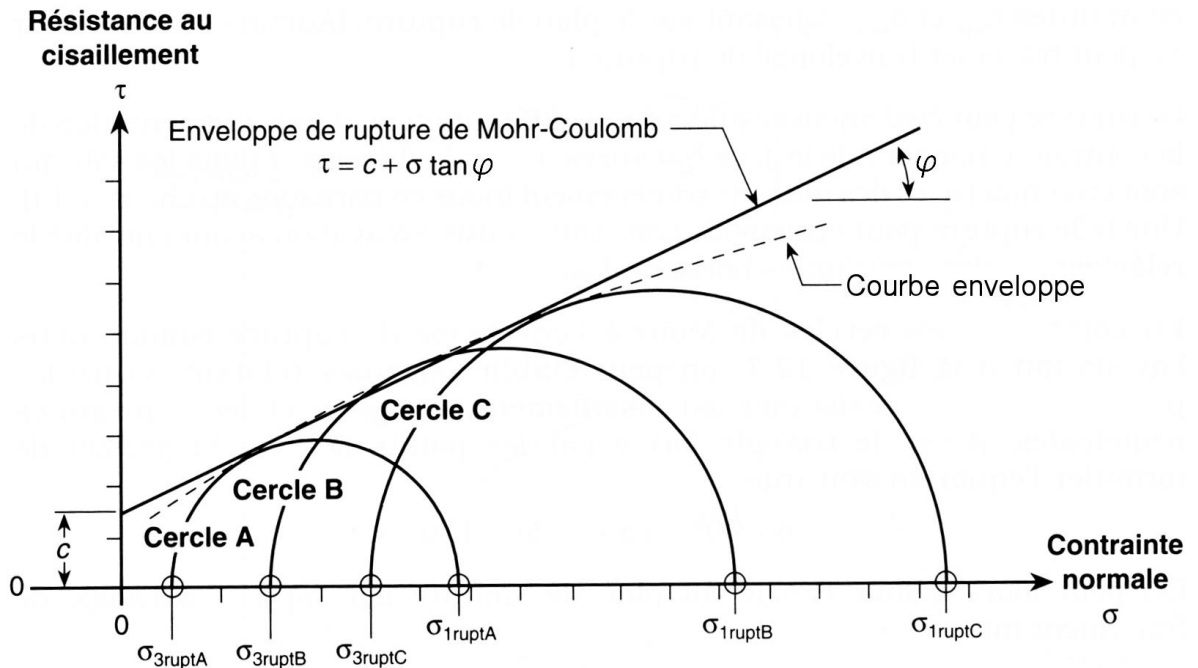


Figure 1.13. Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.

➤ Orientation des plans de rupture

L'orientation des facettes suivant lesquelles la rupture en cisaillement a eu lieu peut être déduite à partir d'un cercle de Mohr à la rupture (tangent au critère de Mohr-Coulomb). Sachant que la somme des angles d'un triangle est égale à π et en appliquant ce raisonnement au triangle DMT de la figure 1.14 on a :

