

1.3.2 Principe de l'essai triaxial

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé de section S . 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 .

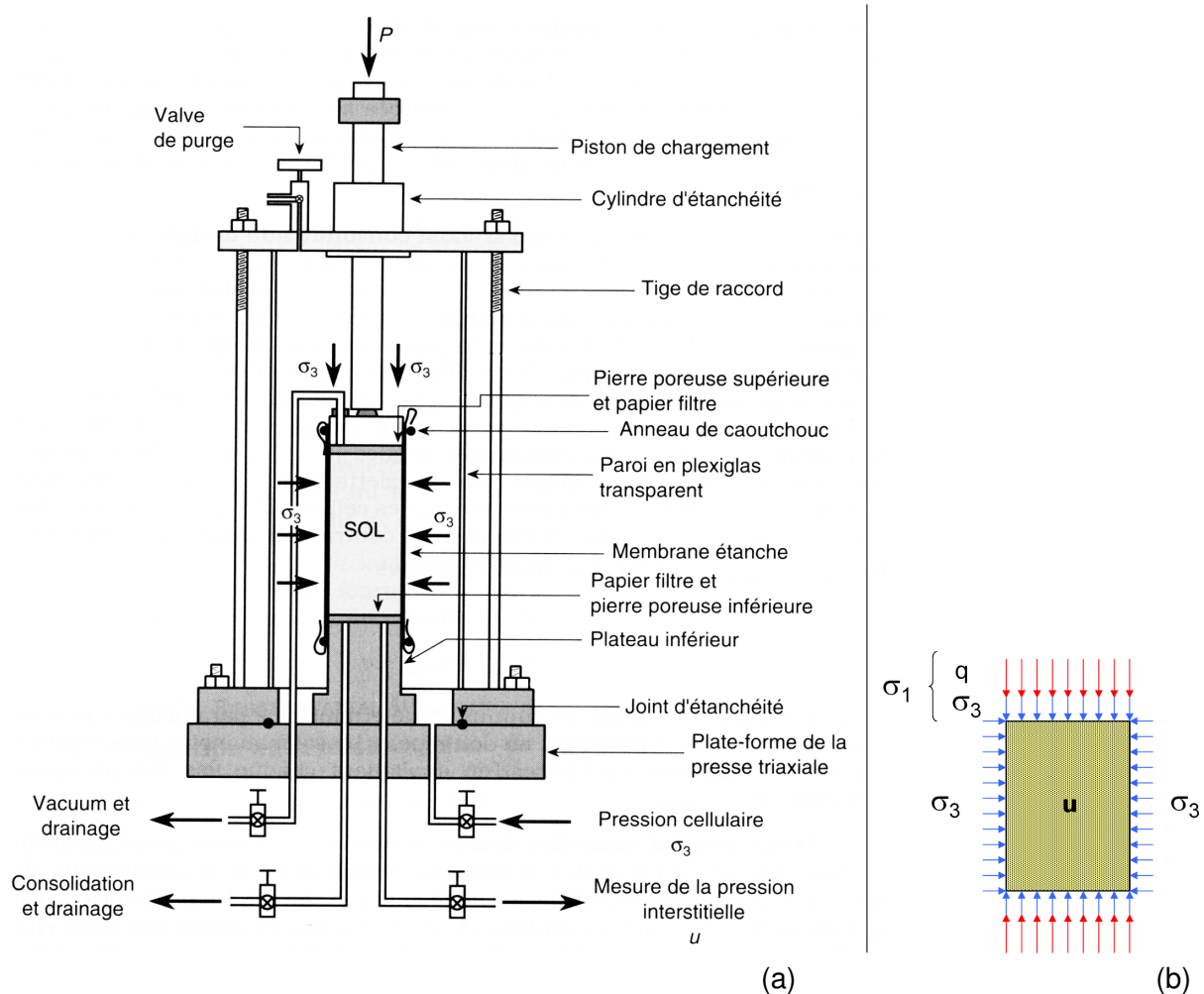


FIGURE 1.10 – (a) Cellule triaxiale ; (b) contraintes appliquées à l'éprouvette de sol.

- 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, Fig 1.10b).
- Dans la direction verticale agit la pression d'eau dans le cellule plus une contrainte d'intensité $q = P/S$ créée par le piston et appelée déviateur, Fig 1.10b . 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 1.11 si l'on se réfère au plan de Mohr) :

1. **une 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 α de la facette considérée la contrainte de cisaillement τ est toujours nulle),
2. **une deuxième étape de cisaillement**, durant laquelle on fait croître, avec la 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.

