

Université BATNA 2  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

## MASTER I GÉOTECHNIQUE

### COURS

### COURS MÉCANIQUE DES SOLS AVANCÉES



PRESENTE PAR KARECH TOUFIK ENSEIGNANT UNIVERSITÉ

MOSTEFA BENBOULAIID BATNA 2

## **CHAPITRE I : COMPORTEMENT DES SOLS SATURÉS**

### **1.1- INTRODUCTION**

### **1.2- ANGLE DE FROTTEMENT**

### **1.3 FROTTEMENT INTERNE DANS LES MASSES DE SOL GRANULEUX**

### **1.4 PRINCIPAUX PLANS ET PRINCIPALES CONTRAINTES (CERCLE DE MOHR)**

### **1.5. THEORIES DE LA RESISTANCE DES SOLS**

#### **1.5.1 La théorie de la résistance de Mohr**

### **1.6 THEORIE DE MOHR-COULOMB**

#### **1.6.1 La résistance au cisaillement une fonction de contrainte effective**

### **1.7 PARAMETRES DE CISAILLEMENT REELS DE HVORSLEV**

### **1.8 TYPES D'ESSAIS DE CISAILLEMENT BASES SUR LES CONDITIONS DE DRAINAGE**

### **1.9 ESSAIS DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT**

#### **1.9.1 Essai de cisaillement direct**

#### **1.9.2 Test de compression triaxiale**

#### **1.9.3 Test de compression libre**

### **1.10 PARAMÈTRES DE RESSION INTERSTITIELLE**

### **1.11 APPROCHE DU CHEMIN DE CONTRAINTES**

### **1.12 PROPRIÉTÉS DE CISAILLEMENT DES SABLES**

#### **1.12.1 Comportement du Sable saturé en Cisaillement Drainé**

## **CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES SOLS NON-SATURÉS**

### **2.1 INTRODUCTION**

### **2.2 QUELQUES SOLS NON SATURÉS COURANTS**

#### **2.2.1 Définitions de la succion.**

#### **2.2.1 Variables d'état de tension**

#### **2.2.3 La variable d'état de contrainte pour les sols saturés**

### **2.3 Types de variables d'état de contrainte applicables aux sols non saturés**

### **2.4 Matériaux à quatre phases (Fredlund et Rahardjo, 1993)**

#### **2.4.1 Tension de surface (Fredlund et Rahardjo, 1993)**

### **2.5 Mesure et contrôle de la succion : méthodes et applications**

### **2.6 Les méthodes de contrôle et de mesure de la succion**

(Ng et Chen, 2005, 2006 ; Ng et al., 2007a)

### **2.7 Les lois sur l'écoulement de l'eau et de l'air (Fredlund et Rahardjo, 1993)**

### **2.8 SATURATION EN EAU ET PROFILE DE CONTRAINTES : ILLUSTRATION DU CONCEPT**

### **2.9 PROFILS D'HUMIDITE ET DE CONTRAINTE NON SATURÉES REPRESENTATIONS GRAPHIQUE DU CONCEPT**

## CHAPITRE I : COMPORTEMENT DES SOLS SATURÉS

### 1.1- INTRODUCTION

La "résistance au cisaillement" d'un sol est peut-être la plus importante de ses propriétés techniques. En effet, toutes les analyses de stabilité dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, qu'elles concernent les fondations, les pentes de tranchées ou les barrages en terre, impliquent une connaissance de base de cette propriété d'ingénierie du sol. La "résistance au cisaillement", ou simplement la "résistance au cisaillement", peut être définie comme la résistance aux contraintes de cisaillement et une tendance consécutive à la déformation par cisaillement.

La contrainte de cisaillement d'un sol est la plus difficile à comprendre compte tenu de la multitude de facteurs connus pour l'affecter. Une grande maturité et une grande compétence peuvent être requises de la part de l'ingénieur pour interpréter les résultats des tests de laboratoire en vue de leur application aux conditions de terrain.

Fondamentalement, un sol tire sa résistance au cisaillement de ce qui suit :

- (1) Résistance due à l'emboîtement des particules.
- (2) La résistance au frottement entre les différents grains du sol, qui peut être un frottement de glissement, un frottement de roulement, ou les deux.
- (3) Adhérence entre les particules du sol ou "cohésion".

Les sols granulaires de sables peuvent tirer leur résistance au cisaillement des deux premières catégories, tandis que les sols cohésifs ou les argiles peuvent tirer leur résistance au cisaillement des deuxième et troisième catégories. En revanche, les argiles très plastiques peuvent présenter la troisième catégorie uniquement pour leur résistance au cisaillement.

La plupart des dépôts de sol naturels sont en partie cohésifs et en partie granulaires et, en tant que tels, ils peuvent appartenir à la deuxième des trois catégories mentionnées ci-dessus, du point de vue de la résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un sol ne peut pas être comptabilisée dans les codes de pratique car un sol peut présenter des résistances aux cisaillements très différents selon les conditions de terrain et d'ingénierie.

### 1.2- ANGLE DE FROTTEMENT

Lorsque deux corps solides sont en contact l'un avec l'autre, la résistance de frottement disponible dépend de la force normale entre les deux et d'une propriété intrinsèque connue sous le nom de "coefficient de frottement". Le coefficient de frottement, à son tour, dépend de la nature et de l'état des surfaces en contact. C'est le cas même lorsqu'un corps solide repose sur une surface rigide, comme le montre la figure 1.1

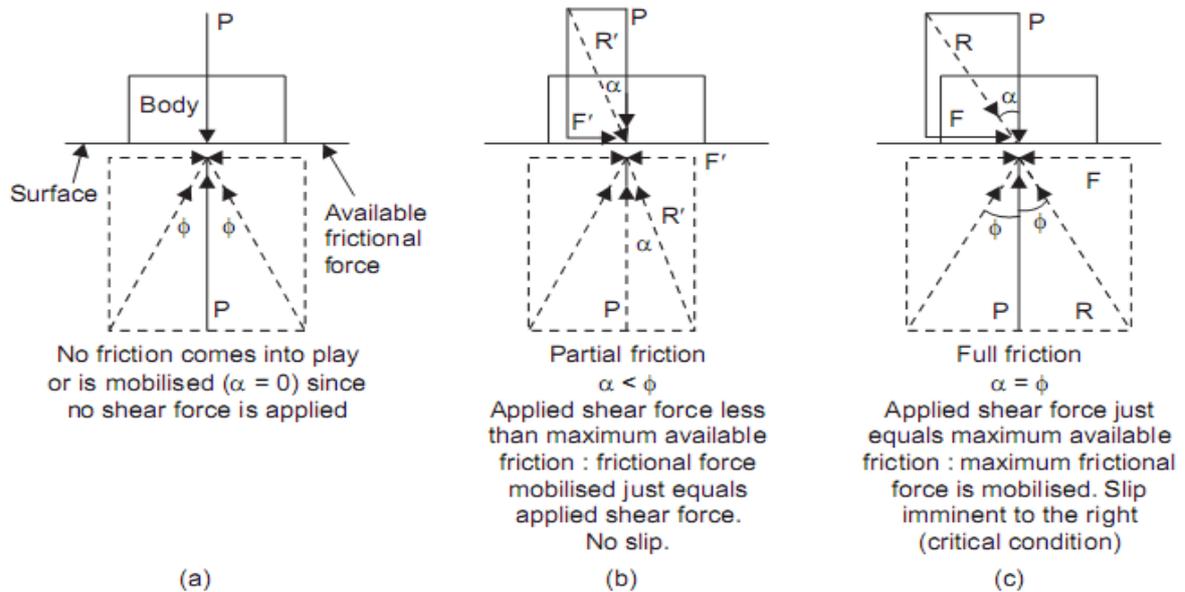


Figure 1.1 Frottement entre un solide et une surface rigide

La résistance de frottement  $F$  disponible lorsqu'une force normale  $P$  agit est liée à  $P$  comme :

$$F = P \cdot \mu = P \cdot \tan \phi \quad (\text{Eq 1.1})$$

On appelle ici le "Coefficient de frottement" et on le désigne sous le nom d'"Angle de frottement". Les caractéristiques et les propriétés des matériaux en contact sont indépendantes des forces appliquées et sont assez constantes. La résistance de frottement disponible  $F$  n'entre pas en jeu ou n'est pas mobilisée, sauf si elle est nécessaire pour résister à une force de cisaillement appliqué.

Dans la figure.1(a), aucune résistance de frottement n'est mobilisée car aucune force de cisaillement n'est appliquée. La force normale exercée par le corps solide sur la surface rigide est compensée par une force égale par réaction de la surface rigide.

Dans la figure.1(b), une faible amplitude de la force de cisaillement est appliquée. Cela entraîne une force résultante  $R$  qui agit selon un angle par rapport à la normale de la surface rigide. Cet angle est appelé "angle d'obliquité" et dépend uniquement des forces appliquées. Pour résister à cette force de cisaillement  $R$  appliquée est égale à la résistance de frottement disponible. Comme  $F$  est inférieur à la résistance de frottement maximale disponible  $F$ , l'angle d'obliquité Dans ce cas, il y a équilibre et il n'y a pas de glissement entre le corps et la surface.

Dans la figure .1(c), une force de cisaillement égale à la résistance de frottement maximale disponible est appliquée. Toute la résistance de frottement disponible sera mobilisée maintenant pour résister à la force appliquée. Les angles sont égaux ; le glissement ou le déplacement vers la droite est naissant ou immédiat. Si le

La force de cisaillement appliquée est inversée dans la direction, la direction du glissement immédiat est également inversée. La force de frottement, comme on le comprend aisément, tend à s'opposer au mouvement.

L'angle de frottement est la valeur limite de cette obliquité ; le critère de glissement est donc un angle d'obliquité égal à l'angle de frottement. La condition de début de glissement pour les corps solides en contact peut être exprimé comme suit :

$$F/P = \tan \phi = \mu \quad (\text{Eq. 1.2})$$

Pour les corps solides qui sont en contact mais qui n'ont pas d'adhérence entre eux, le terme "frottement" est synonyme des termes "force de cisaillement" et "résistance maximale au cisaillement". Dans la plupart des sols naturels, le frottement ne représente qu'une partie de la résistance au cisaillement, bien qu'elle soit importante, mais d'autres phénomènes contribuent à la résistance au cisaillement, en particulier dans les sols à grains fins.

### 1.3 FROTTEMENT INTERNE DANS LES MASSES DE SOL GRANULEUX

Dans les masses grenues ou les masses de sol sans cohésion, la résistance au glissement sur un plan quelconque passant par le point situé à l'intérieur de la masse est similaire à celle dont il a été question dans la sous-section précédente ; l'angle de frottement dans ce cas est appelé "angle de frottement interne". Toutefois, la résistance au frottement dans les masses granulaires ou à cohésion réduite est similaire à celle qui est examinée dans la sous-section précédente.

Les masses de sol granulaires sont un peu plus complexes que celles entre corps solides, car la nature de la résistance est en partie un frottement de glissement et en partie un frottement de roulement. En outre, un phénomène connu sous le nom d'"emboîtement" est également censé contribuer à la résistance au cisaillement de ces sols des masses, dans le cadre de la résistance par frottement.

L'angle de frottement interne, qui est un angle limite d'obliquité et donc le principal critère de glissement ou de rupture sur un certain plan, varie sensiblement pour un sable donné en fonction de l'indice de densité car on sait que le degré de blocage dépend directement la densité. Cet angle varie aussi quelque peu avec la contrainte normale. Cependant, l'angle de frottement interne est généralement considéré comme constant, puisqu'il l'est presque pour un sable donné à une densité donnée.

Comme la rupture ou le glissement dans une masse de sol ne peut être limité à un plan spécifique, il est nécessaire de comprendre les relations qui existent entre les contraintes sur les différents plans passant par un point, comme condition préalable à un traitement plus approfondi de la résistance au cisaillement des sols.

### 1.4 PRINCIPAUX PLANS ET PRINCIPALES CONTRAINTES (CERCLE DE MOHR)

En un point d'un matériau sous contrainte, chaque plan sera soumis, en général, à une contrainte normale ou sur le plan direct et à une contrainte de cisaillement. Dans le domaine de la géotechnique, les contraintes de compression directes sont généralement considérées comme positives, tandis que les contraintes de traction sont considérées comme négatives.

Un "plan principal" est défini comme un plan sur lequel la contrainte est tout à fait normale, ou qui ne comporte pas de contrainte de cisaillement. En mécanique, on sait qu'il existe trois plans principaux en tout point d'un matériau soumis à une contrainte. Les contraintes normales agissant sur ces plans principaux sont connues sous le nom de "contraintes principales". Les trois plans principaux doivent être mutuellement perpendiculaires. Dans l'ordre de grandeur décroissant, les contraintes principales sont désignées par "contrainte principale majeure", "contrainte principale intermédiaire" et "contrainte principale mineure", les plans principaux correspondants étant désignés exactement de la même manière. Il peut s'agir a montré que des solutions satisfaisantes peuvent être obtenues pour de nombreux problèmes dans le domaine de l'ingénierie géotechnique par une analyse bidimensionnelle, la contrainte principale intermédiaire étant généralement ignorée.

Considérons un élément du sol dont les côtés sont choisis comme plans principaux, le majeur et le mineur, comme le montre la figure 1.2 (a) :

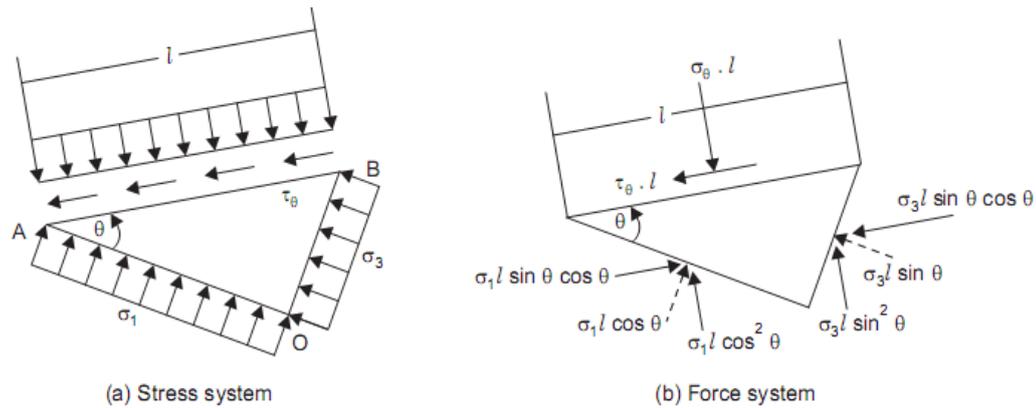


Figure 1.2 Contraintes sur un plan incliné par rapport aux plans principaux

Soit O n'importe quel point dans le milieu OA et OB les plans principaux majeurs et mineurs, avec les contraintes principales correspondantes  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ . Le plan du schéma est le plan principal intermédiaire. Qu'il soit nécessaire de déterminer les conditions de contrainte sur un plan normal donné, et incliné à un angle  $\theta$  par rapport au plan principal, considéré comme positif lorsqu'il est mesuré dans le sens inverse des aiguilles d'une montre.

Si les conditions de contrainte sont uniformes, la taille de l'élément est sans importance. Si les contraintes sont variables, la taille de l'élément doit être infinie, de sorte qu'il faut tenir compte de la variation des contraintes le long d'un côté.

Considérons que l'élément est d'une épaisseur unitaire perpendiculaire au plan de la figure 1.2(a), AB étant l. Les forces sur les côtés de l'élément sont indiquées en pointillés et leurs composantes parallèles et perpendiculaires à AB sont indiquées par des lignes pleines. Compte tenu de l'équilibre de l'élément et en résolvant toutes les forces dans les directions parallèles et perpendiculaires à AB, on peut obtenir les équations suivantes

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta} &= \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos^2 \theta \\ &= \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \cos 2\theta\end{aligned}\quad (\text{Eq1. 3})$$

$$\tau_{\theta} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \cdot \sin 2\theta \quad (\text{Eq1. 4})$$

On peut donc noter que les contraintes normales et de cisaillement sur tout plan qui est normal au plan principal intermédiaire peuvent être exprimés en termes de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ .

Otto Mohr (1882) a représenté ces résultats graphiquement dans un diagramme circulaire, qui est appelé le cercle de Mohr. Les contraintes normales sont représentées en abscisses et les contraintes de cisaillement en ordonnées. Si les coordonnées et représentées par les équations Eq.1.3 et Eq.1.4 sont tracées pour toutes les valeurs possibles que peut prendre, le lieu est un cercle comme le montre la figure 1.3. Ce cercle a son centre sur l'axe et le coupe aux valeurs  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ . Ce cercle est connu sous le nom de cercle de Mohr.



1. Les seuls plans sans cisaillement sont les côtés de l'élément qui sont les plans principaux. Les contraintes sur ces derniers sont la plus grande et la plus petite des contraintes normales.
2. La contrainte de cisaillement maximale ou principale est égale au rayon du cercle de Mohr, et elle se produit sur des plans inclinés à  $45^\circ$  par rapport aux plans principaux.

$$\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (\text{Eq1.5})$$

3. La contrainte normale sur les plans de cisaillement maximum est égale à la moitié de la somme des contraintes principales.

$$\sigma_c = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (\text{Eq1.6})$$

4. Les contraintes de cisaillement sur des plans perpendiculaires les uns aux autres sont numériquement égaux et sont de signe opposé. On les appelle les contraintes de cisaillement conjugués.
5. La somme des contraintes normales sur des plans mutuellement perpendiculaires est une constante ( $\sigma_{\theta} + \sigma_{\theta'} = \sigma_1 + \sigma_3$ ). Si nous désignons la contrainte normale sur un plan perpendiculaire au plan sur lequel elle est comme  $\sigma_{\theta}$  et  $\sigma_{\theta'}$

$$\sigma_{\theta} + \sigma_{\theta'} = \sigma_1 + \sigma_3 \quad (\text{Eq1.7})$$

Des deux contraintes  $\sigma_{\theta}$  et  $\sigma_{\theta'}$ , celle qui fait le plus petit angle avec  $\sigma_1$  est la plus grande des deux.

6. La contrainte résultante,  $\sigma_r$ , sur un plan quelconque est de  $\sqrt{(\sigma_{\theta}^2 + \tau_{\theta}^2)}$  et a une obliquité qui est égale à  $\tan^{-1}(\tau_{\theta}/\sigma_{\theta})$ .

$$\sigma_r = \sqrt{\sigma_{\theta}^2 + \tau_{\theta}^2} \quad (\text{Eq1.8})$$

$$\beta = \tan^{-1}(\tau_{\theta}/\sigma_{\theta}) \quad (\text{Eq1.9})$$

7. Les contraintes sur les plans conjugués, c'est-à-dire les plans qui sont également inclinés dans des directions différentes par rapport à un plan principal sont égales. (Ceci est indiqué par les coordonnées de C et C<sub>1</sub> dans la figure 1.3).
8. Lorsque les contraintes principales sont égales les unes aux autres, le rayon du cercle de Mohr devient nul, ce qui signifie que les contraintes de cisaillement disparaissent sur tous les plans. Un tel point est appelé un point isotrope.
9. L'angle maximal d'obliquité  $\beta_m$ , se produit sur un plan incliné et :

$$\theta_{cr} \left( = 45^\circ + \frac{\beta_m}{2} \right)$$

En respectant le plan principal majeur.

$$\theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\beta_m}{2} \quad (\text{Eq1.10})$$

Cela peut être obtenu en traçant une ligne qui passe par l'origine et qui est tangentielle au cercle de Mohr. Les coordonnées du point de tangence sont les contraintes sur le plan de l'obliquité maximale ; la contrainte de cisaillement sur ce plan est évidemment inférieure à la contrainte principale ou à la contrainte de cisaillement maximale.

Sur le plan du cisaillement principal, l'obliquité est également inférieure à  $\beta_m$ . C'est le plan de l'obliquité maximale qui est le plus susceptible de se rompre et non le plan du cisaillement

maximal, puisque le critère de glissement est la limitation de l'obliquité. Lorsque  $\beta_m$  s'approche et est égal à l'angle  $\phi$  de frottement interne, du sol, la rupture se produira.

Le cercle de Mohr offre un moyen facile d'obtenir toutes les relations importantes. En voici quelques-unes :

$$\sin \beta_m = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right) \tag{Eq1. 11}$$

$$\sigma_1/\sigma_3 = \left( \frac{1 + \sin \beta_m}{1 - \sin \beta_m} \right) \tag{Eq1. 12}$$

$\sigma$  sur le plan d'obliquité maximale,

$$\sigma_{cr} = \sigma_3(1 + \sin \beta_m) \tag{Eq1.13}$$

Si les contraintes normales et de cisaillement sur deux plans mutuellement perpendiculaires sont connus, les plans principaux et les contraintes principales peuvent être déterminés à l'aide de la méthode du cercle de Mohr, comme le montre la figure 1.4. Les contraintes de cisaillement sur deux plans mutuellement perpendiculaires sont égales en eux par le principe du cisaillement complémentaire.

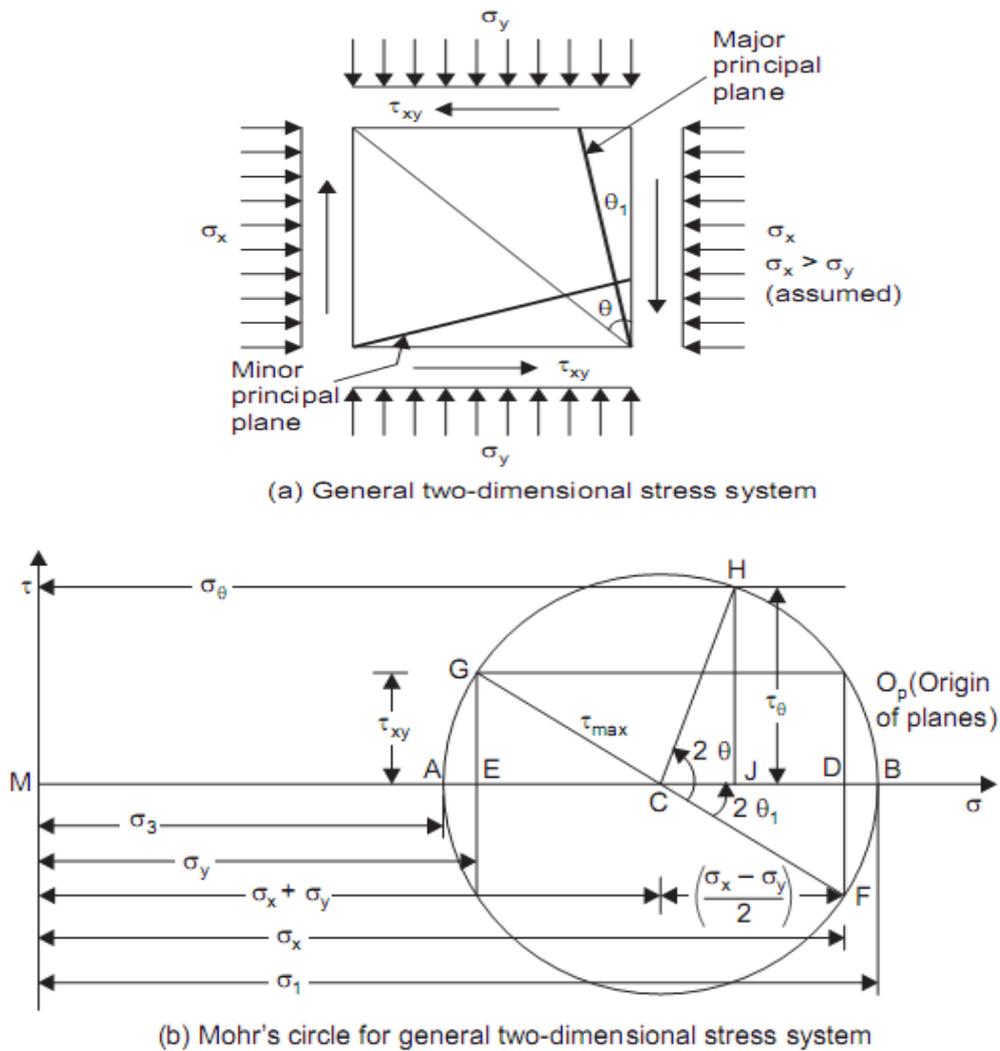


Figure 1.4 Détermination des plans principaux et des contraintes principales à partir du cercle de Mohr

La figure 1.4(a) montre un élément soumis à un système général de contraintes bidimensionnelles, les contraintes normales  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  sur des plans mutuellement perpendiculaires et des contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  sur ces plans, comme indiqué. La figure 1.4 (b) montre le cercle de Mohr correspondant, dont la construction est évidente.

$$\sigma_{\theta} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cdot \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (\text{Eq1.14})$$

$$\tau_{\theta} = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cdot \sin 2\theta - \tau_{xy} \cdot \cos 2\theta \quad (\text{Eq1.15})$$

Mise au carré des équations Eq1.14 et Eq1.15 et addition,

$$\left[ \sigma_{\theta} - \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \right]^2 + \tau_{\theta}^2 = \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \quad (\text{Eq1.16})$$

Cela représente un cercle avec un centre  $\left[ \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2}, 0 \right]$ , et le rayon

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

Une fois que le cercle de Mohr est construit, les contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ , et l'orientation des plans principaux peuvent être obtenus à partir du graphe.

La contrainte de cisaillement doit être tracée vers le haut ou vers le bas selon qu'elle est positive ou négative. Il est courant de prendre une contrainte de cisaillement qui tend à faire tourner l'élément dans le sens inverse des aiguilles d'une montre, positif.

On peut noter que le même cercle de Mohr et donc les mêmes contraintes principales sont obtenus, indépendamment de la façon dont les contraintes de cisaillement sont tracées. (Le centre du cercle de Mohr, C).

Le point médian de DE, avec les coordonnées :  $\left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right)$  et 0 ; le rayon du cercle est CG), les coordonnées de G étant  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$ .

Les relations suivantes sont également faciles à obtenir :

$$\sigma_1 = \left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (\text{Eq1.17})$$

$$\sigma_3 = \left( \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (\text{Eq1.18})$$

$$\tan 2\theta_{1,3} = 2\tau_{xy}/(\sigma_x - \sigma_y) \quad (\text{Eq1.19})$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (\text{Eq1.20})$$

Invariablement, la contrainte verticale sera la contrainte principale majeure et la contrainte horizontale la contrainte principale mineure dans les situations géotechniques.

## 1.5. THEORIES DE LA RESISTANCE DES SOLS

Un certain nombre de théories ont été avancées pour expliquer la résistance au cisaillement des sols. Sur Toutes ces théories, la théorie de la résistance de Mohr et la théorie de Mohr-Coulomb, une généralisation et une modification de l'équation de Coulomb, répondent de manière remarquable aux exigences de l'application à un sol.

### 1.5.1 La théorie de la résistance de Mohr

Nous avons vu que la contrainte de cisaillement peut être exprimé par  $\tau = \sigma \tan \beta$  sur un plan quelconque, où  $\beta$  est l'angle d'obliquité. Si l'angle d'obliquité est le maximum ou a une valeur limite  $\phi$ , la contrainte de cisaillement est également à sa valeur limite et elle est appelée résistance au cisaillement,  $s$ . Pour un sol sans cohésion, la résistance au cisaillement peut être exprimé comme suit

$$s = \sigma \tan \phi \quad (\text{Eq1.21})$$

Si l'on suppose que l'angle de frottement interne  $\phi$  est une constante, la force de cisaillement peut être représenté par une combinaison de lignes droites avec des inclinaisons de  $+\phi$  et  $-\phi$  avec l'axe- $\sigma$  et passant par l'origine du diagramme circulaire de Mohr. Une ligne de ce type est appelé Mohr enveloppe. Les enveloppes de Mohr pour un sol sans cohésion, comme le montre la figure 1.5, sont les enveloppes droites lignes OA et OA'.