$$\Rightarrow \alpha = f(\varphi)$$

$$\varphi + \pi - 2\alpha + \frac{\pi}{2} = \pi$$

D'où $\alpha = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4}$

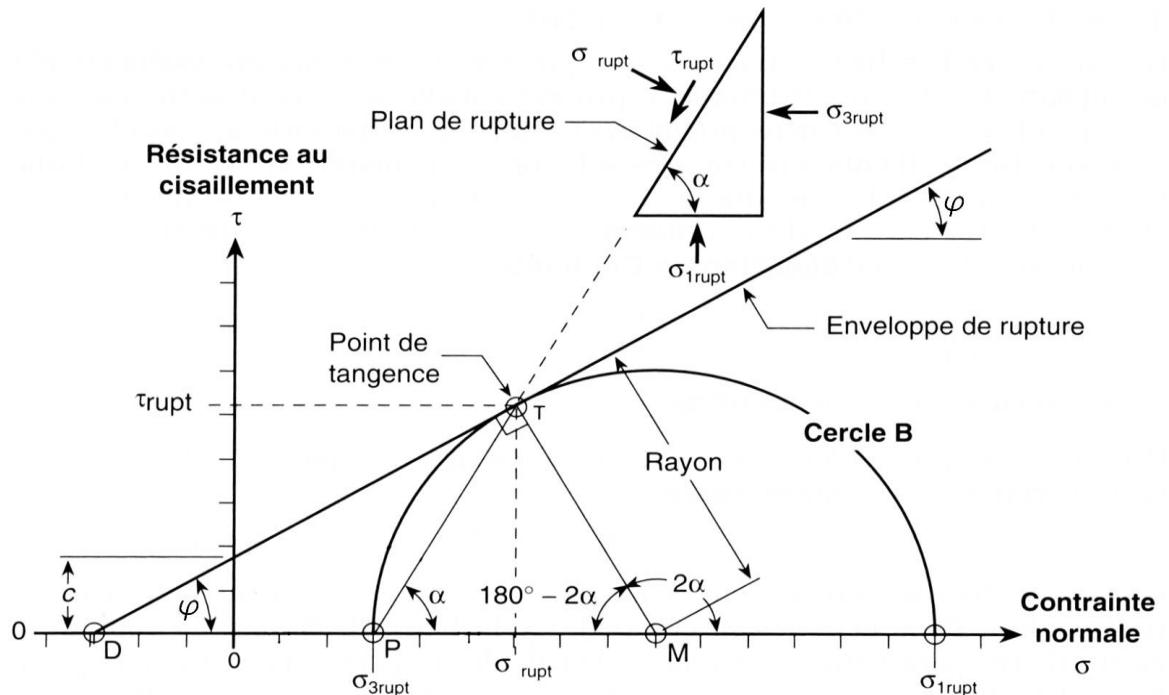


Figure 1.14. Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.

1.6. Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique

1.6.1 Notions de court terme et long terme

D'une manière générale on peut distinguer dans les sols des propriétés de résistance mécanique à court terme et à long terme.

➤ Le court terme

C'est la phase initiale, de chantier ou des premières années de vie d'un ouvrage, pendant laquelle l'eau comprise dans les pores du sol n'a pas le temps de se déplacer (ceci est surtout vrai dans le cas des argiles qui sont peu perméables).

Dans ce cas, on dit que le sol est sollicité en condition non drainée, il en résulte des surpressions interstitielles engendrées par les surcharges récentes.

• **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la perméabilité des sables est très élevée, le court terme correspond à une période de

temps si courte que l'on ne considère pas la résistance mécanique des sables à court terme.

• **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : la perméabilité est faible, les surpressions interstitielles se dissipent donc lentement. A court terme la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue en considérant les contraintes totales à partir **de la cohésion non drainée c_u** et de **l'angle de frottement non drainé ϕ_u** .

Le long terme

Il correspond à la phase finale, après quelques mois à quelques années pendant lesquels l'eau a eu le temps de circuler au sein du sol.

• On dit que le sol est sollicité en **condition drainée**, les surpressions interstitielles ont eu le temps de se dissiper.

• **Cas des sables** (et plus généralement des sols à perméabilité élevée) : la vérification de la résistance mécanique des sables s'effectue toujours à long terme en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs ϕ' et c' .

• **Cas des argiles** (et plus généralement des sols à perméabilité faible) : une fois les surpressions interstitielles dissipées, la vérification de la résistance mécanique des argiles s'effectue à long terme (comme pour les sables) en considérant les contraintes effectives et en utilisant les paramètres effectifs ϕ' et c' .

Conditions de drainage sur les essais triaxiaux

Lors d'un essai triaxial on a la possibilité d'ouvrir ou de fermer le drainage de l'éprouvette de sol testée.

• **Drainage ouvert** : l'eau comprise dans les pores du sol peut librement s'évacuer ou entrer, la pression interstitielle est donc nulle $u = 0$ et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent directement aux contraintes effectives $\sigma_1 = \sigma_1'$ et $\sigma_3 = \sigma_3'$ (puisque $u = 0$).

• **Drainage fermé** : l'eau comprise dans les pores du sol ne peut ni s'évacuer ni entrer. Il en résulte des surpressions interstitielles ($u \neq 0$) et les contraintes appliquées aux frontières de l'échantillon correspondent aux contraintes totales.

