

Remerciement

Nous remercions,

*Dieu le tout puissant de nos avoirs donner patience, courage et
santé pour l'élaboration de ce modeste travail ;*

*Un grand merci à notre encadreur M^{er} LAFIFI BRAHIM,
pour ses directives et ses précieux conseils qu'il nos a fournit
tout ou long de la réalisation de ce projet.*

En fin,

*Tous nos enseignants qui nous ont aidé de près ou de loin, nous
dirons un grand **merci**.*

Résumé

Ce travail de fin d'études a pour objet la détermination numérique des paramètres de cisaillement des sols à travers la modélisation numérique par éléments finis. le logiciel Plaxis de l'essai à la boîte de cisaillement et l'essai triaxial.

Pour atteindre cet objectif, on a modélisé l'appareille de cisaillement direct (boîte de casagrande) et l'appareille triaxial par le codes éléments finis (PLAXIS 8.2), qui représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. La modélisation à été conduits pour déterminer la résistance au cisaillement des sols pulvérulents ainsi la détermination des paramètres de cisaillement à savoir l'angle de frottement et la cohésion c .

Ensuite, une série de modélisation de l'essai triaxial a été entamé afin de montrer l'influence de certains paramètres sur le comportement sous cisaillement du sol modélisé.

De cette étude, il est ressort une bonne concordance entre les valeurs trouvées par modélisation et ceux déduites des essais expérimentaux.

Mots-clés : essai de cisaillement - essai triaxial - paramètres de cisaillement – modélisation - Plaxis.

Abstract

This work of graduation is to the numerical determination of soil shear parameters through numerical modeling by finite elements. Plaxis software to test the shear box and triaxial test.

To achieve this goal, we modeled the direct shear test (box Casagrande) and triaxial tested by the finite element codes (PLAXIS 8.2), which is certainly a current optimum at the scientific and practical analysis pseudo-static 2D. The modeling was conducted to determine the shear strength of granular soils and determining the shear parameters namely the friction angle and cohesion c .

Then a series of modeling of triaxial testing has begun to show the influence of certain parameters on the shear behavior of the modeled soil.

In this study, it is apparent good agreement between the values found by modeling and those deduced from experimental tests.

Keywords: shear test - triaxial test - shear parameters - modeling - Plaxis.

ملخص

هذا العمل من التخرج هو تحديد العددي للمعلمات القص التربة من خلال النمذجة العددية من قبل عناصر محدودة. برنامج بـ لاكس لا اختبار مربع القص واختبار triaxial.

ولتحقيق هذا الهدف، ونحن على غرار الشراع المباشر القص (مربع) (غا ساغران د أو triaxial أبحرت من رموز العناصر المحدودة (PLAXIS 8.2) ث ناءى الا بـ عاد ، والتي هي بالتأكيد الأمثل الحالي في التحليل العلمي والعملية شبه ثابت وقد أجرى النمذجة لتحديد قوة القص للتربة الحبيبية وتحديد المعلمات القص أي زاوية الاحتكاك والتلاحم ج.

ثم بدأت سلسلة من نماذج اختبار triaxial لإظهار تأثير بعض المعلمات على سلوك القص للتربة على غرار.

في هذه الدراسة، هو اتفاق جيد واضح بين القيم وجدت من قبل النمذجة وتلك استنتاجها من الاختبارات التجريبية.

كلمات البحث: اختبار القص - اختبار - triaxial المعلمات القص - نماذج. Plaxis -

Sommaire

Remerciements

Résumé.....	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
Sommaire.....	IV
Liste des figures.....	X
Liste des tableaux.....	XIII
Introduction générale.....	XV

Chapitre 1 : La résistance au cisaillement des sols

Introduction.....	(1)
1-1 : Rappel contraintes et déformation dans les sols.....	(2)
1-1-1 : Etat de contraintes en un point d'un milieu continu.....	(2)
1-1-1-1 : Tenseur des contraintes.....	(2)
1-1-1-2 : Représentation de cercle de Mohr.....	(3)
1-1-1-3 : Représentation de Lambe et de Cambridge chemins de contraintes.....	(6)
1-1-1-4 : Contraintes totale et contraintes effectives.....	(7)
1-1-2 : Etat de déformation en un point d'un milieu continu.....	(10)
1-1-3 : Relations entre contraintes et déformation.....	(11)

1-2 : Résistance et rupture de sols	(12)
1-2-1 : Mode de rupture.....	(12)
1-2-2 : Définition de la rupture du sol.....	(12)
1-2-3 : Comportement drainé et non drainé d'un sol	(14)
1-2-3-1 : Introduction.....	(14)
1-2-3-2 : Comportement drainé.....	(15)
1-2-3-3 : Comportement non drainé.....	(15)
1-2-3-4 : Relation avec la nature du sol.....	(16)
1-2-3-5 : Facteurs influent sur la résistance au cisaillement.....	(16)
1-2-4 : Détermination en laboratoire de caractéristique drainé et non drainé.....	(17)

Chapitre 2 : l'essai a la boite de cisaillement

2-1 : principe de l'Essai de la boite de cisaillement	(18)
2-2 : Exécution de l'essai	(19)
2-2-1 : Caractéristiques de l'appareillage de la boite de cisaillement	(19)
2-2-2 : Mode opératoire	(22)
2-2-2-1 : Sols cohérents reconstitués après compactage.....	(22)
2-2-2-2 : Saturation et consolidation.....	(23)
2-2-2-3 : Cisaillement	(24)

2-3 : Interprétation du résultants.....(25)

2-3-1 : Essai de cisaillement rectiligne direct..... (25)

2-3-2 : Essai de cisaillement alterné :.....(28)

Chapitre 03 : L'essai triaxial**3-1 : Principe de l'essai triaxial.....(30)****3-2 : Exécution de l'essai(31)**

3-2-1 : Caractéristiques de l'appareillage de l'appareil triaxial.....(31)

3-2-2 : Appareillage annexe.....(34)

3-2-3 : Mesure des paramètres de l'essai :.....(34)

3-2-4 : Les différents phase d'exécution(35)

3-3: Interprétation des résultants.....(42)

3-3-1 : Essai non consolidé non drainé.....(42)

3-3-2 : Essai consolidé non drainé avec ou sans mesure de la pression
interstitielle.....(43)

3-3-3 : Essai consolidé drainé.....(45)

Chapitre 04 : présentation du logiciel PLAXIS :**4-1 : Présentation du logiciel PLAXIS(47)****4-2 : Lois de comportement utilisées dans PLAXIS(47)**

4-2-1 : Modèle élastique linéaire :(48)

4-2-2 : Le modèle de Mohr-Coulomb :(48)

4-2.2.1. Module de Young :(49)

4-2-2-2 : Coefficient de Poisson : (50)

4-2-2-3 : Angle de frottement : (50)

4-2-2-4 : La cohésion : (51)

4-2-2-5 : L'angle de dilatance : (51)

4-2-2-6 : Paramètres avancés :(51)

Chapitre 5 : modélisation de l'essai a la boîte de cisaillement**5-1 : Modélisation de l'essai a la boîte de cisaillement(53)**

5-1-1 Introduction :(53)

5-1-1-1 : Hypothèses et géométrie(53)

5-1-1-2 : Caractéristiques des matériaux(55)

5-1-1-3 : Génération du maillage :(56)

5-1-1-4 : Conditions initiales :(56)

5-1-2 : Procédure de calculs :(57)

5-1-3 : les principaux résultats :(58)

Chapitre 6 : modélisation de l'essai triaxial

6-1 : modélisation de l'essai triaxial(60)

6-1-1 : Hypothèses et géométrie(60)

6-1-2 : Caractéristiques des matériaux(61)

6-1-3 : Génération du maillage(63)

6-1-4 : Conditions initiales(63)

6-1-5 : Procédure de calculs(64)

6-1-6 : les principaux résultats(65)

6-2 : Détermination des paramètres de cisaillement(66)

6-2-1-a : sable lâche(66)

6-2-1-b : sable moyenne(67)

6-2-1-c : sable dense(68)

6-3 : Etude paramétrique (sable moyenne).....(69)

6-3-1 : Paramètres de modélisation(69)

6-3-1-1 : Influence de type d'élément (6noeuds)	(69)
6-3-1-2 : Influence du maillage (maillage moyenne et maillage fin).....	(70)
6-3-1-3 : Influence de la taille du modèle.....	(71)
6-3-2 : Paramètres géotechnique.....	(73)
6-3-2-1 : Influence du module de Young E	(73)
6-3-2-2 : Influence du coefficient de poisson	(74)
6-3-2-3 : Influence de la loi de comportement	(76)
Conclusion générale	(78)
Références bibliographiques	(79)

Liste des figures

Titres	pages
Figure 1.1 : Représentations de mohr : états de contraintes possibles	5
Figure 1.2 : Cercle de Mohr	5
Figure 1.3 : Chemins de contraintes	7
Figure 1.4 : Contraintes totales et contraintes effectives	9
Figure 1.5 : courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement	13
Figure 2.1 : Schéma de principe et d'éléments constitutifs de la boite de Casagrande	19
Figure 2.2 : Détermination de T100.	24
Figure 2.3 : Variation des contraintes pour un essai de cisaillement alterné	29
Figure 3.1 : Cellule traixiale	31
Figure 3.2 : Mécanisme de chemin de pression dans une cellule triaxiale .	33
Figure 3.3 : Courbe de détermination de t_{100}	39
Figure 4.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb .	49
Figure 4.2 : Définition du module à 50% de la rupture	50
Figure 4.3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb	52
Figure 5.1 : Vue en coupe de la boite de cisaillement	54
Figure 5.2 : Modèle géométrique de la boite de cisaillement	54
Figure 5.3 : Maillage du modèle	56
Figure 5.4 : génération des contraintes initiales	57
Figure 5.5 : phase 2 : déformation de maillage	58
Figure 5.6 : déplacement maximal	58
Figure 5.7 : Courbe contrainte déviatorique-défrmtion axiale.	59