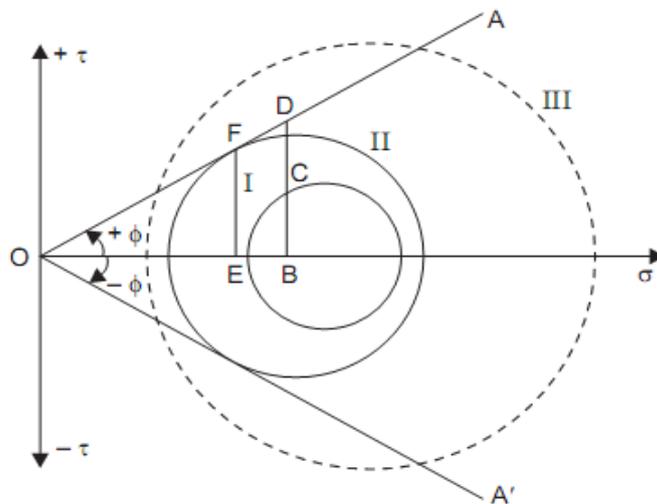


Figure 1.5 Théorie de la résistance de Mohr  
Enveloppes de Mohr pour les sols sans cohésion

Si l'état de contrainte en un point est représenté par le cercle de Mohr I, la contrainte de cisaillement sur un plan quelconque passant par le point est inférieure à la résistance au cisaillement, comme indiqué par la ligne BCD ; BC représente la contrainte de cisaillement sur un plan sur lequel la contrainte normale est donnée par OD. BD, représentant la force de cisaillement pour cette contrainte normale, est supérieure à BC.

Les conditions de contrainte représentées par le cercle de Mohr II, qui est tangentiel à l'enveloppe de Mohr en F, sont telles que la contrainte de cisaillement, EF, sur le plan de l'obliquité maximale est égale à la contrainte de cisaillement. La rupture commence sur ce plan et se produira à moins que la contrainte normale sur le plan critique n'augmente.

On peut noter qu'il serait impossible d'appliquer les conditions de contrainte représentées par le cercle III (pointillé) de Mohr à cet échantillon de sol, puisque la rupture se serait produite même au moment où la contrainte de cisaillement sur le plan critique est égale à la résistance au cisaillement disponible sur ce plan, éliminant ainsi la possibilité que la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement.

On peut noter qu'il serait impossible d'appliquer les conditions de contrainte représentées par le cercle III (pointillé) de Mohr à cet échantillon de sol, puisque la rupture se serait produite même au moment où la contrainte de cisaillement sur le plan critique est égale à la résistance au cisaillement disponible sur ce plan, éliminant ainsi la possibilité que la contrainte de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement.

La théorie de la résistance de Mohr, ou théorie de la rupture, peut donc être énoncée comme suit : La condition de contrainte donnée par tout cercle de Mohr se trouvant à l'intérieur de l'enveloppe de Mohr représente une condition de stabilité tandis que la condition donnée par tout cercle de Mohr tangent à l'enveloppe de Mohr indique une rupture naissante dans le plan par rapport au point de tangence. L'enveloppe de Mohr peut être considérée comme une propriété du matériau et être indépendante de la souligne. De plus, le cercle de contrainte de Mohr ne dépend que des contraintes imposées et n'a rien à voir avec la nature et les propriétés du matériau.

Pour montrer que les contraintes de l'équation 8.21 sont celles du plan sur lequel la rupture est en train de se produire, nous ajoutons l'indice  $f$  à  $\sigma$ :

$$s = \sigma_f \tan \phi \quad (\text{Eq1.21})$$

Il est possible d'exprimer la contrainte en termes de contrainte normale sur n'importe quel plan, à l'aide du cercle de contrainte du Mohr. Certaines relations communes sont :

$$\sigma_f = \sigma_3(1 + \sin \phi) = \sigma_1(1 - \sin \phi) \quad (\text{Eq1.22})$$

$$= \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cdot \frac{\cos^2 \phi}{\sin \phi} \quad (\text{Eq1.23})$$

$$\begin{aligned} s &= \sigma_f \tan \phi = \sigma_3 \tan \phi (1 + \sin \phi) \\ &= \sigma_1 \tan \phi (1 - \sin \phi) = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \cdot \cos \phi \end{aligned} \quad (\text{Eq1.24})$$

Les principales hypothèses de la théorie de la résistance de Mohr sont que la contrainte principale intermédiaire n'a aucune influence sur la résistance et que la résistance ne dépend que de la contrainte normale sur le plan de l'obliquité maximale. Cependant, la contrainte de cisaillement, en fait, dépend dans une faible mesure de la contrainte principale intermédiaire, de la vitesse d'application de la densité du cisaillement, etc. Mais la théorie de Mohr explique de manière satisfaisante le concept de résistance dans les sols et est donc en vigueur.

On peut également noter que l'enveloppe de Mohr ne sera pas une ligne droite mais qu'elle est en fait légèrement incurvée puisque l'angle de frottement interne est connu pour diminuer légèrement avec l'augmentation de la contrainte.

## 1.6 THEORIE DE MOHR-COULOMB

La théorie de Mohr-Coulomb sur la résistance au cisaillement d'un sol, proposée pour la première fois par Coulomb (1776) et généralisée ensuite par Mohr, est le concept le plus couramment utilisé. La relation fonctionnelle entre la contrainte normale sur un plan quelconque et la résistance au cisaillement disponible sur ce plan a été supposée linéaire par Coulomb ; ce qui suit est donc généralement connu sous le nom de loi de Coulomb :

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Eq1.25})$$

Où  $c$  et  $\phi$  sont des paramètres empiriques, connus respectivement sous le nom de "cohésion apparente" et "angle de frottement interne" (ou angle de résistance au cisaillement). Il est préférable de les visualiser comme des "paramètres" et non comme des propriétés absolues d'un sol, car on sait qu'ils varient avec la présence d'eau le contenu, les conditions d'essai telles que la vitesse de cisaillement et les conditions de drainage, ainsi qu'un certain nombre d'autres facteurs en plus du type de sol.

La loi de Coulomb n'est qu'une équation mathématique de l'enveloppe de rupture présentée dans la figure 1.6 (a) ; la généralisation de Mohr de l'enveloppe de rupture sous la forme d'une courbe qui diminue avec l'augmentation de la contrainte normale est présentée dans la figure 1.6(b).

Les enveloppes sont appelées "enveloppes de résistance" ou "enveloppes de rupture". La signification d'une enveloppe a déjà été donnée dans la section précédente ; si les composantes des contraintes normales et de cisaillement sur un plan se tracent sur l'enveloppe de rupture, la rupture est censée être naissante et si les contraintes se tracent sous l'enveloppe, l'état représente la stabilité. Et, il est impossible que ces derniers se situent au-dessus de l'enveloppe, puisque cette rupture aurait dû se produire auparavant.

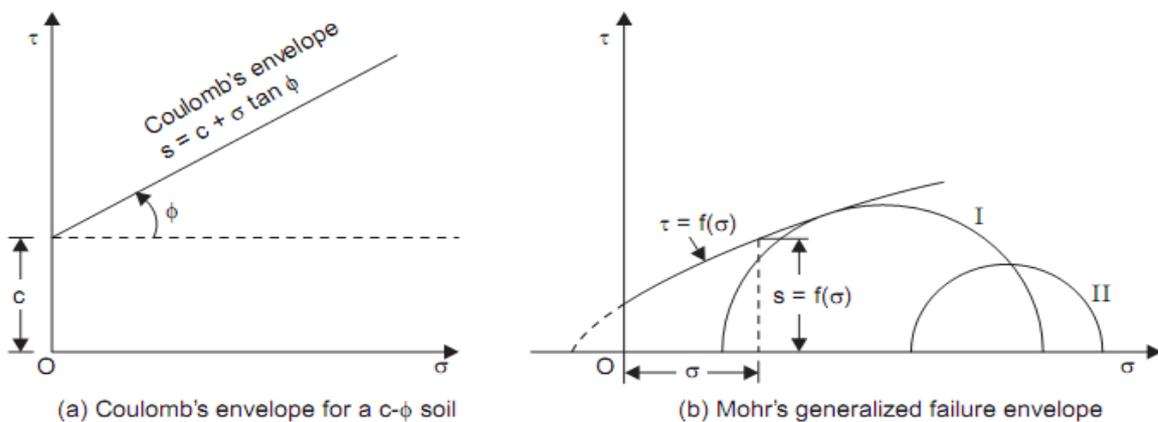


Figure.1. 6 Théorie de Mohr-Coulomb  
Enveloppes de rupture

La loi de Coulomb est également formulée comme suit pour indiquer que l'état de contrainte se réfère à celui du plan de rupture :

$$s = c + \sigma_f \tan \phi \quad (\text{Eq1.26})$$

D'une manière différente, on peut dire que le cercle de contrainte de Mohr relatif à une condition de contrainte donnée représenterait une condition de rupture naissante si elle touche juste ou est tangente à l'enveloppe de résistance ou de rupture (cercle I) ; sinon, elle se

situerait entièrement en dessous des enveloppes comme indiqué dans le cercle II, Figure 1.6(b).

Dans des cas particuliers, l'enveloppe de Coulomb peut prendre les formes indiquées dans la figure 1.7 (a) et (b) ; pour un sol purement sans cohésion ou granulaire ou un sable pur, elle serait comme indiquée dans la figure 1.7 (a) et pour un sol purement cohésif ou une argile pure, elle serait comme indiquée dans la figure 1.7 (b).

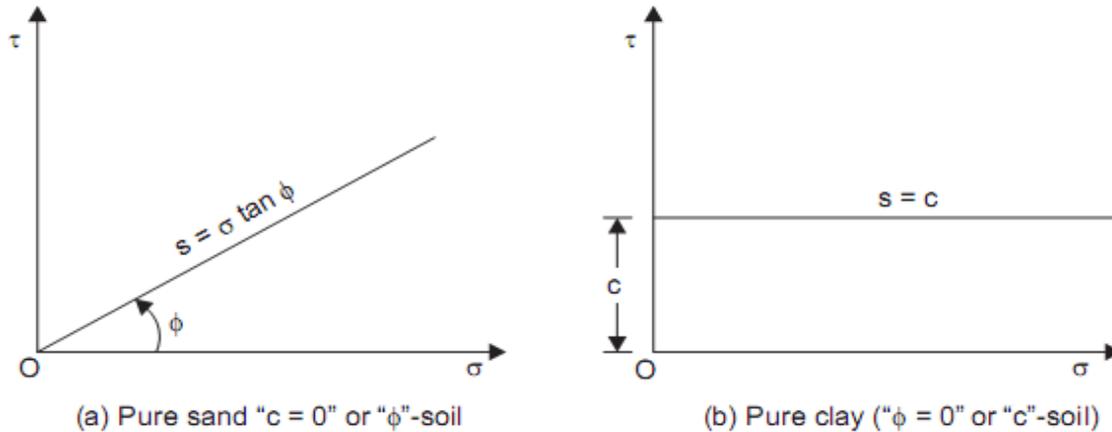


Figure.1.7 Enveloppes de Coulomb pour le sable pur et les argiles pures

### 1.6.1 La résistance au cisaillement une fonction de contrainte effective

L'équation 8.26 indique que la résistance au cisaillement d'un sol est apparemment régie par la contrainte normale totale sur le plan de rupture. Cependant, selon Terzaghi, c'est la contrainte effective sur le plan de rupture qui régit la résistance au cisaillement et non la contrainte totale. On peut intuitivement s'attendre à ce que plus un sol est dense, plus la résistance au cisaillement est grande. Un dépôt de sol devient plus dense sous une pression donnée après l'apparition d'une consolidation complète et la dissipation conséquente de la pression d'eau interstitielle. Ainsi, la consolidation complète, qui dépend de la dissipation de la pression d'eau interstitielle et donc de l'augmentation de la contrainte effective, entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement d'un sol. En d'autres termes, c'est la contrainte effective dans le cas d'un sol saturé et non la contrainte totale qui est utile à la mobilisation du potentiel de cisaillement.

En outre, la densité d'un sol augmente lorsqu'il est soumis à une contrainte de cisaillement, le drainage étant autorisé simultanément. Par conséquent, même si deux sols sont également denses après avoir été consolidés sont soumis à la même contrainte effective, ils présenteront des capacités de cisaillement différentes si le drainage est autorisé pendant le cisaillement pour l'un, alors qu'il ne l'est pas pour l'autre.

Ces concepts conduisent à une constatation selon laquelle "la résistance d'un sol est une fonction unique de la contrainte effective agissant sur le plan de rupture".

L'équation 8.26 peut maintenant être modifiée comme suit :

$$s = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (\text{Eq1.27})$$

Où  $c'$  et  $\phi'$  sont appelés respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif, puisqu'ils sont basés sur la contrainte normale effective sur le plan de rupture.

Ensemble, ils sont appelés "paramètres de contrainte effective", tandis que  $c'$  et  $\phi'$  de l'équation Eq 1.26 sont appelés "paramètres de contrainte totale".

Vous en verrez plus sur cette différenciation et d'autres concepts similaires dans les paragraphes suivants.

### 1.7 PARAMETRES DE CISAILLEMENT REELS DE HVORSLEV

Hvorslev (1960), sur la base de ses travaux expérimentaux sur les sols cohésifs remaniés, a proposé que la résistance au cisaillement,  $s$ , puisse être représentée par l'équation générale suivante, indépendamment de l'historique des contraintes du sol :

$$s = f(e_f, \bar{\sigma}_f) \quad (\text{Eq1.28})$$

Où  $f(e_f, \bar{\sigma}_f)$  est en fonction de l'indice de vide  $e_f$ , à la rupture et la contrainte normale effective sur le plan de rupture :

à la rupture cela peut être écrit de manière plus explicite comme suit :

$$s = c_e + \bar{\sigma}_f \tan \phi_e \quad (\text{Eq1.29})$$

Où  $c_e$  = " réelle cohésion " ou cohésion effective, et  $\phi_e$  = "angle réel de frottement interne" ou angle de frottement effectif.

L'angle réel de frottement interne s'avère pratiquement constant. Cependant, la véritable cohésion dépend de la teneur en eau ou de l'indice de vide du sol au moment de la rupture. En fait, elle est directement proportionnelle à la pression de consolidation "équivalente" ou à la pression de la courbe d'empreinte vierge correspondant à l'indice de vide au moment de la rupture.

On peut dire que :

$$c_e = k \bar{\sigma}_e \quad (\text{Eq1.30})$$

Où  $c_e$  = " réelle cohésion "

$\bar{\sigma}_e$  = Pression de consolidation équivalente

$k$  = constante de proportionnalité appelé "facteur de cohésion" ou "coefficient de cohésion".

Dans ce sens, l'équation Eq1.29 peut être réécrite comme suit :

$$s = k \bar{\sigma}_e + \bar{\sigma}_f \tan \phi_e \quad (\text{Eq1.31})$$

Contrairement aux paramètres de Coulomb,  $c$  et  $\phi$ , les paramètres  $k$  et  $\phi_e$  sont constants pour un sol, indépendamment de son historique de contrainte et d'autres conditions. Ainsi, ces paramètres sont connus comme étant les véritables paramètres de cisaillement de Hvorslev.

En règle générale, les paramètres de Coulomb sont suffisants pour une application pratique, à condition que les conditions de terrain, telles que l'historique des contraintes, soient correctement simulées lors de l'évaluation de ces paramètres en laboratoire ; toutefois, l'évaluation des paramètres de cisaillement réels de Hvorslev est une caractéristique essentielle de la recherche fondamentale dans le domaine de la résistance au cisaillement des argiles remaniées.

### 1.8 TYPES D'ESSAIS DE CISAILLEMENT BASES SUR LES CONDITIONS DE DRAINAGE

Avant d'envisager différentes méthodes pour effectuer des essais de résistance au cisaillement sur un sol, il est nécessaire d'examiner les conditions de drainage possibles avant et pendant les essais, car les résultats en sont sensiblement affectés.

Un sol sans cohésion ou à gros grains peut être testé pour sa résistance au cisaillement, soit à l'état sec, soit à l'état saturé. Un sol cohésif ou à grain fin est généralement testé à l'état saturé. Selon que le drainage est autorisé avant et pendant l'essai, les essais de cisaillement sur de tels sols saturés sont classés comme suit :

- Essai non consolidé non drainé

Le drainage n'est autorisé à aucun moment de l'essai, c'est-à-dire ni avant l'essai pendant l'application de la contrainte normale ni pendant l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est appliquée. Par conséquent, aucun délai n'est prévu pour la dissipation de la pression de l'eau interstitielle et la consolidation du sol qui en résulte. De même, aucune modification significative du volume n'est prévue. Habituellement, 5 à 10 minutes peuvent suffire pour l'ensemble de l'essai, en raison de la brièveté du trajet de drainage. Cependant, les tests non drainés sont souvent effectués uniquement sur des sols de faible perméabilité.

C'est la condition la plus défavorable qui puisse se produire dans la pratique de la géotechnique et elle est donc simulée dans les essais de cisaillement. Étant donné que les essais ne durent qu'un temps relativement court jusqu'à la rupture, on les appelle aussi "essais rapides". Il s'agit du test UU, CD ou CU.

- Essai consolidé non drainé

Le drainage est entièrement autorisé dans ce type d'essai pendant l'application de la contrainte normale et aucun drainage n'est autorisé pendant l'application de la contrainte de cisaillement. Ainsi, les changements de volume n'ont pas lieu pendant le cisaillement et une pression excessive des pores se développe. En général, une fois que le sol est consolidé au degré souhaité sous la contrainte normale appliquée, 5 à 10 minutes peuvent suffire pour l'essai.

Ce type de test est également appelé "test rapide consolidé" et est désigné sous le nom de test CU. Ces conditions sont également courantes dans la pratique de la géotechnique.

- Essai consolidé drainé

Le drainage est entièrement autorisé avant et pendant l'essai, à tous les stades. Le sol est consolidé sous la contrainte normale appliquée et est ensuite soumis à un test de cisaillement en appliquant la contrainte de cisaillement également très lentement, tandis que le drainage est autorisé à chaque étape. Pratiquement aucune pression excessive des pores ne se développe à aucun stade et des changements de volume ont lieu. Il faut parfois 4 à 6 semaines pour réaliser un seul test de ce type dans le cas des sols cohésifs, mais ce n'est pas autant le cas pour les sols sans cohésion, car ces derniers se drainent rapidement.

Ce test est rarement effectué sur des sols cohésifs, sauf à des fins de recherche. Il est également appelé "test lent" ou "test lent consolidé" et est désigné par les lettres CD.

Les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  varient selon le type d'essai ou les conditions de drainage. Les indices  $u$ ,  $c_u$  et  $d$  sont utilisés pour les paramètres obtenus à partir des tests UU, CU et CD respectivement.

Le choix du test à utiliser dépend des types de sol et du problème à résoudre. Pour les problèmes de stabilité à court terme des fondations, des excavations et des barrages en terre, les tests UU sont appropriés. Pour les problèmes de stabilité à long terme, le test CU ou CD- Les tests sont appropriés, en fonction des conditions de drainage sur le terrain. Pour une présentation plus détaillée de ces aspects et d'autres aspects similaires, le lecteur est invité à se reporter à "The relevance of triaxial test to the solution of stability problems" d'A.W. Bishop et L. Bjerrum-Proc. ASCE Res. Conf. Shear strength of Cohesive soils, Colorado, USA, 1960.

## 1.9 ESSAIS DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT

La détermination de la résistance au cisaillement d'un sol implique le tracé d'enveloppes de rupture et l'évaluation des paramètres de résistance au cisaillement pour les conditions nécessaires. Les essais suivants sont utilisés à cette fin:

Essais de laboratoire

1. Essai de cisaillement direct
2. Essai de compression triaxiale
3. Essai de compression non confiné
4. Essai de cisaillement de Scissomètre en laboratoire
5. Essai de torsion
6. Essais de cisaillement de l'anneau

Tests sur le terrain

1. Test de cisaillement Scissomètre
2. Test de pénétration

Les trois premiers tests parmi les tests de laboratoire sont très couramment utilisés, tandis que le quatrième connaît une grande affluence en raison de sa simplicité. Les cinquième et sixième tests sont principalement utilisés à des fins de recherche et ne sont donc pas traités ici. Le principe du test de Scissomètre sur le terrain est le même que celui du test de cisaillement de Scissomètre en laboratoire, sauf que l'appareil est de plus grande taille pour faciliter l'utilisation sur le terrain. Le test de pénétration implique la mesure de la résistance d'un sol à la pénétration d'un cône ou d'un cylindre, comme une indication de la force de cisaillement. Cette procédure est indirecte et plutôt empirique par nature, bien que des corrélations soient possibles. Les essais in situ ne sont pas non plus pris en compte ici.

### 1.9.1 Essai de cisaillement direct

Le dispositif de cisaillement direct, également appelé "boîte de cisaillement", est essentiellement constitué d'une boîte, séparée horizontalement à mi-hauteur du spécimen de sol, comme le montre schématiquement la figure 1.8. Le sol est saisi dans des plaques métalliques perforées, derrière lesquelles des disques poreux peuvent être placés si nécessaire pour permettre au spécimen de se drainer. Pour les essais non drainés, les plaques métalliques et le métal solide de grilles peuvent être utilisés. La taille habituelle du plan du spécimen est de 60 mm de côté; mais une taille plus grande comme le carré de 300 mm ou même plus, est utilisée pour tester des matériaux granulaires de plus grande taille comme le gravier. L'épaisseur ou la hauteur minimale de l'échantillon est de 20 mm.

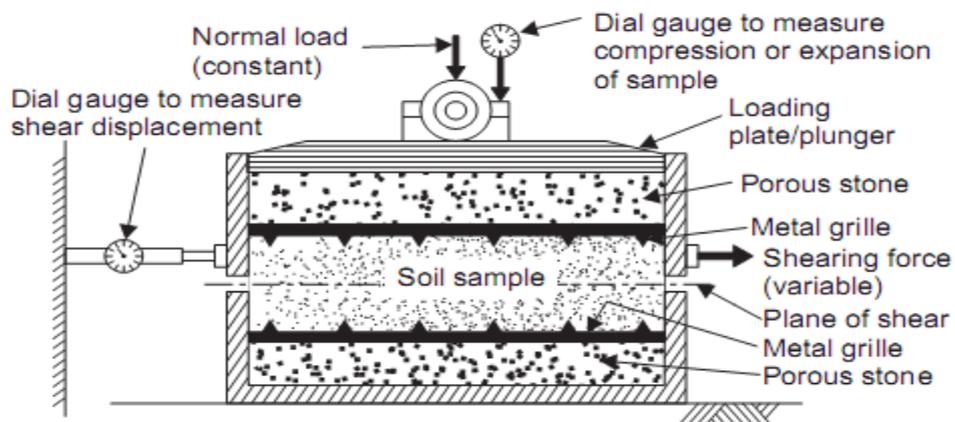
Après avoir placé l'échantillon à tester dans l'appareil ou la boîte de cisaillement, une charge normale verticale est appliquée sur le dessus de l'échantillon au moyen d'un étrier de

chargement et de poids. Comme le plan de cisaillement est prédéterminé comme étant le plan horizontal, cela devient la contrainte normale sur le plan de rupture, qui est maintenu constant tout au long du test. Une force de cisaillement est appliquée à la moitié supérieure de la boîte, qui est initialement nulle et qui est augmentée jusqu'à ce que l'échantillon se rompe.

Deux types d'application du cisaillement sont possibles, l'un dans lequel la contrainte de cisaillement est contrôlée et l'autre dans lequel la déformation de cisaillement est contrôlée. Les principes de ces deux types de dispositifs sont illustrés schématiquement dans les figure 18 (b) et (c), respectivement. Dans le cas du contrôle de la contrainte la contrainte de cisaillement, qui est la variable contrôlée, peut être appliquée à un taux constant ou plus communément par incréments égaux au moyen de poids calibrés suspendus à un cintre fixé à un fil passant sur une poulie. Chaque incrément de force de cisaillement est appliqué et maintenu constante, jusqu'à ce que la déformation de cisaillement cesse. Le déplacement du cisaillement est mesuré à l'aide d'un comparateur à cadran fixé sur le côté de la boîte.

Dans le type à contrainte contrôlée, le déplacement du cisaillement est appliqué à un taux constant au moyen d'une vis actionnée manuellement ou par un moteur.

Avec ce type d'essai, la force de cisaillement nécessaire pour compenser la résistance dans le sol est automatiquement développée. Cette force de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau d'essai, un anneau en acier qui a été soigneusement usiné, équilibré et calibré. La déflexion de l'anneau annulaire est mesurée à l'aide d'un comparateur à cadran placé à l'intérieur de l'anneau, la force causale étant obtenue pour tout déplacement au moyen du tableau d'étalonnage fourni par le fabricant. Le déplacement du cisaillement est mesuré à nouveau à l'aide d'un autre comparateur à cadran fixé sur le côté de la boîte.



(a) Schematic Diagram

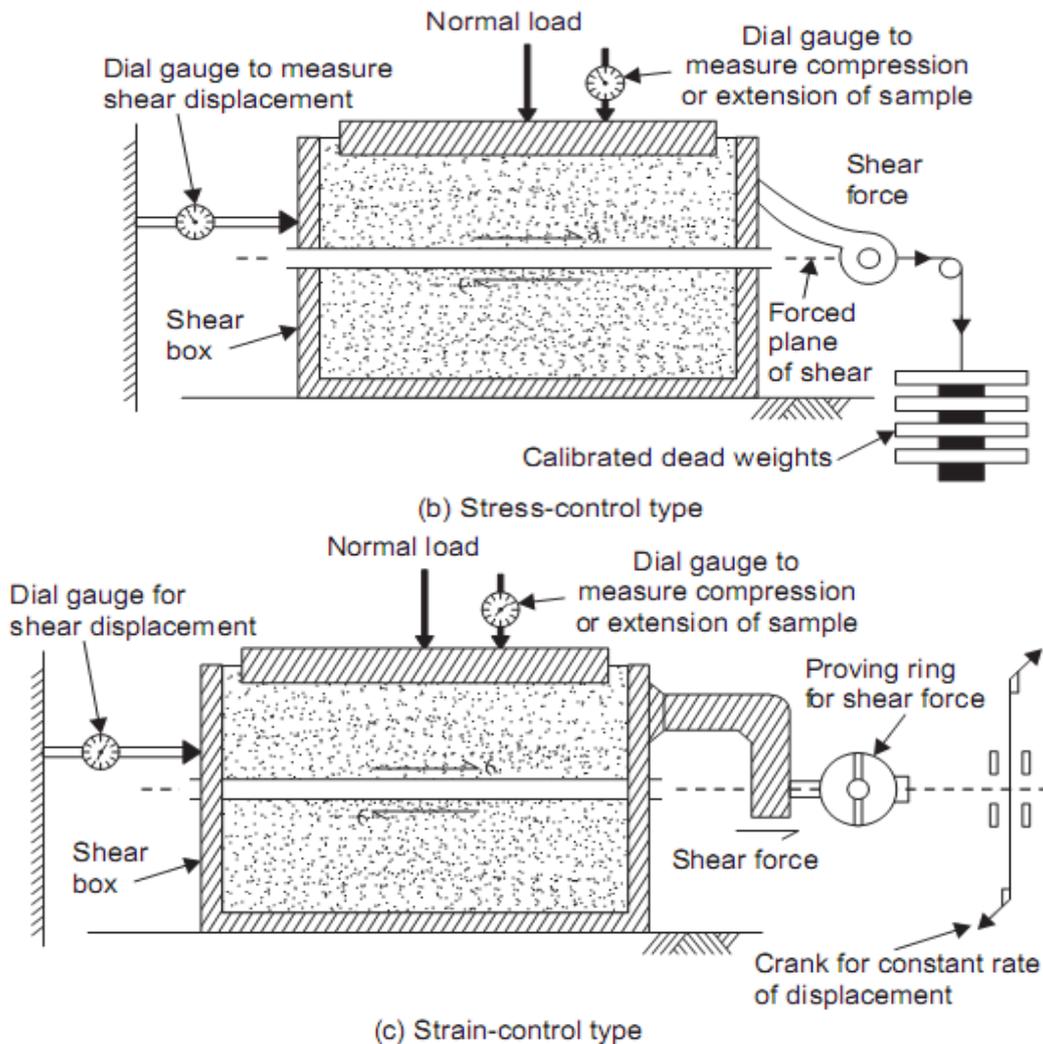


Figure.1.8 Dispositif de cisaillement direct

Dans les deux cas, un comparateur à cadran fixé au piston, par lequel la charge normale est appliquée, permettra de déterminer les changements d'épaisseur de l'échantillon de sol, ce qui aidera à calculer les changements de volume de l'échantillon, le cas échéant. Le type de contrôle de la contrainte est très largement utilisé. La déformation est prise comme le rapport entre le déplacement du cisaillement et l'épaisseur de l'échantillon. Les lectures de l'anneau d'essai peuvent être prises à des déplacements fixes ou même le moteur électrique induit un taux d'effort constant. Une chute soudaine de la lecture de l'anneau de l'essai ou un nivellement dans les lectures successives, indique une rupture par cisaillement du spécimen de sol.

