



INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE TOULOUSE
Département de Sciences et Technologies Pour l'Ingénieur

3ème année - Ingénierie de la Construction

GÉOTECHNIQUE 1

Cours - Chapitres 4

GÉOTECHNIQUE 1

SOMMAIRE

Chapitre IV **LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT – ÉTUDE EN LABORATOIRE**

1 - NOTIONS ÉLÉMENTAIRES SUR LA RUPTURE DES SOLS

2 - RAPPELS SUR LES CONTRAINTES - CONVENTIONS

3 - CRITÈRE DE MOHR-COULOMB

4 - MESURE AU LABORATOIRE DES CARACTÉRISTIQUES DE RUPTURE

5 - REMARQUES QUALITATIVES

Annexe : Ordres de grandeur de la cohésion et de l'angle de frottement interne

BIBLIOGRAPHIE

LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT – ÉTUDE EN LABORATOIRE

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

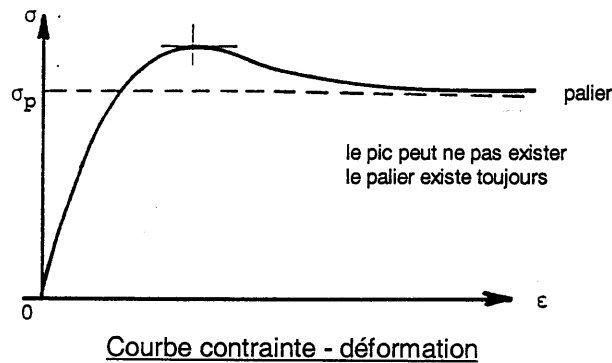
- vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée avec un coefficient de sécurité satisfaisant.

- s'assurer que le dimensionnement de l'ouvrage est compatible avec les tassements admissibles,

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

1 - NOTIONS ÉLÉMENTAIRES SUR LA RUPTURE DES SOLS

Lorsque le chemin expérimental suivi permet de grandes déformations, on obtient une courbe contrainte - déformation (loi de comportement) qui a l'allure de la figure 1.



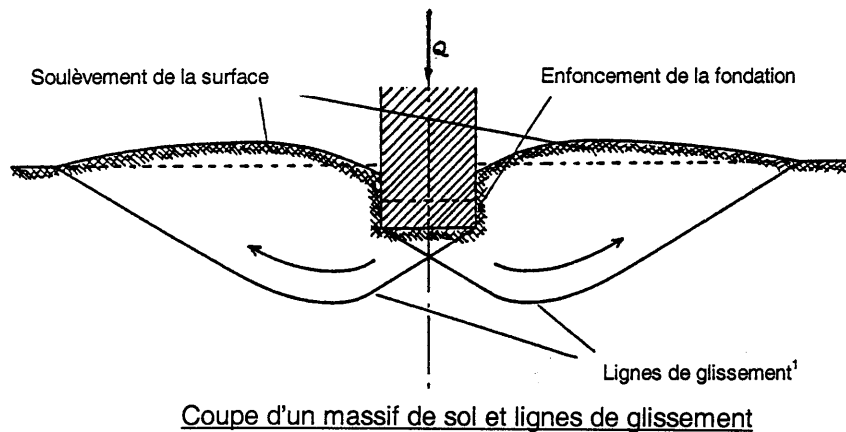
- Figure 1 -

On fait les approximations suivantes :

- dans le domaine des petites déformations : on considère que le comportement est linéaire et on applique la théorie de l'élasticité linéaire.
- dans le domaine des grandes déformations : le comportement est irréversible, on considère que l'on peut utiliser la théorie de la plasticité parfaite.

Considérons un massif de sol chargé et les contraintes qui résultent de ces charges en un point M du massif. En augmentant les charges, on augmente les contraintes. Ces dernières ne peuvent augmenter indéfiniment : en effet, les contraintes de cisaillement atteindront sur certaines faces dites surfaces de glissement ou surface de rupture une limite au-delà de laquelle les particules de sol glisseront les unes sur les autres (fig. 2).

La rupture du sol se produit par glissement relatif des grains les uns par rapport aux autres et non par rupture des grains eux-mêmes.



Coupe d'un massif de sol et lignes de glissement

- Figure 2 -

2 - RAPPELS SUR LES CONTRAINTES - CONVENTIONS

Les méthodes de calcul utilisées habituellement en Mécanique des Sols supposent que le sol est un matériau continu c'est à dire un milieu physique continu dont les transformations sont continues. L'hypothèse est d'autant meilleure que les particules sont petites. C'est une bonne approximation dans le cas des sols cohérents saturés. Par contre, il y a désaccord

- dans le cas de milieux granulaires, parce que le mouvement relatif des grains conduit à des discontinuités de déplacements,

- au moment de la rupture, lorsqu'il y a apparition de surfaces de glissement (surfaces de discontinuité).

Le présent paragraphe fait référence à des notions de mécanique des milieux continus qui seront seulement rappelées, leur démonstration n'entrant pas dans le cadre de cet enseignement.

2 - 1 - DISTRIBUTION DES CONTRAINTES AUTOUR D'UN POINT

2 - 1 - 1 - Tenseur des contraintes

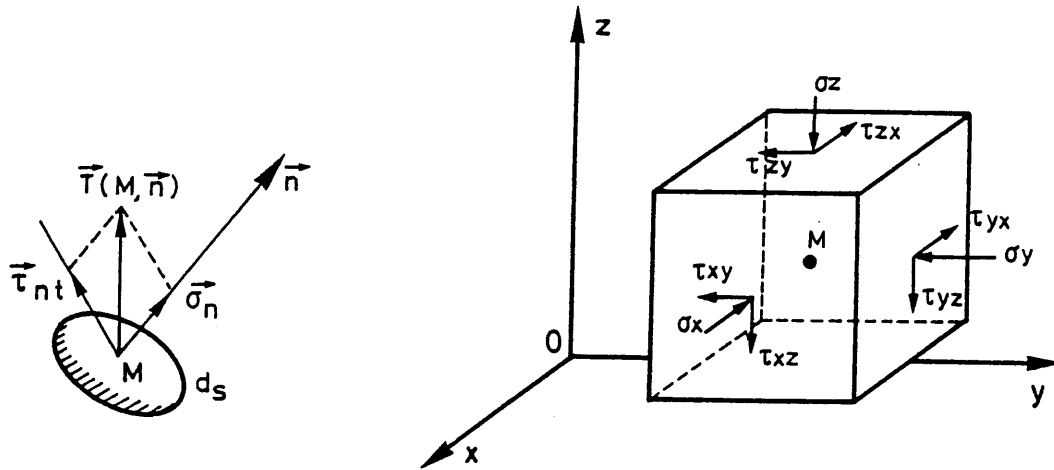
Le vecteur contrainte $\vec{T}(M, \vec{n})$ s'exerçant en M sur une facette dS se décompose suivant la normale \vec{Mn} à la facette et suivant le plan de la facette en une contrainte normale $\vec{\sigma}_n$ et une contrainte tangentielle (fig. 3-a).

En Mécanique des Sols, par convention, on compte positivement les contraintes normales de compression. On associe donc à toute facette une normale rentrante; une contrainte normale positive correspond ainsi à une compression.

On appelle tenseur des contraintes en un point M l'ensemble des contraintes en ce point, obtenu en donnant à la facette (c'est à dire à sa normale \vec{Mn}) toutes les orientations possibles (fig. 3-b).

$$\text{Il est noté : } (\Sigma)_{\{M,xyz\}} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

¹ On appelle ligne de glissement la trace, dans le plan d'étude, des surfaces de glissements.



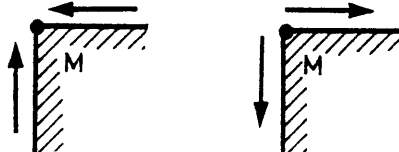
a - Vecteur contrainte

b - Composantes du tenseur des contraintes en un point M

- Figure 3 -

Sur deux facettes perpendiculaires les composantes des contraintes tangentielles normales à l'arête commune sont dirigées toutes deux soit vers l'arête commune soit en sens inverse et elles ont même intensité (fig. 4). Le tenseur des contraintes est donc symétrique.