Figure 6.1 : Appareil de compression triaxial.	60
Figure 6.2 : Modèle géométrique de l'appareil triaxial.	61
Figure 6.3 : Maillage du modèle	63
Figure 6.4 : génération des contraintes initiales.	64
Figure 6.5 : Les différentes étapes de calcul de l'essai triaxial sous chargement Monotonique	65
Figure 6.6 : phase 2 : déformation de maillage	65
Figure 6.7.a : courbe contrainte déviatorique-déplacement axiale (sable lâche)	66
Figure 6.7.b : détermination des paramètres de cisaillement C et φ a partir de cercle de Mhor (sable lâche)	66
Figure 6.8.a: courbe contrainte déviatorique-déplacement axiale (sable moyenne)	67
Figure 6.8.b : détermination des paramètres de cisaillement C et φ a partir de cercle de Mhor (sable moyenne).	67
Figure 6.9.a : courbe contrainte déviatorique-déplacement axiale (sable dense)	68
Figure 6.9.b : détermination des paramètres de cisaillement C et φ a partir de cercle de Mhor (sable dense)	68
Figure 6.10 : influence du type d'élément sur les paramètres des cisaillement C et φ .	69
Figure 6.11.a : influence du maillage sur les paramètres des cisaillements C et φ .	70
Figure 6.11.b : influence du maillage sur les paramètres du cisaillement C et φ .	71
Figure 6.12.a : influence de la taille du modèle sur les paramètres des cisaillements C et φ	72
Figure 6.12.b : influence de la taille du modèle sur les paramètres des cisaillements C et φ .	72
Figure 6.13.a : influence du modèle de Young sur les paramètres des cisaillements C et φ .	73

Figure 6.13.b : influence du modèle de Young sur les paramètres des cisaillements C et φ	74
Figure 6.14.a : influence du coefficient de poisson sur les paramètres des cisaillements C et φ	75
Figure 6.14.b : influence du coefficient de poisson sur les paramètres des cisaillements C et φ	75
Figure 6.15 : influence de la loi de comportement sur les paramètres des cisaillements C et φ .	76

La liste des tableaux

Titres	Pages
Tableau 2.1 : Choix de la pression à appliquer	26
Tableau 3.1 : Temps de rupture pour différents essais	40
Tableau 5.1.a : Propriétés du sol (sable)	55
Tableau 5.1.b : propriétés de la demi-boite supérieure	56
Tableau 6.1.a : Propriétés du sol (sable lâche)	61
Tableau 6.1.b : Propriétés du sol (sable moyenne)	62
Tableau 6.1.c : Propriétés du sol (sable dense)	62
Tableau 6.2 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre 15 nœuds et 6 nœuds)	70
Tableau 6.3: les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre les maillage)	71
Tableau 6.4 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre les taille du modèle)	73
Tableau 6.5 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre module de Young)	74
Tableau 6.6 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre les coefficient de poisson)	76
Tableau 6.7 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre la loi de comportement)	77

Introduction générale

La Géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. La Mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité.

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en outre, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènement, les pentes et/ou talus naturels ou artificiels, etc.

Dans ce mémoire, nous allons simuler des essais triaxiaux et des essais de cisaillement direct en choisissant un modèle de comportement pour mieux simuler le comportement des sols pulvérulents sous chargements triaxiaux.

Dans le premier chapitre, une étude théorique de la résistance au cisaillement contenant des notions de contraintes et de déformations faisant partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques est présentée.

Le deuxième et le troisième chapitre, seront consacrés à la présentation des essais de cisaillement au laboratoire, à savoir l'essai à la boîte de cisaillement direct (boîte de Casagrand) et l'essai triaxial.

Le quatrième chapitre, sera consacré à la présentation de l'outil de modélisation par la méthode des éléments finis ainsi (logiciel *Plaxis*) et les modèles de comportement, employés dans les simulations numériques.

Le cinquième chapitre, sera consacré à la validation du modèle choisi pour la modélisation de la boîte de cisaillement et la présentation des résultats permettant l'estimation numérique des paramètres recherchés.

Le sixième chapitre, sera consacré à la validation du modèle choisi pour la modélisation de l'essai triaxial pour trois échantillons de sable, lâche, moyen et dense et la présentation des résultats permettant l'estimation numérique des paramètres de cisaillement. Une étude

paramétrique pour montrer l'influence de plusieurs paramètres sur les résultats de la modélisation sera également présentée.

Nous terminons ce modeste travail par une conclusion générale.

Chapitre:01

La résistance au cisaillement des sols

Introduction

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique. La capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité des pentes, la conception des murs de soutènement et de façon indirecte, le calcul des épaisseurs des pavages, sont tous influencés par la résistance au cisaillement du sol dans la pente, derrière le mur de soutènement ou près de la fondations ou de la chaussée. On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est pourquoi on utilise couramment les méthodes dites à l'équilibre limite, méthodes qui exigent une connaissance de la résistance ultime ou limite du sol.

1.1 Rappel contraintes et déformations dans les sols

Les notions de contraintes et de déformations font partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques et le présent article est limité au rappel des définitions et des principaux résultats utilisés pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols.

1.1.1 État de contraintes en un point d'un milieu continu

1.1.1.1 Tenseur des contraintes

L'état de contraintes en un point M d'un milieu continu est complètement défini par le tenseur à six composantes:

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (1.1)$$

dont on utilise souvent la représentation dans le repère des directions principales :

$$\bar{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (1.2)$$

Les trois contraintes principales majeure σ_1 , intermédiaire σ_2 et mineure σ_3 ne déterminent pas de façon complète l'état de contraintes au point M, qui dépend aussi de l'orientation des axes principaux (par exemple, des trois cosinus directeurs de la contrainte principale majeure).

Le tenseur des contraintes σ est souvent de compose en la somme d'un tenseur sphérique S et d'un tenseur déviatorique D :

$$\bar{\sigma} = \bar{S} + \bar{D} \quad (1.3)$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_m \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} (\sigma_x - \sigma_m) & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & (\sigma_y - \sigma_m) & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & (\sigma_z - \sigma_m) \end{bmatrix} \quad (1.4)$$

Le terme σ_m est la moyenne arithmétique des termes de la diagonale du tenseur des contraintes (premier invariant), appelée contrainte moyenne (ou contrainte moyenne octaédrique σ_{oct}):

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1.5)$$

Le tenseur déviatorique a une trace nulle et est souvent représenté par le déviateur des contraintes, noté q et égal au second invariant du tenseur déviatorique. En termes de contraintes principales, ce déviateur des contraintes est égal à:

$$q = \sqrt{\frac{((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)}{6}} \quad (1.6)$$

Le vecteur de contrainte \vec{f} s'exerçant sur un plan Π passant par

le point M, plan repéré par les cosinus directeurs de sa normale \vec{n} , est égal à:

$$\vec{f} = \bar{\sigma} \cdot \vec{n} \quad (1.7)$$

Le vecteur de contrainte \vec{f} peut être représenté par ses projections sur la normale \vec{n} (contrainte normale σ) et sur le plan Π (contrainte tangentielle τ).

1.1.1.2 Représentation de Cercle de Mohr

La représentation des variations de σ et τ quand le plan Π tourne autour du point M est équivalente à la donnée du tenseur des contraintes à six composantes $\bar{\sigma}$. Le point F de coordonnées (σ, τ) est tel que $OF = |\vec{f}|$ et l'angle $(O\sigma, OF)$ est égal à l'angle α du vecteur contrainte \vec{f} avec la normale \vec{n} au plan Π . Cette représentation, dite de Mohr, est très utilisée pour l'étude de la résistance au cisaillement des sols à cause des propriétés du cercle de Mohr.

Lorsque le plan Π balaie l'ensemble des orientations possibles autour du point M, le point F de coordonnées (σ, τ) se déplace dans la zone hachurée du diagramme de la figure 1. Ce domaine est limité par trois cercles centrés sur l'axe des contraintes normales $O\sigma$ et dont les points extrêmes correspondent aux contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 . Chacun de ces cercles est le lieu des états de contraintes (σ, τ) lorsque le plan Π tourne autour de la direction de

l'autre contrainte principale (par exemple, le cercle de diamètre $\sigma_1 - \sigma_3$ correspond aux états de contraintes sur les plans Π tournant autour de la direction de la contrainte principale σ_2). Le plus grand de ces cercles est appelé cercle de Mohr.

Ce cercle est très utilisé en mécanique des sols pour l'interprétation des essais de cisaillement en laboratoire et pour l'analyse des problèmes dans lesquels l'une des directions principales reste constante (calculs bidimensionnels, par exemple).

Le cercle de Mohr (figure 2) possède des propriétés géométriques utiles :

- lorsque le plan Π tourne d'un angle β autour de l'axe $M\sigma_2$ (figure 2a), le point F se déplace sur le cercle de Mohr d'un angle -2β ;
- si l'on trace par le point F' , symétrique de F par rapport à l'axe $O\sigma$, la parallèle à la trace du plan Π dans le plan des contraintes principales $M\sigma_1 - \sigma_3$, cette droite recoupe le cercle de Mohr en un point P appelé pôle, dont on démontre qu'il est fixe quand le plan tourne autour de l'axe $M\sigma_2$;
- connaissant le pôle du cercle de Mohr, on obtient les traces des plans sur lesquels s'exercent les contraintes principales majeure et mineure en traçant les droites PA et PB (les directions des contraintes principales correspondantes sont perpendiculaires à ces plans, de sorte que la contrainte principale majeure σ_1 est dirigée selon PB et la contrainte principale mineure est dirigée selon PA) (figure 2b) ;
- le rayon du cercle de Mohr est égal à $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, et son centre C a pour abscisse $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$.