La déformation de cisaillement peut être tracée en fonction de la contrainte de cisaillement ; elle peut être tracée en fonction du rapport de la contrainte de cisaillement sur la contrainte normale ; et elle peut également être tracée en fonction du changement de volume. Chaque graphique peut fournir des informations utiles d'une manière ou d'une autre. Les contraintes peuvent être obtenues des forces en les divisant par la surface de la section transversale de l'échantillon.

Les conditions de contrainte sur le plan de rupture et le cercle de Mohr correspondant pour l'essai de cisaillement direct sont indiqués respectivement sur les figures 1.9 (a) et (b).

Le plan de rupture est ici prédéterminé comme étant le plan horizontal. Plusieurs échantillons sont testés sous différentes charges normales et les résultats sont reportés sur un graphique pour obtenir les enveloppes de rupture.

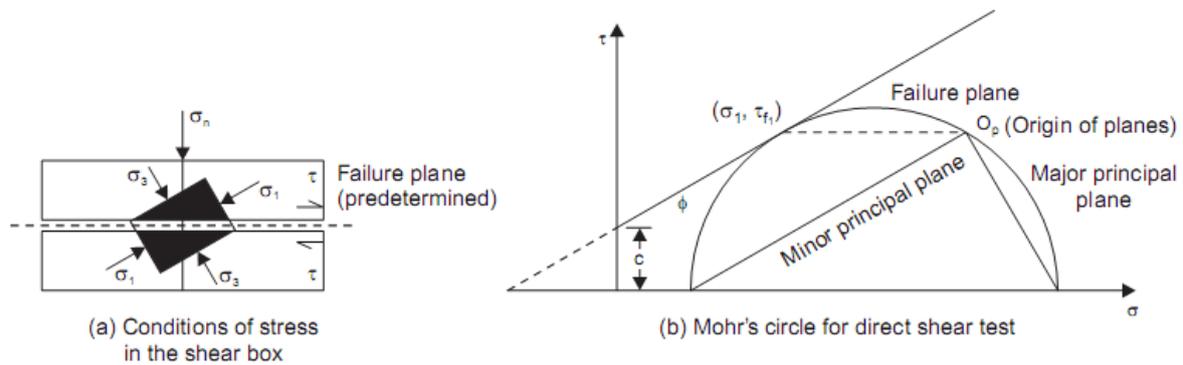


Figure.1.9 Représentation des contraintes dans un test de cisaillement direct

Le test de cisaillement direct est un test relativement simple. Un drainage rapide, c'est-à-dire une dissipation rapide de la pression des orifices, est possible puisque l'épaisseur de l'échantillon est faible. Cependant, le test présente les inconvénients spécifiques suivants, qui limitent son application.

1. Les conditions de contrainte sont complexes principalement en raison de la répartition non uniforme des contraintes normales et de cisaillement sur le plan.
2. Il n'y a pratiquement aucun contrôle du drainage de l'échantillon de sol car la teneur en eau d'un sol saturé change rapidement avec la contrainte.
3. La surface de glissement en cas de rupture sera inférieure à la surface d'origine du spécimen de sol et, à proprement parler, il faut en tenir compte.
4. Les arêtes des grilles métalliques encastrées sur le dessus et le dessous de l'échantillon, provoquent une certaine déformation de l'échantillon.
5. L'effet de la retenue latérale par les parois latérales de la boîte de cisaillement est susceptible d'affecter les résultats.
6. Le plan de rupture est prédéterminé et ce n'est peut-être pas le plan le plus faible. En fait, c'est la limitation la plus importante du test de cisaillement direct.

### 1.9.2 Test de compression triaxiale

Le test de compression triaxiale, introduit par Casagrande et Terzaghi en 1936, est de loin le test de résistance au cisaillement le plus répandu et le plus utilisé tant pour les applications sur le terrain pour les objectifs de la recherche. Comme le nom lui-même l'indique, le spécimen de sol est soumis à trois des contraintes de compression dans des directions mutuellement perpendiculaires, l'une des trois contraintes étant augmentée jusqu'à ce que le spécimen ne soit plus cisailé. Habituellement, un spécimen cylindrique d'une hauteur égale à deux fois son diamètre est utilisé. Le système de contrainte tridimensionnel souhaité est obtenu par une application initiale d'une pression de fluide globale ou d'une pression de confinement par l'eau. Bien que cette la pression de confinement est maintenue constante tout au long de l'essai, la charge axiale ou verticale est augmentée progressivement et à un rythme uniforme. La contrainte axiale constitue donc la contrainte principale majeure et la pression de confinement agit dans les deux autres directions principales, la direction intermédiaire et

les contraintes principales mineures étant égales à la pression de confinement. Le principe est illustré dans Figure 1.10.

L'appareil consiste en une cellule cylindrique en verre ou en plexiglas, appelée "cellule triaxiale", dotée de dispositifs appropriés pour l'entrée du fluide cellulaire et l'application d'une pression au moyen d'un compresseur, la sortie de l'eau interstitielle de l'échantillon si l'on souhaite permettre un drainage qui peut autrement servir de raccord de pression de pore et de charge axiale par l'intermédiaire d'un piston et d'un bouchon de chargement, comme le montre la figure 1.11.

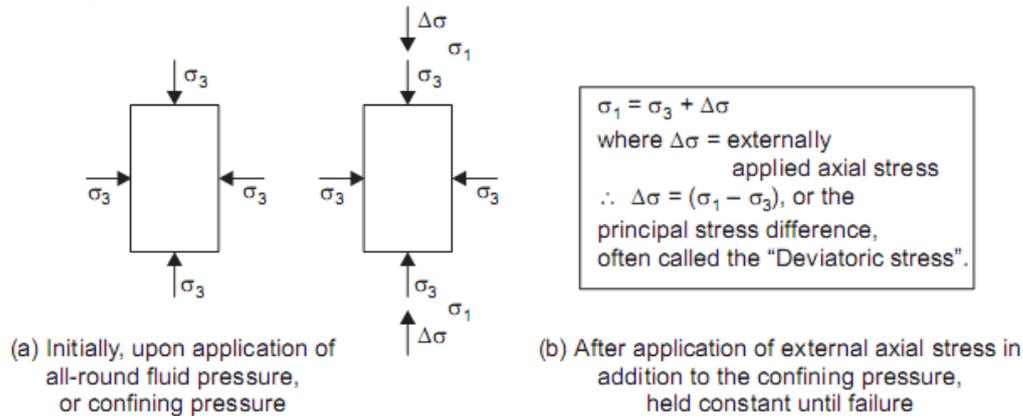


Figure.1.10 Principe et conditions de contrainte de l'essai de compression triaxiale

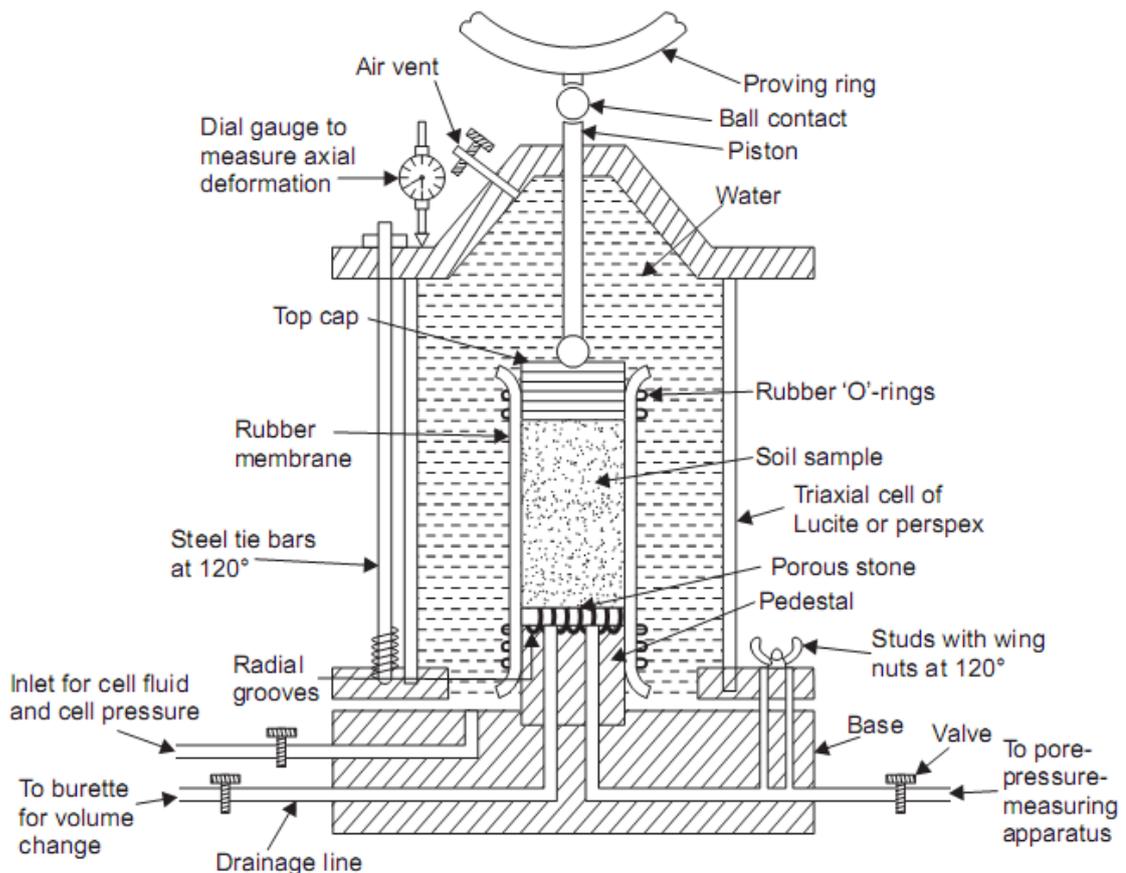


Figure.1.11 Cellule triaxiale avec accessoires

L'ensemble peut être placé sur la base d'un cadre de chargement motorisé avec une couronne d'essai faite pour s'appuyer sur le piston de chargement afin de mesurer la charge axiale à n'importe quel stade de l'essai.

Les étapes essentielles de la réalisation du test sont les suivantes :

- (i) Une pierre poreuse saturée est placée sur la base de montage et le spécimen de sol cylindrique est placé sur celle-ci.
- (ii) Le spécimen est enveloppé d'une membrane de caoutchouc pour l'isoler de l'eau avec laquelle la cellule sera remplie ultérieurement ; il est fermé avec le socle et le couvercle supérieur par du caoutchouc. Les "O" résonnent.
- (iii) La cellule est remplie d'eau et une pression est appliquée par l'eau, qui à son tour est transmise au spécimen de sol tout autour et en haut. Cette pression est appelée "cellule pression", "pression de chambre" ou "pression de confinement".
- (iv) Une contrainte axiale supplémentaire est appliquée tout en maintenant la pression cellulaire constante. Ceci introduit des contraintes de cisaillement sur tous les plans sauf les plans horizontal et vertical, sur lesquelles agissent les contraintes principales majeures, mineures et intermédiaires, ces deux dernières étant égales à la pression cellulaire en raison de la symétrie axiale.
- (v) La contrainte axiale supplémentaire est augmentée en continu jusqu'à ce que l'échantillon se rompe. (Ce qui constitue un effondrement est souvent une question de définition et peut être différent...) pour différents types de sols. Cet aspect sera abordé ultérieurement).

Un certain nombre d'observations peuvent être faites au cours d'un essai de compression triaxiale concernant les changements physiques qui se produisent dans le spécimen de sol :

- (a) Lorsque la pression cellulaire est appliquée, une pression d'eau interstitielle se développe dans l'échantillon, qui peut être mesurée à l'aide d'un appareil de mesure de la pression interstitielle, tel que le dispositif de pression interstitielle de Bishop (Bishop, 1960), relié à la conduite de pression interstitielle, après fermeture de la vanne de la conduite de drainage.
- (b) Si la pression interstitielle doit être dissipée, la conduite d'eau interstitielle est fermée, la conduite de drainage est ouverte et reliée à une burette. La diminution du volume de l'échantillon due à la consolidation est indiquée par l'eau drainée dans la burette.
- (c) La contrainte axiale associée à l'application d'une contrainte axiale supplémentaire peut être mesurée au moyen d'un jaugeur à cadran, réglé pour enregistrer le mouvement descendant du piston de chargement.
- (d) En appliquant la contrainte axiale supplémentaire, une certaine pression de pores se développe. Elle peut être mesurée à l'aide du dispositif de pression interstitielle, une fois que la conduite de drainage est fermée. D'autre part, si l'on souhaite que toute pression interstitielle développée puisse être dissipée, la conduite d'eau interstitielle est fermée et la conduite de drainage est ouverte comme indiqué précédemment.
- (e) La pression de la cellule est mesurée et maintenue constante pendant le déroulement de l'essai.
- (f) La contrainte axiale supplémentaire appliquée est également facilitée à l'aide d'une bague d'essai et d'un comparateur à cadran.

Ainsi, l'ensemble du test triaxial peut être visualisé en deux étapes importantes :

- (i) Le spécimen est placé dans la cellule triaxiale et une pression cellulaire est appliquée pendant la première étape.

- (ii) La contrainte axiale supplémentaire est appliquée et est augmentée en continu pour provoquer une rupture en cisaillement, le plan de rupture potentiel étant celui avec l'obliquité maximale pendant la deuxième étape.

**- Correction de zone pour la détermination de la contrainte axiale supplémentaire ou de la contrainte déviatrice**

La charge axiale supplémentaire appliquée à n'importe quel stade du test peut être déterminée à partir de la lecture de l'anneau d'essai. Pendant l'application de la charge, l'échantillon subit une compression axiale et une expansion horizontale dans une certaine mesure. On s'attend à ce que peu d'erreurs se glissent si le volume est censé rester constant, bien que la surface de la section transversale varie à mesure que la contrainte axiale augmente.

Cette hypothèse est parfaitement valable si l'essai est effectué dans des conditions non drainées, mais, pour les conditions drainées, la relation exacte est quelque peu différente.

Si  $A_0$ ,  $h_0$  et  $V_0$  sont respectivement la surface initiale de la section transversale, la hauteur et le volume de l'échantillon de sol, et si  $A$ ,  $h$  et  $V$  sont les valeurs correspondantes à n'importe quel stade de l'essai, les changements correspondants des valeurs désignés par  $A$ ,  $h$  et  $V$ , sont alors :

$$A(h_0 + \Delta h) = V = V_0 + \Delta V$$

$$A = \frac{V_0 + \Delta V}{h_0 + \Delta h}$$

Mais, pour la compression axiale, on sait que  $h$  est négatif.

$$A = \frac{V_0 + \Delta V}{h_0 - \Delta h} = \frac{V_0 \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0}\right)}{h_0 \left(1 - \frac{\Delta h}{h_0}\right)} = \frac{A_0 \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0}\right)}{(1 - \varepsilon_a)}$$

Puisque la déformation axiale

$$\varepsilon_a = \Delta h / h_0$$

Pour un test non drainé

$$A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon_a)} \quad , \text{ alors } \Delta V = 0 \quad (\text{Eq. 32})$$

C'est ce que l'on appelle la "correction de surface" et  $\frac{1}{1 - \varepsilon_a}$  c'est le facteur de correction.

Une expression plus précise pour la surface corrigée est donnée par

$$A = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon_a)} \cdot \left(1 + \frac{\Delta V}{V_0}\right) = \frac{V_0 + \Delta V}{(h_0 - \Delta h)} \quad (\text{Eq. 33})$$

Une fois que la surface corrigée est déterminée, la contrainte axiale supplémentaire  $\Delta\sigma$  ou la contrainte de déviation, est obtenue comme suite :

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\text{Charge axiale (à partir de la prise de lecture)}}{\text{correction de surface}}$$



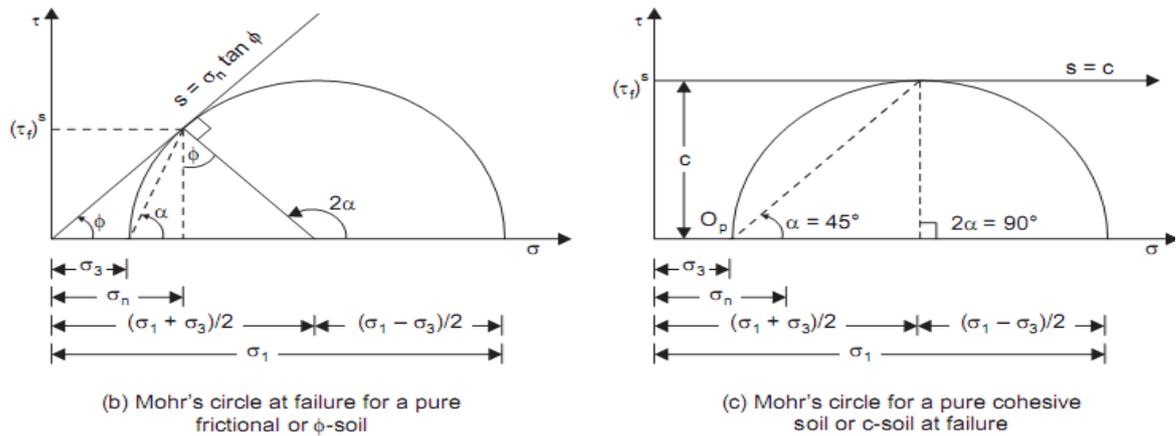


Figure 1.13 Cercle de Mohr à la rupture pour une pression de cellule particulière pour un essai triaxial

Les cercles de Mohr à la rupture pour une contrainte cellulaire particulière sont représentés pour les trois cas typiques d'un sol c-φ général, d'un sol avec φ et c=0 et d'un sol avec cohésion c et φ=0 dans les figures 1.13 (a), (b) et (c) respectivement. En référence à la figure 1.13 (a), la relation entre les contraintes principales majeures et mineures à la rupture peut être établie à partir de la géométrie du cercle de Mohr, comme suit :

Sur  $\triangle DCG$ ,  $2\alpha = 90^\circ + \phi$ ,  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$

Encore une fois sur  $\triangle DCG$

$$\sin \phi = DC / GC = DC / (GM + MC) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) / 3}{c \cot \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) / 2}$$

$$= \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cot \phi + (\sigma_1 + \sigma_3)}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \tag{Eq. 35}$$

$$\sigma_1(1 - \sin \phi) = \sigma_3(1 + \sin \phi) + 2c \cdot \cos \phi$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_3(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} + \frac{2c \cos \phi}{(1 - \sin \phi)}$$

Or  $\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \phi/2) + 2c \tan(45^\circ + \phi/2) \tag{Eq. 36}$

Or  $\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha \tag{Eq. 37}$

On peut aussi l'écrire sous la forme  $\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \tag{Eq. 38}$

OU  $N_\phi = \tan^2 \alpha = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \tag{Eq. 39}$

L'équation 8.36 ou les équations Eq1.38 et Eq1.39 définissent la relation entre les contraintes principales à la rupture. Cet état de contrainte est défini comme "état d'équilibre plastique", lorsque la rupture est proche.

D'après un essai, un couple de contrainte  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  est connu ; cependant, il ressort de l'équation Eq1.36 qu'au moins deux essais de ce type sont nécessaires pour évaluer les paramètres  $c$  et  $\phi$ .

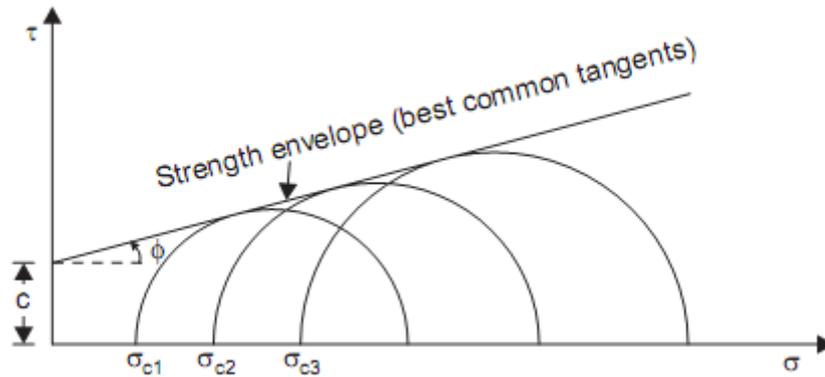


Figure 1.14 Cercles de Mohr pour les essais triaxiaux avec différentes pressions cellulaires et enveloppe de résistance

La procédure habituelle consiste à tracer les cercles de Mohr pour un certain nombre de tests et à prendre la meilleure tangente commune aux cercles comme enveloppe de résistance. Une petite courbure se produit dans l'enveloppe de résistance de la plupart des sols, mais comme cet effet est léger, l'enveloppe à toutes fins utiles, peut être considérée comme une ligne droite. L'interception de l'enveloppe de résistance sur l'axe - donne la cohésion et l'angle d'inclinaison de cette ligne avec l'axe - donne l'angle de frottement interne, comme le montre la figure 1.14.

Lambe et Whitman (1969) préconisent une procédure modifiée pour obtenir l'enveloppe de rupture en fonction de  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ . L'équation 35 peut être réécrite comme suit :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)/2 = d + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \cdot \tan \psi \quad (\text{Eq. 40})$$

Ou  $tg \psi = \sin \phi$  (Eq. 41)

Et  $d = c \times \cos \phi$  (Eq. 42)

L'équation 8.40 indique une relation linéaire entre  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$  et peut être tracé à partir des résultats d'une série d'essais de compression triaxiale, comme le montre la figure 1.15

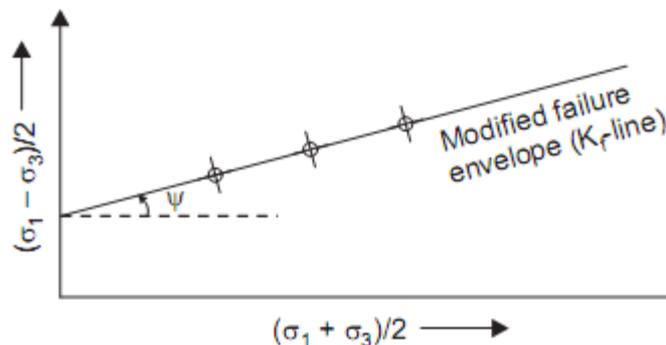


Figure 1.15 Procédure alternative d'évaluation des paramètres de résistance au cisaillement (d'après Lambe et Whitman, 1969)

La meilleure ligne droite est ajustée aux données, de sorte que la moyenne de l'inévitable dispersion des résultats expérimentaux est automatiquement prise en compte. Une fois les

valeurs,  $d$  et sont obtenues,  $C$  et  $\psi$  peuvent être calculés en utilisant les équations Eq1.41 et Eq1.42.

### - Présentation graphique des résultats des tests de compression triaxiale.

Voici la série habituelle de courbes tracées à partir de données provenant de tests de compression triaxiale :

- (i) Contrainte principale majeure par rapport au % de déformation axiale
- (ii)  $\sigma_1/\sigma_3$  en fonction du % de déformation axiale
- (iii) % de déformation volumétrique par rapport au % de déformation axiale
- (iv) Contraintes principales majeurs par rapport au changement de volume
- (v) Les cercles de Mohr à la rupture pour chaque ensemble d'échantillons de sol testés, à partir desquels les paramètres de résistance du cisaillement peuvent être évalués.

Une multitude d'autres informations utiles peuvent être obtenues à partir des données recueillies lors du test de compression triaxiale si elles sont correctement présentées.

### - Types de rupture d'un échantillon à l'essai de compression triaxiale

Un spécimen d'essai de compression triaxiale peut présenter un mode ou une forme particulière au moment de la rupture, en fonction de la nature du sol et de son état, comme l'illustre la figure 1.16.

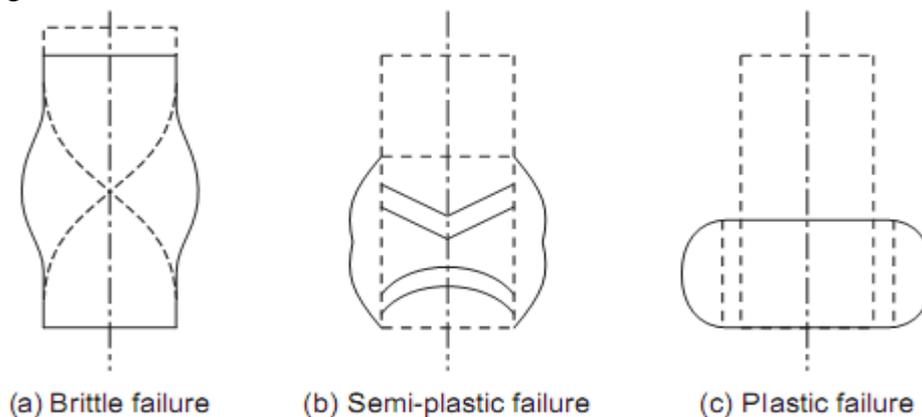


Figure 1.16 Modes de rupture dans un test de compression triaxiale

Le premier type est une rupture fragile avec un plan de cisaillement bien défini, le deuxième type est une rupture semi-plastique présentant des cônes de cisaillement et un certain renflement latéral, et le troisième type est une rupture plastique avec un renflement latéral bien exprimé

Dans le cas d'une rupture plastique, la contrainte continue d'augmenter lentement à un rythme réduit avec une tension croissante, sans étape spécifique pour identifier la rupture. Dans un tel cas, la rupture est supposée avoir eu lieu lorsque la contrainte atteint une valeur arbitraire telle que 20 %.

### - Les avantages du test de compression triaxiale

Voici les points significatifs du test de compression triaxiale :

- (1) La rupture se produit le long du plan le plus faible contrairement au plan prédéterminé dans le cas d'un essai de cisaillement direct.