De ces conditions de drainage résulte, entre autres, deux types d'essais triaxiaux :

1. **l'essai consolidé-drainé** (drainage ouvert pendant la compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les paramètres mécaniques effectifs : φ' et c' .
2. **l'essai non consolidé-non drainé** (drainage fermé pendant la compression isotrope et l'application du déviateur), il permet de mesurer les paramètres mécaniques non drainé : c_u et φ_u .

1.4.2 Essai consolidé-drainé (CD)

L'essai consolidé drainé permet d'étudier **le comportement à long terme**.

La résistance mécanique du sol est caractérisée par l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective c' . Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit (Fig. 1.14) :

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

Remarque

Le comportement à long terme peut également être étudié à partir d'un autre type d'essai triaxial : **l'essai consolidé-non drainé**, noté **CU** (drainage ouvert pendant la consolidation isotrope et fermé pendant l'application du déviateur).

Pendant le cisaillement de l'éprouvette, des surpressions interstitielles sont générées ($u \neq 0$) puisque le drainage est fermé. Il est possible de déterminer les contraintes effectives ($\sigma_1' = \sigma_1 - u$ et $\sigma_3' = \sigma_3 - u$) subies par le sol en mesurant la valeur de u . En traçant les cercles de Mohr à partir des contraintes effectives ainsi

calculées à la rupture on en déduit l'angle de frottement effectif φ' et la cohésion effective c' .

1.4.3 Essai non consolidé-non drainé (UU)

L'essai non consolidé et non drainé permet d'étudier le comportement à court

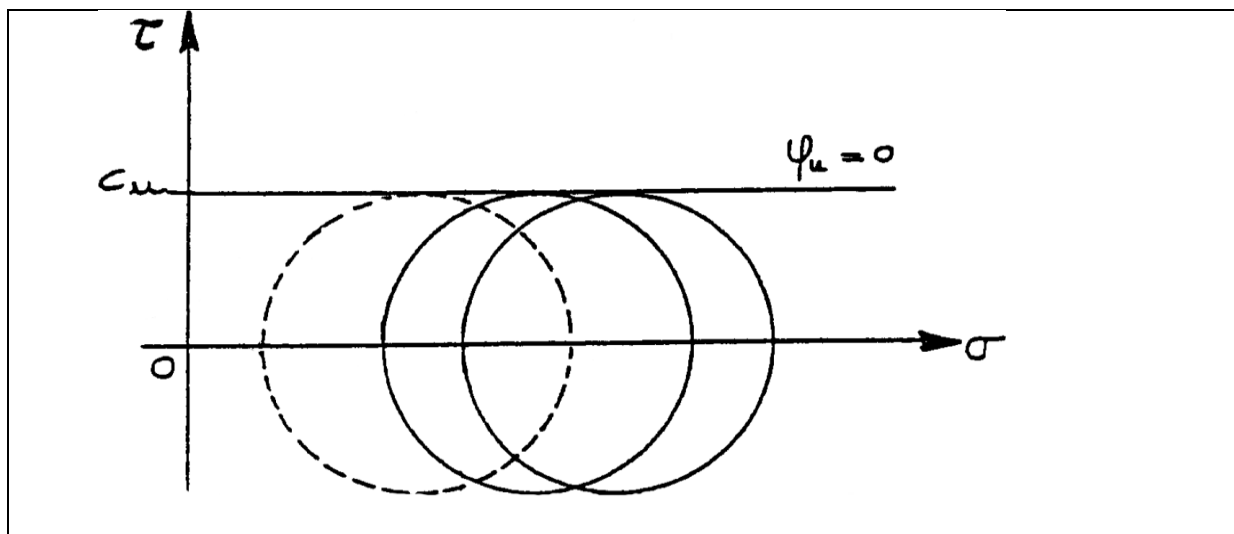


Figure I.14. Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.

terme du sol en place.

La résistance au cisaillement est indépendante de la valeur de la contrainte de confinement σ_3 . Par conséquent, le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de σ_3 .

L'enveloppe des cercles de Mohr est une droite parallèle à l'axe des abscisses dont l'ordonnée à l'origine est appelée cohésion non drainée, notée c_u (φ_u est en général égal à 0). Le critère de rupture s'écrit en contraintes totales :

$$\tau = \sigma \tan \varphi_u + c_u$$

en général, on réalise ce type d'essai uniquement sur des argiles (et non des sables).