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \tau_{yx} \\ \tau_{yz} &= \tau_{zy} \\ \tau_{zx} &= \tau_{xz} \end{aligned}$$

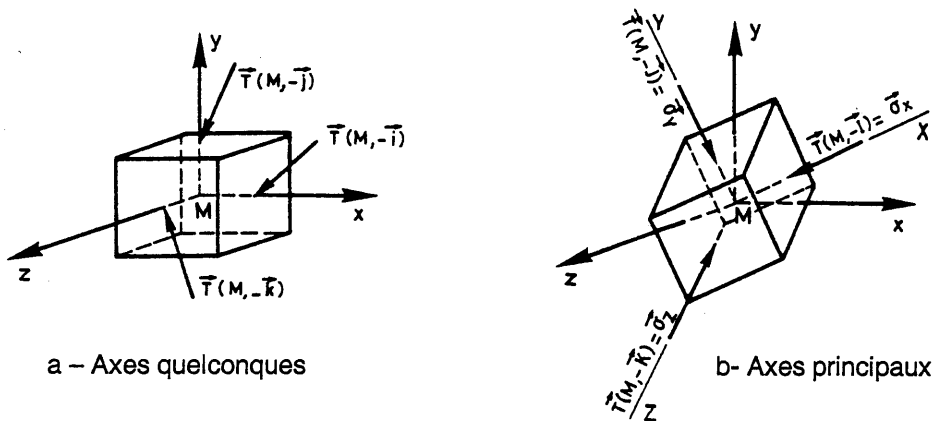


Contraintes de cisaillement sur deux facettes perpendiculaires

- Figure 4 -

Il existe en tout point M du milieu trois plans privilégiés pour lesquels la contrainte se réduit à une contrainte normale σ ($\tau = 0$). Ces plans sont appelés plans principaux, leurs normales directions principales et les contraintes correspondantes contraintes principales (majeure, intermédiaire, mineure) (fig. 5). On les note :

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 \quad (\text{par convention on pose } \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$$



a - Axes quelconques

b- Axes principaux

Contraintes sur un prisme élémentaire

- Figure 5 -

Les directions principales forment un trièdre trirectangle. Sur celui-ci on peut définir un repère direct appelé repère principal, noté $\{M, XYZ\}$. Dans le repère principal, le tenseur des

contraintes est diagonal, il s'écrit : $(\Sigma)_{\{M, XYZ\}} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}$

Les axes étant quelconques, repère $\{M, xyz\}$, sur une facette dont le vecteur normal unitaire \bar{n} a pour composantes (α, β, γ) s'exerce une contrainte qui a pour composantes dans le repère $\{O, xyz\}$ (relations de CAUCHY) :

$$\bar{T}(M, \bar{n}) \begin{cases} f = \alpha \cdot \sigma_x + \beta \cdot \tau_{xy} + \gamma \cdot \tau_{xz} \\ g = \alpha \cdot \tau_{xy} + \beta \cdot \sigma_y + \gamma \cdot \tau_{yz} \\ h = \alpha \cdot \tau_{xz} + \beta \cdot \tau_{yz} + \gamma \cdot \sigma_z \end{cases}$$

ou encore, sous forme matricielle :

$$\bar{T}(M, \bar{n}) = (\Sigma) \cdot \bar{n}$$

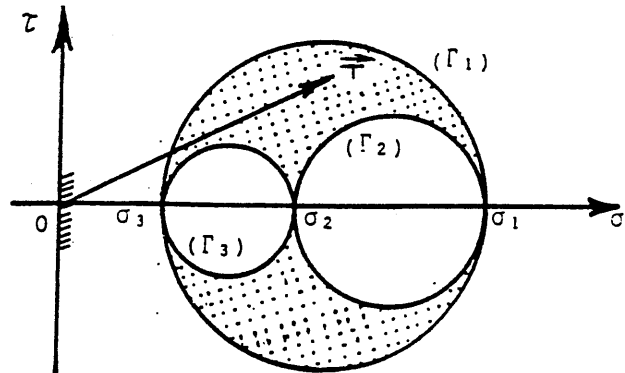
2 - 1 - 2 - Représentation plane : cercle de Mohr

La représentation de Mohr est une représentation plane du tenseur des contraintes dans des axes liés à la facette :

- axe des abscisses ($\overline{O\sigma}$) confondu avec la normale à la facette,
- axe des ordonnées ($\overline{O\tau}$) se déduisant de ($\overline{O\sigma}$) par une rotation de $+\pi/2$, il est confondu avec le support de la composante tangentielle de la contrainte.

Lorsque la facette tourne autour de M, l'extrémité du vecteur contrainte reste située, dans le plan de Mohr, à l'intérieur de deux triangles curvilignes délimités par trois cercles (Γ_1), (Γ_2), (Γ_3) centrés sur ($\overline{O\sigma}$) et appelés cercles de Mohr (fig. 6).

Ces cercles ont pour diamètre $(\sigma_1 - \sigma_2)$, $(\sigma_2 - \sigma_3)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$.



Cercles de Mohr
- Figure 6 -

2 - 1 - 3 - Problèmes à deux dimensions

- La plupart des problèmes de Mécanique des Sols sont traités à deux dimensions
 - soit parce que les ouvrages considérés ont une géométrie constante dans les plans perpendiculaires à la contrainte intermédiaire σ_2 et qu'ils sont suffisamment longs (talus, remblais, semelles filantes, murs, ...),
 - soit qu'il existe une symétrie de révolution (fondations circulaires, pieux, ...).

On se place dans un plan privilégié perpendiculaire à la contrainte principale intermédiaire. Ce plan d'étude (π) contient donc à la fois les contraintes principales majeure et mineure σ_1 et σ_3 , la normale (\bar{Mn}) considérée et le vecteur contrainte $\bar{T}(M, \bar{n})$.

Lorsque la facette tourne autour du point M, l'extrémité du vecteur contrainte décrit le cercle de Mohr de diamètre $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

2 - 1 - 4 - Composantes d'une contrainte s'exerçant sur une facette donnée (cas bidimensionnel)²

2 - 1 - 4 - 1 - Prenons pour repère de référence $\{M, xy\}$ (fig. 7).

La matrice, supposée connue, du tenseur des contraintes s'écrit : $(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix}$

La normale \bar{Mn} à la facette considérée fait un angle θ avec l'axe $\bar{Mx} \Rightarrow \bar{n} \begin{cases} \alpha = \cos \theta \\ \beta = \sin \theta \end{cases}$

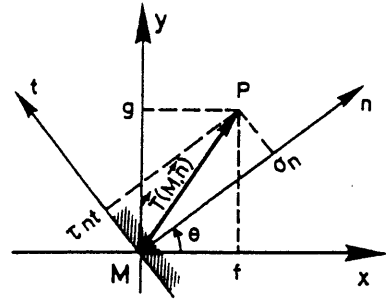
² voir sur l'intranet pédagogique de l'INSA : Géotechnique 1 - Cercle de Mohr (J. Lérau) présente une animation relative à ce paragraphe

On a :

Composantes de $\vec{T}(M, \vec{n})$ dans $\{M, xy\}$:

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \cos \theta \\ \sin \theta \end{pmatrix}$$

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_x \cos \theta + \tau_{xy} \sin \theta \\ \tau_{xy} \cos \theta + \sigma_y \sin \theta \end{pmatrix}$$



- Figure 7 -

Composantes de $\vec{T}(M, \vec{n})$ dans $\{M, nt\}$:

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_{nt} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} f \\ g \end{pmatrix}$$

d'où :

$\vec{T}(M, \vec{n}) \quad \left \begin{array}{l} \sigma_n = \sigma_x \cdot \cos^2 \theta + \sigma_y \cdot \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \\ \tau_{nt} = (\sigma_y - \sigma_x) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta + \tau_{xy} \cdot (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{array} \right.$
--

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2} \quad \sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2} \quad \cos^2 \theta - \sin^2 \theta = \cos 2\theta$$

d'où :

$\vec{T}(M, \vec{n}) \quad \left \begin{array}{l} \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos(-2\theta) + \tau_{xy} \cos(-2\theta + \frac{\pi}{2}) \\ \tau_{nt} = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin(-2\theta) + \tau_{xy} \sin(-2\theta + \frac{\pi}{2}) \end{array} \right.$

Les deux équations représentent la projection sur les axes $\vec{O}\sigma$ et $\vec{O}\tau$ de la relation vectorielle :

$$\vec{OP} = \vec{OI} + \vec{IQ} + \vec{QP}$$

Elles constituent l'équation d'un cercle en coordonnées paramétriques.

Ce cercle, centré en I $(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}, 0)$ sur \vec{Mn} , a pour rayon l'hypoténuse du triangle rectangle IQP;

$$\vec{IP} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Lorsque dans le plan physique la normale \vec{Mn} à la facette tourne d'un angle θ , le rayon \vec{IP} du cercle de Mohr tourne de -2θ .

Détermination des contraintes principales et des directions principales

On peut déterminer les directions principales

1° En exprimant que $\tau_{nt} = 0 \Rightarrow \tan 2\theta = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$

On obtient des valeurs de θ définies à $k \frac{\pi}{2}$ près. En reportant deux valeurs de θ définies

à $\frac{\pi}{2}$ près dans l'expression de σ_n , on obtient les contraintes principales σ_1 et σ_3 .

2° On peut également diagonaliser la matrice (Σ) .

Les valeurs propres donnent les contraintes principales : $\det |(\Sigma) - \lambda (I)| = 0$

Les vecteurs propres donnent les directions principales : $\vec{T}(M, \vec{n}) = (\Sigma) \vec{n} = \sigma_n \cdot \vec{n}$

(on exprime que le vecteur contrainte cherché est porté par la normale \vec{n})

2 - 1 - 4 - 2 - Prenons maintenant pour repère de référence le repère principal $\{M, XY\}$ (fig. 8).

La matrice, supposée connue, du tenseur des contraintes s'écrit : $(\Sigma) = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}$

La contrainte $\vec{\sigma}_1$ est portée par \vec{MX} et $\vec{\sigma}_3$ par \vec{MY} .

La normale \vec{Mn} à la facette considérée fait un angle θ avec l'axe \vec{MX} .