- (2) La répartition des contraintes sur le plan de rupture est beaucoup plus uniforme que dans l'essai de cisaillement direct : la rupture n'est pas aussi progressive, mais la force de cisaillement est mobilisée d'un seul coup. Bien entendu, l'effet de la retenue de l'échantillon est considéré comme un inconvénient ; toutefois, il se peut que cela n'ait pas d'effet significatif sur les résultats, car les conditions sont plus uniformes au degré voulu près du milieu de la hauteur de l'échantillon où la rupture se produit habituellement.
- (3) Un contrôle complet des conditions de drainage est possible grâce au test de compression triaxiale ; cela permettrait de mieux simuler les conditions de terrain
- (4) La possibilité de faire varier la pression cellulaire ou la pression de confinement offre également un autre moyen de simuler les conditions de terrain pour l'échantillon, afin que les résultats soient interprétés de manière plus significative.
- (5) Des mesures précises de la pression d'eau interstitielle et des variations de volume pendant l'essai sont possibles.
- (6) L'état de contrainte dans l'échantillon est connu sur tous les plans et pas seulement sur un plan de rupture prédéterminé comme c'est le cas avec les essais de cisaillement direct.
- (7) L'état de contrainte de tout plan peut être déterminé non seulement en cas de rupture, mais aussi à tout stade antérieur
- (8) Des tests spéciaux, tels que des tests d'extension, peuvent également être effectués avec l'appareil triaxial.
- (9) Il fournit un système de contraintes tridimensionnelles ingénieux et symétrique mieux adapté à la simulation des conditions de terrain.

### 1.9.3 Test de compression libre

C'est un cas particulier d'essai de compression triaxiale ; la pression de confinement étant nulle. Une éprouvette de sol cylindrique, généralement de la même taille standard que celle de la compression triaxiale, est chargée axialement par une force de compression jusqu'à ce que la rupture se produise. Comme l'échantillon est latéralement non confiné le test est connu sous le nom de "test de compression non confiné". Aucune membrane en caoutchouc n'est nécessaire d'encapsuler le spécimen. La contrainte de compression axiale ou verticale est le principal et les deux autres principales contraintes sont nulles.

Ce test peut être effectué sur des sols cohésifs non remaniés ou remodelés. Il ne peut pas être réalisé sur des sols à gros grains tels que les sables et les graviers, car ceux-ci ne peuvent pas tenir sans soutien latéral. Le test est également rapide ou non car on suppose que il n'y a pas de perte d'humidité pendant le test, qui est effectué assez rapidement. En raison de sa simplicité il est souvent utilisé comme un test sur le terrain, en plus d'être utilisé en laboratoire. Le plan de rupture n'est pas prédéterminé et la rupture se produit sur le plan le plus faible.

L'échantillon d'essai est chargé par un ressort calibré au moyen d'un simple vérin à vis actionné manuellement au sommet de la machine. Différents ressorts ayant des valeurs de rigidité allant de 2 à 20 N/mm peuvent être utilisés pour tester des sols de différentes résistances. La courbe de la charge en fonction de la déformation est tracée directement sur une feuille de papier au moyen d'un bras d'enregistrement autographique. Pour toute

contrainte verticale ou axiale, la surface corrigée peut être calculée, en supposant qu'il n'y a pas de changement de volume.

La contrainte axiale est obtenue en divisant la charge par la surface corrigée. L'appareil est représenté dans L'échantillon est placé entre deux cônes métalliques fixés à deux plaques horizontales, la plaque supérieure étant fixe et la plaque inférieure coulissant sur des tiges verticales. Le ressort est soutenu par une plaque et une vis de chaque côté. La plaque peut être soulevée en tournant une poignée de manière à appliquer une charge de compression sur le spécimen de sol.

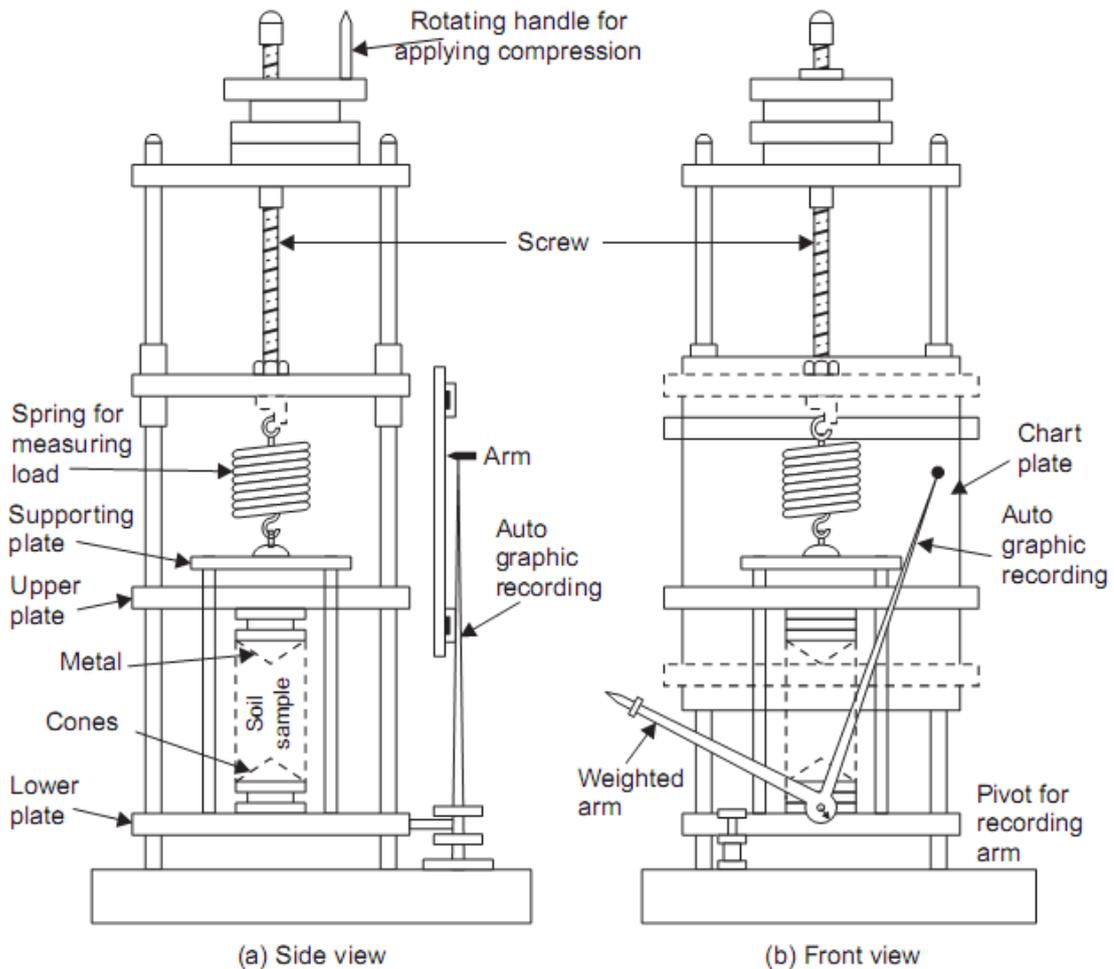


Figure 1.17 Appareil de compression non confiné

Le diagramme contrainte-déformation est présenté graphiquement. Le mouvement vertical est égal à l'extension du ressort, et donc, est proportionnel à la charge. Lorsque la plaque inférieure se déplace vers le haut, la plaque supérieure bascule sur le côté, les bras massés s'appuient sur une butée. Le mouvement latéral est donc à la contrainte axiale de l'échantillon de sol. La surface de la section transversale augmente quand le spécimen est comprimé. Un masque transparent calibré est utilisé pour lire la contrainte directement à partir du graphique. On peut aussi utiliser un cadre de chargement avec un anneau de comparateur à cadran pour mesurer la compression axiale de l'échantillon. La contrainte de compression maximale est celle qui se trouve au sommet de la courbe contrainte-déformation. Si le pic n'est pas bien défini, une valeur de déformation arbitraire par exemple, 20 % est considérée comme écoulement.

- **Cercle de Mohr pour l'essai de compression non confiné.**

Les cercles de Mohr pour le test de compression sans confinement sont illustrés à la figure 1.18. A partir de l'équation Eq1.36, en reconnaissant que  $\sigma_3 = 0$

$$\sigma_1 = 2C \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (\text{Eq1.43})$$

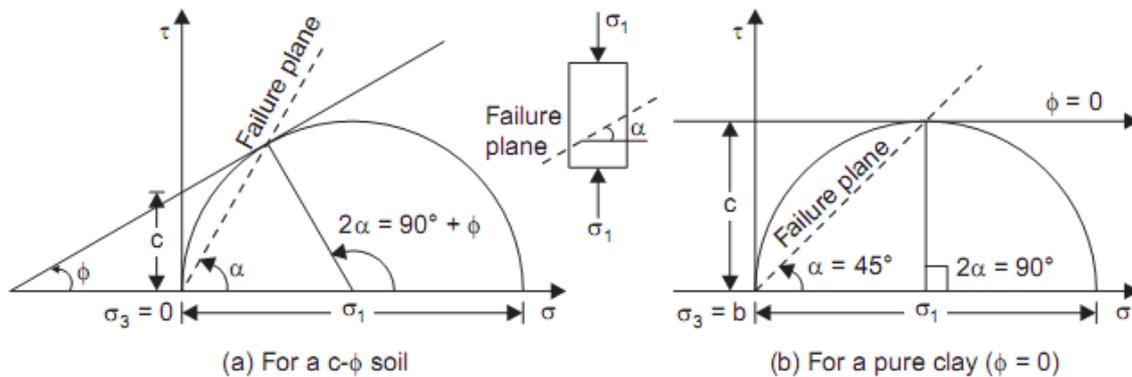


Figure 1.18 Cercles de Mohr pour le test de compression non confiné

Les deux inconnues - c et  $\phi$ - ne peuvent pas être résolues car un nombre quelconque de tests de compression non confinés ne donnerait qu'une seule valeur pour  $\sigma_1$ . Par conséquent, le test de compression libre est surtout utile pour déterminer la résistance au cisaillement des argiles saturées pour lesquelles la valeur de  $\phi$  est presque nulle, dans des conditions non drainées.

Dans un tel cas, l'équation Eq1.43 se réduit à :

$$\sigma_1 = \phi_u = 2C \quad (\text{Eq1.44})$$

Où  $\phi_u$  est la résistance de compression non confiné.

Ainsi, la résistance au cisaillement ou la valeur de cohésion pour une argile saturée provenant d'un essai de compression non confiné est considérée comme étant la moitié de la résistance à la compression non confiné.

**1.10 PARAMÈTRES DE RESSION INTERSTITIELLE**

La pression de l'eau interstitielle joue un rôle important dans la détermination de la résistance du sol. Le changement de La pression d'eau interstitielle due à la modification de la contrainte appliqué est caractérisé par des coefficients sans dimension, appelés "coefficients de pression interstitielle" ou "paramètres de pression interstitielle" A et B. Ces paramètres ont été proposés par le professeur A.W. Skempton (Skempton, 1954) et sont maintenant universellement reconnus.

Dans un essai de compression triaxiale non drainée, les pressions d'eau interstitielle se développent dans la première étape d'application de la pression cellulaire ou de la pression de confinement, ainsi que dans la deuxième étape d'application d'une contrainte axiale supplémentaire ou d'une contrainte de déviation.

Le rapport entre la pression d'eau interstitielle développée et la pression de confinement appliqué est appelé le paramètre B :

$$(\text{Eq1.45})$$

$$B = \frac{\Delta U_c}{\Delta \sigma_c} = \frac{\Delta U_c}{\Delta \sigma_3}$$

Comme aucun drainage n'est autorisé, la diminution du volume du squelette du sol est égale à celle du volume d'eau interstitielle. En utilisant cela et les principes de la théorie de l'élasticité on peut montrer que :

$$B = \frac{1}{1 + n \frac{C_v}{C_c}} \quad (\text{Eq1.46})$$

Où  $C_v$  et  $C_c$  représentent les coefficients de consolidation et volumétrique (changement de volume par unité de volume par unité d'augmentation de pression) de l'eau interstitielle et du sol respectivement et  $n$  est la porosité

Pour un sol saturé,  $C_c$  est très supérieur à  $C_v$ , et  $B$  est très proche de l'unité; pour un sol sec  $C_v$ , la valeur de l'air interstitiel est beaucoup plus grande que  $C_c$  et  $B$  est pratiquement négligeable ou nulle.

La variation de  $B$  en fonction du degré de saturation, trouvé expérimentalement, est illustré à la figure 1.21.

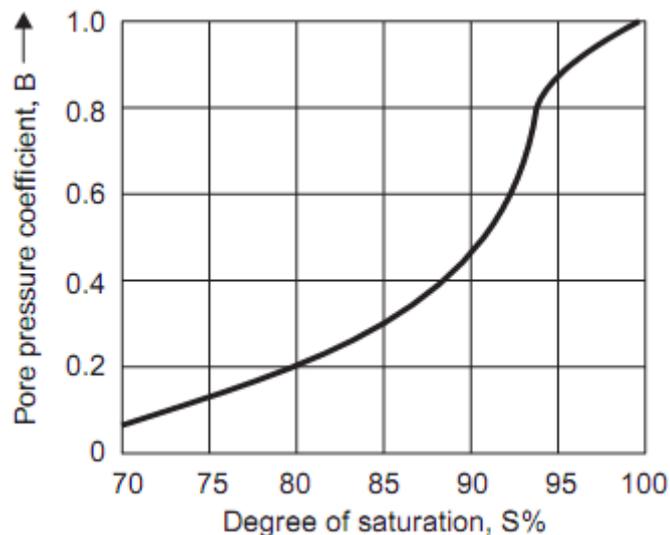


Figure 1.19 Variation du facteur B en fonction du degré de saturation

On sait également que la valeur de  $B$  varie quelque peu en fonction du déviateur de contraintes. Les pressions d'eau interstitielle se développent pendant l'application du déviateur de contrainte également dans un essai de compression triaxiale; le coefficient de pression interstitielle ou paramètre  $\bar{A}$  est défini à partir de  $A$  comme suit :

$$\bar{A} = \frac{\Delta U_d}{(\sigma_1 - \Delta \sigma_3)} \quad (\text{Eq1.47})$$

Où  $\Delta U_d$  pression dans les pores développée en raison d'une augmentation du déviateur de contrainte,  $\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$  et  $\bar{A}$  est le produit de  $A$  et  $B$ .

Le facteur  $A$  ou paramètre n'est pas une constante. Il varie en fonction du sol, de son historique de contraintes et du déviateur de contrainte appliqué. Sa valeur peut être spécifiée à la rupture ou au déviateur maximal de contrainte ou à toute autre étape souhaitée de l'essai. Le facteur  $A$  varie également avec l'indice de densité initiale dans le cas des sables et avec le taux

de surconsolidation dans le cas des argiles. La figure 1.22 montre sa variation en fonction du taux de surconsolidation, tel qu'il est donné par Bishop et Henkel (1962).

L'expression générale pour la pression d'eau interstitielle développée et les changements de contraintes appliqués est la suivante :

$$\Delta U = B\{\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)\} \quad (\text{Eq1.48})$$

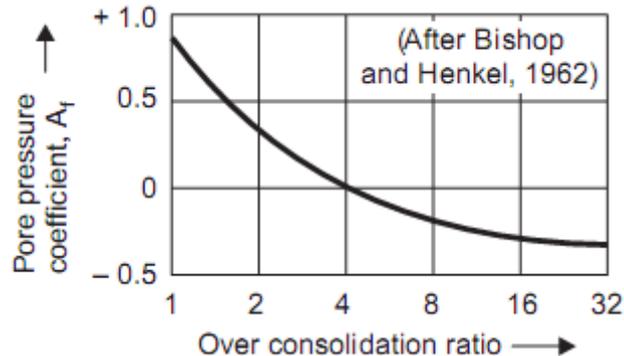


Figure 1.20 : Variation du facteur A à la limite de rupture en fonction du rapport de surconsolidation

A pour un matériau parfaitement élastique peut s'avérer être 1/3. Cela peut également être écrit sous forme :

$$\Delta U = B \cdot \Delta\sigma_3 + \bar{A}(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad \text{ou} \quad \bar{A} = A \cdot B \quad (\text{Eq1.49})$$

Si  $\Delta U$  est considéré comme la somme de deux composantes  $\Delta U_d$  et  $\Delta U_c$ ,

$$\Delta U_c = B \cdot \Delta\sigma_3$$

$$\text{Et} \quad \Delta U_d = \bar{A} \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Pour le test triaxial classique à pression de cellule constante, pendant l'application du déviateur,  $\sigma_3 = 0$  et  $\Delta\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_3)$ . En prenant B comme unité pour la saturation complète, l'équation 8,50 pour ce cas de test UU se réduira à :

$$\Delta U = \Delta\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{Eq1.50})$$

$\bar{A}$  et donc A peut être facilement déterminé à partir du test de compression triaxiale classique de type UU.\*

Pour les essais CU où le drainage est autorisé pendant l'application de la pression cellulaire,  $\Delta U_c$  est égal à zéro, et la valeur correspondante de  $\Delta U$  est donné par :

$$\Delta U = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

A Facteur peut être aussi élevé que 2 à 3 pour le sable fin saturé en vrac, et aussi bas que 0,5 pour l'argile fortement préconsolidée. (Eq1.51)

### - Utilisations et applications des paramètres de la pression interstitielle

Les paramètres de Skempton sur la pression interstitielle sont très utiles dans les problèmes de terrain impliquant la prédiction des pressions interstitielles induites suite à des changements connus de la contrainte totale.

Un exemple classique est la construction d'un remblai en terre ou d'un barrage en terre sur un dépôt de soft day. Si la vitesse de construction est telle que la pression d'eau interstitielle induite dans le sol de fondation ne peut pas être dissipée, l'état non drainé prévaut. Si la

pression interstitielle développée est excessive, la résistance au cisaillement du sol de fondation, qui dépend de la contrainte effective, diminue, mettant ainsi en danger la stabilité de la fondation. La prévision des changements de pression interstitielle avec l'augmentation des contraintes totales résultant de l'augmentation de la hauteur du remblai/barrage peut être faite en utilisant les paramètres de pression interstitielle. La stabilité de la structure peut ainsi être assurée.

L'ingénieur en construction peut suggérer un rythme de construction approprié par étapes afin que les pressions interstitielles excessives puissent être maintenues sous contrôle pour assurer la stabilité pendant et après la construction.

### 1.11 APPROCHE DU CHEMIN DE CONTRAINTES

Un "chemin de contrainte" est une courbe ou une ligne droite qui est le lieu d'une série de points de contrainte représentant les changements de contrainte dans une éprouvette ou dans un élément du sol in situ, pendant le chargement ou le déchargement, conçus comme dans un essai triaxial dans le premier cas ou causés par des forces de la nature comme dans ce dernier. Une façon élémentaire de surveiller les changements de stress consiste à montrer les cercles de stress de la Mohr à différents stades de chargement/déchargement. Mais cette méthode peut être lourde et déroutante lorsque plusieurs cercles doivent être représentés dans le même diagramme.

Afin de surmonter ce problème, Lambe et Whitman (1969) ont suggéré que le lieu des points représentant la contrainte de cisaillement maximale agissant sur le sol à différents stades soit traité comme un "chemin de contrainte", qui peut être tracé et étudié à la place des cercles de Mohr correspondants. C'est ce que montre la figure 1.23

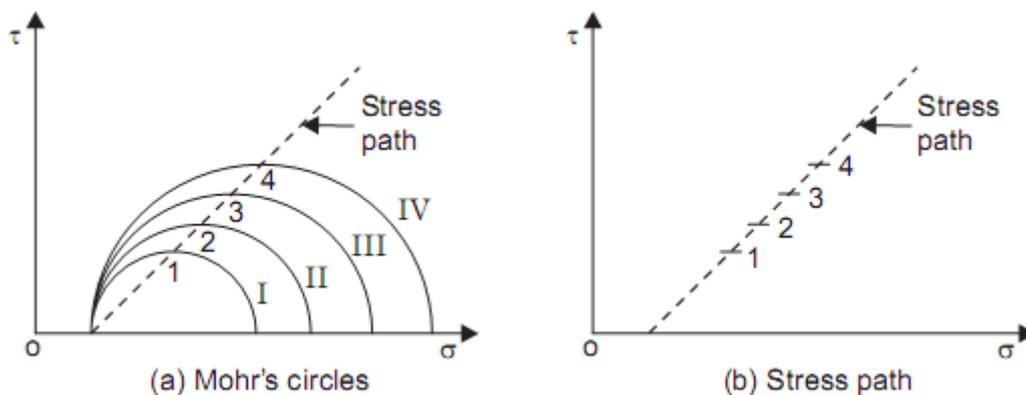


Figure 1.21 Cheminement de la contrainte (Lambe et Whitman, 1969)  
pour le cas de  $\sigma_1$  croissant et  $\sigma_3$  constant

Les coordonnées des points sur le trajet du contrainte sont  $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$  et  $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$  Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les principales contraintes verticales et horizontales, celles-ci deviennent  $\left(\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}\right)$  et  $\left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right)$

Les contraintes effectives ou les contraintes totales peuvent être utilisées à cette fin. Les types de base du cheminement des contraintes et les coordonnées sont :

\*Il est cependant préférable d'utiliser une valeur de B appropriée à la fourchette de pression dans la partie déviatrice de l'essai.

(c) Cheminement de contrainte total moins la pression statique des interstices (PSTE) :

$$\left[ \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - U_0 \right) \text{ et } \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \right]$$

$u_0$  : Pression statique de l'eau interstitielle.

$u_0$  est égal à zéro dans l'essai triaxial classique, et b) et c) coïncident dans ce cas. Mais si une contre-pression est utilisée dans l'essai,  $u_0$  est égal à la contre-pression. Pour un élément in-situ, la pression statique de l'eau interstitielle dépend du niveau de la nappe phréatique.

La figure 1.24 montre les trajectoires de contrainte typiques pour les essais de compression et d'extension triaxiale (cas de chargement et de déchargement).

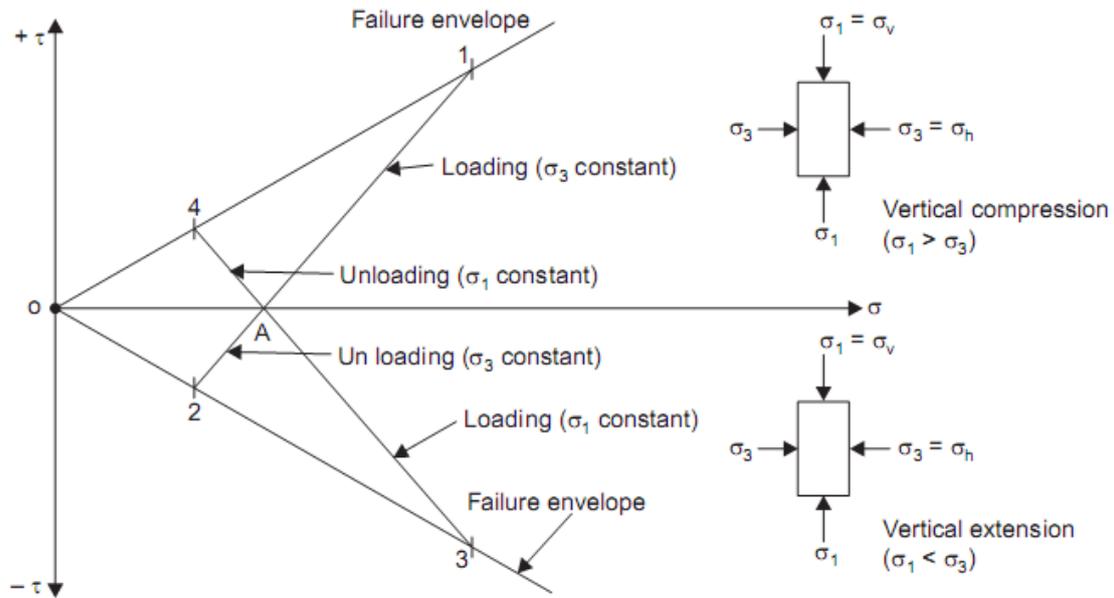


Figure 1.22 Trajets de contrainte typiques pour les essais de compression et d'extension triaxiale (chargement/déchargement)

A-1 est le chemin de contrainte efficace pour le test de compression triaxiale conventionnel pendant la charge. ( $\Delta\sigma_v =$  positif et  $\Delta\sigma_h = 0$ , c'est-à-dire que  $\sigma_h$  est constant). Un cas typique de terrain est une semelle soumise à une charge verticale.

A-2 est le cas de déchargement du test d'extension triaxiale ( $\Delta\sigma_v = 0$  et  $\Delta\sigma_h =$  négatif). La fouille des fondations est un exemple typique de terrain.

A-3 est le cas de chargement du test d'extension triaxiale ( $\Delta\sigma_v = 0$  et  $\Delta\sigma_h =$  positif). La résistance passive à la terre est représenté par ce chemin de contrainte.

A-4 est le cas de déchargement de l'essai de compression triaxiale ( $\Delta\sigma_u = 0$  et  $\Delta\sigma_h =$  négatif). La pression active de la terre sur les murs de soutènement est l'exemple typique de cette contrainte chemin.

La figure 1.23 montre les trajectoires de stress typiques d'un test drainé. Le point A correspond à la condition de contrainte avec seulement la pression de confinement qui agit ( $\sigma_1 = \sigma_3$  et  $\tau = 0$ ). Le point F représente la rupture. Les chemins de contrainte pour les contraintes effectives, les contraintes totales et les contraintes totales moins la pression statique de l'eau interstitielle sont montrés séparément dans la même figure.

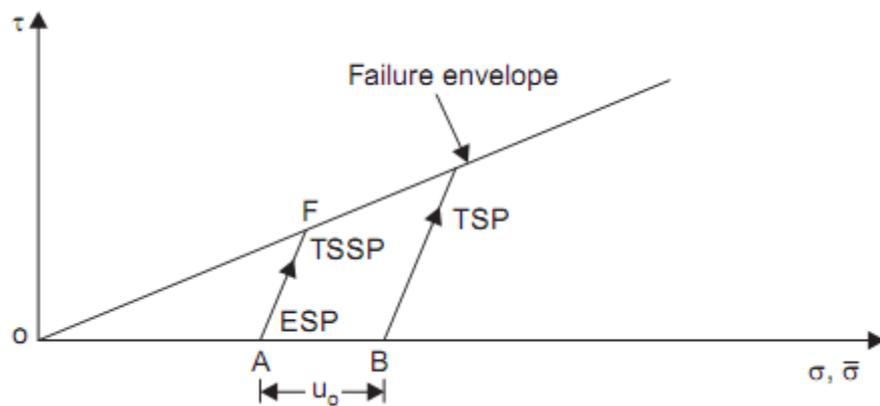


Figure 1.23 Chemins de contrainte pour un test drainé

[Note : TSP à droite de ESP indique une pression d'eau de d'épave positive].

La figure 1.24 montre que les trajectoires de contrainte pour un essai consolidé non drainé sur une argile normalement consolidée.

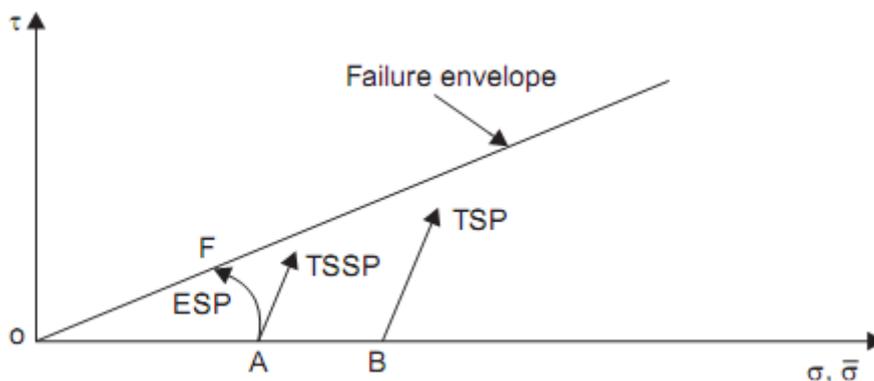


Figure 1.24 Chemins de contrainte pour un essai consolidé non drainé sur une argile normalement consolidée

La figure 1.25 montre les chemins de contrainte pour un essai consolidé non drainé sur une argile surconsolidée.