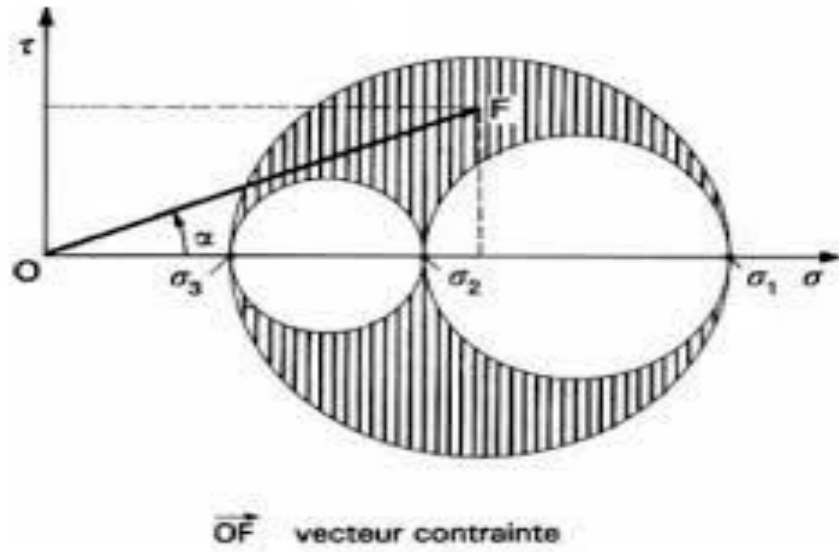


Figure 1.1 – Représentations de Mohr : états de contraintes possibles.

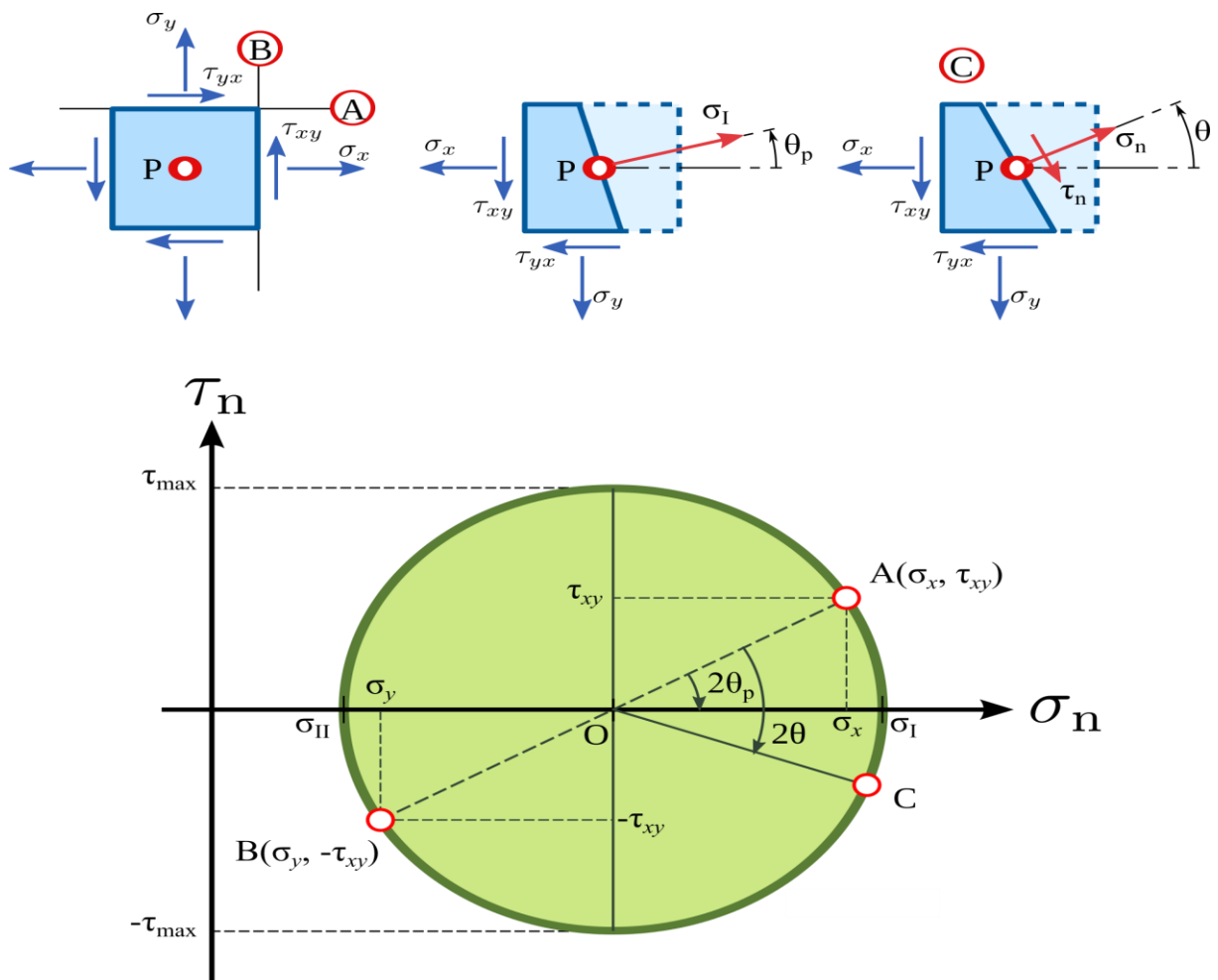


Figure 1.2 – Cercle de Mohr.

1.1.1.3 Représentations de Lambe et de Cambridge chemins de contraintes

Dans la plupart des problèmes de mécanique des sols, l'état de contraintes varie au cours du temps et il est important de pouvoir représenter simplement ces variations. La représentation de Mohr, dans laquelle à chaque état de contraintes correspond un cercle, n'est pas utilisable en pratique et d'autres représentations ont dû être recherchées. Deux d'entre elles sont fréquemment utilisées, celle de Lambe et celle de Roscoe et de ses collaborateurs à l'université de Cambridge.

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr, en ce sens qu'elle remplace un cercle de Mohr par son sommet, de coordonnées :

$$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad (1.8)$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (1.9)$$

La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne σ_m , notée p , et le déviateur des contraintes q . Elle permet donc de prendre en compte l'influence de la contrainte principale inter- médiaire σ_2 . Néanmoins, pour certaines applications, les expressions se simplifient ; ainsi, pour l'analyse des essais triaxiaux, on a toujours $\sigma_2 = \sigma_3$ d'où :

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad (1.10)$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (1.11)$$

On appelle chemin de contraintes l'ensemble des points représentant les états de contraintes successifs d'un point du milieu continu considéré. La figure 3 montre quelques chemins de contraintes dans les deux représentations de Lambe (figure 3a) et de Cambridge (figure 3b).

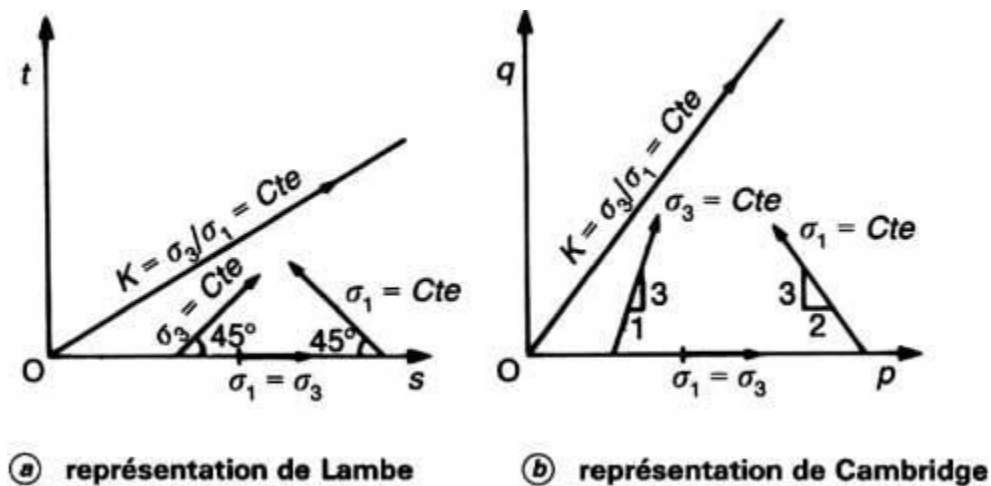


Figure 1.3 – Chemins de contraintes

1.1.1.4 Contraintes totales et contraintes effectives

Suivant les circonstances, différents systèmes de contraintes sont utilisés pour l'étude des problèmes de mécanique des sols. Dans les sols saturés, on distingue classiquement (cf. article *L'eau dans le sol* [C 212] dans cette rubrique):

- les contraintes totales $\bar{\sigma}$;
- les pressions interstitielles $u \cdot \bar{1}$;
- les contraintes effectives $\bar{\sigma}' = \bar{\sigma} - u \cdot \bar{1}$.

Les définitions données dans les paragraphes précédents peuvent être appliquées aux contraintes totales comme aux contraintes effectives.

Dans la représentation de Mohr, les cercles de Mohr en contraintes effectives se déduisent des cercles de Mohr en contraintes totales par une translation d'amplitude égale à la pression interstitielle u , parallèlement à l'axe des contraintes normales (figure 4a). On a en effet :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.12)$$

$$\tau' = \tau \quad (1.13)$$

Dans les représentations de Lambe et de Cambridge, les points et les chemins de contraintes effectives se déduisent également des états et chemins de contraintes totales par une translation de u parallèlement à l'axe des s (ou des p). Des exemples de chemins de

contraintes totales et effectives sont représentés sur les figures **4b** et **c**. Ces exemples illustrent l'existence des relations :

$$s' = s - u \quad (1.14)$$

$$t' = t \quad (1.15)$$

et

$$p' = p - u \quad (1.16)$$

$$q' = q \quad (1.17)$$

entre les contraintes totales et effectives.

Dans les sols secs, la pression interstitielle n'existe pas et l'on utilise un seul système de contraintes. On peut formellement définir des contraintes effectives identiques aux contraintes totales et une pression interstitielle identiquement nulle.

Dans les sols fins non saturés, l'existence de forces capillaires variables avec le degré de saturation rend inopérante la notion de contrainte effective. En l'absence de modèle mieux adapté, on analyse la résistance au cisaillement en termes de contraintes totales.