On a :

Composantes de $\vec{T}(M, \vec{n})$ dans $\{ M, X Y \}$:

$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \cos \theta \\ \sin \theta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_1 \cos \theta \\ \sigma_3 \sin \theta \end{pmatrix}$$

Composantes de $\vec{T}(M, \vec{n})$ dans $\{ M, nt \}$:

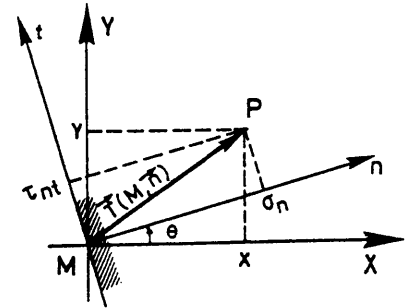
$$\vec{T}(M, \vec{n}) = \begin{pmatrix} \sigma_n \\ \tau_{nt} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix}$$

$$\vec{T}(M, \vec{n}) \left| \begin{array}{l} \sigma_n = \sigma_1 \cdot \cos^2 \theta + \sigma_3 \cdot \sin^2 \theta \\ \tau_{nt} = (\sigma_3 - \sigma_1) \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \end{array} \right.$$

$$\cos^2 \theta = \frac{1 + \cos 2\theta}{2} \quad \sin^2 \theta = \frac{1 - \cos 2\theta}{2}$$

d'où

$$\vec{T}(M, \vec{n}) \left| \begin{array}{l} \sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos(-2\theta) \\ \tau_{nt} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin(-2\theta) \end{array} \right.$$



- Figure 8 -

Les deux équations représentent la projection sur les axes $\vec{O}\sigma$ et $\vec{O}\tau$ de la relation vectorielle :

$$\vec{OP} = \vec{OI} + \vec{IP}$$

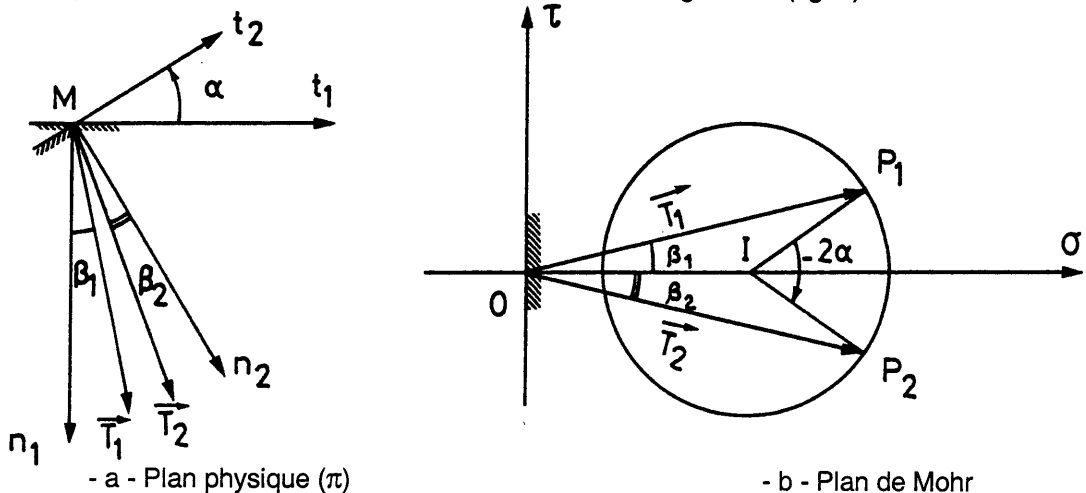
Elles constituent l'équation d'un cercle en coordonnées paramétriques.

Ce cercle, centré en I $(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0)$ sur \vec{Mn} , a pour rayon $\vec{IP} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.

Lorsque dans le plan physique la normale \vec{Mn} à la facette tourne d'un angle θ , le rayon \vec{IP} du cercle de Mohr tourne de -2θ .

Propriété importante :

P étant l'extrémité du vecteur contrainte, lorsque la normale à la facette, \vec{Mn} , tourne autour de M d'un angle α , le rayon \vec{IP} du cercle de Mohr tourne d'un angle -2α (fig. 9).



Vecteurs contraintes s'exerçant sur deux facettes faisant entr'elles un angle α

- Figure 9 -

2 - 2 - ÉQUATIONS DE L'ÉQUILIBRE LOCAL

L'équilibre statique d'un parallélépipède élémentaire au sein d'un milieu continu, s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - X = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} - Y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} - Z = 0 \end{cases}$$

où X, Y et Z désignent les composantes des forces de volume \vec{F} .
ou encore, sous forme matricielle :

$$\overrightarrow{\text{div}}(\Sigma) - \vec{F} = \vec{0}$$

Dans le cas d'un problème bidimensionnel, il vient :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} - X = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - Y = 0 \end{cases}$$

La plupart du temps les forces de volume se réduisent aux forces de pesanteur. Si l'axe \vec{Oy} est pris vertical ascendant, $X = 0$ et $Y = -\gamma$ (γ désignant le poids volumique du sol).

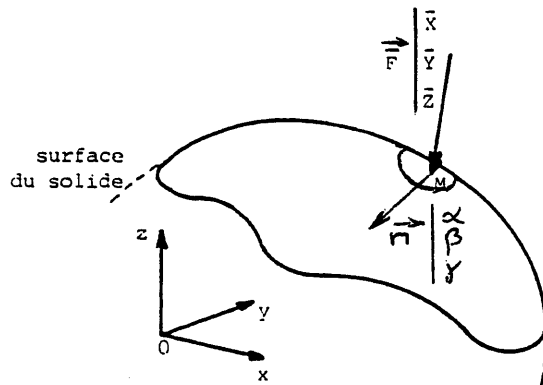
2 - 3 - CONDITIONS AUX LIMITES

L'équilibre d'un élément de volume débouchant à la surface du solide fournit les conditions aux limites (fig. 10).

On écrit l'identité : $(\Sigma) \cdot \vec{n} = \vec{F}$

$$\begin{cases} \alpha \cdot \sigma_x + \beta \cdot \tau_{xy} + \gamma \cdot \tau_{xz} = \bar{X} \\ \alpha \cdot \tau_{xy} + \beta \cdot \sigma_y + \gamma \cdot \tau_{yz} = \bar{Y} \\ \alpha \cdot \tau_{xz} + \beta \cdot \tau_{yz} + \gamma \cdot \sigma_z = \bar{Z} \end{cases}$$

en appelant \bar{X} , \bar{Y} et \bar{Z} les composantes de la force extérieure \vec{F} appliquée à l'unité de surface du corps et en désignant par α , β et γ les cosinus directeurs de la normale à la facette de l'élément appartenant à la surface du solide.



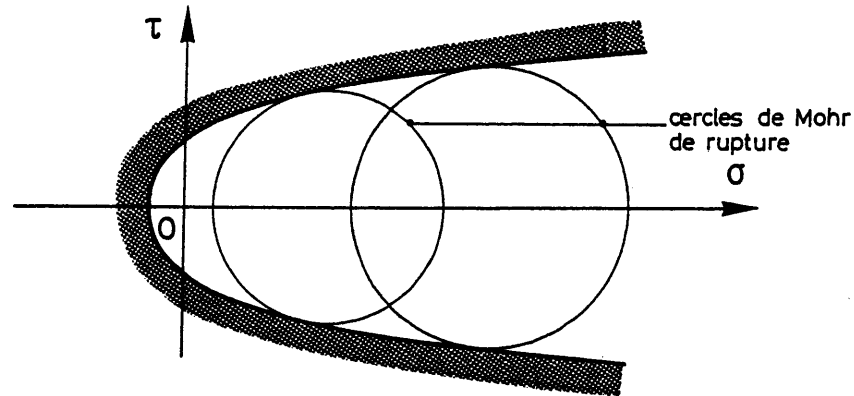
Vecteur contrainte à la surface du solide

- Figure 10 -

3 - CRITÈRE DE MOHR-COULOMB

3 - 1 - NOTION DE COURBE INTRINSÈQUE

En Mécanique des Sols on utilise la notion de courbe intrinsèque due à Caquot. La théorie est applicable à un matériau homogène et isotrope. Dans le plan de Mohr (σ , τ) la limite d'écoulement est représentée par une courbe, appelée courbe intrinsèque, qui sépare la zone des états de contrainte possibles de la zone des états de contrainte impossibles à développer dans le matériau, l'écoulement se produisant avant (fig. 11).



Courbe intrinsèque

- Figure 11 -

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr pour lesquels débute l'écoulement du matériau (cercles de Mohr de rupture). Lorsqu'un cercle est tangent à la courbe intrinsèque, l'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

Pour les sols sa détermination expérimentale de la courbe intrinsèque est relativement aisée.

3 - 2 - CRITÈRE DE COULOMB

L'expérience montre que la courbe intrinsèque d'un sol est constituée par deux demi-droites symétriques par rapport à l'axe ($\overline{O\sigma'}$) appelées droites de Coulomb.

Sols pulvérulents : les demi-droites passent par l'origine des axes.

Sols cohérents : les demi-droites ne passent par l'origine des axes → il existe une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle : la cohésion, notée c' .

L'angle des demi-droites avec ($\overline{O\sigma'}$), noté φ' , est appelé angle de frottement interne.