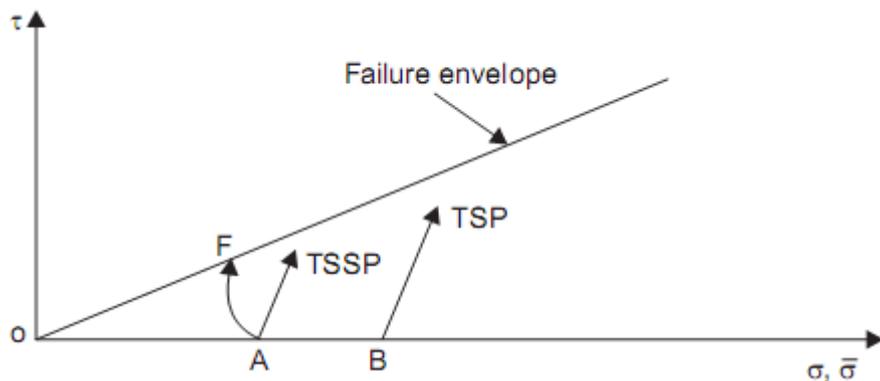


Figure 1.25 Chemin de contrainte pour un essai consolidé non drainé sur une argile surconsolidée

[Note : le TSSP à droite de l'ESP indique une surpression interstitielle positive ; le TSSP à gauche de l'ESP indique une surpression interstitielle négative. Les deux coïncident pour une surpression interstitielle nulle].

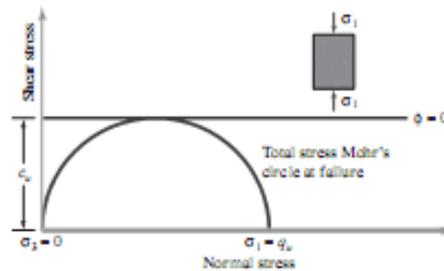
### Test de compression sur l'argile saturée

Le test de compression non confiné est un type spécial de test non consolidé et non drainé qui est couramment utilisé pour les échantillons d'argile. Dans cet essai, la pression  $\sigma_3$  de confinement est de 0.

Une charge axiale est rapidement appliquée à l'échantillon pour provoquer la rupture. En cas de défaillance, la contrainte principale mineure totale est de 0 et la contrainte principale majeure totale est de  $\sigma_1$  (figure 1.25).

Comme la résistance au cisaillement non déformé est indépendante de la pression de confinement nous avons :

$$\tau_f = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{q_u}{2} = c_u$$



## 1.12 PROPRIÉTÉS DE CISAILLEMENT DES SABLES

On peut dire que la résistance au cisaillement dans le sable est constitué de deux parties, qui sont une combinaison de frottement ou de glissement et une autre partie appelé " emboîtement ". Interconnexion, c'est-à-dire verrouillage d'une particule par la partie adjacente de la celle-ci, qui résistent aux mouvements, contribuent pour une large part à la contrainte de cisaillement dans les sables denses, alors qu'elle ne se produit pas dans les sables meubles. La théorie de la résistance de Mohr n'est pas invalidée par la l'apparition d'un emboîtement. Les enveloppes de Mohr ne présentent que de grandes ordonnées et des pentes plus raides pour les sols denses que pour les sols meubles.

L'angle de frottement interne est une mesure de la résistance du sol au glissement dans un plan. Celui-ci varie en fonction de la densité de la masse volumique, caractérisé par l'indice de densité la forme des particules et la rugosité et la distribution de la taille des particules. Sa valeur augmente avec l'indice de densité, avec l'angularité et la rugosité des particules et aussi avec une meilleure gradation. Ceci est influencé dans une certaine mesure par la pression normale sur le plan de cisaillement et aussi par le taux d'application de cisaillement.

L'angle de repos est l'angle par rapport à l'horizontale auquel un tas de sable sec, versé librement d'une petite hauteur, se tiendra sans support. Il est approximativement le même que l'angle de frottement à l'état libre.

Certains sables propres présentent une légère cohésion dans certaines conditions d'humidité en raison de la tension capillaire de l'eau contenue dans les vides. Comme cette tension est faible et peut disparaître avec le changement de la teneur en eau, elle ne sera prise en compte pour la résistance au cisaillement. D'autre part, même de faibles pourcentages de limon et d'argile dans un sable lui confèrent des propriétés de cohésion qui peuvent être suffisamment importantes et qui méritent d'être prises en considération.

### 1.12.1 Comportement du Sable saturé en Cisaillement Drainé

Pour illustrer le comportement des sables en cisaillement, on prend tout d'abord deux échantillons de sable, dont l'un présente un indice des vides élevé (sable lâche), et l'autre un indice des vides faibles (sable dense). Pour obtenir une meilleure évaluation des variations de volume, on se servira de l'essai triaxial. Les deux essais seront effectués dans des conditions consolidées drainées, ce qui signifie que peut entrer dans l'échantillon ou en sortir librement en cours du cisaillement. Si l'échantillon, on peut facilement mesurer la quantité d'eau qui entre ou qui sort et assimiler cette quantité à la variation de volume et de l'indice des vides de l'échantillon. L'expulsion d'eau de l'échantillon indique une diminution de volume et vice versa. Dans les deux essais la contrainte cellulaire  $\sigma_c$  est égale à la contrainte  $\sigma_3$  et est maintenue constante ; et la contrainte axiale augmente jusqu'à rupture.

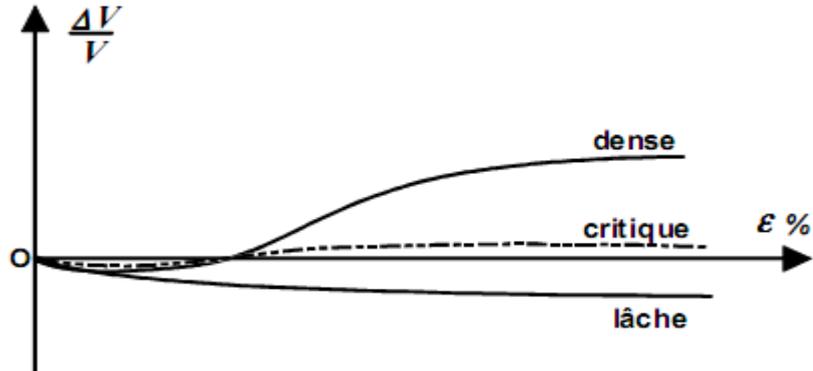
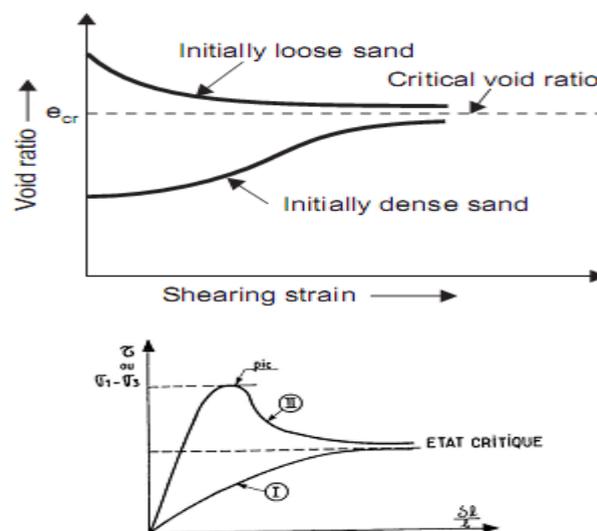


Figure 1.26 changements de volume d'un sable pendant un cisaillement  
( $\varepsilon$  = déformation longitudinale)

Lorsque l'on soumet des sables lâches au cisaillement la contrainte déviatorique augmente graduellement jusqu'à elles atteignent une valeur maximale  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ul}$ . Si l'on augmente la contrainte, l'indice des vides diminue de  $e_l$  ( $e$  à l'état lâche) jusqu'à  $e_{cl}$  ( $e_c$  à l'état lâche) valeur très proche de l'indice des vides critique.

On désigne l'indice des vides critique comme l'indice des vides auquel on atteint un plateau horizontal dans la courbe de contrainte déviatorique d déformation.



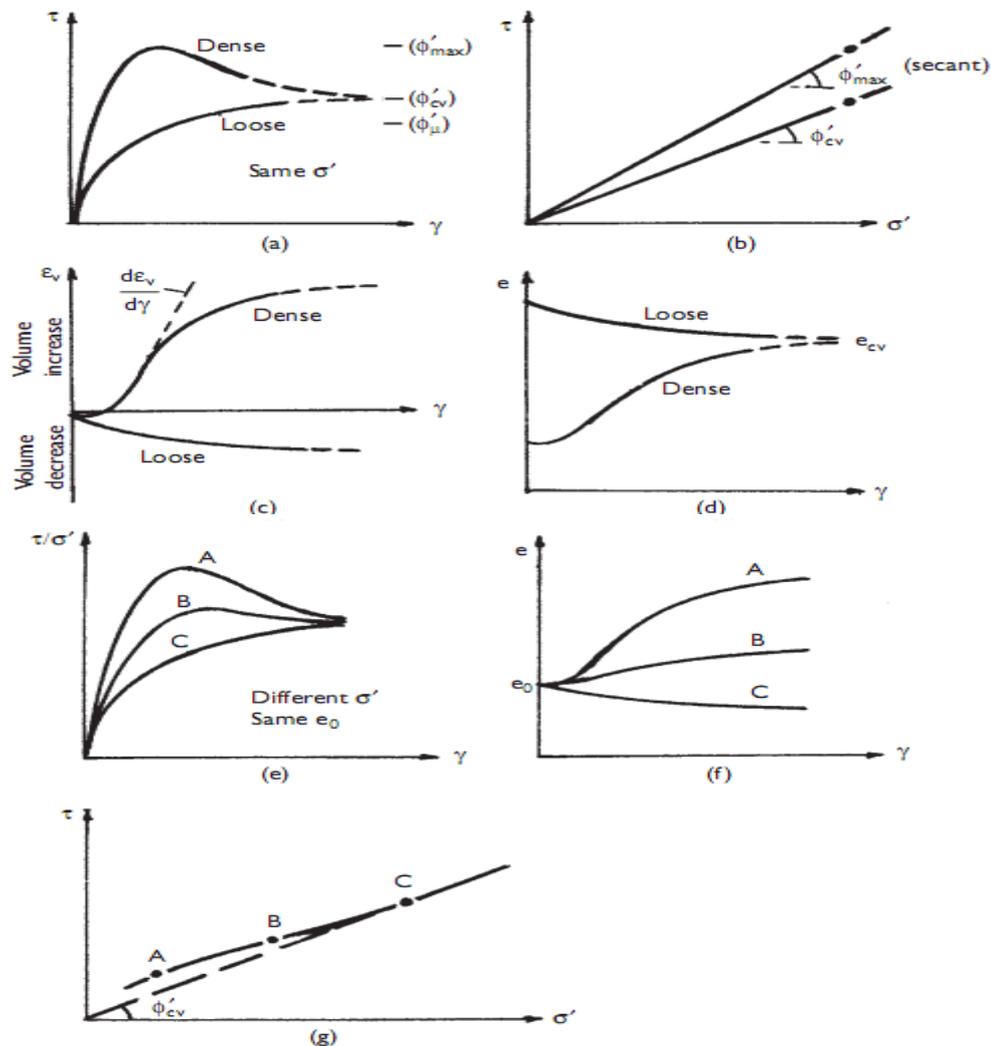


Figure 1.27 Caractéristiques de résistance au cisaillement du sable.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sable peuvent être déterminées à partir des résultats d'essais de cisaillement directs ou d'essais triaxiaux drainés, seule la résistance drainée d'un sable étant normalement pertinentes dans la pratique. Les caractéristiques des sables secs et saturés sont les mêmes, à condition qu'il n'y ait pas de surpression d'eau interstitielle dans le cas des sables saturés.

Les courbes typiques reliant la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement pour les échantillons de sable initialement denses et meubles dans les essais de cisaillement direct sont présentées à la figure 1.27(a). Des courbes similaires sont obtenues en reliant la différence de contrainte principale et la déformation axiale dans les essais de compression triaxiale drainée.

Dans un sable dense, il y a un degré considérable d'emboîtement entre les particules. Avant qu'une rupture par cisaillement puisse se produire, cette imbrication doit être surmontée en plus à la résistance de frottement aux points de contact. En général, le degré d'emboîtement est le plus élevé dans le cas de sables très denses et bien calibrés constitués de particules anguleuses. La courbe caractéristique de contrainte-déformation pour un sable initialement dense montre une contrainte maximale à une déformation relativement faible et ensuite, comme l'emboîtement est progressivement surmonté, la contrainte diminue avec l'augmentation de l'effort. La réduction du degré d'emboîtement produit une augmentation du volume de l'éprouvette pendant le cisaillement, comme le montre la relation, illustrée à la

figure 1.27(c), entre la contrainte volumétrique et la contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement direct. Dans les essais triaxiaux, une relation similaire serait obtenue entre la contrainte volumétrique et la contrainte axiale. Le changement de volume est également indiqué en termes de rapport de vide ( $e$ ) dans la figure 1.27(d). Le spécimen finira par se détacher suffisamment pour permettre aux particules de se déplacer sur et autour de leurs voisins sans autre changement de volume net et la contrainte de cisaillement atteindrait une valeur ultime. Cependant, dans l'essai triaxial, la valeur de la déformation non uniforme de l'échantillon devient excessive au fur et à mesure que la contrainte augmente et il est peu probable que la valeur finale de la différence de contrainte principale puisse être atteinte.

Le terme de dilatation est utilisé pour décrire l'augmentation du volume d'un sable dense pendant et le taux de dilatation peuvent être représenté par le gradient ( $d\varepsilon_v/d\gamma$ ), le taux maximal correspondant au stress de pointe. L'angle de dilatation ( $\psi$ ) est  $\tan^{-1}(d\varepsilon_v/d\gamma)$ . Le concept de dilatation peut être illustré dans le contexte du cisaillement direct. Lors du cisaillement d'un sable dense, le plan de cisaillement macroscopique est horizontal mais le glissement entre les particules individuelles se fait sur de nombreux plans microscopiques inclinés à divers angles au-dessus de l'horizontale, à mesure que les particules se déplacent vers le haut et au-dessus leurs voisins. L'angle de dilatation représente une valeur moyenne de cet angle pour l'ensemble du spécimen. Le plateau de chargement de l'appareil est ainsi poussé vers le haut, le travail se fait contre le stress normal. Pour un sable dense, l'angle maximal de cisaillement résistance ( $\phi_{\max}$ ) déterminé à partir des contraintes de pointe (figure 1.27(b)) est nettement plus élevé que l'angle de frottement réel ( $\phi_{\mu}$ ) entre les surfaces des particules individuelles, la différence représentant le travail nécessaire pour surmonter l'emboîtement et réorganiser les particules.

Dans le cas de sable initialement meuble, il n'y a pas d'emboîtement significatif de particules et la contrainte de cisaillement augmente progressivement jusqu'à une valeur ultime sans pic, accompagné d'une diminution du volume. Les valeurs ultimes du stress et du vide pour les spécimens denses et lâches soumis aux mêmes valeurs de contrainte normale dans les tests de cisaillement sont essentiellement identiques, comme l'indiquent les figures 1.27(a) et (d). Ainsi, au état ultime (ou critique), le cisaillement a lieu à volume constant, l'angle de résistance au cisaillement étant noté  $\phi'_{cv}$  (ou  $\phi'_{crit}$ ). La différence entre  $\phi'_{\mu}$  et  $\phi'_{cv}$  représente le travail nécessaire pour réarranger les particules.

Il peut être difficile de déterminer la valeur du paramètre  $\phi'_{cv}$  en raison de la contrainte relativement élevée requise pour atteindre l'état critique. En général, l'état critique est identifié par extrapolation de la courbe contrainte-déformation au point de contrainte constante, qui doit également correspondre au point de taux de dilatation zéro sur la courbe volumétrique contrainte-cisaillement. Les contraintes à l'état critique définissent une enveloppe de rupture en ligne droite coupant l'origine, dont la pente est de  $\phi'_{cv}$ .

En pratique, le paramètre  $\phi_{\max}$ , qui est une valeur transitoire, ne doit être utilisé que pour les situations dans lesquelles on peut supposer que la déformation restera nettement inférieure à celle correspondant à la contrainte maximale. Si, toutefois, la déformation est susceptible de dépasser celle correspondant à la contrainte maximale, une situation qui peut conduire à une défaillance progressive, alors le paramètre d'état critique  $\phi'_{cv}$  doit être utilisé.

En pratique, le paramètre  $\phi_{\max}$ , qui est une valeur transitoire, ne doit être utilisé que pour les situations dans lesquelles on peut supposer que la déformation restera nettement inférieure à celle correspondant à la contrainte maximale. Si, toutefois, la déformation est susceptible de

dépasser celle correspondant à la contrainte maximale, une situation qui peut conduire à une rupture progressive, alors le paramètre d'état critique  $\phi'_{cv}$  doit être utilisé

Une autre méthode pour représenter les résultats des essais de cisaillement directs consiste à tracer le rapport de contrainte  $\tau/\sigma$  par rapport à la déformation de cisaillement.

Représentation graphique du rapport de contrainte par rapport à la déformation de cisaillement

Représentant des essais sur trois spécimens de sable, ayant chacun le même rapport de vide initial, sont indiqués à la figure 1.27(e), les valeurs de la contrainte normale effective ( $\sigma'$ ) étant différent dans chaque test. Les tracés sont étiquetés A, B et C, la contrainte normale effective étant la plus faible dans l'essai A et la plus élevée dans l'essai C. Les tracés correspondants du rapport de vide par rapport à la contrainte de cisaillement sont présentés à la figure 1.27(f).

Ces résultats indiquent que le rapport de contrainte maximal et le rapport de vide ultime (ou critique) diminuent tous deux avec l'augmentation de stress normal efficace. Les valeurs finales du ratio de contrainte, cependant, sont les mêmes. Il ressort de la figure 1.27(e) que la différence entre les valeurs maximales et la contrainte ultime diminue avec l'augmentation de la contrainte normale effective ; par conséquent, si la contrainte de cisaillement maximale est tracée par rapport à la contrainte normale effective pour chaque échantillon les points tracés se trouveront sur une enveloppe légèrement incurvée, comme indiqué dans Figure 1.27(g). La valeur de  $\phi'_{max}$  pour chaque test peut alors être représentée par  $\phi'_{cv}$  un seconde paramètre, la valeur diminuant avec l'augmentation de la contrainte normal effectif jusqu'à ce qu'il devient égal à  $\phi'_{cv}$ . La réduction de la différence entre le maximum et la contrainte de cisaillement ultime avec l'augmentation de la contrainte normale est principalement due à la diminution correspondante du taux de l'indice des vides ultime. Plus le taux de l'indice des vides ultime n'est pas faible, moins la marge de manœuvre il y en a pour la dilatation. En outre, à des niveaux de contrainte élevés, certaines fracturations ou écrasements des particules peuvent se produire avec pour conséquence une diminution de l'emboîtement des particules à surmonter. L'écrasement entraîne donc la suppression de la dilatation et contribue à la valeur réduite de  $\phi'_{max}$ .

Dans la pratique, les tests de routine en laboratoire sur les sables ne sont pas possibles en raison du problème de l'obtention de spécimens non remaniés à l'essai. Si nécessaire, des essais peuvent être réalisés sur des spécimens reconstitués dans l'appareil à des densités appropriées, mais la structure en place est alors peu susceptible d'être reproduit. Orientations concernant les valeurs appropriées des paramètres  $\phi'_{max}$  et  $\phi'_{cv}$  est donné en certains codes de pratique. Dans le cas des sables denses, il a été démontré que la valeur de  $\phi'_{max}$  dans des conditions de déformation planes peut être de 4° ou 5° supérieure à celle de la valeur obtenue par les tests triaxiaux classiques. L'augmentation dans le cas des sables meubles est négligeable.

## CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES SOLS NON-SATURÉS

### 2.1 INTRODUCTION

Comme le soulignent Fredlund et Rahardjo (1993), la mécanique classique des sols et l'ingénierie géotechnique ont souvent été enseignées en partant de l'hypothèse implicite que le sol est soit sec (0 % de saturation), soit saturé (100 % de saturation). Le comportement du sol, dit-on, est uniquement régi par la loi Terzaghi le principe du stress effectif de Ghi (Terzaghi, 1936a,b). En fait, les produits secs et saturés Les états ne sont que deux conditions extrêmes et limitantes d'un sol. En d'autres termes, Les conditions sèches et saturées ne sont que deux cas particuliers d'une (c'est-à-dire non saturé) qui a un degré de saturation compris entre 0 et à 100 %. Cependant, dans de nombreux problèmes d'ingénierie, un sol n'est souvent ni saturé ni sec. Relativement, peu de recherches ont été menées sur les sols non saturés et seuls deux manuels ont été publiés sur le sujet. Il est évident qu'il est urgent d'améliorer la compréhension du comportement et de la mécanique d'un sol non saturé.

Par commodité, le domaine général de la mécanique classique des sols est souvent subdivisée en deux parties : la partie concernant les sols saturés et la partie qui traite des sols non saturés. Bien que cette division artificielle entre si l'on peut démontrer que les sols saturés et non saturés ne sont pas nécessaires, il peut encore être utile pour utiliser les connaissances acquises sur les sols saturés comme et de l'étendre ensuite au monde non saturé plus large, comme le montre dans la figure 2.1, qui fournit une aide visuelle pour le monde généralisé des sols mécanique (Fredlund, 1996). Pour simplifier, ce monde de la mécanique des sols est divisé par la nappe phréatique. Sous la nappe phréatique, le comportement du sol est régi par un effort efficace  $-u_w$ , alors que le sol non saturé au-dessus de l'eau est régi par deux variables de contrainte indépendantes, la contrainte normale nette  $-u_a$  et la succion d'un sol  $(u_a - u_w)$  (Jennings et Burland, 1962 ; Fredlund et Morgenstern, 1977) d'avoir quatre phases [c'est-à-dire le solide, l'eau, l'air et un interface de l'eau appelé peau contractile (Paddy, 1969)]. Il est évident que le comportement d'un sol non saturé est plus complexe qu'un sol saturé Ce livre vise à simplifier les complexités d'un sol insaturé le sol à un niveau digestible pour les étudiants et les ingénieurs en exercice.

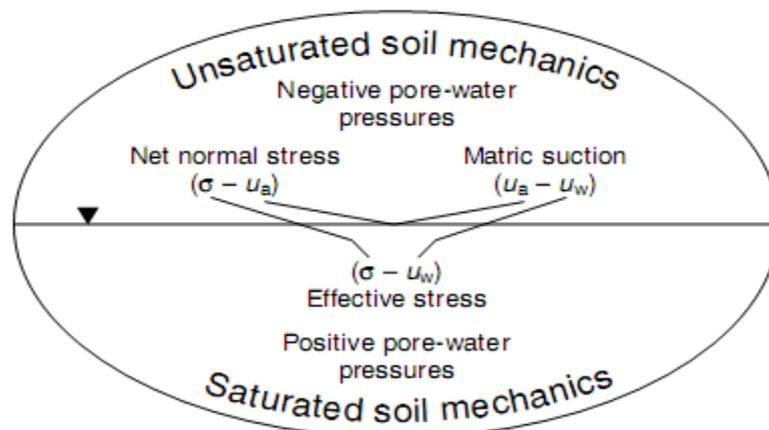


Figure 2.1 Une aide à la visualisation pour le monde généralisé de la mécanique des sols (Fredlund, 1996).

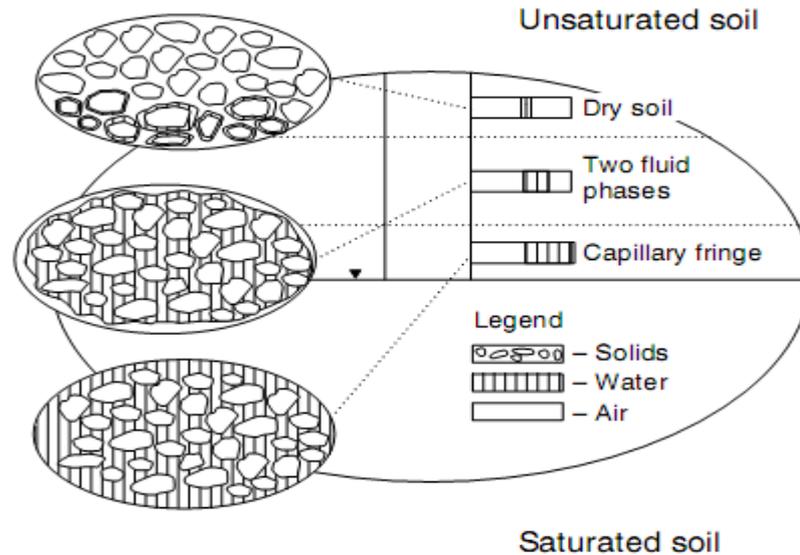


Figure 2.2 Classification des sols au-dessus de la nappe phréatique en fonction de la variation du degré de saturation (Fredlund, 1996).

## 2.2 QUELQUES SOLS NON SATURÉS COURANTS

Une grande partie de la population mondiale se trouve dans les régions arides où la nappe phréatique est profonde parce que l'évaporation annuelle de la surface du sol dans ces régions dépasse les précipitations annuelles.

Il semble y avoir une forte corrélation entre les régions arides et la densité de population. Les  $10^{\circ}$ – $40^{\circ}$  fenêtres du monde sont définies par  $+10^{\circ}$  et  $+40^{\circ}$  latitude nord et  $10^{\circ}$  et  $40^{\circ}$  longitude. Cette fenêtre contient environ 3,1 milliards de personnes, soit 60 % de la population du monde et contient également 60 % des pays du monde (Dregne, 1976 ; Fredlund, 1996).

Parmi les nombreux types de sols non saturés, certains sont notoires et posent problème aux ingénieurs. En voici quelques exemples :

Les argiles plastiques de taille moyenne à élevée contenant une quantité importante de minéraux expansifs tels que la montmorillonite soumis à un environnement ont produit la catégorie de matériaux connue sous le nom de gonflement des sols. Le rétrécissement des sols peut poser une situation tout aussi grave.

- Les argiles plastiques expansives se trouvent couramment dans le Colorado, le Texas et les Wyoming des États-Unis (Chen, 1988), dans le Hubei, le Guangxi et le Shandong de Chine (Shi et al., 2002 ; Ng et al., 2003), en Alberta et en Saskatchewan du Canada (Chen, 1988 ; Fredlund et Rahardjo, 1993), à Madrid de Espagne et à Gezara, Nil Bleu et Kasalla du Soudan (Chen, 1988). Le tableau 1.1 présente un résumé de certains sols non saturés problématiques.
- Les sols loess s'effondrent souvent lorsqu'ils sont soumis à l'humidification, et éventuellement à un environnement de chargement. On les trouve couramment dans le Missouri, le Nebraska et le Wisconsin aux États-Unis (Dudley, 1970 ; Handy, 1995), dans le Gansu, le Ningxia et le Shanxi en Chine (Liu, 1988), et dans le Kent, dans le Sussex, et le Hampshire au Royaume-Uni (Jefferson et al., 2001).
- Sols résiduels et minéraliers situés au-dessus de la nappe phréatique, en particulier sur de nombreux versants à travers le monde

Outre les processus naturels et géologiques, les activités humaines telles que l'excavation, le remodelage et le décompactage peuvent également entraîner la désaturation de sols saturés et donc la formation de sols non saturés. Ces matériaux naturels et artificiels sont difficiles à considérer et à comprendre, en particulier en ce qui concerne les changements de volume, dans le cadre la mécanique classique des sols saturés.