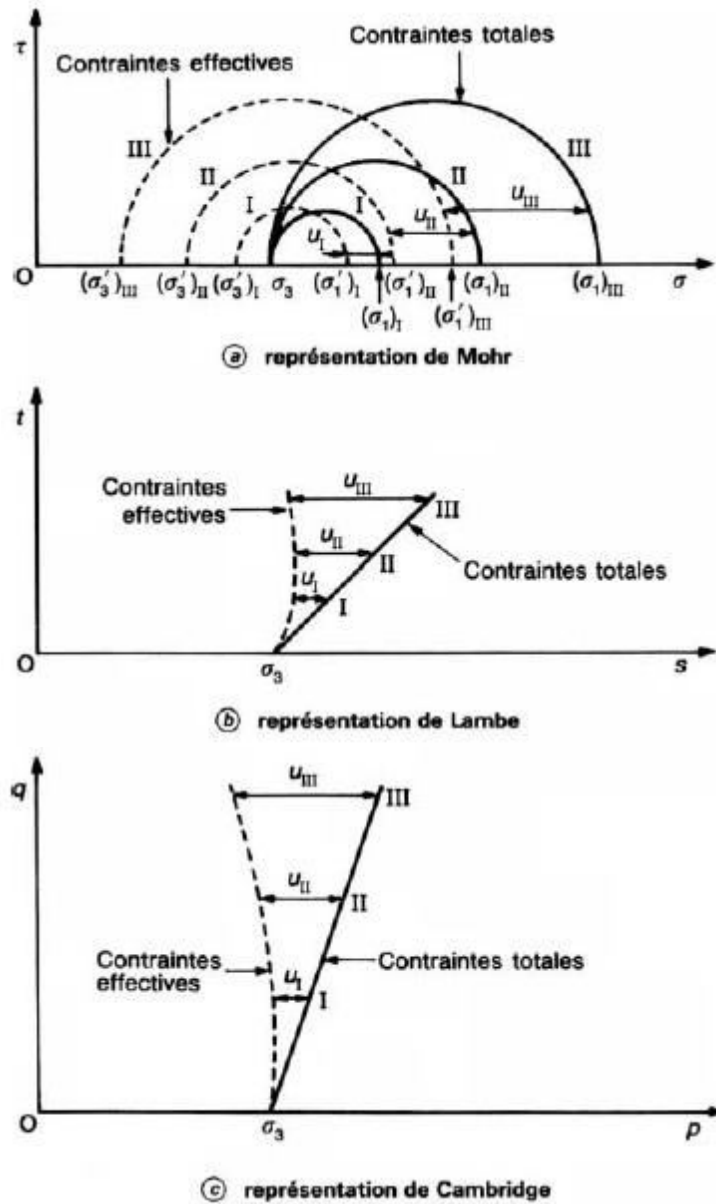


Figure 1.4 – Contraintes totales et contraintes effectives

1.1.2 État de Déformation en un point d'un milieu continu

Dans les conditions habituelles de la mécanique des sols, où les déformations restent petites (au plus de 10 à 20 %), l'état de déformation en un point peut être caractérisé par le tenseur des déformations :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x & \gamma_{xy}/2 & \gamma_{xz}/2 \\ \gamma_{xy}/2 & \varepsilon_y & \gamma_{yz}/2 \\ \gamma_{xz}/2 & \gamma_{yz}/2 & \varepsilon_z \end{bmatrix} \quad (1.18)$$

Les six composantes du tenseur des déformations s'expriment en fonction des composantes (u, v, w) du vecteur de déplacement par les relations :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \partial u / \partial x & \gamma_{xy} &= \partial v / \partial x + \partial u / \partial y \\ \varepsilon_y &= \partial v / \partial y & \gamma_{yz} &= \partial w / \partial y + \partial v / \partial z \\ \varepsilon_z &= \partial w / \partial z & \gamma_{xz} &= \partial u / \partial z + \partial w / \partial x \end{aligned} \quad (1.19)$$

Il existe également trois directions principales orthogonales, par rapport auxquelles le tenseur des déformations s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (1.20)$$

Les déformations ε_1 , ε_2 et ε_3 sont appelées déformations principales. La déformation volumique ε_{vol} est égale à la trace du tenseur des déformations :

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (1.21)$$

1.1.3 Relations entre contraintes et déformations

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- de la loi de comportement, qui relie à tout instant t et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité. Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture.

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes (espace à six dimensions), à l'intérieur d'un certain domaine. La frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement. Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent. L'équation de la frontière d'écoulement dans l'espace des contraintes est appelée **critère d'écoulement** ou **critère de plasticité**. Sa forme générale est :

$$G(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \dot{\varepsilon}_{ij}, t, \dots) = 0 \quad (1.22)$$

car elle peut dépendre des déformations ε_{ij} , des vitesses de déformation $\dot{\varepsilon}_{ij}$, du temps t , etc. Les formes les plus simples utilisées en pratique supposent que seules interviennent les contraintes principales, et parfois même seulement certaines d'entre elles.

Des formes plus complexes de la loi de comportement des sols ont été mises au point et sont utilisées pour les études numériques, le plus souvent par la méthode des éléments finis. Elles ne sont pas traitées dans le présent article, qui se limite à l'exposé de la résistance des sols au cisaillement dans l'optique de l'utilisation des méthodes classiques d'analyse de la stabilité des ouvrages en mécanique des sols.

1.2 Résistance et rupture des sols

1.2.1 Mode de rupture

Faute de pouvoir décrire de façon précise le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à la rupture, la mécanique des sols s'est inspirée des modes de rupture observés dans la nature pour développer des lois de comportement simplifiées. La nature montre l'existence de deux principaux modes de rupture :

- les ruptures par glissement sur une surface ;
- les ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol.

La représentation de la résistance au cisaillement des sols par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ correspond au premier mode de rupture, qui est celui qui a été mis en évidence et analysé le plus tôt. Les essais de cisaillement direct à la boîte en sont la traduction expérimentale.

Les ruptures par plastification de la masse du sol sont plus difficiles à analyser et leur compréhension nécessite l'emploi de la théorie de la plasticité. Dans l'analyse de la plastification des massifs de sols, on raisonne sur les états de contraintes en chaque point, en utilisant les cercles de Mohr pour les calculs analytiques. Les essais triaxiaux, dont le développement date des années 30, s'interprètent de la même façon, en utilisant les cercles de Mohr. À part le cas des surfaces de rupture préexistantes, que l'on rencontre pour l'essentiel dans les pentes naturelles, toutes les ruptures commencent par la plastification du sol en un ou plusieurs points et évoluent, suivant les circonstances, vers une rupture par plastification d'un certain volume de sol ou vers la formation d'une surface de rupture. Les recherches en cours sur la théorie de la bifurcation (création de surfaces de rupture) visent à modéliser ce dernier type de phénomène. Néanmoins, dans l'état actuel des connaissances et de la pratique, les ruptures par plastification et les glissements sur des surfaces de rupture s'analysent séparément, même si l'on peut utiliser dans les deux cas les mêmes critères de rupture.

1.2.2 Définition de la rupture du sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement **résistance au cisaillement**.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol (ou du sol autour de la sonde de mesure, dans le cas des essais en place) s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement, expansion volumique du pressiomètre, rotation du scissomètre) en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial, contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement à la boîte, pression dans la sonde pressiométrique, couple appliqué au scissomètre). Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure 5 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination

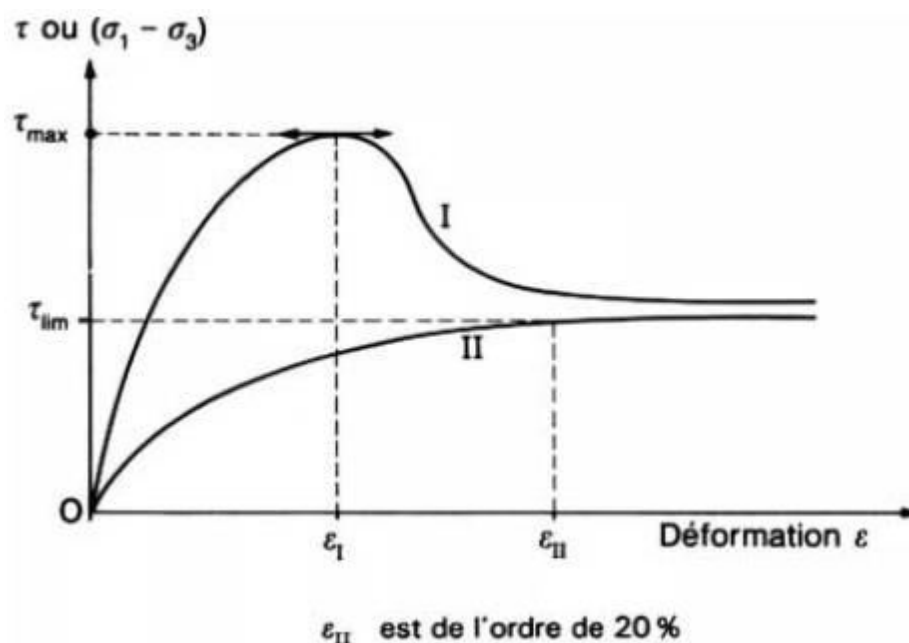


Figure 1.5 - courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée n'est pas spécifique d'un mode de rupture : la diminution de la contrainte ou du couple appliqué au-delà d'un pic s'observe tant pour les ruptures sur surfaces de glissement que pour les ruptures

par plastification de la masse du sol. Elle est, par contre, révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique.

1.2.3 Comportement drainé et non drainé d'un sol

1.2.3.1 Introduction

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués.

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon les relations connues:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1.23)$$

$$\tau = \tau' \quad (1.24)$$

avec σ composante normale de la contrainte totale f

τ composante tangentielle de la contrainte totale,

σ' composante normale de la contrainte effective f' ,

τ' composante tangentielle de la contrainte effective,

u pression interstitielle.

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

- le comportement drainé;
- le comportement non drainé.