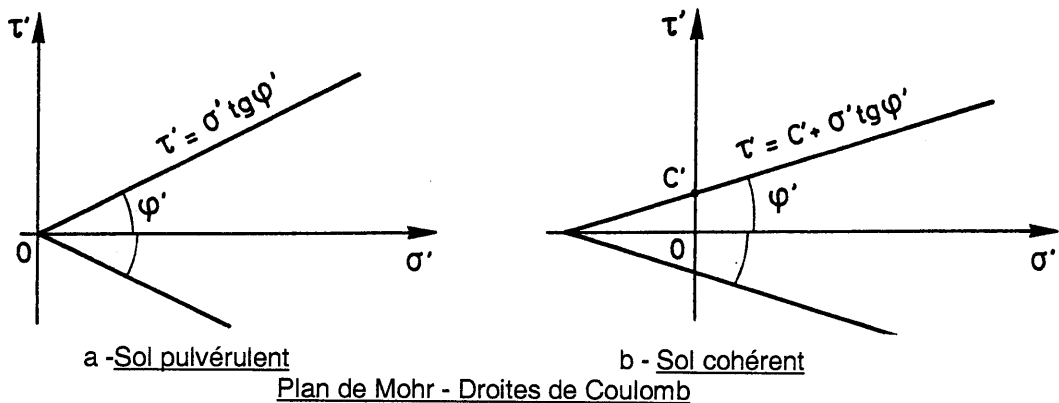
Equation des droites :

pour les sols pulvérulents : $|\tau'_f| = \sigma' \cdot \tan \varphi'$ (fig. 12-a)

pour les sols cohérents : $|\tau'_f| = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$ (fig. 12-b)

τ'_f : contrainte tangentielle de rupture.

Les deux demi-droites constituant la courbe intrinsèque sont appelées aussi droite de Coulomb. Il s'agit d'une loi de plasticité parfaite nommée critère de Coulomb.



a - Sol pulvérulent

b - Sol cohérent

Plan de Mohr - Droites de Coulomb

- Figure 12 -

Angle de frottement interne du sable :

L'angle de frottement interne a la même valeur que le sable soit sec, humide ou saturé. La raison en est que le frottement entre les grains n'est pas altéré ou modifié par la présence d'eau et que la perméabilité des sables est suffisamment grande pour qu'aucune surpression

interstitielle ne puisse s'y développer (sauf cas particulier des séismes et des chargements très rapides).

Pour les sables, Kérisel a donné la formule : $e \cdot \tan \varphi' = K$ avec $K = 0,55$.

Pour $0,45 < e < 1$ on obtient $29^\circ < \varphi' < 50^\circ$

Angle de talus naturel (sable) :

Considérons un talus de sable sec d'angle β . A la profondeur h , sur un plan parallèle à la pente la contrainte est verticale et a pour composantes (fig. 13) :

$$\begin{cases} \sigma'_n = \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \\ \tau'_{nt} = \gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \end{cases}$$

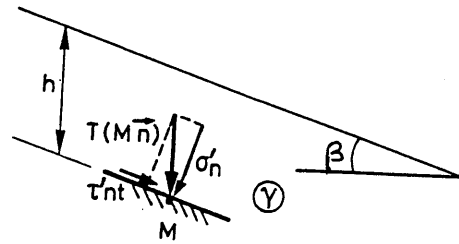
Soit φ' l'angle de frottement interne du sable, pour que le sable reste en équilibre il faut que :

$$\tau'_{nt} \leq \tau'_f = \sigma'_n \cdot \tan \varphi' \quad \Rightarrow$$

$$\gamma \cdot h \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta \leq \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \varphi'$$

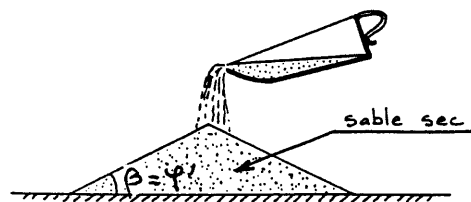
$$\text{d'où : } \tan \beta \leq \tan \varphi' \quad \Rightarrow \quad \beta \leq \varphi'$$

φ' correspond à l'angle de talus naturel : c'est la pente limite que prendra un talus en sable sec avec le temps. Cette pente correspond généralement à une valeur minimale de l'angle de frottement interne du matériau³ (fig. 14).



Contrainte s'exerçant sur une facette parallèle à la pente

- Figure 13 -



Angle de talus naturel

- Figure 14 -

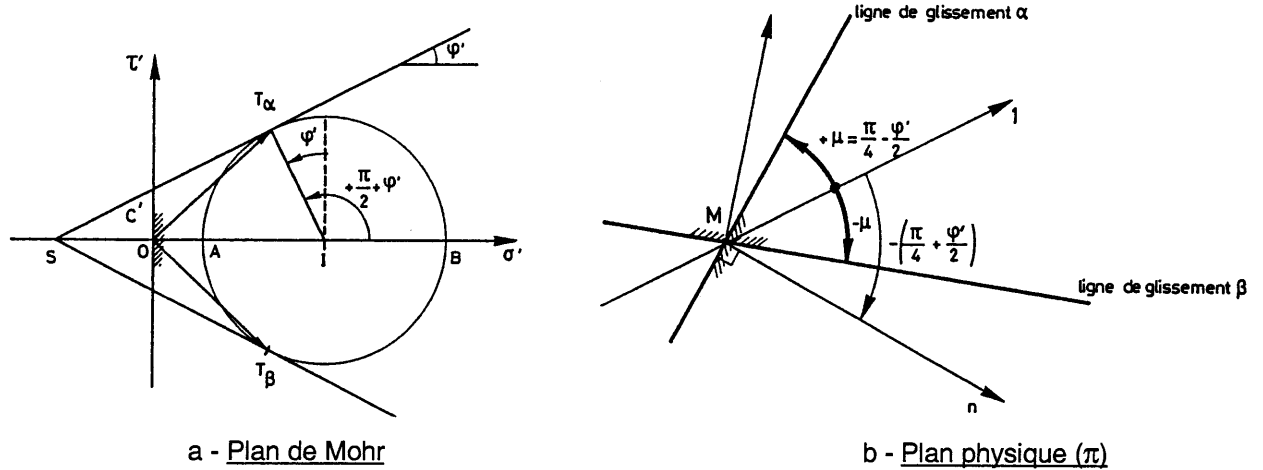
3 - 3 - LIGNES DE GLISSEMENT

On appelle ligne de glissement la trace, dans le plan d'étude, des plans de glissements (plans de rupture).

Soit un massif de sol homogène de caractéristiques mécaniques c' et φ' en état de rupture. Supposons connues, en un point M, les contraintes principales et les directions principales. Traçons un cercle de Mohr de rupture correspondant (fig. 15-a). Les propriétés géométriques du cercle de Mohr permettent de déterminer l'orientation des normales aux lignes de glissement puis les lignes de glissement elles-mêmes.

On observe que les lignes de glissement forment toujours avec la contrainte principale majeure un angle $\pm \mu = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$ (fig. 15-b). μ , appelé angle de glissement est uniquement fonction de φ' , il est indépendant de la cohésion c' du sol et de l'état de contrainte.

³ φ' dépend de l'état de compacité du sable



- Figure 15 -

|| 3 - 4 - RELATIONS ENTRE CONTRAINTES PRINCIPALES AU MOMENT DE LA RUPTURE

Exprimons que le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque (fig. 16) :

$$\overline{IT} = \overline{IR} + \overline{RT} \Rightarrow$$

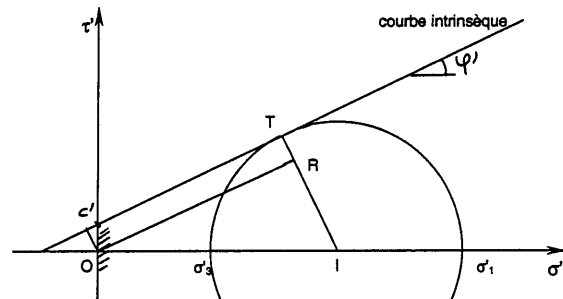
$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi'$$

$$\sigma'_1 (1 - \sin \varphi') = \sigma'_3 (1 + \sin \varphi') + 2c' \cdot \cos \varphi'$$

$$\sigma'_1 = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \sigma'_3 + 2c' \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'}$$

En posant $\tan \frac{\varphi'}{2} = t$ on a :

$$\sin \varphi' = \frac{2t}{1+t^2} \quad \text{et} \quad \cos \varphi' = \frac{1-t^2}{1+t^2} \quad \text{il vient :}$$



- Figure 16 -

$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \frac{1 + \frac{2t}{1+t^2}}{1 - \frac{2t}{1+t^2}} = \frac{1+t^2+2t}{1+t^2-2t} = \left(\frac{1+t}{1-t} \right)^2 = \left(\frac{\tan \frac{\pi}{4} + \tan \frac{\varphi'}{2}}{1 - \tan \frac{\pi}{4} \cdot \tan \frac{\varphi'}{2}} \right)^2 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

et

$$\frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \frac{\frac{1-t^2}{1+t^2}}{1 - \frac{2t}{1+t^2}} = \frac{1-t^2}{1+t^2-2t} = \frac{(1+t)(1-t)}{(1-t)^2} = \left(\frac{1+t}{1-t} \right) = \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

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

De façon analogue :
$$\sigma'_3 = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \sigma'_1 - 2c' \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'}$$

On montre que :
$$\frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad \text{et} \quad \frac{\cos \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

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

avec :