Les régions climatiques les plus sèches ont pris de plus en plus conscience de l'importance de leurs problèmes régionaux de mécanique des sols. Ces dernières années, il y a eu également un changement d'orientation dans les régions développées par rapport au comportement des structures conçues pour répondre aux impacts des développements sur le monde naturel.

### 2.2.1 Définitions de la succion.

La succion du sol est communément appelée l'état d'énergie libre de l'eau du sol (Edlefsen et Anderson, 1943), qui peut être mesurée en termes de sa pression de vaporisation partielle. D'un point de vue thermodynamique, l'aspiration totale peut être quantitativement décrite par l'équation de Kelvin (Spósito, 1981) comme suit :

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Une modification de l'aspiration totale est généralement causée par une modification de l'humidité relative du sol. L'HR peut être réduite en raison de la présence d'une surface d'eau courbée produite par un phénomène capillaire, c'est-à-dire une peau qui se contracte (Fredlund et Rahardjo, 1993). Le rayon de courbure de la surface d'eau incurvée est inversement proportionnel à la différence entre la pression d'air  $u_a$  et la pression d'eau  $u_w$  sur la surface est appelée aspiration matricielle.

Cette succion osmotique est fonction de la quantité de sels dissous dans le liquide interstitiel et est exprimée en termes de pression. Alternativement, une réduction de l'humidité relative dans un pore, due à la présence de sels dissous dans le liquide interstitiel, peut être exprimée en termes de pression.

Dans l'eau de porosité est appelée succion osmotique. Afin de garder le sujet simple dans ce manuel, nous n'avons pas l'intention de fournir tous les détails des définitions et des preuves.

### 2.2.1 Variables d'état de tension

Fung (1965) décrit l'état d'un système comme étant "l'information nécessaire à une caractérisation complète du système pour l'objectif visé". Les variables d'état typiques pour un corps élastique sont données comme étant les variables décrivant le champ de contrainte, le champ d'effort et sa géométrie. Les variables d'état doivent être indépendantes des propriétés physiques du matériau concerné

### 2.2.3 La variable d'état de contrainte pour les sols saturés

Une compréhension de la signification de la contrainte effective s'avère intéressante pour la description de l'état de contrainte des sols non saturés (Fredlund, 1987). Le principe de Terzaghi (1936a) concernant la contrainte effective a défini les variables d'état de contrainte nécessaires pour décrire le comportement des sols saturés. Il a déclaré :

La contrainte en tout point d'une section à travers une masse de sol peut être calculée à partir des contraintes principales totales,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ , qui agissent à ce point. Si les vides du sol sont remplis d'eau sous une contrainte,  $u$ , les contraintes principales totales se composent de deux parties. Une partie,  $u$ , agit dans l'eau et dans le solide dans toutes les directions avec la même intensité

L'équilibre des contraintes effectives  $\sigma'_1 = (\sigma_1 - u)$ ,  $\sigma'_2 = (\sigma_2 - u)$  et  $\sigma'_3 = (\sigma_3 - u)$ , représente un excès par rapport à la contrainte neutre,  $u$ , et il a son lieu uniquement dans la phase du sol. Tous les effets mesurables d'une modification de la contrainte, tels que la compression, la

d'éformation et la modification de la résistance au cisaillement, sont exclusivement dus à des modifications de la contrainte effective.  $\sigma'_1$ ,  $\sigma'_2$  et  $\sigma'_3$

### 2.3 Types de variables d'état de contrainte applicables aux sols non saturés

De nombreuses recherches ont été menées pour étendre les concepts de contraintes utiles pour les sols saturés, à la gamme des sols non saturés. Le tableau 2.1 contient un résumé de certaines formes courantes d'équations à valeur unique proposées pour les sols non saturés. Les propriétés du sol peuvent également être identifiées dans toutes les équations. On pourrait dire que ces équations sont des relations constitutives et qu'en tant que telles, elles ne remplissent pas les conditions d'une variable d'état. Les difficultés sont principalement conceptuelle par nature, et leur adoption donne lieu à une déviation de la mécanique classique du continuum (Fredlund, 1987). Difficultés pratiques ont également été rencontrées dans l'utilisation de ces équations de stress efficaces dans pratique.

Le tableau 2.1 Résumé de certaines formes d'équations proposées pour les sols non saturés (Fredlund, 1987)

$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$	$\chi$ = parameter related to degree of saturation $u_a$ = the pressure in gas and vapour phase	Bishop (1959)
$\sigma' = \sigma - \beta u_w$	$\beta$ = holding or bonding factor which is measure of number of bonds under tension effective in contributing to soil strength	Cronley, Coleman and Black (1958)
$\sigma = \bar{\sigma} a_m + u_a a_a + u_w a_w + R - A$	$a_a$ = fraction of total area that is air-air contact $\bar{\sigma}$ = mineral interparticle stress $a_m$ = mineral particle contact area $a_w$ = water phase contact area $R$ = repulsive pore fluid stress due to chemistry $A$ = attractive pore fluid stress due to chemistry	Lambe (1960)
$\sigma' = \sigma + \psi p^w$	$\psi$ = parameter with values ranging from zero to one $p^w$ = pore-water pressure deficiency	Atchison (1961)
$\sigma' = \sigma + \beta p^w$	$\beta$ = statistical factor of same type as contact area; should be measured experimentally in each case	Jennings (1960)
$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m(h_m + u_a) + \chi_s(h_s + u_a)$	$\chi_m$ = effective stress parameter for matric suction $h_m$ = matric suction $h_s$ = solute suction $\chi_s$ = effective stress parameter for solute suction	Richards (1966)

A titre d'exemple les différents modes d'action de la succion et de l'air interstitiel sous pression atmosphérique, considérons le cas idéal illustré à la figure 2.1 d'un sol non saturé composé de particules de sol sphériques, avec l'air interstitiel sous pression atmosphérique sur

l'eau des pores à pression négative dans les ménisques de la particule en contact (Wheeler et Karube, 1995). Contrainte externe totale, appliquée aux limites d'un élément du sol contenant de nombreuses particules produira à la fois les forces normales et tangentielles aux contacts des particules, même si la contrainte extérieure est isotrope. Bien entendu, l'efficacité sera influencée par la présence d'eau en masse à l'intérieur des pores du sol. Si la contrainte extérieure augmente suffisamment, les forces tangentielles aux contacts des particules peuvent provoquer des glissements et des déformations plastiques (c'est pourquoi les sols, contrairement à la plupart des métaux, subissent des déformations volumétriques plastiques si elles sont chargées au-delà d'une pression de pré-consolidation).

En revanche, l'effet capillaire dû à l'eau du ménisque résultant de succion dans les ménisques ne produit qu'une augmentation des forces normales à la particule contacts.

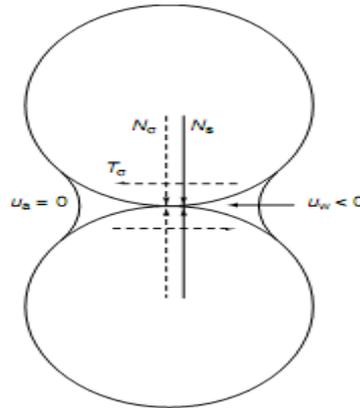


Figure 2.3 Influence de la contrainte et de la succion externes sur les forces entre les particules (Wheeler et Karube, 1995).

$N_\sigma$  = composante normale de la force inter granulaire due à une contrainte extérieure

$T_\sigma$  = composante tangentielle de la force inter granulaire due à une contrainte extérieure

$N_s$  = force inter granulaire due à l'aspiration

Pour qu'une ou plusieurs variables de contrainte puissent saisir les caractéristiques essentielles du comportement des sols non saturés, il faut reconnaître pleinement deux influences différentes de la succion sur le comportement mécanique (voir la figure 2.4):

- la succion modifie les contraintes du squelette à la fois normales et tangentielles d'un sol non saturé en changeant la pression moyenne du liquide interstitiel à l'intérieur de ses pores ;
- La succion fournit une force de liaison normale supplémentaire (effets stabilisateurs) aux contacts des particules, attribué aux phénomènes capillaires se produisant dans les ménisques d'eau ou la peau en état de contraction.

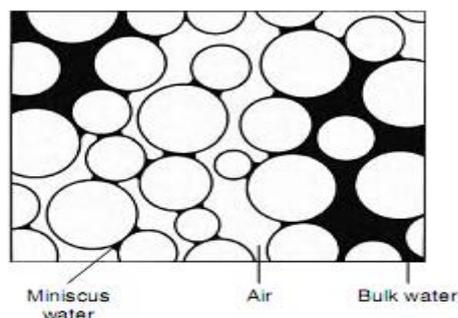


Figure 2.4 Deux formes d'eau libre dans un sol non saturé (Wheeler et Karube, 1995 ; Heeler, 2006).

Il est important de réaliser que, pour ces deux mécanismes différents, deux variables de contrainte indépendantes sont donc nécessaires. On sait que les effets de la succion sont influencés par le degré de saturation du sol. La surface relative sur laquelle agissent les pressions de l'eau et de l'air dépend directement du degré de saturation (le pourcentage de pores vides occupés par l'eau), mais le même paramètre affecte également le nombre et l'intensités capillaires les forces inter partuculaires induites (Gallipoli et al, 2003).

En 1977, Fredlund et Morgenstern ont suggéré l'utilisation de deux des trois variables de contraintes possibles,  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$ , pour décrire le comportement mécanique des sols non saturés. Les combinaisons possibles sont les suivantes :

- 1)  $(\sigma - u_a)$ , et  $(u_a - u_w)$ ,
- 2)  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$ ,
- 3)  $(\sigma - u_a)$  et  $(\sigma - u_w)$ .

Le choix le plus courant est d'utiliser la contrainte  $(\sigma - u_a)$  et la succion matricielle  $(u_a - u_w)$  les deux variables sont indépendantes de l'état de contrainte. Cette approche, qui a été utilisée pour la première fois par Coleman (1962), a constitué la base principale du développement de la modélisation des sols non saturés au cours de ces 30 dernières années (Wheeler et Karube, 1995). Cependant, Houlsby (1997) a rapporté les dérivations et justifications théoriques peut-être les plus convaincantes de la nécessité de deux variables d'état de contrainte pour décrire le comportement des sols non saturés.

Les justifications théoriques sont basées sur la considération que le taux de travail des sols est égal à la somme des produits des contraintes avec leurs taux de déformation correspondants. Il convient de noter que si les compressibilités finies des grains de sols et du liquide interstitiel doivent être plus de deux variables elles seront nécessaires pour modéliser pleinement le comportement des sols non saturés.

Il convient d'examiner les qualités de la combinaison  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  en tant qu'état de contrainte variables, plutôt que  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$ . La première combinaison a l'avantage que la pression atmosphérique des pores  $u_a$  est nulle dans de nombreux de manière à ce que la contrainte nette du à la succion soient réduites à la contrainte totale et la pression négative de l'eau interstitielle respectivement. En outre, la pression d'eau interstitielle, qui est généralement négative, est souvent très difficile à mesurer.

Cela conduit à une incertitude sur la valeur d'une seule variable d'état de contrainte si  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  sont sélectionnés, mais l'incertitude sur les valeurs des deux met en évidence les variables d'état si  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$  sont choisis. Un contre-argument en faveur de la combinaison de  $(\sigma - u_w)$  et  $(u_a - u_w)$  est cependant que ce choix conduit à une transition un peu plus facile vers des conditions de saturation totale (bien qu'il ne résolve pas tous les problèmes liés à cette transition (Wheeler et Karube, 1995). Ainsi,  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$  sont choisis pour être la combinaison la plus satisfaisante du point de vue de cette analyse pratique (Fredlund, 1987).

#### - Résumé de la proposition sur les variables d'état de contrainte

Malgré les nombreuses tentatives de recherche ingénieuses d'une expression générale pour des contraintes effectives, il est temps de conclure que la description de toute la gamme de comportement des sols non saturés nécessite l'utilisation simultanée d'au moins deux variables

d'état de contrainte pour décrire séparément les effets de l'eau du ménisque et de l'eau en volume (figure 2.4). Toutefois, afin d'éviter une trop grande complexité pour les applications d'ingénierie, l'utilisation de deux variables d'état de contrainte simples et indépendantes,  $(\sigma - u_a)$  et  $(u_a - u_w)$ , est peut-être plus prometteuse pour les ingénieurs géotechniciens. Bien que ces deux variables d'état de contrainte indépendantes simples présentent certaines limites, elles sont généralement soutenues par des vérifications expérimentales et des déductions théoriques convaincantes (Houlsby, 1997). Les formulations de certaines analyses d'ingénierie utilisant ces deux variables indépendantes Les variables d'état de stress des bosses ont été publiées (Alonso et al. 1990 ; Wheeler et Sivakumar, 1995 ; Chiu et Ng, 2003).

## 2.4 Matériaux à quatre phases (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Fredlund et Rahardjo (1993) soulignent qu'un sol non saturé est communément appelé système triphasé. Ces phases sont :

- Air
- Eau
- Solide

Toutefois, les résultats de recherches récentes ont mis en évidence le rôle important de l'interface air-eau (c'est-à-dire la peau contractile) qui devrait être justifiée comme une phase supplémentaire lors de l'examen de certains mécanismes physiques. Il s'agit de car lorsque la phase aérienne est continue, la peau contractile interagit avec les particules du sol et influe sur le comportement mécanique du sol. Un élément de sol non saturé avec une phase d'air continue est traité dans la figure 2.5.

La masse et le volume de chaque phase peuvent être représentés schématiquement par un diagramme de phase, comme le montre la figure 2.5.

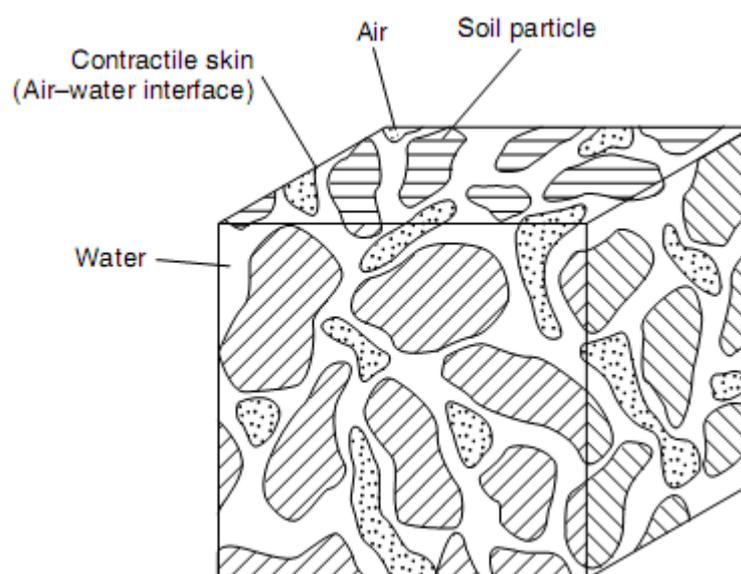


Figure 2.5 Un élément de sol non saturé avec une phase d'air continue (D'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

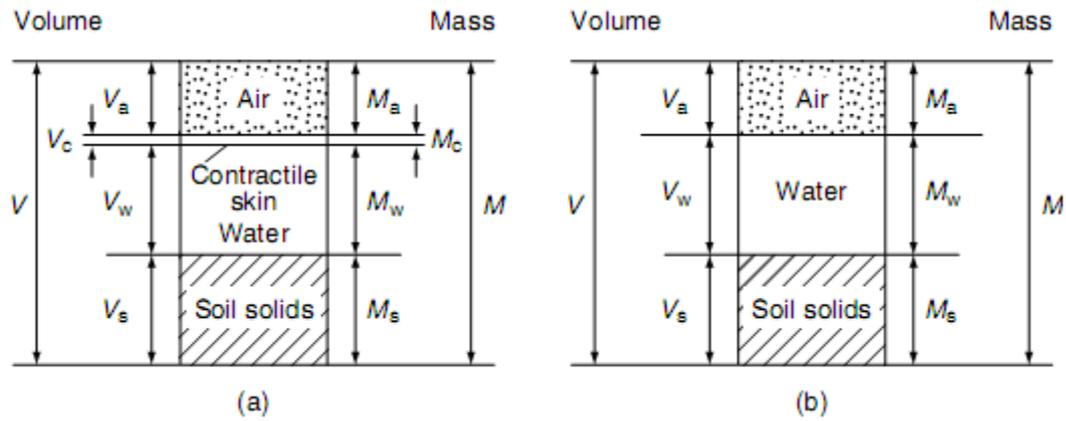


Figure 2.6 Diagrammes de phases simplifiés et rigoureux pour un sol non saturé

(a) Système de sol non saturé rigoureux à quatre phases ;

(b) diagramme simplifié à trois phases (après Fredlund et Rahardjo, 1993).

### 2.4.1 Tension de surface (Fredlund et Rahardjo, 1993)

L'interface air-eau (c'est-à-dire la peau contractile) possède une propriété appelée tension de surface. La tension superficielle résulte des forces intermoléculaires qui sont différentes de celles qui agissent sur les molécules à l'intérieur de l'eau, comme le montre la figure 2.7

Une molécule à l'intérieur de l'eau subit des forces égales dans toutes directions, ce qui signifie qu'il n'y a pas de force déséquilibrée. Une molécule d'eau à l'intérieur de la peau contractile subit une force déséquilibrée vers l'intérieur de l'eau. Pour que la peau contractile soit en équilibre, une traction est générée le long de la peau contractile. La propriété de la peau contractile qui lui permet d'exercer une traction est appelée sa tension de surface,  $T_s$ . La tension superficielle est mesurée comme la force de traction par unité de longueur de la peau contractile (c'est-à-dire des unités de N/m). La tension superficielle est tangentielle à la surface cutanée contractile. Son ampleur diminue à mesure que la température augmente. Le tableau 1.3 donne les valeurs de la tension superficielle de la peau contractile à différentes températures (Kaye et Laby, 1973).

La tension de surface fait que la peau contractile se comporte comme un élastique (Figure 1.12). Ce comportement est similaire à celui d'un ballon gonflé qui a une plus grande pression à l'intérieur du ballon qu'à l'extérieur. Si un ballon est flexible, la membrane bidimensionnelle est soumise à des pressions différentes de chaque côté, la membrane doit prendre une courbure concave vers la pression la plus élevée et exerce une tension dans la membrane afin d'être en équilibre. Le système de variation de pression sur la surface courbe peut être lié à la surface la tension et le rayon de courbure de la surface en considérant l'équilibre à travers la membrane.

Les pressions qui agissent sur la membrane sont  $u$  et  $u+\Delta u$ . La membrane a un rayon de courbure  $R_s$  et une tension superficielle,  $T_s$ . Les forces horizontales le long de la membrane s'équilibrent. L'équilibre des forces dans la direction verticale exige que

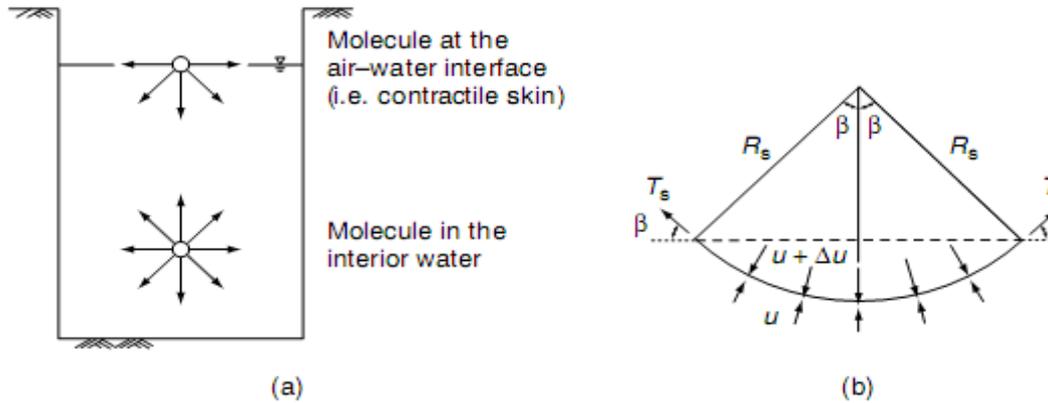


Figure 2.7 Tension de surface à l'interface air-eau.

(a) Forces intermoléculaires sur la peau contractile et l'eau ;

(b) Pressions et tension superficielle agissant sur une

surface bidimensionnelle (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

Tableau 2.2 Tension superficielle de la peau contractile, c'est-à-dire air-eau (de Kaye et Laby, 1973 ; d'après Fredlund et Rahardjo, 1993)

Temperature, $t^{\circ}$ ( $^{\circ}\text{C}$ )	Surface tension, $T_s$ (mN/m)
0	75.7
10	74.2
15	73.5
20	72.75
25	72.0
30	71.2
40	69.6
50	67.9
60	66.2
70	64.4
80	62.6
100	58.8

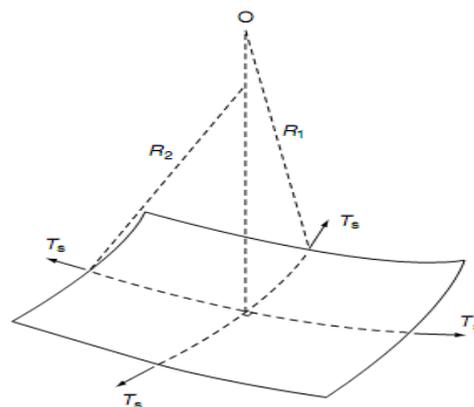


Figure 2.8 Tension de surface sur une membrane déformée (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

$$2T_s \sin \beta = 2\Delta u R_s \sin \beta \tag{Eq. 2.2}$$

où  $2R_s \sin \beta$  est la longueur de la membrane projetée sur le plan horizontal. En réorganisant l'équation ci-dessus, on obtient :

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

L'équation ci-dessus donne la différence de pression à travers une surface courbe bidimensionnelle avec un rayon,  $R_s$ , et une tension superficielle,  $T_s$ . Pour une surface déformée ou en forme de selle (c'est-à-dire une membrane tridimensionnelle

$$\Delta u = T_s \left( \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Dans un sol non saturé la peau contractile serait soumise à une pression d'air,  $u_a$ , qui est supérieure à la pression de l'eau,  $u_w$ . La différence de pression ( $u_a - u_w$ ), est appelée succion matricielle. La différence de pression fait que la peau contractile se courbe selon l'équation immédiate:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Où ( $u_a - u_w$ ) est la succion matricielle ou la différence entre les pressions d'air et d'eau des pores agissant sur la peau contractile. Cette équation est appelée L'équation du modèle capillaire de Kelvin. Lorsque l'aspiration matricielle d'un sol augmente, le rayon de courbure de la peau contractile diminue. Le rayon de courbure de la peau contractile La peau des carreaux est souvent appelé ménisque. Lorsque la différence de pression entre l'air et l'eau interstitielle vont à zéro, le rayon de courbure,  $R_s$ , va à l'infini. Par conséquent, une interface air-eau plate existe lorsque l'aspiration matricielle va à zéro.

## 2.5 Mesure et contrôle de la succion : méthodes et applications.

### - Le mode capillaire

Équilibre à l'interface sol-eau (Ridley et Wray, 1995)

L'image couramment représentée du système sol-eau est celle de particules granuleuses séparées par de l'eau. À l'interface air-eau, un ménisque se forme entre les particules de sol adjacentes, de la même manière que l'eau dans un système capillaire (Ridley and Wray, 1995). On peut donc comprendre que ce modèle soit connu sous le nom de modèle capillaire (Buckingham, 1907).

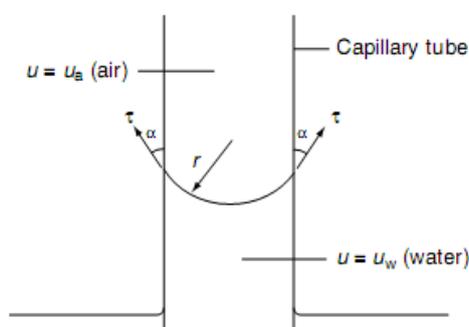


Figure 2.9 Succion capillaire (d'après Ridley et Wray, 1995).

Pour l'équilibre à l'interface air-eau du tube capillaire représenté sur la figure 2.1, la force descendante exercée par l'air doit être égale à la force ascendante exercée par l'eau. La forme incurvée de l'interface est le résultat de la force ascendante qui existe à la limite en raison du

mouillage de la surface. C'est cette force ascendante qui maintient la colonne d'eau au-dessus de la surface plane de l'eau à l'extérieur du tube. C'est pourquoi

$$u_a \pi r^2 = u_w \pi r^2 + 2\pi r T_s \sin \alpha \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Où  $T_s$  est la tension de surface à la limite, et  $\alpha$  est l'angle de contact entre l'eau et la limite. Pour un ménisque parfaitement sphérique, le dernier sera de 90 et l'équilibre se réduira à

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{r} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Dans la majorité des cas, la pression de l'air sera atmosphérique (ou manomètre zéro), et la pression qui est exercée sur une molécule d'eau dans le ménisque est le résultat de la tension superficielle et du rayon du capillaire.

Considérons maintenant l'équilibre qui existe à l'interface air-eau entre les molécules d'eau liquide et les molécules de vapeur d'eau. Si l'espace au-dessus de l'interface air-eau est un système fermé l'équilibre sera atteint lorsqu'il sera saturé de molécules de vapeurs d'eau. Si l'eau est pure et que sa surface est plane, alors la pression partielle de la phase vapeur à l'équilibre est égale à la pression de la phase vapeur saturée du liquide à la température du système. Cependant, l'eau du sol est retenue dans un ménisque et la force supplémentaire causée par la tension superficielle de la surface courbe réduit la pression de vapeur atteinte dans le système fermé à l'équilibre.

La contrainte qui retient une molécule d'eau dans le ménisque (c'est-à-dire l'aspiration du sol) est alors directement liée à l'humidité relative (HR) de l'espace environnant le sol par l'équation (2.8).

$$\psi = -\frac{RT}{u_w \omega_v} \ln \left( \frac{u_v}{u_{v0}} \right) \quad (\text{Eq. 2.8})$$

#### - Équilibre de la colonne d'eau et de la hauteur capillaire (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Pour l'équilibre de la force verticale de l'eau capillaire dans le tube illustré à la figure 2.9, la résultante verticale de la tension de surface est :  $(2\pi r T_s \cos \alpha)$

Le poids de la colonne d'eau, qui a une hauteur est  $\pi r^2 h_c \rho_w g$

$$2\pi r T_s \cos \alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g$$

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w g r} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Le rayon du tube est analogue au rayon des pores dans les sols. L'équation (2.6) montre que plus le rayon des pores dans le sol est petit, plus la hauteur capillaire sera élevée, comme l'illustre la figure 2.10

En supposant que l'angle de contact est nul, la hauteur du capillaire peut être tracée par rapport au rayon des pores comme le montre la figure 2.10 (Fredlund et Rahardjo, 1993). L'explication ci-dessus a démontré la capacité de la tension de surface à supporter une colonne d'eau,  $h_c$ , dans un tube capillaire.

La tension superficielle associée à la peau contractile entraîne une force de réaction sur la paroi du tube capillaire, comme le montre la figure 2.11 (Fredlund et Rahardjo, 1993).