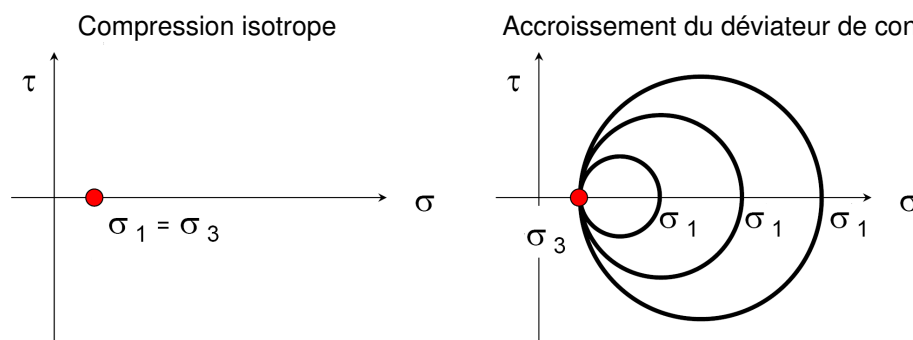


FIGURE 1.11 – Etapes de l'essai triaxial représenté dans le plan de Mohr.

1.3.3 Critère de Mohr-Coulomb

Lors de l'accroissement du déviateur de contrainte q , la contrainte σ_1 augmente ainsi que la taille du cercle de Mohr, correspondant à une augmentation des contraintes de cisaillement. Le cercle de Mohr augmente jusqu'à une taille maximale correspondant à l'état de rupture du sol (fig. 1.11).

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 1.12). Cette droite est le **critère de rupture de Mohr-Coulomb** (que nous avons déjà vu lors de l'essai à la boîte de cisaillement) défini par la relation :

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

Cette droite 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).

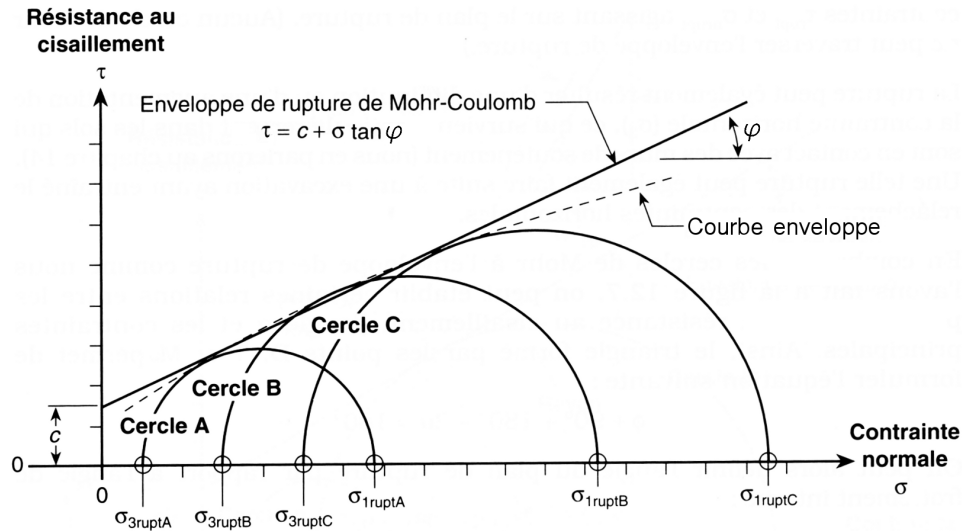


FIGURE 1.12 – Enveloppe des cercles de Mohr à la rupture et critère de Mohr-Coulomb.

1.3.4 Orientation des plans de rupture

L'orientation α 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) tel que montré sur la figure 1.13. Sachant que la somme des angles d'un triangle est égale à π et en appliquant ce raisonnement au triangle DMT de la figure 1.13 on a :

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

d'où :

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4} .$$

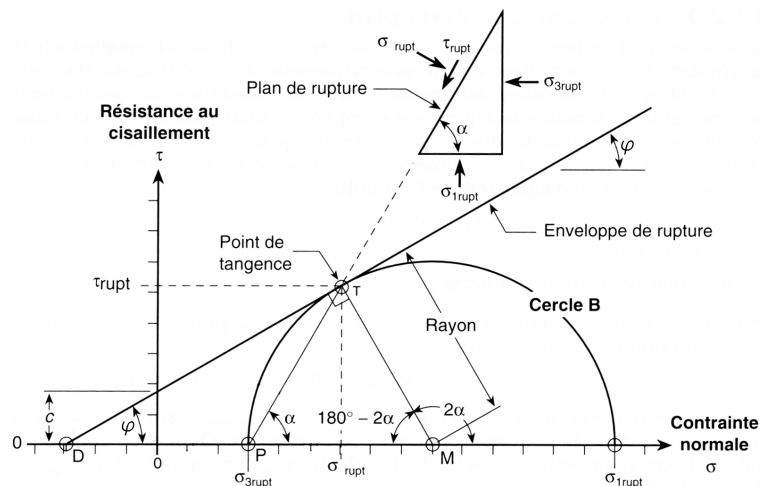


FIGURE 1.13 – Cercle de Mohr à la rupture pour le calcul de l'orientation des plans de rupture.