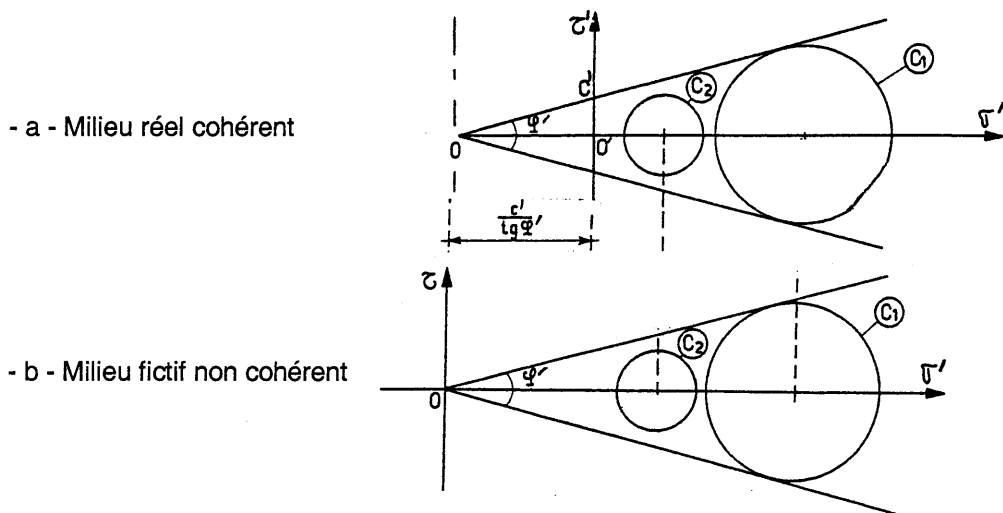
$$\frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) = \cot^2 \mu \quad \text{et} \quad \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) = \tan^2 \mu$$

3 - 5 - THÉORÈME DES ÉTATS CORRESPONDANTS

La figure 17-a représente la courbe intrinsèque d'un sol cohérent et frottant ($c' \neq 0$; $\varphi' \neq 0$) avec deux cercles de Mohr, C_1 (correspondant à un point en équilibre limite) et C_2 (correspondant à un point en équilibre surabondant).

La figure 17-b représente la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent ($c = 0$) de même angle de frottement interne que le sol précédent. L'axe $\overline{O\tau}$ a subi une translation égale à $\overline{OO'}$. L'état du sol vis-à-vis de la rupture est identique dans les deux cas. Opérer une translation de l'axe $\overline{O\tau}$, de module $c'/\tan \varphi'$, revient à appliquer une contrainte normale supplémentaire d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$ sur chaque facette de chaque point, quelle que soit sa direction. Il s'agit d'une contrainte isotrope, d'où le théorème des états correspondants, dû à Caquot :

Un milieu cohérent et frottant est équivalent à (peut être transformé en) un milieu pulvérulent de même angle de frottement interne à condition d'appliquer sur la surface limite du massif d'une pression hydrostatique d'intensité égale à $c'/\tan \varphi'$.



Théorème des états correspondants

- Figure 17 -

4 - MESURE AU LABORATOIRE DES CARACTÉRISTIQUES DE RUPTURE

Les essais sont réalisés sur des éprouvettes prélevées sur des carottes de sondages. L'échantillon est donc décomprimé puisqu'il est soumis à une contrainte totale nulle. L'eau interstitielle est alors mise en tension. Pour un essai donné, les éprouvettes doivent être aussi semblables que possible.

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.

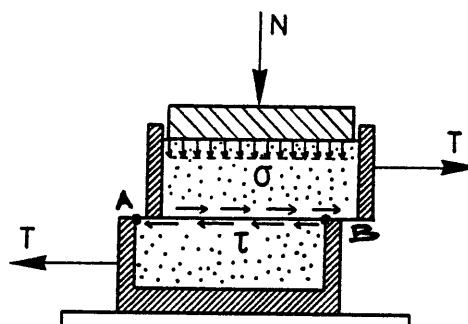
Pour déterminer les droites de Coulomb, deux types d'appareils sont couramment utilisés :

- l'appareil de cisaillement direct ou appareil de Casagrande,
- l'appareil triaxial.

4 - 1 - APPAREIL DE CISAILLEMENT DIRECT

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

L'éprouvette de sol (section circulaire ou carrée, épaisseur ≈ 4 cm) est placée à l'intérieur deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N constant pendant toute la durée de l'essai (fig. 18).



Boîte de cisaillement

- Figure 18 -

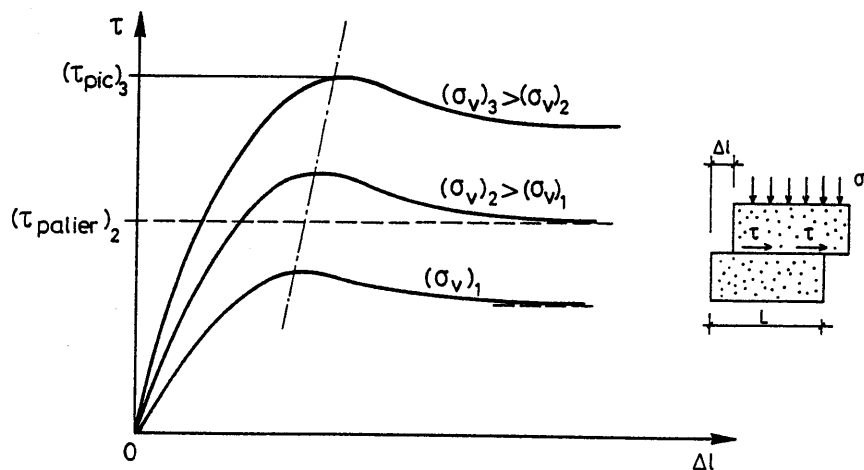
Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique. Un capteur de déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes, un second capteur, vertical, permet de mesurer la variation de hauteur de l'échantillon (tassement ou gonflement).

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

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

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

L : longueur (ou diamètre) de l'échantillon Δl : déplacement relatif horizontal



Courbes contrainte - déplacement

- Figure 19 -

En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture τ_r (ou résistance au cisaillement) pour une con-

trainte normale donnée σ . A chaque essai correspond, dans le plan de Mohr $\{O, \sigma\tau\}$, un point de la courbe intrinsèque de coordonnées (σ, τ_f) . La courbe intrinsèque est obtenue en portant pour plusieurs essais, effectués avec des valeurs de σ différentes, les points correspondant à la rupture dans le plan de Mohr.

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 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 produites sont des contraintes effectives et les caractéristiques déterminées sont les caractéristiques c' et φ' du comportement à long terme.

4 - 2 - APPAREIL TRIAXIAL

4 - 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. 20). La surface latérale de l'éprouvette est entourée d'une membrane en caoutchouc 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.

L'essai comporte deux phases au cours desquelles l'éprouvette est soumise à :

- une pression hydrostatique σ_0 , appelée pression cellulaire
- à laquelle se superpose une contrainte axiale d'intensité $\frac{F}{S}$, appelée déviateur et notée

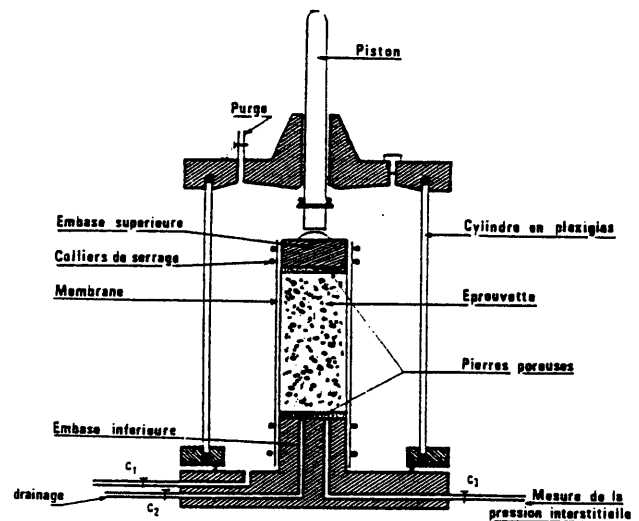
q , appliquée par l'intermédiaire d'un piston. La contrainte axiale totale est alors : $\sigma_a = \sigma_0 + \frac{F}{S}$

Le système est à symétrie axiale. Dans l'échantillon les contraintes principales sont en tout point égales à (fig. 21 - a) :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_0 \end{cases}$$

Ce sont des contraintes imposées. On peut raisonner sur un plan diamétral de l'éprouvette (vertical, passant par l'axe de l'éprouvette), le problème est alors ramené à un problème bidimensionnel.

L'essai 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.



Cellule triaxiale

- Figure 20 -

On trace, dans le plan de Mohr $\{O, \sigma\tau\}$, les cercles de Mohr de rupture pour plusieurs valeurs de σ_0 .

La courbe intrinsèque est la tangente commune aux cercles de rupture.

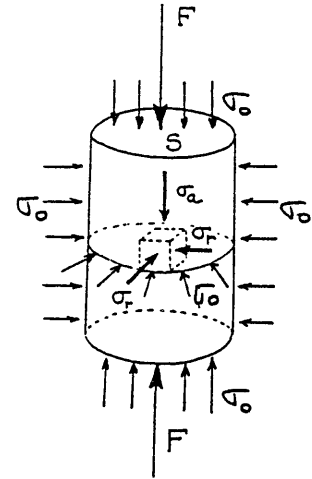
Orientation des plans de rupture

La théorie du cercle de Mohr permet de prévoir l'inclinaison des plans de rupture (fig. 21-b et c).