1.2.3.2 Comportement drainé

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes:

- elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol ;
- elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol.

Les surpressions interstitielles dont il est question ici sont celles qu'a provoquées l'application de la charge, en sus des pressions interstitielles existant en permanence dans le sol (distribution hydrostatique, écoulement permanent).

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

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

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

1.2.3.3 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée. Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes

induites dans le milieu par l'application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide, sans modification notable des contraintes normales effectives dans le squelette.

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

1.2.3.4 Relation avec la nature du sol

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature. En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohérents ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit.

Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.

Pour les sols pulvérulents ou grenus de faible perméabilité (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les sols cohérents ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Le comportement de ces sols en cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé, tandis que le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents.

1.2.3.5 Facteurs influent sur la résistance au cisaillement

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

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

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

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

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

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

1.2.4 Détermination en laboratoire des caractéristiques drainées et non drainées

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol ou préparées spécialement à cette fin, dans le cas des matériaux de remblai ou des sols que l'on ne sait pas prélever à l'état intact (sables, graviers, etc.). Les conditions d'application des contraintes s'efforcent de reproduire le caractère drainé ou non drainé du comportement du sol en jouant sur deux facteurs :

- l'existence ou l'absence de possibilités de drainage ;
- la vitesse de l'essai.

Chapitre:02

L'essai a la boite de cisaillement

2.1 Principe de l'essai à la boîte de cisaillement

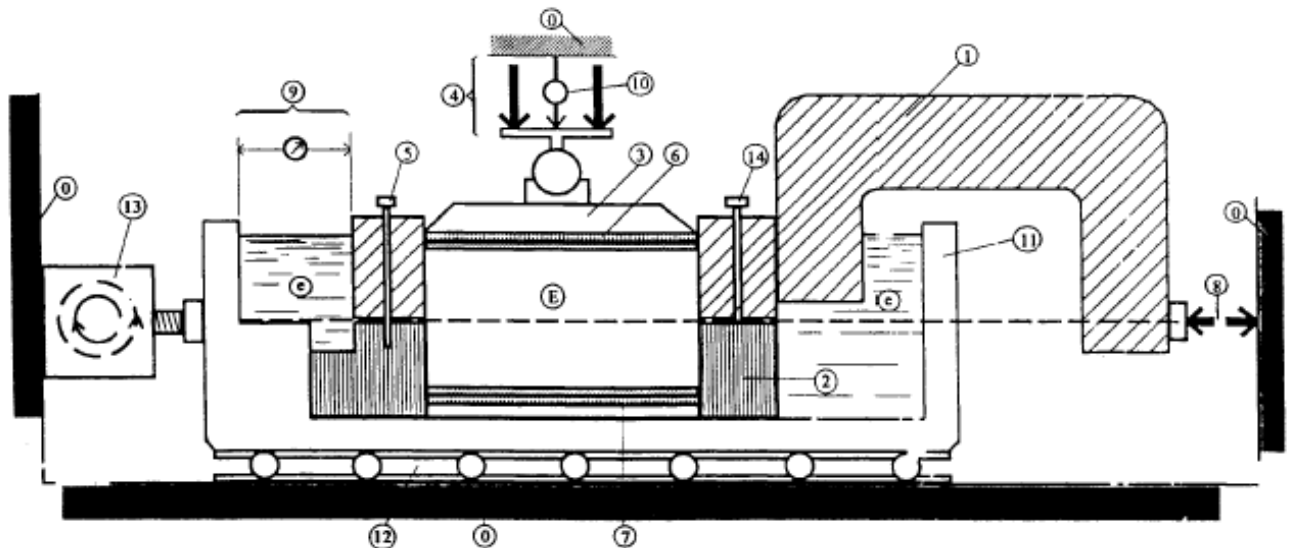
L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

Il consiste à:

- Appliquer sur la surface supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai;
- Produire sur l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif dl à vitesse constante;
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

2.2 Execution de l'essai

2.2.1 Caractéristiques de l'appareillage de la boîte de cisaillement



- | | |
|--|---|
| 0 Bâti | 9 Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal δl |
| 1 Demi-boîte supérieure | 10 Dispositif de mesure du déplacement vertical δh |
| 2 Demi-boîte inférieure | 11 Châssis étanche |
| 3 Piston rigide | 12 Glissière sans frottement |
| 4 Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston | 13 Système de déplacement à vitesse constante |
| 5 Solidarisation des demi-boîtes | 14 Vis de soulèvement de la demi-boîte |
| 6 Plaque drainante supérieure | e Eau déminéralisée |
| 7 Plaque drainante inférieure amovible | E Éprouvette de sol |
| 8 Dispositif de mesure de l'effort horizontal T | |

Figure 2.1: Schéma de principe et d'éléments constitutifs de la boîte de Casagrande.

L'appareillage spécifique à l'essai comprend:

- Le bâti
- La boîte de cisaillement
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les demi-boîtes

- Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps.

a. Le bâti

Le bâti est indéformable sous l'effet des efforts appliqués. Il supporte la boîte de cisaillement et son châssis et les maintient avec une tolérance de $\pm 1^\circ$.

b. La boîte de cisaillement

Une boîte de cisaillement comporte les éléments suivants:

- Deux demi-boîtes, inférieure et supérieure, cylindriques intérieurement, de même section droite carrée ou circulaire ($L = 60 \text{ mm} \pm 0.1\text{mm}$ ou $100 \text{ mm} \pm 0.1\text{mm}$) et de hauteur compatible à celle de l'éprouvette définie ultérieurement; la demi-boîte supérieure est équipée de vis permettant un léger soulèvement afin d'éviter le frottement;
- Un blocage ou une solidarisation des deux demi-boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe intérieur de symétrie;
- Un châssis étanche support de la demi-boîte inférieure;
- Une plaque drainante à la base de la demi-boîte inférieure;
- Un piston rigide muni à sa base d'une plaque drainante, l'ensemble glissant librement dans la demi-boîte supérieure. Ce piston possède en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour rotule transmettant l'effort vertical.

Les plaques drainantes ou non et les pierres poreuses sont planes et reliés à des orifices pour la circulation des fluides. Les matériaux utilisés sont inertes chimiquement vis-à-vis du sol et des fluides qu'il contient. La surface de contact entre les deux demi-boîtes est plane et lisse.

Le dispositif d'application de l'effort normal permet d'appliquer une force suivant une direction verticale, avec une tolérance de $\pm 2^\circ$, et de la maintenir constante. Le matériel est conçu pour transmettre à l'éprouvette une contrainte verticale moyenne d'au moins 0.5 MPa.

Le déplacement possible des deux demi-boîtes, l'une par rapport à l'autre, est au moins 5 mm à une vitesse compatible à la celle maximale 25 $\mu\text{m}/\text{min}$. Cette vitesse est maintenue constante pendant l'essai avec une incertitude qui est la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 10% de la valeur lue;
- 0.5 $\mu\text{m}/\text{min}$.

c. Système de mesure

L'intensité de la force verticale constante (N) est connue avec une incertitude de 1/100 de sa valeur.

La mesure de l'effort horizontal (T) s'effectue au moyen d'un capteur avec une incertitude de 1/100 de la valeur maximale lue au cours de l'essai ou à l'aide d'un anneau dynamométrique.

Le déplacement vertical Δh , dans l'axe du piston placé à la partie supérieure de l'éprouvette, est mesuré par rapport à un repère fixe avec une incertitude de 0.05 mm.

Le déplacement horizontal d_l des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre est mesuré au moyen d'un capteur avec une incertitude de 0.05 mm.

d. Matériels complémentaires

Il comprend:

- Une balance de portée maximale et minimale compatible avec les masses à peser et telle que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 1/1000 de la valeur mesurée
- Une enceinte thermique ou étuve de dessiccation à température réglable à 50°C et à 105°C
- Les outils nécessaires au découpage et à la préparation des éprouvettes
- Un chronomètre donnant la seconde.

e. Local d'essai

Un thermomètre de contrôle est placé dans une salle d'essai. La température de la salle d'essai est maintenue à $\pm 5^{\circ}\text{C}$ pendant la durée de chaque essai. L'appareillage est en plus protégé du rayonnement solaire direct.

2.2.2 Mode opératoire

Les plaques sont saturées avec de l'eau désaérée et tout surplus d'eau en surface est éliminé juste avant leur mise en place. Elles sont recouvertes d'un papier-filtre lorsque des particules de sol risquent de migrer vers les pores des plaques drainantes.

La hauteur des éprouvettes, une fois confectionnées, est définie par:

$$6 d_{\max} < ou = h < ou = \frac{1}{2}$$

Dans ces conditions, le matériau essayé a des éléments dont la dimension maximale est:

- $d_{\max} < ou = 5$ mm dans le cas de la boîte de 60 mm de côté
- $d_{\max} < ou = 8$ mm dans le cas de la boîte de 100 mm de côté

2.2.2.1 Sols cohérents reconstitués après compactage

Les éprouvettes sont taillées de telle sorte que les dimensions de la section droite de l'éprouvette soient ajustées au mieux à celles de la boîte et que la hauteur (h) en mm soit telle que $20 < ou = h < ou = \frac{1}{2}$ Pour faciliter la prise d'échantillon, une trousse de dimensions égales à celle de l'éprouvette voulue est enfoncée dans le bloc de terre reconstitué et utilisée comme gabarit.

L'éprouvette est ensuite pesée et pris de mesurée.

Une plaque drainante (dans le cas des essais CD) ou non drainante (pour les essais CU et UU), une pierre poreuse et un papier filtre est placée au fond de la demi-boîte inférieure avant d'introduire l'éprouvette dans les deux demi-boîtes solidarisées au préalable par deux vis.

L'éprouvette est calée dans la boîte de telle sorte que le plan de glissement la partage en deux parties sensiblement égales.

la manipulation des sols pulvérulents est plus aisée. Après solidarisation des deux demi-boîtes et la mise en place des plaques drainantes dans le fond de la demi-boîte inférieure, le matériau est compacté directement dans la boîte qui servira au cisaillement. La masse de sol à introduire dans la boîte est déterminée pour obtenir, après compactage, une éprouvette de masse volumique choisie et pour que le plan se trouve sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette.