1.4 Conditions d'essais triaxiaux – paramètres de résistance mécanique

1.4.1 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 le 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 le 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) :

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

Pour les argiles normalement consolidées et les sables $c' = 0$.

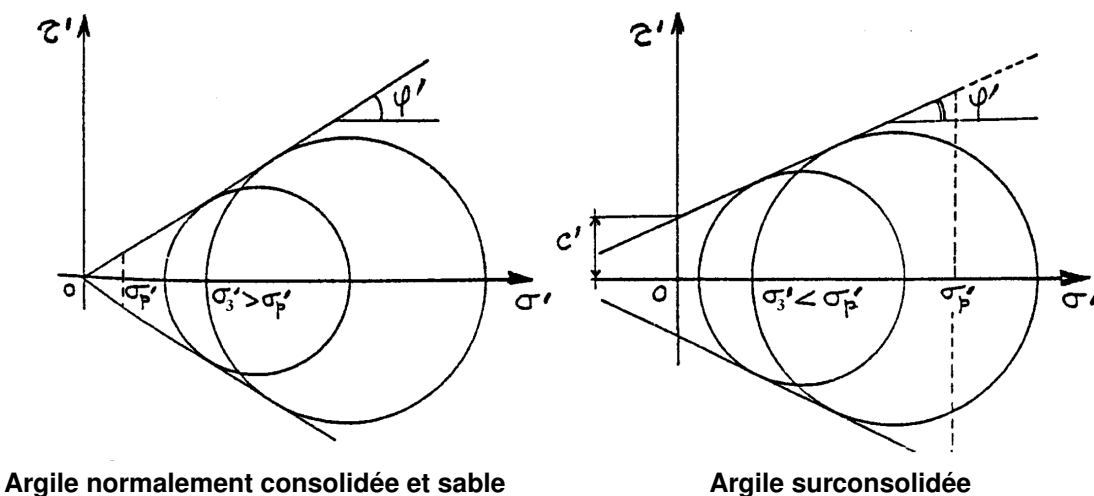


FIGURE 1.14 – Critère de Mohr-Coulomb obtenu après des essais consolidés-drainés.

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 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).

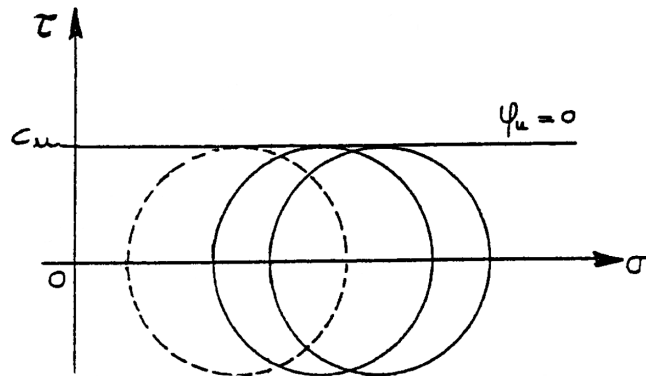


FIGURE 1.15 – Enveloppe des cercles de Mohr obtenus par des essais non consolidés-non drainés.

Cas particulier : essai de compression simple

Dans cet essai, **la contrainte σ_3 est nulle**, ce qui simplifie beaucoup le dispositif expérimental. La cohésion non drainée des argiles s'en déduit immédiatement, φ_u étant nul (Fig 1.16) :

$$C_u = \frac{R_c}{2},$$

où R_c correspond à σ_1 à la rupture, σ_1 étant directement déduit de la force F appliquée par le piston.

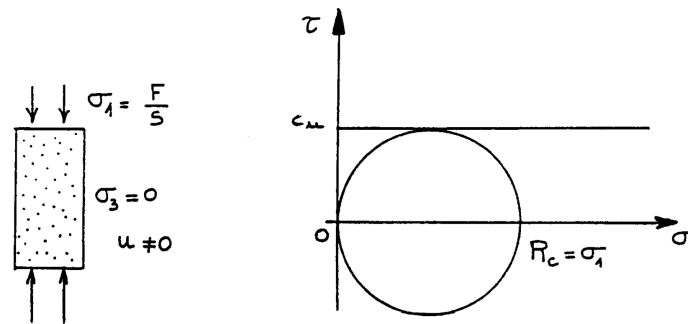


FIGURE 1.16 – Essai de compression simple.

1.4.4 Tableau de synthèse sur les propriétés mécaniques des sols

	Court Terme		Long Terme	
	c_u	φ_u	c'	φ'
Sable	raisonnement uniquement à long terme		0	moins de 30 à 40°
Argile normalement consolidée	10 à 100 kPa	0°	0	de 10 à plus de 20°
Argile surconsolidée	10 à 100 kPa	0°	plusieurs dizaines de kPa	de 10 à plus de 20°