Ces derniers font avec la contrainte principale majeure (l'axe de l'éprouvette)

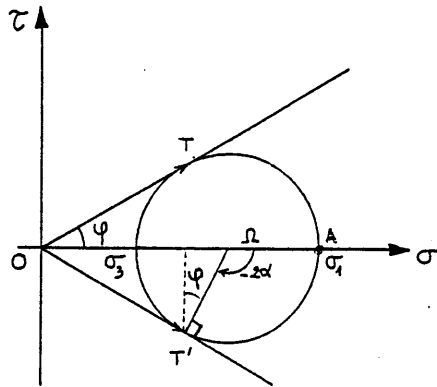
$\vec{\sigma}_1$ un angle $\pm \mu = \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$. Ils correspondent aux deux points de contact T et T'.

En raison de la symétrie de révolution de nombreux plans de rupture peuvent se développer et conduire à une déformation "en tonneau" de l'éprouvette.

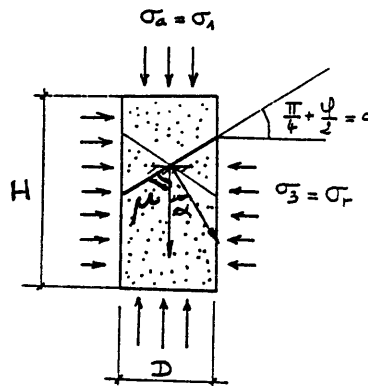


$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_0 + \frac{F}{S} \\ \sigma_r = \sigma_0 \end{cases}$$

a - Etat de contrainte



b - Plan de Mohr



c - Orientation des plans de rupture

- Figure 21 -

Pour que le plan de rupture puisse se développer sans être limité par les extrémités de l'échantillon, il est nécessaire que l'on ait : $\frac{H}{D} > \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)$

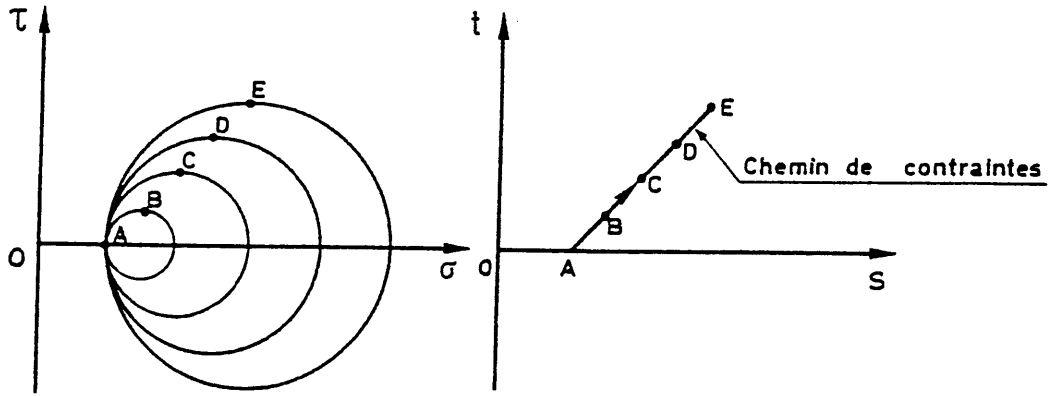
H et D étant respectivement la hauteur et le diamètre de l'échantillon

Le rapport $\frac{H}{D}$ est appelé élancement. Il est en général pris égal à 2, ce qui correspond à un angle ϕ'_{max} de 37°.

4 - 2 - 2 - Variables de Lambe - Chemin de contraintes

Dans le plan de Mohr l'état de contrainte est représenté par un cercle. Ce cercle peut être défini par les coordonnées s et t de son sommet ($s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ et $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$) appelées variables de Lambe.

L'histoire de l'état de contrainte pendant toute la durée de l'essai, jusqu'à la rupture, est représentée dans le plan de Mohr (repère {O, sigma, tau}) par une famille de cercles et dans le plan de Lambe (repère {O, s, t}) par une courbe appelée chemin de contrainte (fig. 22).



Plan de Mohr $\{O, \sigma, \tau\}$ et plan de Lambe $\{O, s, t\}$

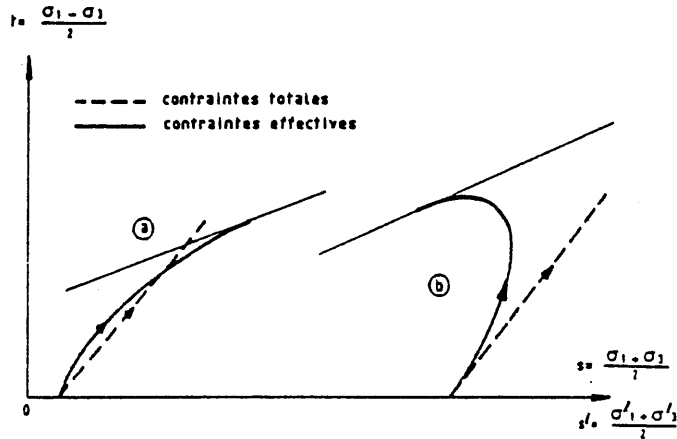
- Figure 22 -

En contraintes totales, le chemin de contrainte d'un essai triaxial est une droite de pente $\frac{\Delta t}{\Delta s} = 1$ ($\Delta s = \frac{\Delta \sigma_1}{2}$ et $\Delta t = \frac{\Delta \sigma_1}{2}$ puisque $\sigma_3 = \sigma_0 = c^{ste}$). Elle fait un angle de 45° avec l'axe \vec{Os} et passe par le point $A(\sigma_3, 0)$.

En contraintes effectives :

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - u + \sigma_3 - u}{2} = s - u \quad \text{et} \quad t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = \frac{\sigma_1 - u - (\sigma_3 - u)}{2} = t$$

En contraintes effectives, pour un essai non drainé, l'allure du chemin de contraintes est différente suivant l'état du matériau (normalement consolidé ou surconsolidé) (fig. 23).



a - sol surconsolidé b - sol normalement consolidé

Représentation des chemins de contraintes dans un essai non drainé

- Figure 23 -

4 - 3 - CONDITIONS D'ESSAIS - PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES

Suivant les conditions de drainage lors de l'application de la pression cellulaire σ_0 puis du déviateur q trois types d'essais peuvent envisagés :

- l'essai consolidé - drainé, noté C.D.
- l'essai non consolidé - non drainé, noté U.U.
- l'essai consolidé - non drainé, noté C.U.

L'essai U.D. n'est pas envisageable : il conduirait à une consolidation pendant le cisaillement !

4 - 3 - 1 - Essai C.D.

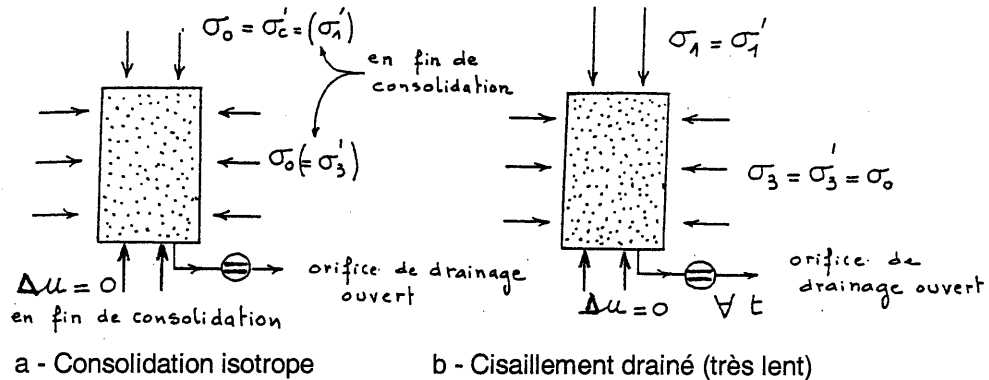
L'essai consolidé drainé permet déterminer la courbe intrinsèque du squelette du sol et les caractéristiques c' et φ' ; on étudie alors le comportement du sol à long terme.

L'essai est réalisé en deux temps :

1° On consolide l'échantillon sous une contrainte isotrope $\sigma'_c = \sigma_0$ (fig. 24-a). Pour cela on maintient constante la pression hydrostatique, orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la surpression interstitielle se soit annihilée ($\Delta u = 0$). Le processus prend une journée environ. Une burette graduée connectée à l'orifice de drainage permet d'apprécier la fin de la consolidation (arrêt du déplacement du ménisque).

2° La contrainte latérale d'intensité $\sigma_0 (= \sigma'_3)$ restant constante et l'orifice de drainage étant laissé ouvert on cisaille (on écrase) l'éprouvette en augmentant très lentement la contrainte axiale σ_1 , de façon à ce qu'à tout instant la surpression interstitielle reste nulle ($\Delta u = 0$) (fig. 24-b). L'essai est poursuivi jusqu'à la rupture.

L'essai drainé est long et n'est valable que s'il est effectué à très faible vitesse (raccourcissement de l'éprouvette de quelques μm par minute au maximum).



Procédure de l'essai C.D.

- Figure 24 -

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 ($\overrightarrow{O\sigma}$).