2.2.2.2 Saturation et consolidation

La boîte de cisaillement contenant l'éprouvette est placée dans le châssis étanche fixé sur le bâti, tout en maintenant la solidarisation de deux demi-boîtes:

- Placer le piston muni de sa plaque drainante sur le sommet de l'éprouvette;
- Après fixation du système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal (T), et avant l'application des efforts, noter la valeur d'origine du capteur de force (T) ou mettre à zéro le capteur;
- Régler la position du capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes et noter la valeur d'origine ou mettre à zéro le capteur;
- Positionner le capteur de mesure du déplacement vertical du piston par rapport à un repère fixe et noter la valeur d'origine ou mettre à zéro les compteurs.
- Appliquer l'effort (N) sur la partie supérieure du piston;
- Mesurer le déplacement vertical du piston δh en fonction du temps. Le châssis contenant la boîte de cisaillement est rempli d'eau minéralisée.
- Mesurer le déplacement vertical δh du piston en fonction du temps pendant 1 h au moins sous l'effet de la contrainte (N) et jusqu'à la stabilisation.

La stabilisation est considérée comme obtenue dès que les mesures permettent de déterminer une direction asymptotique indiquée par la figure suivante et trouvant ainsi le temps de consolidation.

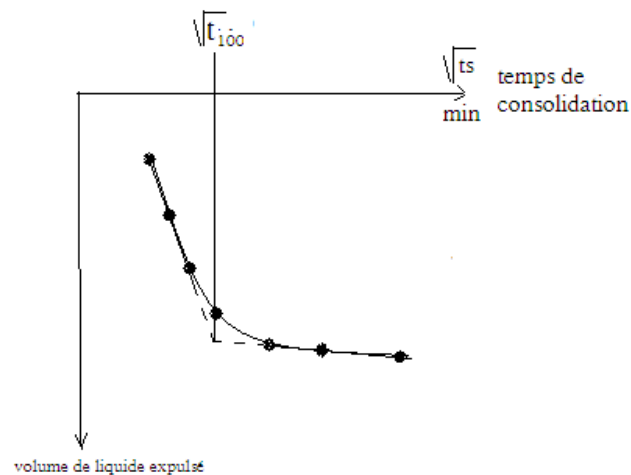


Figure 2.2 : Détermination de T100.

2.2.2.3 Cisaillement

La vitesse maximale de cisaillement est donnée par la relation suivante:

$V_{max} = 125/T_{100}$ avec $V_{max} < ou = .25$ et exprimée en micromètres par minute.

Où t_{100} est temps de consolidation exprimé en minutes.

Avant de commencer le cisaillement, il faut libérer le système de solidarisation de deux demi-boîtes, agir sur les vis de la boîte supérieure afin de supprimer le contact entre les demi-boîtes et mettre à zéro le compteur de déplacement vertical et celui du déplacement horizontal. Après seulement, le cisaillement est enclenché avec une vitesse constante:

$$V < ou = V_{max}$$

La valeur de la contrainte τ est déterminée à l'aide de capteur de force ou d'un anneau dynamométrique.

Le cisaillement est arrêté lorsque la variation de l'effort (T), pour un intervalle de mesure

correspondant à un déplacement horizontal δl de 0.5 mm, est inférieure à 1/100 de l'effort maximal, ou lorsque le déplacement horizontal δl a atteint au moins 5 mm. Cet intervalle de mesure dépend du type d'essai effectué.

Les lectures de tous les appareils sont effectuées simultanément (en moins de 2 s) à chaque augmentation du déplacement horizontal relatif des deux demi-boîtes d'environ 0.2 mm jusqu'à 2 mm puis tous les 0.5 mm au-delà.

La teneur en eau sera déterminée pour chaque éprouvette à la fin du cisaillement.

2.3 Interpretation des resultants

2.3.1 Essai de cisaillement rectiligne direct

a. Réalisation

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents.

L'effort (N) est déterminé pour chaque éprouvette en fonction des contraintes normales σ fixées par le responsable.

La contrainte verticale maximale appliquée à la série d'éprouvettes doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après la réalisation de l'ouvrage.

Si aucune spécification n'est fournie, les valeurs données à partir du tableau suivant seront prises en compte tout en respectant la condition précédente.

Tableau 2.1 : Choix de la pression à appliquer

Contraintes [kPa]	Valeurs [kPa]	Valeurs [kPa]
σ'_{V0}	< 100	≥ 100
N/A	50	$0.5 \sigma'_{V0}$
	100	σ'_{V0}
	200	$2 \sigma'_{V0}$

b. Expression des resultants

On calcule pour chaque éprouvette :

- la contrainte normale effective σ' grâce à l'expression $\sigma' = N/A$;

L'effort normal est éventuellement corrigé du poids du piston si sa valeur est supérieure à $N/100$. Dans les conditions de l'essai, la contrainte normale σ est la contrainte effective en fin de consolidation.

A: ici représente la surface de l'éprouvette égale à 27.88 cm^2

N: est le poids mis sur le palier multiplié par le bras de levier : $N = P * 10$ (P en kg et N en Newton)

- La contrainte de cisaillement τ est donnée par la relation $\tau =$

Les corrections dues à la variation de la section cisailée et au frottement du sol sur le métal de la boîte ne sont pas prises en compte dans la présentation des résultats.

A' est la surface corrigée de la boîte. La surface de la boîte initiale est de 36 cm^2 ($6*6$). Puisque les deux demi-boîtes se déplacent, la surface diminue et cette relation est donnée par la formule:

$$A' = l * (l - (\text{déformation}/10))$$

Déformation = temps * vitesse

Où la vitesse est de 0.005 mm/min pour les essais CD et 0.025 mm/min pour les essais UU et CU

Le temps est la durée effectuée à la prise des données.

- La teneur en eau avant l'essai et après cisaillement;
- La masse volumique sèche ρ_d de l'éprouvette avant l'essai, après stabilisation de l'évolution de son épaisseur δh_c sous l'effort appliqué N. Le volume de l'éprouvette à une étape donnée est $V = A (h - \delta h)$.
- L'indice de vide et le degré de saturation avant essai.

Le calcul implique la connaissance de la masse volumique des particules solides ρ_s . Si celle-ci n'a pas été mesurée, sa valeur est estimée et indiquée sur le PV.

On trace les courbes suivantes en utilisant les mêmes échelles pour toutes les éprouvettes:

- La courbe de contrainte de cisaillement τ en fonction du déplacement δl ;
- La courbe du déplacement vertical δh du piston en fonction du déplacement horizontal δl .

Déterminer les paramètres de cisaillement:

- $\tau_{f,p}$: valeur correspondant au critère de rupture : pic de la courbe $\tau = f(\delta l)$ lorsque cette courbe présente un pic ;
- $\tau_{f,f}$: valeur correspondant au critère de rupture à l'état final de la courbe ;
Représenter sur un même graphique $(\sigma' - \tau_f)$, à une même échelle, les couples de points $(\sigma' - \tau_{f,p})$ et $(\sigma' - \tau_{f,f})$.

Déterminer par un ajustement linéaire l'équation de la droite correspondant à chaque critère de rupture (pic, final). Les paramètres de résistance au cisaillement rectiligne sont obtenus:

- A partir de la pente des droites pour les angles j'_p , j'_f
- A partir de l'ordonnée à l'origine des droites pour les cohésions C'_p et C'_f .

Dans le cas où l'ordonnée à l'origine des droites est négatif, le calcul doit être refait avec un ajustement linéaire sur les couples de points et leurs symétriques par rapport à l'origine des axes de coordonnées. Pour faciliter le calcul, il suffit de trouver l'équation de la droite de régression linéaire pour connaître les caractéristiques.

2.3.2 Essai Cisaillement alterné

a. Réalisation

Les manipulations sont identiques que celles du cisaillement direct mais auxquelles s'ajoutent les suivantes:

- Lorsque le premier cisaillement a atteint un déplacement horizontal δl de 5 mm, il est arrêté et l'éprouvette est immédiatement cisailée dans le sens inverse à une vitesse $V \leq 5V_{\max}$ avec $V \leq 40 \mu\text{m}/\text{min}$ jusqu'à atteindre un déplacement de 10 mm;
- Faire des cycles avec une vitesse égale, en valeur absolue à celle 2^e cycle de cisaillement jusqu'à ce que l'effort (τ) soit sensiblement stabilisé;
- Effectuer un dernier cisaillement dans le même sens et à la même vitesse que le premier.

b. Expression des résultats

L'interprétation des résultats se fait comme suit :

- Déterminer les paramètres du premier cisaillement $\tau_{f,p}$ correspondant au critère de rupture : pic de courbe $\tau = f(\delta l)$;
- tracer les courbes de cisaillement en déplacement cumulé ; $\tau = \sigma(\delta l)$ à la suite de $\tau = f$

(δl) ;

- Déterminer $\tau_{f,R}$ correspondant à la valeur du palier du dernier cisaillement