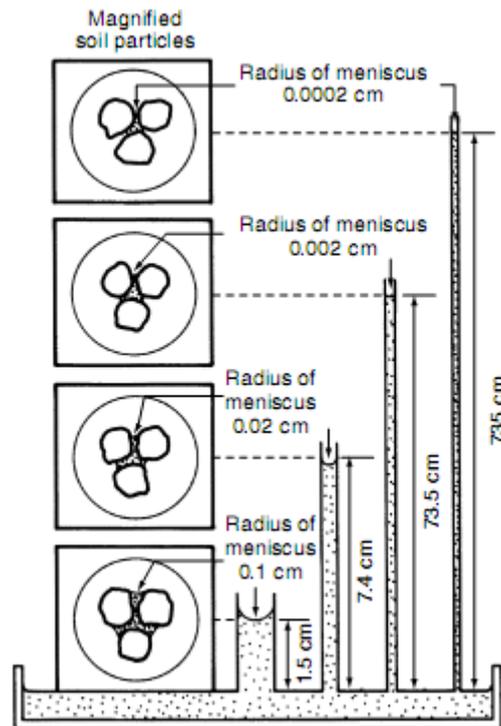


Figure 2.10 Relation entre le rayon des pores, la succion capillaire et la hauteur capillaire (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

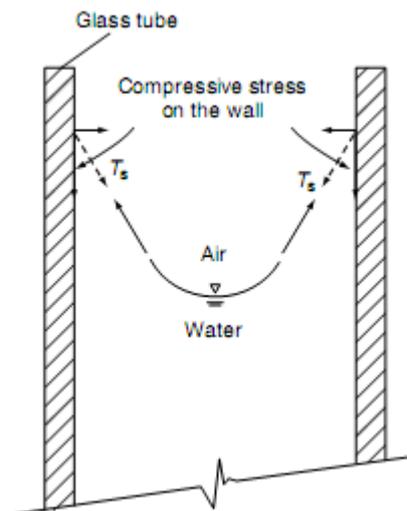


Figure 2.11 Forces agissant sur un tube capillaire (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

La composante verticale de cette force de réaction produit des contraintes de compression sur la paroi du tube. En d'autres termes, le poids de la colonne d'eau est transféré au tube à travers la peau contractile. Dans le cas d'un sol ayant une zone capillaire, la peau contractile entraîne une compression croissante de la structure du sol. En conséquence, la présence d'une succion atmosphérique dans un sol non saturé augmente la résistance au cisaillement du sol, ce qui se traduit par une augmentation de l'épaisseur du sol. Le sol est suffisamment contractile (c'est-à-dire qu'il n'est pas trop sec).

## 2.6 Les méthodes de contrôle et de mesure de la succion (Ng et Chen, 2005, 2006 ; Ng et al., 2007a)

- Technique de translation des axes (Vue d'ensemble)

Dans les études en laboratoire sur les sols non saturés, une question importante est de savoir comment contrôler ou mesurer la succion dans un spécimen de sol non saturé. En général, la succion totale peut être contrôlée en utilisant la technique de contrôle de l'humidité (Esteban et Saez, 1988). La succion matricielle peut être contrôlée en utilisant le (Hilf, 1956) et la technique osmotique (Zur, 1966). La succion osmotique peut être contrôlée en utilisant différentes solutions comme les liquides interstitiels ou la modification des concentrations de solutés des fluides interstitiels dans le sol.

Dans la plupart des applications géotechniques, la chimie des fluides interstitiels du sol n'est pas modifiée et la teneur en eau du sol varie dans une fourchette où les concentrations de fluides interstitiels ne sont pas modifiées de manière significative, de sorte que la succion osmotique semble ne pas être sensible aux changements de la teneur en eau du sol. Par conséquent, on s'attend à ce qu'elle maîtrise la succion totale et la succion du sol dans la plupart des essais géotechniques pour les sols non saturés. La plus communément admise est la technique la plus utilisée est la translation axiale, suivie de l'osmotic et de l'humidité contrôlée.

Dans cette partie, le principe de fonctionnement, le développement et les applications des trois techniques de contrôle de la succion en laboratoire sont présentés et passés en revue. Les données expérimentales utilisant la méthode de translation axiale et la méthode osmotique Les techniques sont comparées et discutées. Quelle que soit la technique utilisée, la compensation de la succion est une étape essentielle pour tester les sols non saturés.

Pour illustrer l'influence de la compensation de la succion sur le comportement de cisaillement ultérieur, deux essais de cisaillement direct ont été réalisés sur un sol compacté et expansif en appliquant des durées différentes de compensation de la succion sous une même contrainte verticale appliquée et une succion uniforme

#### - Principe de fonctionnement

La succion du sol peut être considérée comme une variable importante pour définir l'état de contrainte dans un sol non saturé. Il est donc nécessaire de contrôler ou de mesurer la succion du sol dans les études de laboratoire sur les sols non saturés. Cependant, les difficultés associées à la mesure et au contrôle de la pression négative de l'eau interstitielle présentent une importante limitation pratique. On pense normalement que l'eau a une faible résistance à la traction et peut commencer à caviter lorsque la magnitude de la pression manométrique approche -1 Atm. Sous un certain conditionnement approprié l'eau peut supporter des tensions de l'ordre de 40-300 Atm (Temperley et Chambers, 1946 ; Young, 1989). Lorsque la cavitation se produit, la phase du liquide devient discontinue, ce qui rend les mesures peu fiables ou impossibles. Étant donné qu'elle est nécessaire pour contrôler le suc du matériau, l'eau peut être utilisée pour mesurer la tension de nombreux types de sol et de la qualité de l'eau leurs applications, les alternatives à la mesure ou au contrôle de l'eau négative Les pressions sont souhaitables.

Hilf (1956) a introduit la technique de translation axiale consistant à élever la pression d'air interstitiel  $u_a$  pour augmenter la pression d'eau interstitielle afin qu'elle soit positive, ce qui empêche la cavitation dans le système de drainage de l'eau. La contrainte totale  $\sigma$  augmente en même temps avec une pression d'air identique, de sorte que la contrainte nette  $\sigma - u_a$  reste inchangée.

Comme le montre la figure 2.12, les contraintes exercées sur un sol non saturé sur le terrain sont la contrainte totale  $\sigma$ , la pression d'air interstitiel  $u_a^1$  (généralement égale à la pression atmosphérique) et la pression d'eau interstitielle  $u_w^1$  (généralement une pression manométrique négative). En appliquant la technique de translation axiale, la contrainte totale est augmentée de  $\sigma^1$  à  $\sigma^2$ , la pression d'air interstitiel est augmentée de  $u_a^1$  à  $u_a^2$  et la pression d'eau interstitielle est augmentée de  $u_w^1$  à  $u_w^2$  (généralement une pression manométrique positive).

La contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) restent inchangées. Ce processus est appelé "axis-translation". Sur la base du principe de la translation axiale, la variable de succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) peut être contrôlée sur une plage beaucoup plus grande que la limite de la cavitation pour l'eau sous pression négative.

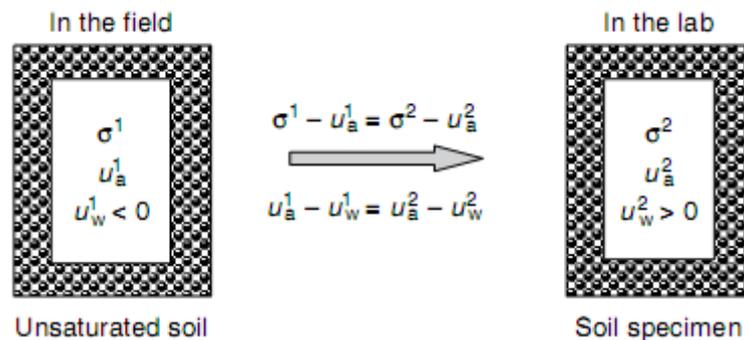


Figure 2.12 Schéma illustrant le principe de translation des axes (Ng et Chen, 2005).

La translation d'axe est réalisée en séparant les phases air et eau du sol à travers un matériau poreux avec une valeur d'entrée d'air élevée. Lorsqu'ils sont saturés, ces matériaux permettent le passage de l'eau mais empêchent le flux d'air libre lorsque l'aspiration matricielle appliquée ne dépasse pas l'air - valeur d'entrée du matériau poreux, qui peut atteindre 1 500 kPa pour les céramiques frittées ou 15 MPa pour les membranes celluloses spéciales (Zur, 1966).

### - Applications

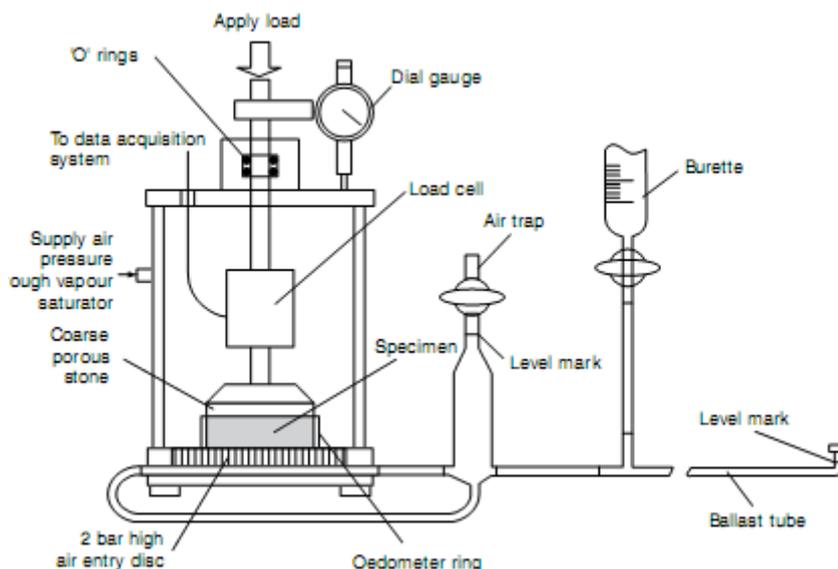


Figure 2.13 Une nouvelle contrainte totale contrôlable volumétrique à une dimension de la plaque de pression

La technique de translation des axes a été appliquée avec succès par de nombreux chercheurs pour étudier les propriétés caractéristiques sol-eau des sols non saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993; Ng et Pang, 2000a, b), ainsi que les propriétés de changement de volume et de résistance au cisaillement de sols non saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993; Gan et al., 1988; Ng et Chiu, 2001; Ng et Chiu, 2003a, b; Chiu, 2001; Zhan, 2003; Ng et Zhou, 2005).

La courbe caractéristique sol-eau (CCSE) est la relation entre succion et teneur en eau ou degré de saturation pour un sol non saturé

Il est maintenant généralement admis que le comportement des sols non saturés est régi par deux variables d'état de contraintes indépendantes, à savoir la contrainte effective et la succion matricielle (Fredlund et Morgenstern, 1977). Par conséquent, il est nécessaire de

considérer l'influence de la contrainte effective sur le CCSE. Cependant, le CCSE d'un sol est conventionnellement mesuré au moyen d'un extracteur à plaque de pression dans lequel aucune contrainte externe n'est appliquée, et le changement de volume de l'échantillon de sol est supposé être nul. Étudier l'influence de la contrainte effective sur CCSE, Ng et Pang (2000a, b) ont développé un extracteur de plaque de pression volumétrique unidimensionnel contrôlable par contrainte totale basé sur le principe de translation d'axe à l'Université des sciences et technologies de Hong Kong (HKUST) (voir Figure 2.13).

Cet appareil peut être appliqué pour mesurer les CCSE à diverses contraintes verticales sous la condition  $K_0$ . Un anneau d'oedomètre équipé d'une plaque en céramique à entrée d'air dévée à sa base est situé à l'intérieur d'une chambre étanche. Une contrainte verticale est appliquée à travers un cadre de chargement à un échantillon de sol à l'intérieur de l'anneau de l'oedomètre. Pour éliminer l'erreur due au frottement latéral du piston de chargement, une cellule de charge est fixée près de l'extrémité du piston à l'intérieur de la chambre étanche à l'air pour déterminer la charge verticale réelle appliquée à l'échantillon de sol.

La déformation radiale étant nulle pour la condition  $K_0$ , le changement de volume total de l'échantillon est mesuré à partir du déplacement vertical de l'échantillon de sol à l'aide d'un comparateur à cadran. En utilisant cet appareil, des courbes de caractéristiques sol-eau dépendant de l'état ( $CCSEDE_s$ ) peuvent être mesurées, et l'hypothèse d'un changement de volume nul n'est plus nécessaire. Semblable à l'extracteur de plaque de pression volumétrique conventionnel, la pression de l'air interstitiel  $u_a$  est contrôlée par une pierre poreuse grossière avec un géotextile grossier situé au sommet de l'échantillon. La pression interstitielle de l'eau  $u_w$  est contrôlée à la pression atmosphérique.

## 2-7 Les lois sur l'écoulement de l'eau et de l'air (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Dans les pores d'un sol non saturé il y a deux phases fluides : l'eau et l'air. L'analyse de l'écoulement des fluides nécessite une loi pour relier le débit à la conduite potentiel en utilisant des coefficients appropriés. L'air dans un sol non saturé peut être sous une forme occlusive lorsque le degré de saturation est relativement élevé. À noter que sur le site à des degrés de saturation inférieurs, la phase atmosphérique est essentiellement continue. La forme des lois sur les flux peut varier pour chacun de ces cas. En outre, il peut être le mouvement de l'air à travers la phase aqueuse, qui est comme la diffusion de l'air à travers l'eau interstitielle dans la figure 2.14

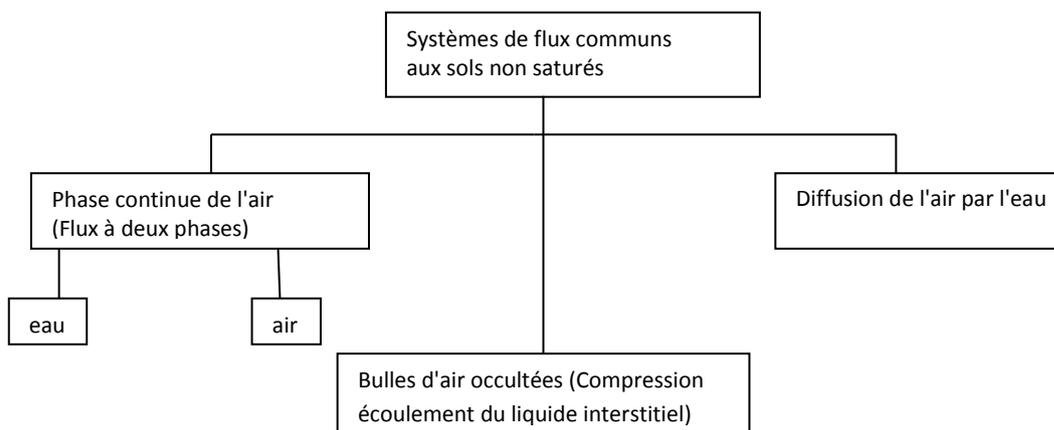


Figure 2.14 Systèmes d'écoulement commun aux sols non saturés (d'après Fredlund an Rahardjo, 1993).

Les potentiels de la phase eau sont donnés en termes de " valeurs " dans ce chapitre. L'écoulement de l'eau est causé par un gradient de hauteur de chute hydraulique, où la hauteur de chute hydraulique consiste en une hauteur d'élevation plus une hauteur de pression. On considère généralement qu'un processus de diffusion se produit sous l'influence d'une

concentration chimique ou d'un gradient thermique. L'eau peut également s'écouler en réponse à un gradient électrique (Casagrande, 1952).

Le concept de hauteur de chute hydraulique et le flot d'air et d'eau à travers les sols non saturés sont présentés ici. Une brève discussion sur le processus de diffusion est également présentée, ainsi que sur son potentiel d'entraînement associé

### - L'écoulement de l'eau dans les sols (Fredlund et Rahardjo, 1993)

Plusieurs concepts ont été utilisés pour expliquer l'écoulement de l'eau à travers un sol non saturé. Il s'agit de :

- un gradient de la teneur en eau
- un gradient de succion sol
- un gradient de charge hydraulique.

Ils ont tous été considérés comme des potentiels moteurs. Cependant, il est important d'utiliser la forme de la loi d'écoulement qui régit le plus fondamentalement le mouvement de l'eau.

### - Gradient de teneur en eau

Un gradient de teneur en eau a parfois été utilisé pour décrire l'écoulement de l'eau à travers les sols non saturés. On suppose que l'eau s'écoule d'un point à forte teneur en eau vers un point à faible teneur en eau. Cependant, ce type de loi d'écoulement n'a pas de base fondamentale puisque l'eau peut également s'écouler d'une région à faible teneur en eau vers une région à forte teneur en eau lorsqu'il y a des variations dans les types de sol concernés, des effets d'hystérésis ou

On rencontre des variations dans l'histoire de la contrainte par conséquent, un gradient de teneur en eau ne doit pas être utilisé comme un potentiel d'entraînement fondamental pour l'écoulement de l'eau (Fredlund, 1981).

### - Gradient de succion sol

Dans un sol non saturé, un gradient de succion du sol a parfois été considéré comme le potentiel moteur de l'écoulement de l'eau. Cependant, le débit d'eau ne dépend pas fondamentalement et exclusivement du gradient de succion du sol. Trois cas hypothétiques où les gradients de pression de l'air et de l'eau sont contrôlés à travers un élément du sol non saturé à une altitude constante sont illustrés dans la figure 2.15

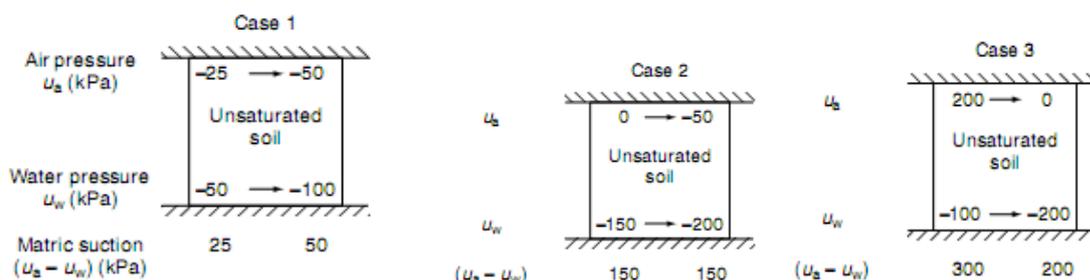


Figure 2.15 Gradients de pression et de succion du sol à travers un élément non saturé (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

Dans tous les cas, les pressions de l'air et de l'eau du côté gauche sont supérieures à celles du côté droit.

La succion du côté gauche peut être plus petite que celle du côté droit (cas 1), égale à celle du côté droit (cas 2) ou plus grande que celle du côté droit (cas 3). Cependant, l'air et l'eau circuleront de gauche à droite. Juste en réponse au gradient de pression dans les différentes phases, indépendamment du gradient de succion au sol. Même dans le cas 2, où le gradient de succion du sol est nul, l'air et l'eau continueront à circuler.

### - Gradient de charge hydraulique

Le débit peut être défini de manière plus appropriée en termes de gradient de charge hydraulique (c'est-à-dire un gradient de pression dans ce cas) pour chacune des phases. Par conséquent, le gradient de suction de sol n'est pas le potentiel d'entraînement fondamental pour l'écoulement de l'eau dans un sol non saturé. Dans le cas particulier de l'air le gradient de pression est égal à zéro, le gradient de suction de sol est numériquement égal au gradient de pression dans l'eau. C'est la situation courante dans la nature et c'est probablement la raison de la proposition de la formule de suction de sol pour l'écoulement de l'eau. Cependant, la composante de la hauteur de chute a alors été éliminée.

L'écoulement de l'eau à travers un sol n'est pas seulement régi par le gradient de pression, mais aussi par le gradient dû aux différences d'altitude. Les gradients de pression et d'élevation sont combinés pour donner un gradient de charge hydraulique comme potentiel de conduite fondamental. Le gradient de charge hydraulique dans une phase fluide spécifique est le potentiel d'entraînement de l'écoulement dans cette phase. Ceci est également vrai pour les sols saturés et non saturés.

### - Potentiel d'entraînement de la phase d'eau

Le potentiel d'entraînement du flux d'eau définit l'énergie ou la capacité à effectuer un travail. L'énergie en un point est calculée par rapport à une donnée. La référence est choisie arbitrairement car seul le gradient d'énergie entre deux points est important pour décrire l'écoulement.

Un point dans la phase liquide a trois composantes principales d'énergie, à savoir la gravitation, la pression et la vitesse. La figure 3.3 montre le point A de la phase liquide qui est situé à une altitude,  $y$ , au-dessus d'une référence arbitraire.

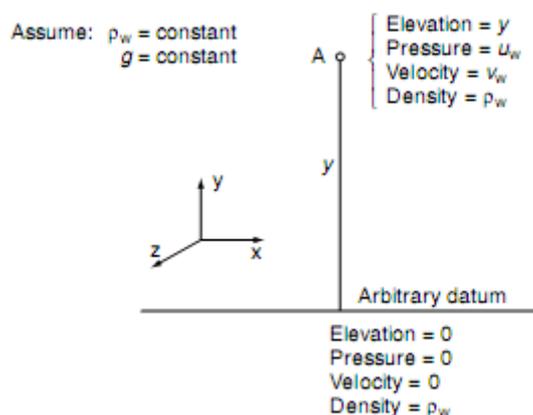


Figure 2.16 Énergie au point A dans la direction  $y$  par rapport à une référence arbitraire (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

L'énergie totale [c'est-à-dire l'énergie gravitationnelle (potentielle), l'énergie de pression et l'énergie de vitesse] au point A peut être exprimée en énergie par unité de poids, ce que l'on appelle un potentiel ou une charge hydraulique. La charge hydraulique,  $h_w$ , au point A, peut être exprimée en énergie par unité de poids, appelé potentiel ou charge hydraulique.

Le point A est obtenu en divisant l'équation énergétique par le poids de l'eau au point A :

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v_w^2}{2g} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Où :

$h_w$  = hauteur de chute hydraulique ou hauteur totale

$g$  = accélération gravitationnelle

$u_w$  = pression d'eau interstitielle au point A

$v_w =$  débit d'eau au point A (c'est-à-dire dans la zone y d  
 $y =$  élévation du point A au-dessus du point de référence  
 $w =$  densité de l'eau au point A.

La charge hydraulique se compose de trois éléments, à savoir la charge gravitationnelle  $y$ , la charge de pression  $u_w/\rho_w g$  et la charge de vitesse ( $\frac{v_w^2}{2g}$ ). La vitesse dans un sol est négligeable par rapport à la charge gravitationnelle et à la charge d'une pression. L'équation ci-dessus peut donc être simplifiée pour obtenir une expression de la charge hydraulique en tout point de la masse du sol :

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Les hauteurs de chute exprimées dans cette équation ont la dimension de la longueur. La hauteur de chute hydraulique est une quantité mesurable dont le gradient provoque un écoulement dans les sols saturés et non saturés. Pour illustrer comment l'eau s'écoule à travers une masse de sol, la figure 2.17 considère deux points arbitraires A et B auxquels un tensiomètre et un piézomètre sont utilisés pour mesurer respectivement la pression d'eau interstitielle in situ.

Le tensiomètre au point A est utilisé pour mesurer la pression de l'eau interstitielle lorsque la pression est négative, tandis que le piézomètre au point B est utilisé pour mesurer la pression de l'eau interstitielle lorsque la pression de l'eau interstitielle est positive.

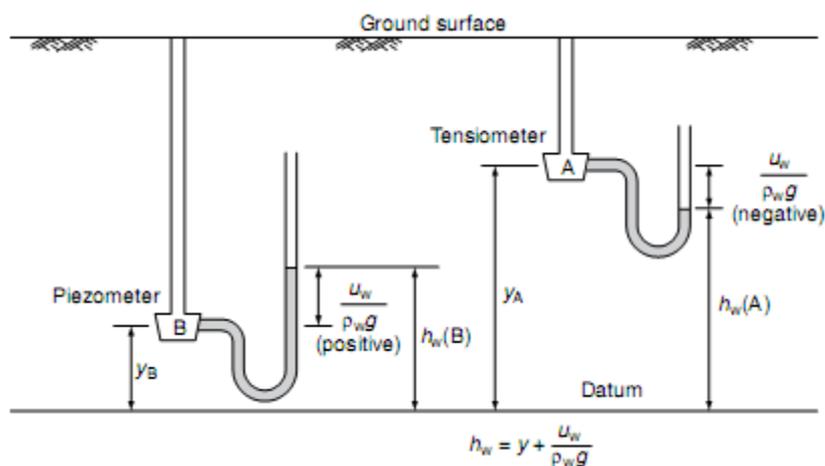


Figure 2.17 Le concept de potentiel et de tendance pour les sols saturés (d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

La distance entre l'élévation du point considéré et la donnée indique la hauteur de chute (c'est-à-dire  $y_A$  et  $y_B$ ). Le niveau de l'eau dans l'appareil de mesure augmente ou diminue en fonction la pression d'eau interstitielle au point considéré. Par exemple, le niveau de l'eau dans le piézomètre s'élève à une certaine distance au-dessus de l'altitude du point B égale à la pression positive de l'eau interstitielle au niveau du point B. Alternativement, le niveau de l'eau dans le tensiomètre descend en dessous de l'élévation du point A jusqu'à une distance égale à la pression négative de l'eau interstitielle au point A. La distance entre le niveau de l'eau dans l'appareil de mesure et le point de référence est la somme des charges gravitationnelle et de pression (c'est-à-dire la charge hydraulique).

La distance entre le point considéré et le point de référence indique la hauteur de chute (c'est-à-dire  $y_A$  et  $y_B$ ).

Le niveau de l'eau dans l'appareil de mesure augmentera ou diminuera, selon la pression d'eau interstitielle au point considéré. Par exemple, le niveau de l'eau dans le piézomètre s'élève à une certaine distance au-dessus de l'altitude du point B égale à la pression positive de l'eau

interstitielle au niveau du point B. Alternativement, le niveau de l'eau dans le tensiomètre descend en dessous de l'élévation du point A jusqu'à une distance égale à la pression négative de l'eau interstitielle au point A. La distance entre le niveau de l'eau dans l'appareil de mesure et le point de référence est la somme des charges gravitationnelle et de pression (c'est-à-dire la charge hydraulique).

Dans la figure 2.17, le point A a une hauteur de chute totale plus élevée que le point B [c'est-à-dire  $h_{wA} > h_{wB}$ ]. L'eau s'écoulera du point A au point B en raison du gradient de hauteur de chute totale entre ces deux points. Le potentiel d'entraînement provoquant l'écoulement dans la phase eau a la même forme pour les eaux saturées (c'est-à-dire le point B) et les eaux de surface (c'est-à-dire le point B).

Les sols non saturés (c'est-à-dire le point A) (Freeze et Cherry, 1979). L'eau s'écoulera d'un point de forte hauteur de chute totale à un point de faible hauteur de chute totale, que les pressions d'eau interstitielle soient positives ou négatives.

La succion osmotique a parfois été incluse comme composante de l'équation de la hauteur totale de chute pour le débit. Cependant, il est préférable de visualiser le gradient de succion osmotique comme étant le potentiel moteur du processus de diffusion osmotique (Corey et Kemper, 1961). La diffusion osmotique est un processus dans lequel les constituants ioniques ou moléculaires se déplacent en raison de leur activité cinétique. Par exemple, un gradient osmotique à travers une membrane semi-perméable provoque le mouvement de l'eau à travers la membrane. D'autre part, le flux de masse des solutions (c'est-à-dire l'eau pure et les sels dissous) en l'absence de membrane semi-perméable est régi par le gradient de charge hydraulique.