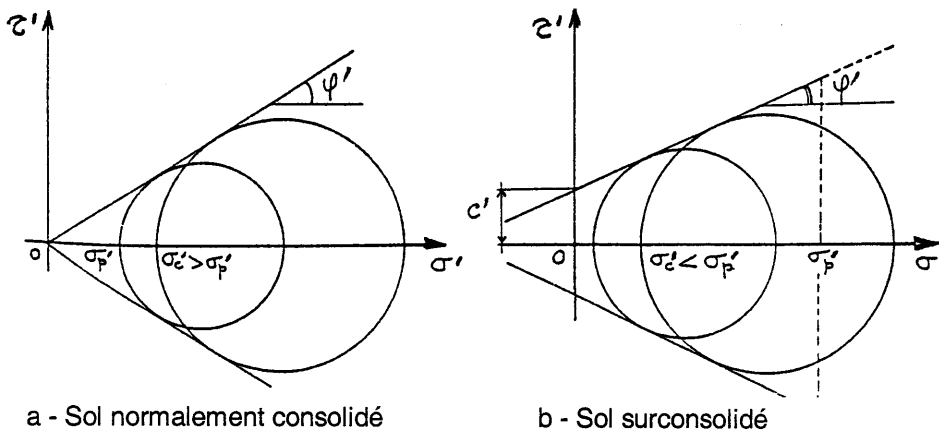
c' : cohésion effective ou cohésion drainée, ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

La droite intrinsèque a pour équation, dans le cas d'un sol fin saturé :

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

Les sols normalement consolidés ne présentent pas de cohésion effective (fig. 25-a).

Dans les sols surconsolidés, la cohésion effective est due à une adhésion entre les grains provoquée par la préconsolidation (fig. 25-b).



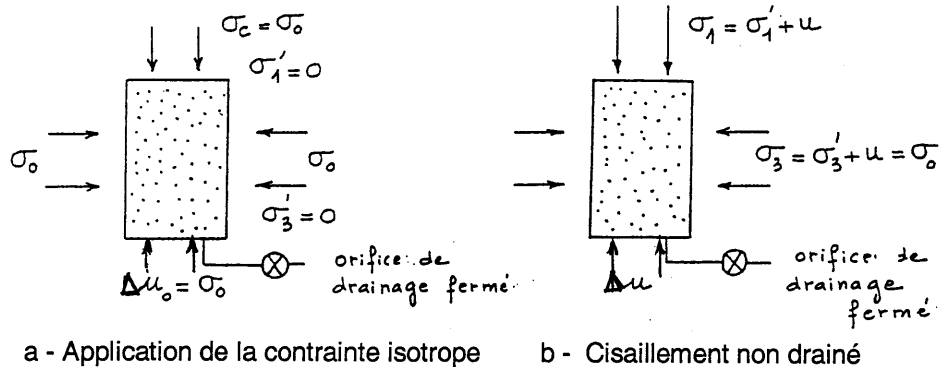
Courbes intrinsèques

- Figure 25 -

4 - 3 - 2 - Essai U.U.

L'essai non consolidé - non drainé correspond au comportement à court terme du sol en place.

L'échantillon est soumis, orifice de drainage fermé, à l'état de contrainte isotrope σ_0 (fig. 26-a). Puis, toujours avec l'orifice de drainage fermé, on procède au cisaillement en augmentant jusqu'à la rupture la contrainte axiale σ_1 (la contrainte latérale σ_3 étant maintenue constante) (fig. 26-b).

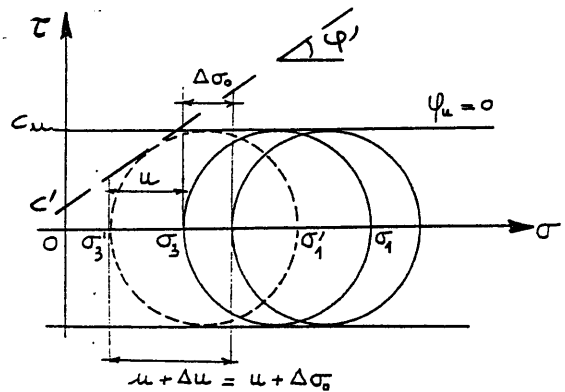


Procédure de l'essai U.U.

- Figure 26 -

La résistance au cisaillement du sol ainsi déterminée est indépendante de la valeur de la contrainte isotrope initiale. Le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de σ_0 .

L'enveloppe des cercles de Mohr est une droite parallèle à l'axe $\vec{O}\sigma$ dont l'ordonnée à l'origine, appelée cohésion non drainée, est notée c_u (φ_u est égal à 0) (fig. 27).



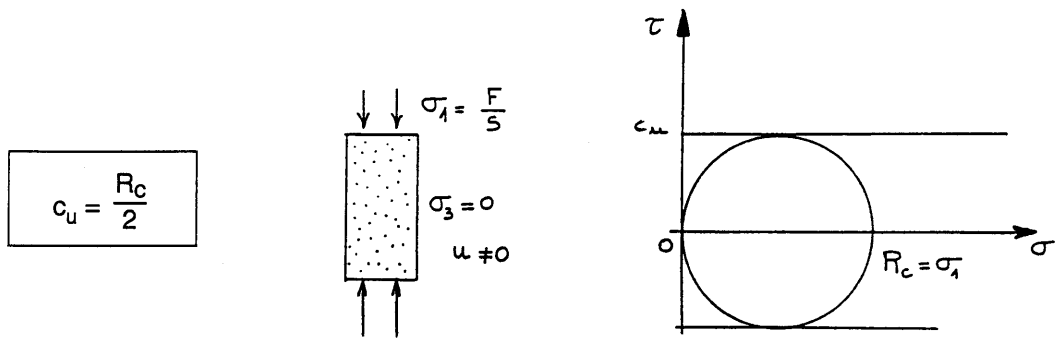
- Figure 27 -

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

Si on mesure la pression interstitielle pendant l'essai on peut déterminer les contraintes effectives au moment de la rupture et tracer le cercle de Mohr correspondant. Il est tangent à la courbe intrinsèque de paramètres c' et φ' . A tous les cercles en contraintes totales obtenus avec différentes valeurs de σ_0 (c'est à dire de σ_3) ne correspond qu'un seul cercle en contraintes effectives, u augmentant de la même quantité Δu que σ_3 . Ceci montre bien que dans ce cas la résistance au cisaillement ne dépend pas de σ_3 .

Cas particulier : Essai de compression simple (fig. 28)

La contrainte axiale de rupture, notée R_c , est appelée résistance à la compression simple. La cohésion non drainée des argiles saturées s'en déduit immédiatement, φ_u étant nul.



Essai de compression simple

- Figure 28 -

Remarque :

En fait R_c est généralement légèrement supérieur à $2 c_u$, car le sol en contact avec l'air n'est jamais complètement saturé et l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture n'est pas parallèle à $\vec{O}\sigma$.

4 - 3 - 3 - Essai C.U.

L'essai consolidé - non drainé a deux objectifs :

- Déterminer les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme (c' et ϕ') en mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture.
- Déterminer la variation de la cohésion non drainée c_u en fonction de la contrainte de consolidation σ'_c .

Les caractéristiques de la résistance au cisaillement à long terme, c' et ϕ' , sont obtenues en traçant les cercles de Mohr de rupture en contraintes effectives (la pression interstitielle au moment de la rupture est connue).

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

L'essai C.U. présente l'avantage d'être plus rapide donc plus économique que l'essai C.D.

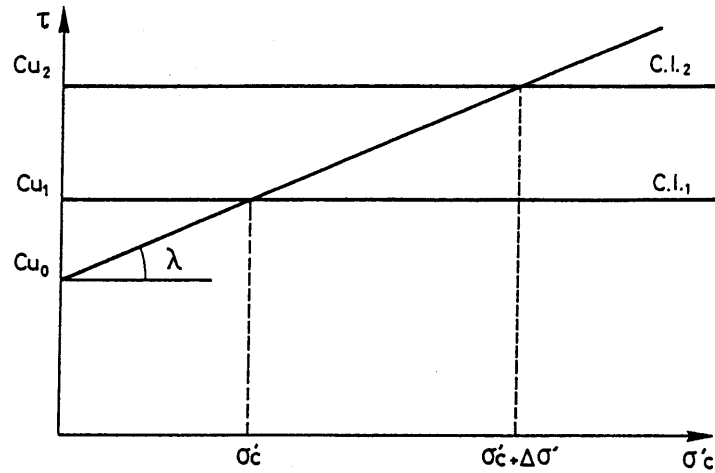
L'essai est réalisé en deux temps :

1° On consolide l'échantillon sous une contrainte isotrope $\sigma'_c = \sigma_0$, comme dans l'essai C.D.

2° L'orifice de drainage étant fermé et la contrainte latérale σ_3 étant maintenue constante, on cisaille l'échantillon en augmentant, jusqu'à la rupture, la contrainte axiale σ_1 .

Variation de la cohésion non drainée c_u

Le rayon du cercle de Mohr à la rupture d'un premier essai, en contraintes totales, donne la cohésion non drainée c_{u1} correspondant à la valeur σ'_c . Si on recommence un autre essai avec une autre valeur de σ'_c , supérieure à la précédente, on obtiendra une valeur de la cohésion $c_{u2} > c_{u1}$. Les points de coordonnées σ'_c et c_u sont alignés sur une droite de pente λ et d'ordonnée à l'origine c_{u0} (fig. 29). Cette droite qui n'est pas la courbe intrinsèque traduit le comportement du mélange solide-liquide. Elle montre que la variation de c_u est linéaire en fonction de σ'_c .