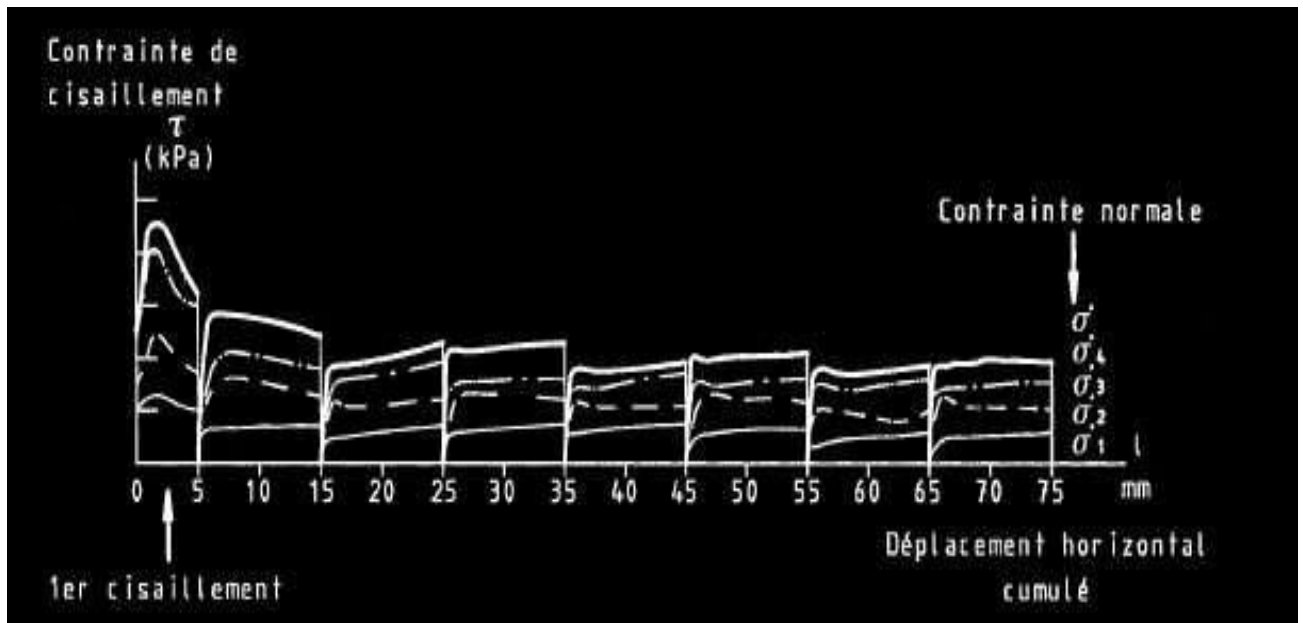


Figure 2.3 : Variation des contraintes pour un essai de cisaillement alterné.

Représenter un même graphique (σ' ; τ_f) à une même échelle les couples de points (σ' ; $\tau_{f,p}$) et (σ' ; $\tau_{f,R}$).

Déterminer par ajustement linéaire l'équation de la droite correspondant à chaque critère de rupture (pic, état résiduel).

Les paramètres de résistance au cisaillement rectiligne alterné sont obtenus:

- A partir de la pente des droites pour les angles j'_p et j'_r
- A partir de l'ordonnée à l'origine des droites pour les cohésions C'_p et C'_r

Chapitre:03

L'essai Triaxial

3.1 Principe de l'essai Triaxial

Une éprouvette de sol de forme cylindrique et de section droite circulaire est placée sur une embase rigide, munie ou non d'un disque drainant, à l'intérieur d'une enceinte étanche.

Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable. à la partie supérieure de l'éprouvette est placée une embase rigide munie ou non d'un disque drainant, sur laquelle vient s'appuyer un piston.

L'essai s'effectue en imposant à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Il consiste à faire croître F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression S_3 constante. L'éprouvette est donc soumise à:

- une pression hydrostatique imposée à l'intérieur de l'enceinte par un liquide,
- une déformation axiale par déplacement relatif des deux embases.

Les disques drainants inférieur et supérieur sont en relation avec un circuit qui:

- soit assure le transfert de l'eau interstitielle expulsée ou absorbée par l'éprouvette, avec, le cas échéant, mesure du volume correspondant,
- soit permet de mesurer, à volume constant, la pression existant dans l'éprouvette,
- soit empêche, s'il est fermé, tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur.

Les embases sont, selon l'essai:

- soit reliées aux circuits extérieurs;
- soit pleines pour empêcher tout échange de liquide interstitiel avec l'extérieur.

Au cours de l'essai et selon le type d'essai, sont mesurés :

- la pression latérale hydrostatique imposée dans l'enceinte : s_c ;
- la force axiale à laquelle est soumise l'éprouvette : F ;
- la variation de hauteur (longueur axiale) de l'éprouvette : ΔH ;
- le volume d'eau absorbé ou expulsé par l'éprouvette : ΔV ;
- La pression interstitielle: u .

3.2 Execution de l'essai

3.2.1 Caractéristiques de l'appareillage de l'appareil triaxial

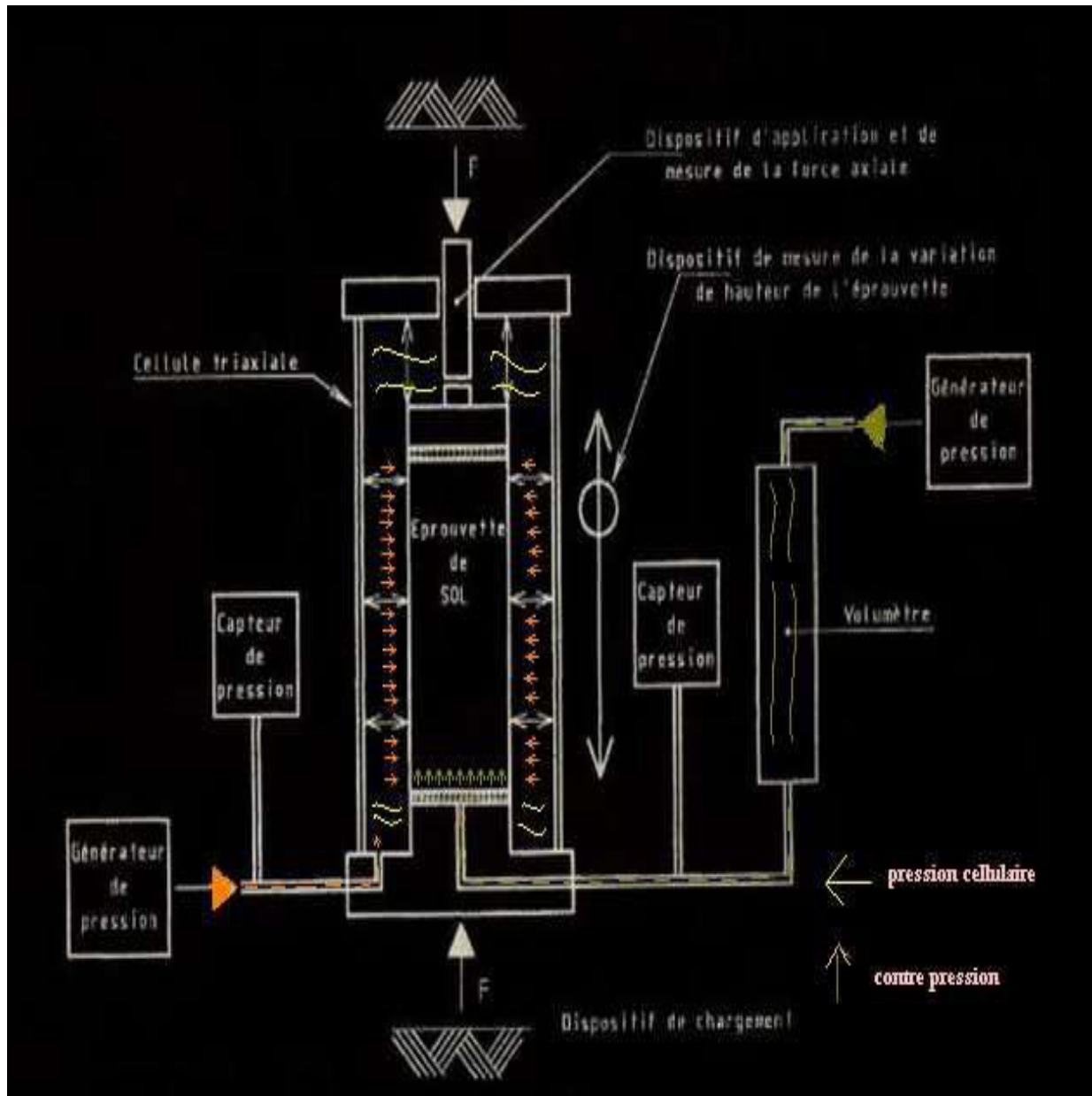


Figure 3-1: Cellule triaxiale.

L'appareil triaxial est un ensemble d'éléments qui doivent assurer les fonctions suivantes:

- Appliquer à une éprouvette cylindrique de section droite circulaire des sollicitations axiales et radiales;
- Déterminer les déformations axiales, radiales et les volumes d'eau absorbés ou

expulsés par l'éprouvette (sauf pour les essais UU);

- Mesurer l'effort verticale et la pression radiale;
- Mesurer les pressions de l'eau interstitielle régnant dans l'éprouvette.

Il comporte:

- Une cellule triaxiale de dimensions appropriées à celle de l'éprouvette;
- Un dispositif de chargement et différents moyens de mises es pression;

a. La cellule triaxiale et les équipements de l'éprouvette

La cellule comporte une base, une enceinte cylindrique et un couvercle. Ses dimensions sont telles que l'éprouvette de sol peut être placée entre l'embase inférieure solidaire de la base et l'embase supérieure reliée au piston.

b. Base et embase inférieure

La base est composée d'une embase inférieure d'un diamètre sensiblement égal à celui de l'éprouvette et des sorties hydrauliques. Sur ces sorties se placent des vannes à volume constant, solidaires de la base, permettant d'isoler l'éprouvette des circuits extérieurs.

c. Embase supérieure

De diamètre sensiblement égal à celui de l'éprouvette, l'embase supérieure comporte des circuits de drainage et est indéformable sous les contraintes.

d. Enceinte cylindrique

L'enceinte est transparente et peut à résister une pression de 1.5 MPa. Elle a un diamètre permettant la déformation de l'éprouvette au cours du cisaillement.

e. Couvercle et piston

Le couvercle comporte un dispositif de purge utile pour le remplissage.

Le piston doit pouvoir glisser avec un frottement minimum et sans fuites excessives du liquide cellulaire tout en étant propre et lubrifié.

Une rotule est placée entre le piston et l'embase supérieure afin d'exercer des contraintes et

déformations axiales verticales et uniformes sur la section droite de l'éprouvette.