#### - La loi Darcy pour les sols non saturés

L'écoulement de l'eau dans un sol saturé est communément décrit à l'aide de la loi de Darcy (1856). Il a supposé que le taux d'écoulement de l'eau à travers une masse de sol était proportionnel au gradient de la hauteur de chute hydraulique

$$v_w = -k_w \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Où

$v_w$  : Débit d'eau

$k_w$  : Coefficient de perméabilité par rapport à la phase aqueuse

$\partial h / \partial y$  : Gradient de charge hydraulique dans la direction y, qui peut être désigné comme  $i_{wy}$ .

Le coefficient de proportionnalité entre le débit d'eau et le gradient de hauteur de chute hydraulique est appelé coefficient de perméabilité,  $k_w$ . Le coefficient de perméabilité est relativement constant pour un sol saturé spécifique. L'équation ci-dessus peut également être écrite pour les directions x et z. Le signe négatif dans l'équation indique que l'eau s'écoule dans la direction d'une hauteur de chute hydraulique décroissante.

La loi Darcy s'applique également à l'écoulement de l'eau à travers un sol (Buckingham, 1907 ; Richards, 1931 ; Childs et Collis-George, 1950). Dans un sol saturé le coefficient de perméabilité est fonction du vide (Lambe et Whitman, 1979). Cependant, le coefficient de perméabilité d'un sol saturé est généralement considéré comme une constante lors de l'analyse des problèmes tels que les flux transitoires. Dans un sol non saturé le coefficient de la perméabilité est affecté de manière significative par les changements combinés du taux de vide et le degré de saturation (ou la teneur en eau) du sol. Les flux d'eau à travers l'espace poreux rempli d'eau ; par conséquent, le pourcentage des vides remplis d'eau sont un facteur important. Lorsqu'un sol devient non saturé l'air remplace d'abord une partie de l'eau dans les grands pores, ce qui provoque les effets de l'eau à s'écouler à travers les pores les plus petits avec une augmentation de la tortuosité pour le chemin d'écoulement. Une augmentation

supplémentaire de la succion du sol entraînant une nouvelle diminution du volume des pores occupés par l'eau. En d'autres termes, l'interface air-eau est de plus en plus rapprochée des particules du sol à mesure que comme le montre la figure 2.18. En conséquence, le coefficient de perméabilité par rapport à la phase liquide diminue rapidement à mesure que l'espace disponible pour l'écoulement de l'eau est réduit.

#### - Coefficient de perméabilité par rapport à la phase liquide

Le coefficient de perméabilité par rapport à la phase aqueuse,  $k_w$ , est une mesure de l'espace disponible pour l'écoulement de l'eau à travers le sol. Le coefficient de perméabilité dépend des propriétés du fluide et des propriétés de la phase liquide et des propriétés du milieu poreux. Différents types de fluides (par exemple, l'eau et l'huile) ou différents types de sols (par exemple, le sable et l'argile) produisent différentes valeurs pour le coefficient de perméabilité  $k_w$ .

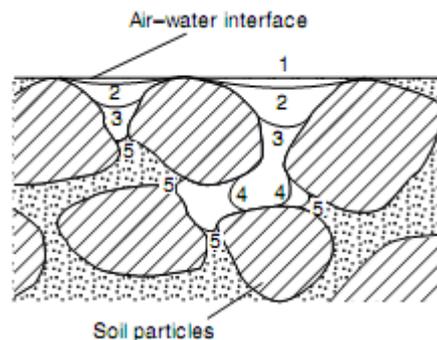


Figure 2.18 Développement d'un sol non saturé par le retrait de l'interface air-eau à différents stades de succion du sol ou de degré de saturation (c'est-à-dire aux stades 1-5) (d'après Childs, 1969 ; d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

#### - Les composants du milieu fluide et poreux

Le coefficient de perméabilité par rapport à la phase liquide,  $k_w$ , peut être exprimé en termes de perméabilité intrinsèque,  $K$  :

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Où

$\mu_w$  = viscosité absolue (dynamique) de l'eau

$K$  = perméabilité intrinsèque du sol.

L'équation ci-dessus montre l'influence de la densité du fluide,  $\rho_w$ , et de la viscosité du fluide,  $\mu_w$ , sur le coefficient de perméabilité  $k_w$ . La perméabilité intrinsèque d'un sol,  $K$ , représente les caractéristiques du milieu poreux elle est indépendante des propriétés du fluide.

Les propriétés du fluide sont généralement considérées comme constantes pendant le processus d'écoulement. Les caractéristiques du milieu poreux sont fonction des propriétés volume-masse du sol. La perméabilité intrinsèque est utilisée dans de nombreuses disciplines. Cependant, en géotechnique, le coefficient de perméabilité  $k_w$ , est le terme le plus couramment utilisé.

#### - La relation entre la perméabilité et les propriétés volume-masse

Le coefficient de perméabilité  $k_w$ , est une fonction,  $f$ , de deux des trois possibles propriétés volume-masse (Lloret et Alonso, 1980 ; Fredlund, 1981) :

$$k_w = f_1(S, e) \quad \text{or} \quad k_w = f_2(e, w) \quad \text{or} \quad k_w = f_3(w, S)$$

Où

S = degré de saturation

e = indice de vide

w = teneur en eau

f = une fonction mathématique.

**- L'effet de la variation du degré de saturation sur la perméabilité**

Le coefficient de perméabilité d'un sol non saturé peut varier considérablement au cours d'un processus transitoire en raison des modifications des propriétés volume-masse. Si l'on peut supposer que la variation du taux de vide dans un sol non saturé est faible, son effet sur le coefficient de perméabilité peut être secondaire. Cependant, l'effet d'un changement du degré de saturation peut être très significatif.

En conséquence, le coefficient de perméabilité est souvent décrit comme étant un en fonction du degré de saturation, S, ou de la teneur volumétrique en eau,  $\theta_w$ .

Un changement de la succion du sol peut produire un changement plus important du degré de saturation ou de la teneur en eau que celui qui est produit par un changement de la contrainte normale nette. Le degré de saturation a été communément décrit en fonction de la succion du sol. Cette relation est appelée la courbe de succion du sol en fonction du degré de saturation, comme le montre la figure 2.19.

De nombreuses équations semi-empiriques pour le coefficient de perméabilité ont été élaborées en utilisant soit la courbe de succion en fonction du degré de saturation, soit la courbe caractéristique sol-eau (SWCC). Dans les deux cas, la distribution de la taille des pores du sol constitue la base de la prédiction du coefficient de perméabilité. Le concept de distribution de la taille des pores est quelque peu nouveau pour l'ingénierie géotechnique. La distribution de la taille des pores a été utilisée dans d'autres pays pour donner une estimation raisonnable des caractéristiques de perméabilité d'un sol (Fredlund et Rahardjo, 1993).

La prédiction du coefficient de perméabilité à partir de la courbe de succion du sol en fonction du degré de saturation est discutée en premier, suivie de la prédiction du coefficient de perméabilité à l'aide du SWCC.

**- La relation entre le coefficient de perméabilité et le degré de saturation**

Des fonctions de coefficient de perméabilité obtenues à partir de la courbe de succion en fonction du degré de saturation ont été proposées par Burdine (1952) et Brooks et Corey (1964). La succion en fonction du degré de saturation La forme de la courbe présente une hystérésis. Seule la courbe de drainage est utilisée dans leurs travaux. En outre, la structure du sol est supposée incompressible.

Trois paramètres du sol peuvent être identifiés à partir de la courbe d'aspiration matricielle en fonction du degré de saturation. Il s'agit de la valeur d'entrée d'air dans le sol,  $(u_a - u_w)_b$ , du degré de saturation résiduel,  $S_r$ , et de l'indice de distribution de la taille des pores,  $\lambda$ . Ces paramètres peuvent être facilement visualisés si l'état de saturation est exprimé en termes de degré effectif de saturation,  $S_e$ , (Corey, 1954) (voir figure 2.19b) :

$$\frac{S - S_e}{1 - S_r} = S_e \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Où

$S_e$  = degré de saturation effectif

$S_r$  = degré de saturation résiduel.

Le degré de saturation résiduel,  $S_r$ , est défini comme le degré de saturation auquel une augmentation de la succion d'un sol ne produit pas de changement significatif dans le degré de saturation. Les valeurs de toutes les variables de degré de saturation utilisées dans l'équation ci-dessus sont sous forme décimale.

Le degré effectif de saturation peut être calculé en estimant d'abord le degré de saturation résiduel (voir figure 3.6b). Le degré effectif de saturation est ensuite tracé en fonction de la succion du sol, comme illustré dans Figure 3.6b. Une ligne horizontale et une ligne inclinée peuvent être tracées à travers les points. Toutefois, les points à des valeurs de succion élevées ne doivent pas se trouver sur la ligne droite utilisée pour la première estimation du degré de saturation résiduel. Par conséquent, le point ayant la plus forte succion doit être contraint de se trouver sur la ligne droite en estimant une nouvelle valeur de  $S_r$  (voir figure 3.6b). Une seconde estimation du degré de saturation résiduel est ensuite utilisée pour recalculer des valeurs pour le degré de saturation effectif. Un nouveau tracé de succion en fonction de la courbe du degré de saturation effectif peut alors être obtenu. Les données ci-dessus la méthode est répétée jusqu'à ce que tous les points de la ligne inclinée constituent une ligne droite. Cela se produit généralement par la deuxième estimation du résidu degré de saturation.

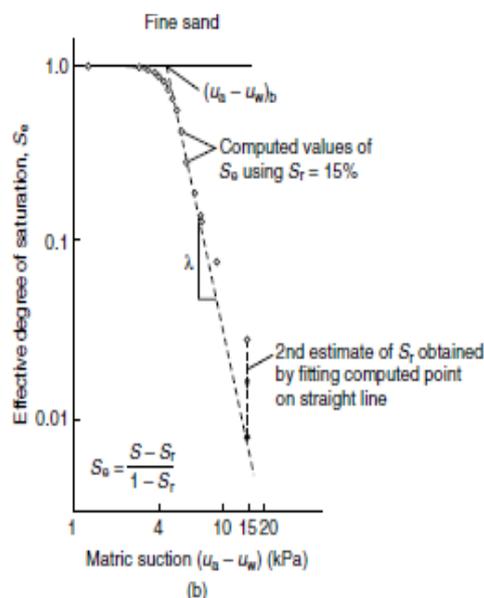
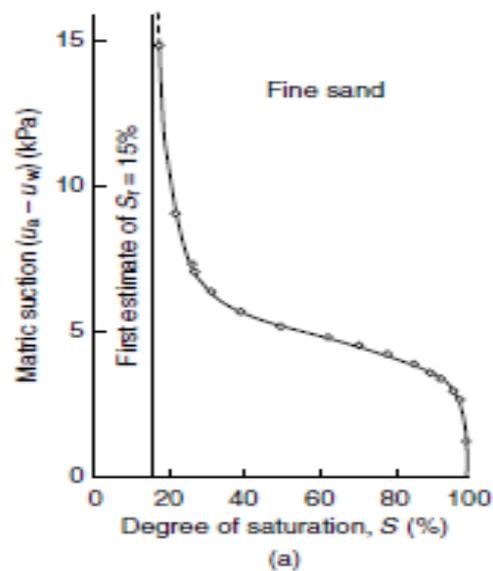


Figure 2.19 Détermination de la valeur d'entrée d'air  $(u_a - u_w)_b$ , du degré de saturation résiduel  $S_r$  et de l'indice de distribution de la taille des pores de l'air  $\lambda$ . (a) courbe de succion en fonction

du degré de saturation ; (b) degré de saturation effectif en fonction de la succion (d'après Brooks et Corey, 1964 ; d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

La valeur d'entrée d'air du sol,  $(u_a - u_w)$ , est la valeur de succion du sol qui doit être dépassée avant que l'air ne pénètre dans les pores du sol. La valeur d'entrée de l'air est également appelée "pression de déplacement" dans le domaine du génie pétrolier ou la "pression de bouillonnement" dans le génie céramique (Corey, 1977). Il s'agit d'une mesure de la taille maximale des pores dans un sol. Le point d'intersection entre la ligne droite inclinée et l'ordonnée de saturation (c'est-à-dire  $S_e = 1.0$ ) dans la figure 3.6b définit la valeur d'entrée d'air du sol. La ligne inclinée pour les points ayant des succions supérieures à la valeur d'entrée d'air peut être décrite par l'équation suivante :

$$S_e = \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^\lambda \quad \text{for } (u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Où

$\lambda$  = indice de distribution de la taille des pores, qui est défini comme la pente négative du degré effectif de saturation,  $S_e$ , par rapport à la courbe de succion du sol,  $(u_a - u_w)$ .

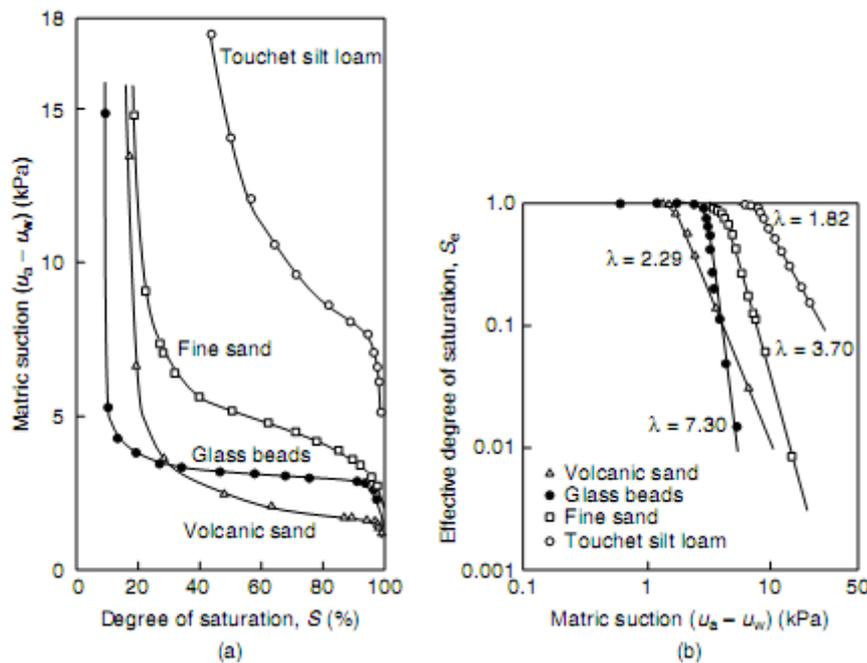


Figure 2.20 Courbes typiques de succion du sol en fonction du degré de saturation pour divers sols avec leurs valeurs correspondantes. (a) Courbes de succion du sol en fonction du degré de saturation ; (b) degré effectif de saturation en fonction de la succion du sol (d'après Brooks et Corey, 1964 ; d'après Fredlund et Rahardjo, 1993).

Les sols présentant une grande variété de pores ont une faible valeur pour  $\lambda$ . Plus la distribution des tailles de pores est uniforme dans un sol, plus grande est la valeur de  $\lambda$ . Quelques valeurs typiques pour divers sols qui ont été obtenues à partir des courbes de succion matricielle en fonction du degré de saturation sont présentées à la figure 3.7.

$$\begin{aligned} k_w &= k_s \quad \text{for } (u_a - u_w) \leq (u_a - u_w)_b \\ k_w &= k_s S_e^\delta \quad \text{for } (u_a - u_w) \geq (u_a - u_w)_b \end{aligned} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

Où

$k_s$  = coefficient de perméabilité par rapport à la phase eau pour le sol saturé (c'est-à-dire  $S=100\%$ )

$\delta$  = une constante empirique.

Caractéristiques physiques du flux de l'écoulement

Table 3.1 Suggested values of the constant  $\delta$  and the pore size distribution index  $\lambda$  for various soils (after Fredlund and Rahardjo, 1993)

Soils	$\delta$ values	$\lambda$ values	Source
Uniform sand	3.0	$\infty$	Irmay (1954)
Soil and porous rocks	4.0	2.0	Corey (1954)
Natural sand deposits	3.5	4.0	Averjanov (1950)

La constante empirique,  $\delta$ , est liée à l'indice de distribution de la taille des pores :

$$\delta = \frac{2 + 3\lambda}{\lambda} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

## 2.8 SATURATION EN EAU ET PROFILE DE CONTRAINTES : ILLUSTRATION DU CONCEPT

Considérons une couche de sol homogène qui est initialement saturée et exempte de surcharge, comme le montre la figure 1.11a. La nappe phréatique se trouve à la surface du sol et la couche de sol est délimitée par une couche de substratum rocheux en dessous. La contrainte verticale totale dans la couche de sol due à son propre poids est fonction de la profondeur comme suit :

$$\sigma_z = \gamma z \quad (\text{Eq. 2.18})$$

Où  $\gamma$  est le poids unitaire (total) du sol et  $z$  est la profondeur à partir de la surface du sol. Les contraintes horizontales ( $\sigma_x$  et  $\sigma_y$ ) peuvent être estimées à partir des contraintes verticales au repos, avec  $K_0$ , coefficient de poussée au repos :

$$\sigma_x = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} u_w \quad (\text{Eq. 2.19})$$

Où  $\mu$  est le coefficient de Poisson et  $u_w$  est la pression d'eau interstitielle. La pression d'eau interstitielle de référence dans les conditions hydrostatiques saturées et insaturées est la suivante :

$$U_w \gamma_w z \quad (\text{Eq. 2.20})$$

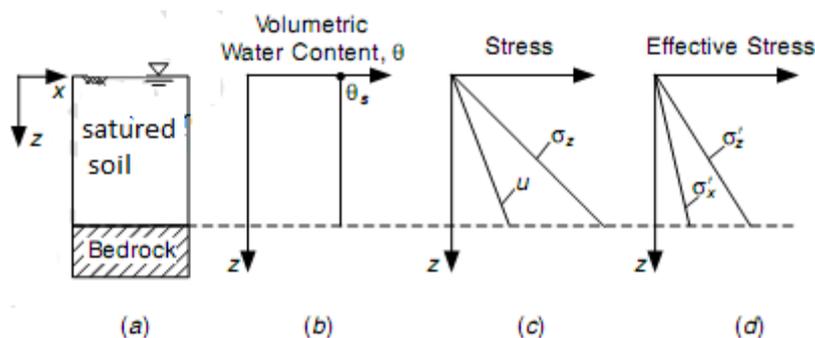


Figure 2.21 Profil de la teneur en eau, de la contrainte et de la contrainte effective dans une couche de sol homogène et saturée.

## 2.9 PROFILS D'HUMIDITE ET DE CONTRAINTE NON SATURÉES REPRESENTATIONS GRAPHIQUE DU CONCEPT

La comparaison des profils de contrainte effectifs dans des conditions saturées et non saturées pour les exemples précédents (figures 2.22d et 2.23d) révèle que :

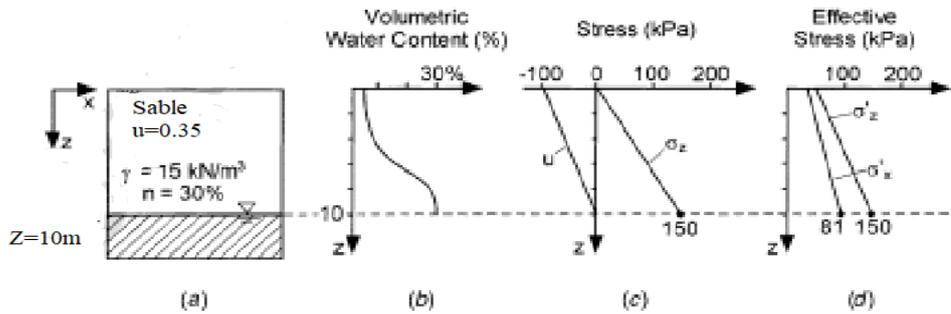


Figure 2.22 Profils de la teneur en eau, de la contrainte et de la contrainte effective dans une couche de sol sableux dans des conditions non saturées.

### - État des sols non saturés

Les contraintes effectives tant horizontales que verticales augmentent considérablement en cas de désaturation sur toute la profondeur de la couche de sol. La question fondamentale pour les ingénieurs géotechniciens est la suivante : Quel profil de contrainte effective, saturé ou non, est le plus représentatif ? L'examen du critère traditionnel de rupture Mohr-Coulomb apporte une réponse à cette question.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être écrit en termes de cohésion  $c'$  et d'angle de frottement interne  $\phi'$  effectif dans l'espace de contrainte de cisaillement à la rupture  $\tau_f$  et de contrainte effective normale  $\sigma'_n$  comme suit :

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Pour le sable meuble et non cimenté qui est soit complètement sec soit complètement saturé le terme de cohésion en équation Eq. (2.21) peut être considéré comme essentiellement égal à zéro. Pour le sable humide ou mouillé cependant, une force de cohésion considérable peut exister. Cette "cohésion apparente" propre aux sols non saturés résulte de la présence de la pression d'eau interstitielle et les effets de la tension superficielle se produisant à l'interface de l'eau interstitielle, de l'air interstitiel et des particules solides du sol parmi les grains de sol non saturés.

Considérons un point dans la couche de sable des exemples précédents situé à 8 m de la surface du sol. Supposons un angle de frottement égal à  $35^\circ$  pour le cas saturé (où la nappe phréatique est à la surface) et le cas non saturé (où la nappe phréatique est à 10 m de la surface). Pour le cas saturé (Fig. 1.14a), où  $z = z_w$ , et  $\gamma = 18,8 \text{ kN/m}^3$ , les contraintes verticales et horizontales effectives à  $z = 8 \text{ m}$  sont :

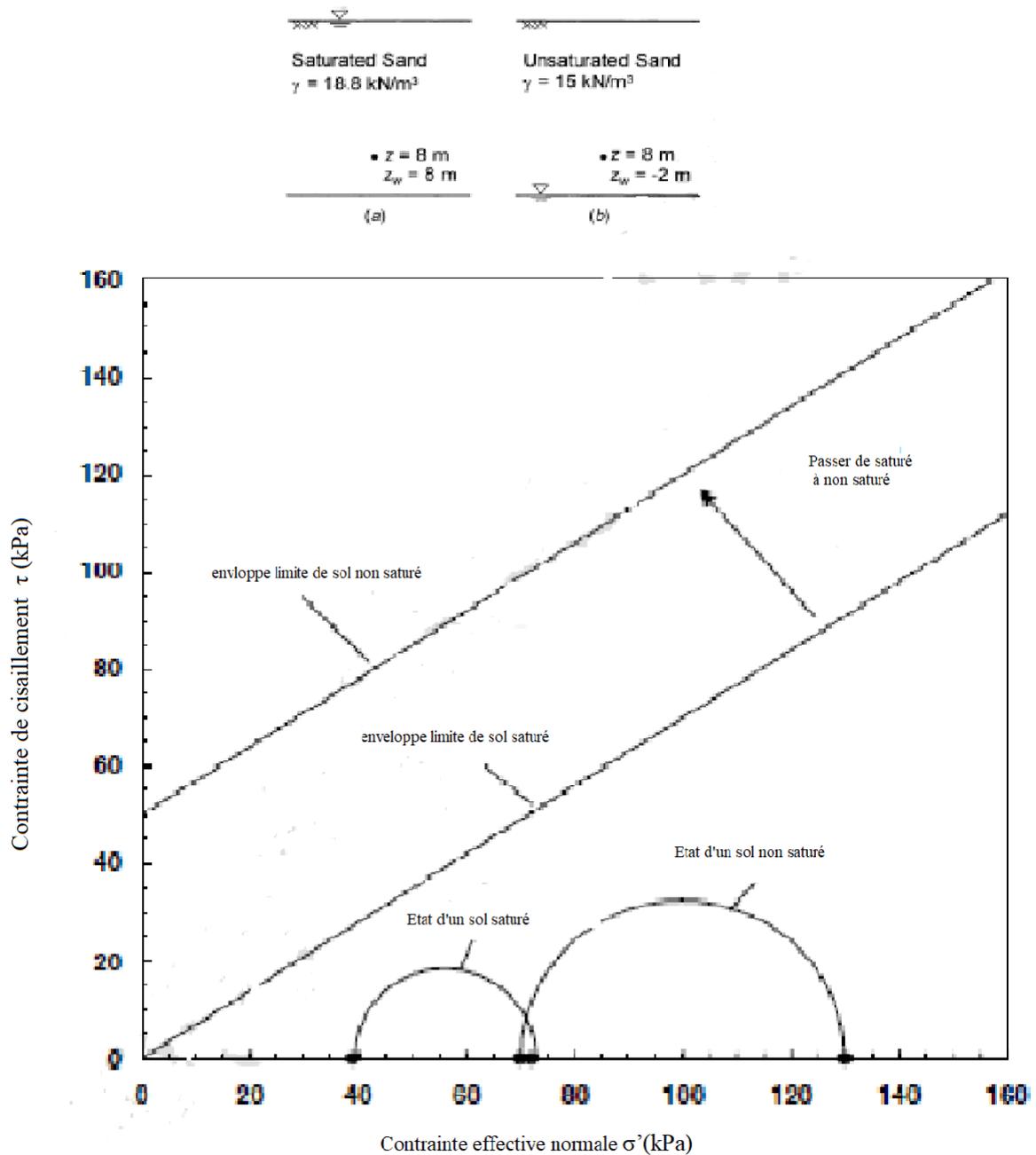


Figure 2.23 Analyse conceptuelle de contraintes pour une couche de sol sableux dans des conditions saturées et non saturées : (a) profil de sol saturé (b) profil de sol non saturé et (c) états de contrainte à  $z = 8 \text{ m}$  et enveloppes de rupture Mohr-Coulomb.

La capacité portante ultime d'une semelle filante supposée être construite sur ce sol. Selon la théorie classique, la capacité portante ultime  $q_u$  est la suivante :

$$Q_u = c'N_c + D\gamma N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (\text{Eq. 2.22})$$

Où  $D$  est la profondeur d'encastrement de la semelle,  $B$  est la largeur de la semelle, et  $N_c$ ,  $N_q$ , et  $N_\gamma$  sont des facteurs de capacité de charge. Pour  $\phi = 35^\circ$ ,  $N_c = 46.12$ ,  $N_q = 33.30$ , et  $N_\gamma = 48.03$ . Pour  $D = 1 \text{ m}$ ,  $B = 1 \text{ m}$ ,  $\gamma = 18.8 \text{ kN/m}^3$ , et  $c = 0$  sous l'état de saturation, la capacité portante ultime est de  $1078 \text{ kPa}$ . Pour  $\gamma = 15.0 \text{ kN/m}^3$  et en supposant une cohésion apparente de  $10 \text{ kPa}$  pour les conditions non saturées la capacité de charge ultime passe à  $1321 \text{ kPa}$ , soit une augmentation de  $32\%$ . Pour une cohésion apparente de  $50 \text{ kPa}$ , la capacité passe à  $3166 \text{ kPa}$ , une augmentation de  $220\%$ .

L'idée que les sols non saturés sont dans un état plus stable que les sols saturés est-elle généralement vraie ? Les changements du degré de saturation et de la teneur en eau qui se produisent sur le terrain sous l'influence de facteurs naturels et artificiels tels que les précipitations, l'évaporation, l'irrigation ou l'abaissement de la nappe phréatique ont-ils une incidence significative sur la état de contraintes et donc la stabilité du sol proche de la surface ? La pression négative interstitielle dans un sol non saturé contribue-t-elle entièrement aux contraintes totales comme le fait la pression positive interstitielle dans un sol saturé ? Comment peut-on formuler et quantifier efficacement les différences de conditions de contraintes entre un sol saturé et un sol non saturé et les différences de résistance qui en découlent ?

Ce type de questions a une grande importance pour les problèmes de contrainte et de déformation des sols non saturés dans la pratique de l'ingénierie géotechnique.