Variation de la cohésion non drainée c_u

- Figure 29 -

La variation de c_u est de la forme :

$$c_u = c_{u0} + \sigma'_c \cdot \tan \lambda$$

Le coefficient d'accroissement de la cohésion non drainée, noté $\tan \lambda$, permet de calculer l'accroissement Δc_u de la cohésion non drainée correspondant à une augmentation $\Delta \sigma'_c$ de la pression de consolidation.

$$\tan \lambda = \frac{\Delta c_u}{\Delta \sigma'_c}$$

On se servira du paramètre $\tan \lambda$ par exemple dans le cas d'un remblai fondé sur une couche d'argile molle et monté par étapes. Il permet de calculer l'accroissement de cohésion Δc_u après une étape donnée de la construction et d'en déduire la charge qui peut être appliquée à l'étape suivante.

5 - REMARQUES QUALITATIVES

5 - 1 - NOTION DE COURT TERME ET DE LONG TERME

On schématise les états mécaniques en deux situations :

- le court terme : c'est la phase initiale, de chantier, pendant laquelle le sol est soumis à des sollicitations sans drainage, c'est à dire à volume constant (en admettant que le sol est saturé).

Court terme \Leftrightarrow régime non drainé.

- le long terme : phase finale après établissement du régime hydraulique final.

Long terme \Leftrightarrow régime hydraulique final.

Le temps nécessaire pour passer du court terme au long terme dépend essentiellement de la perméabilité du milieu;

- Cas des sols grenus : la perméabilité est telle que toute surpression interstitielle locale se dissipe instantanément vis-à-vis des cadences de chantier. On est ainsi immédiatement dans les conditions de long terme. Les calculs des contraintes sont faits en contraintes effectives à l'aide des paramètres c' et ϕ' .

- Cas des sols fins : le temps de passage du court terme au long terme peut durer plusieurs mois, voire plusieurs années; on est alors amené à considérer deux régimes :

- à court terme, régime non drainé, les calculs des contraintes sont faits en contraintes totales -les seules que l'on puisse appréhender- à l'aide de c_u et de

ϕ_u ; on utilise la résistance au cisaillement non drainée c_u , déterminée au moyen d'essais simulant ces conditions de chargement;
- à long terme, les calculs sont faits en contraintes effectives, on utilise les paramètres c' et ϕ' , de façon analogue au cas des sols grenus.

Les calculs de stabilité des ouvrages sont faits pour ces deux situations en contraintes totales. Les sollicitations (efforts exercés par l'extérieur) sont inchangées c'est la manière dont le sol résiste au cisaillement qui est différente. Pour l'étude à court terme il faut donc ajouter la valeur de la pression interstitielle aux contraintes effectives obtenues par le calcul.

5 - 2 - LES PARAMÈTRES INTRINSÈQUES c' ET ϕ'

Ils affectent les contraintes effectives.

L'annexe donne des ordres de grandeur de c' et ϕ' pour différents types de sols.

5 - 2 - 1 - LA COHÉSION c'

Elle exprime la résistance au cisaillement du sol sous contrainte normale nulle. C'est la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physico-chimique. Elle n'existe pas dans les sols grenus qui ne possèdent pas de telles liaisons. Elle est relativement élevée pour les sols fins fortement surconsolidés. Elle disparaît dès que ces liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture. Comme elle entre pour une part non négligeable dans la valeur des coefficients de sécurité calculés, il faut faire attention aux valeurs que l'on adopte dans les calculs.

5 - 2 - 2 - L'ANGLE DE FROTTEMENT ϕ'

Il traduit le frottement dans le glissement grain sur grain.

Pour un sol grenu, sa valeur dépend sensiblement de l'état de compacité du matériau en place. Comme cet état est difficilement mesurable, donc difficilement reproductible en laboratoire, il faut là encore faire attention à la valeur des résultats d'essais.

Dans le cas des sols fins, on a pu mettre en évidence l'influence de la nature minéralogique des composants argileux sur la valeur de ϕ' . On note ainsi que la présence de montmorillonite, qui donne naissance à des valeurs élevées de la plasticité, est néfaste à la résistance au cisaillement. Ce matériau ayant, de plus, la faculté de gonfler en présence d'eau, est source de nombreux ennuis.

5 - 3 - LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT NON DRAINÉE c_u

La cohésion non drainée c_u n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais un paramètre de comportement en régime non drainé. Elle traduit la résistance au cisaillement de l'ensemble (grains + eau) en régime non drainé. Elle dépend de l'état de consolidation du matériau. De nombreux facteurs interviennent dans la définition de cet état.

L'annexe 1 donne des ordres de grandeur de c_u pour différents types de sols.

ANNEXE

ORDRES DE GRANDEUR DE LA COHÉSION ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

• Enrochements, graviers, sables et limons non plastiques

Cohésion : $c' = 0$

Angle de frottement interne :

Enrochements : $\varphi' = 40 - 45^\circ$

Gravier sableux, sable ou gravier à granulométrie étalée : $\varphi' = 30 - 35^\circ$ voire 40°

Sable à granulométrie uniforme, limon non plastique : $\varphi' = 20 - 30^\circ$

Influence des caractéristiques physique sur l'angle de frottement interne d'un matériau pulvérulent

$\varphi' = 36^\circ + \varphi'_1 + \varphi'_2 + \varphi'_3 + \varphi'_4$			
Compacité	φ'_1	-6° 0° +6°	lâche : $I_D = 0,4$ moyen : $I_D = 0,6$ serré : $I_D = 0,9$
Forme et rugosité des grains	φ'_2	+1° 0° -3° -5°	aigu moyen arrondi sphérique
Grosseur des grains	φ'_3	0° +1° +2°	sable fin $0,06 \text{ mm} < D_{10} < 0,2 \text{ mm}$ gravier $0,6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ gros gravier $D_{10} > 2 \text{ mm}$
Répartition granulaire	φ'_4	-3° 0° +3°	uniforme $c_u \leq 2$ moyenne $2 < c_u < 5$ étalée $c_u \leq 5$

• Argile saturée

Le drainage s'effectue lentement.

Cohésion : $c_u =$ quelques dizaines à quelques centaines de kPa

c' : négligeable

Angle de frottement interne : $\varphi_u = 0$

φ' : $10 - 20^\circ$, quelquefois plus

• Argile humide non saturée

Les propriétés mécaniques avant et après drainage sont du même ordre.

Cohésion : c_u et c' : de quelques dizaines et quelques centaines de kPa

Angle de frottement interne : φ_u et φ' : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus

• Argile sèche ($S_r < 0,7$)

Il ne se produit pas de drainage et il n'y a aucune différence entre les propriétés du sol mesurées dans un essai drainé ou non drainé

Cohésion : $c_u = c'$: quelques centaines de kPa (susceptible de beaucoup diminuer en cas d'humidification)

Angle de frottement interne : $\varphi_u = \varphi'$: supérieur à 10°

Avril 2006

BIBLIOGRAPHIE DE RÉFÉRENCE - BIB'INSA

OUVRAGES GÉNÉRAUX

FONDATEMENTS ET OUVRAGES EN TERRE

G. Philipponnat & B. Hubert
Editeur Eyrolles - 1997 6 ex 624.1 PHI

ÉLÉMENTS DE MÉCANIQUE DES SOLS

F. Schlosser
Editeur Presses de l'ENPC - 1992/97 5 ex 624.1 SCH

MÉCANIQUE DES SOLS

D. Cordary
Editeur Tec et Doc - Lavoisier - 1995 3 ex 624.1 COR

INTRODUCTION À LA GÉOTECHNIQUE

R.D. Holtz, W.D. Kovacs
Editeur Ecole Polytechnique de Montréal - 1991 3 ex 624.1 HOL

SOIL MECHANICS

R.F. Craig
Editeur Chapman & Hall - 1996 6 ex 624.1 CRA

GEOTECHNICAL ENGINEERING

R. Lancellotta
Editeur Balkema - 1995 6 ex 624.1 LAN

GÉOTECHNIQUE – Recueil de normes

tome 1 : Essais en laboratoire

tome 2 : Essais sur site

tome 3 : Justification des ouvrages. Exécution des travaux.

Editeur AFNOR - 1999 1 ex 624.15 GEO

SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE

K. Terzaghi, R.B. Peck & G. Mesri
Editeur John Wiley & sons - 1996 1 ex 624.1 TER

OUVRAGES SPÉCIALISÉS

ELASTICITY AND GEOMECHANICS

R.O. Davis & A.P.S. Selvadurai

Editeur Cambridge University Press - 1996

1 ex

624.1 DAV

MOHR CIRCLES, STRESS PATHS AND GEOTECHNICS

R. H. G. Parry

Editeur Spon - 1997

1 ex

624.1 PAR

AIDE-MÉMOIRE D'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

M. CASSAN

Editeur Presses de l'ENPC - 1993

1 ex

627 CAS

HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

F. Schneebeli

Editeur Eyrolles - 1987

3 ex

624.1 SCH

Avril 2006