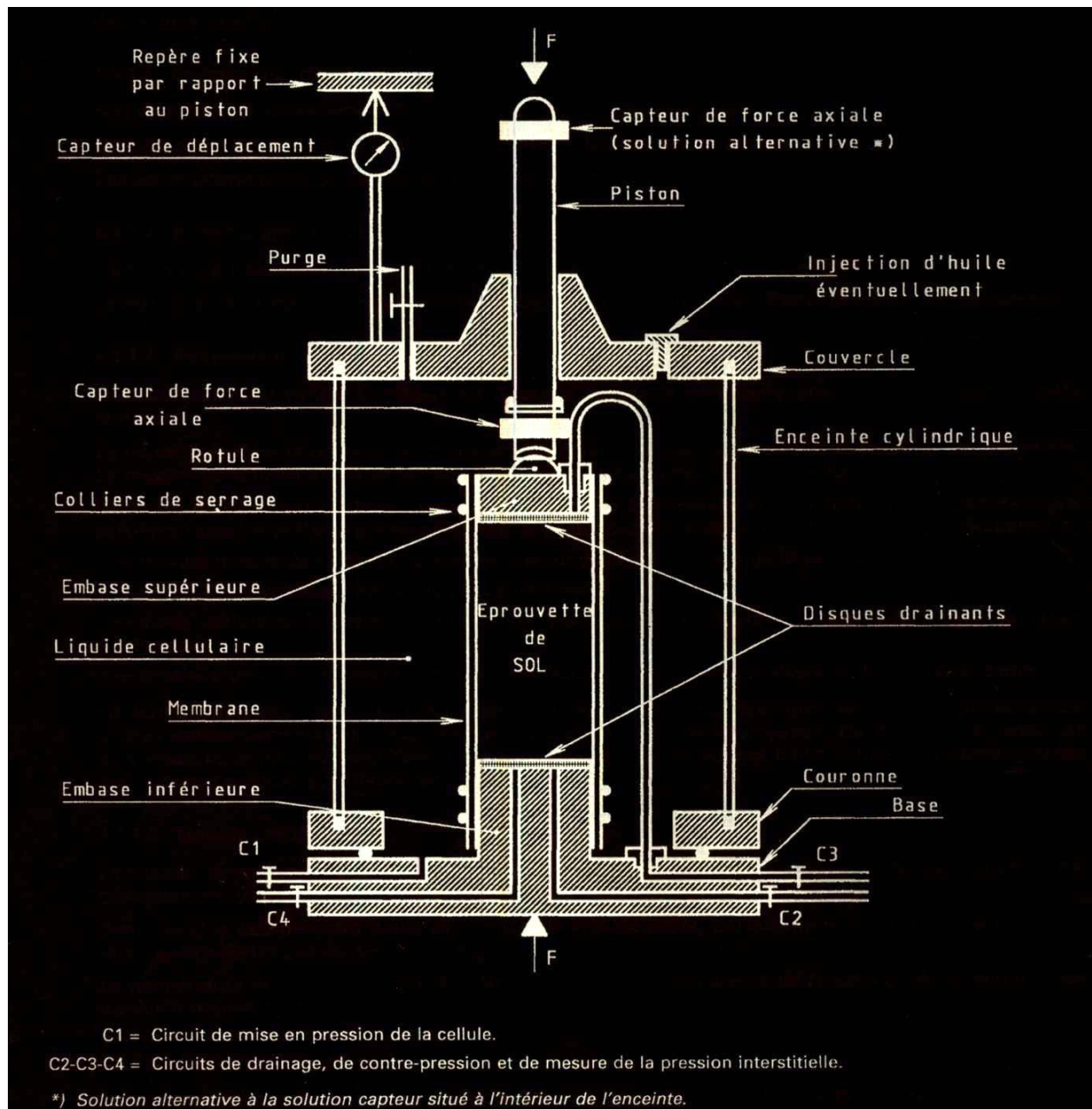


Figure 3-2: Mécanisme de chemin de pression dans une cellule triaxiale

f. Liquide cellulaire

Le liquide utilisé doit être inoffensif vis-à-vis de la membrane. De l'eau désaérée est utilisé en général. La température du liquide doit être sensiblement égale à celle de la salle d'essai.

g. Disques drainants

Les disques doivent avoir une perméabilité supérieure à l'éprouvette, un diamètre inférieur ou égal à celui des embases et une résistance élevée afin d'éviter toute déformation. En général,

les pierres poreuses sont les plus adéquates.

h. Membrane

La membrane est utilisée afin de séparer l'éprouvette du liquide cellulaire. Elle doit être étanche, souple, élastique et offrir peu de résistance au déplacement. Généralement en caoutchouc, leur épaisseur est au plus un centième du diamètre de l'éprouvette et leur diamètre compris entre 0.95 et 1 fois de celui de l'éprouvette. Elle doit être neuve pour chaque essai.

i. Chargement axial

Le dispositif de chargement axial doit avoir une capacité suffisante par rapport à la résistance des éprouvettes et une incertitude sur la vitesse de déplacement au plus égale à 10%.

j. Générateurs de pression

Les générateurs de pression doivent fournir une pression avec une incertitude de 1% de la valeur maximale atteinte.

k. Contre pression d'eau interstitielle

Le système de contre pression permet de transmettre une pression à l'eau interstitielle contenue dans l'éprouvette

3.2.2 Appareillage annexe

Il comprend une balance, un chronomètre, un pied à coulisse, un touret, un carottier et des moules destinés à la confection des éprouvettes.

3.2.3 Mesure des paramètres de l'essai

La mesure de l'effort axial s'effectue soit au moyen d'un capteur placé à l'intérieur de la cellule, soit grâce à un anneau dynamométrique ou d'un capteur de force à l'extérieur de la cellule tout en vérifiant le frottement par rapport à la plage d'incertitude de la mesure. L'erreur maximale tolérée sur la mesure de l'effort transmis en tête de l'éprouvette est de + ou -3 % de la valeur à la rupture en tenant compte du poids du piston, et de l'embase supérieure.

La pression cellulaire est mesurée soit à l'aide d'un manomètre, soit au moyen d'un capteur

de pression. Elle est généralement prise conventionnellement à la base de l'éprouvette. L'incertitude de la mesure est au plus de 1% de la valeur lue ou de 2 kPa.

Pour les essais CU+ u, la mesure de la pression interstitielle s'effectue grâce à un capteur placé sur la base de la cellule. Le coefficient volumétrique de l'ensemble du circuit de mesure saturée avec de l'eau désaérée est $1/ \leq 5 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{kN}$.

La contrainte radiale est la différence de pression de la cellule et la pression interstitielle.

La variation de hauteur de l'éprouvette est égale au déplacement axial entre l'embase supérieure et la base ; elle est mesurée avec une incertitude au plus égale à 4/100 mm pour une amplitude au moins égale à 15 % de la hauteur de l'éprouvette.

Pour les essais CD ou CU +u, la variation de volume de l'éprouvette est déterminée à partir de la mesure des volumes d'eau absorbés ou expulsés par l'éprouvette avec une incertitude au plus de 0.3% du volume initial de l'éprouvette.

3.2.4 Les différents phases d'exécution

a. Préparation et montage des éprouvettes

Contrôle de l'appareillage et préparation du local d'essai:

La teneur en eau des éprouvettes ne doit pas varier de manière sensible pendant la préparation et le montage des éprouvettes. Pour cela, il est nécessaire que les éprouvettes ne soient pas placées directement au rayon de soleil et au courant d'air. La température de la salle ne doit varier de 3 °C pour les essais CU et 5 °C pour les autres essais

Les disques drainants sont désaérés en les faisant bouillir dans de l'eau déminéralisée pendant 10 mn au moins, puis il faut les conserver en les immergeant dans une eau déminéralisée et désaérée.

Les membranes sont placées dans de l'eau désaérée pendant au moins une demi-journée avant leur utilisation.

b. Choix des dimensions des éprouvettes

Les éprouvettes sont cylindriques à section droite circulaire et de diamètre supérieur ou égal à

35 mm, leur élancement est tel que leur hauteur est comprise entre 1.9 et 2.2 fois leur diamètre.

Le diamètre de l'éprouvette est au moins cinq fois la dimension des plus gros éléments pour un sol à granularité étalée, au moins à dix fois la dimension des plus gros éléments pour un sol à granulométrie uniforme.

Les dimensions de l'éprouvette après préparation sont déterminées pour le diamètre D_0 avec une incertitude inférieure à 0.1 mm à partir de la moyenne des mesures faites suivant au moins deux axes perpendiculaires dans un plan diamétral situé vers le milieu de l'éprouvette et pour la hauteur H_0 avec une incertitude de 0.5 mm à partir de la moyenne de mesures effectuées selon au moins deux plans perpendiculaires.

c. Préparation des éprouvettes de sols cohérents

1) Confections des éprouvettes à partir d'échantillons non reconstitués

L'échantillon de sol est reçu au laboratoire soit sous forme de carotte de sol contenue dans un étui de diamètre supérieure à celui de la future éprouvette, soit en bloc provenant d'un prélèvement en plein masse. Les éprouvettes sont généralement taillées sur un touret à axe vertical avec un fil tendu ou un couteau mais également avec un carottier à paroi mince de laboratoire. Le fonçage des carottiers s'effectue en une passe et l'extraction se fait dans le même sens que lors du prélèvement. Après avoir pris les mesures de la hauteur et du diamètre, l'éprouvette sera montée immédiatement.

2) Confection des éprouvettes à partir d'échantillons reconstitués:

Les éprouvettes de sol cohérent reconstitué sont obtenues de préférence par compactage quasi statique à la presse. Le diamètre intérieur du moule étant égal au diamètre de l'éprouvette, le sol est compacté à une teneur en eau donnée de façon à obtenir la masse volumique requise.

La suite est la même que pour les échantillons remanié

3) Mise en place des drainages éventuels:

Les éprouvettes sont montées entre deux disques drainants saturés d'eau désaérée, et les circuits de drainage sont préalablement saturés. Des papiers-filtres de même diamètre que l'éprouvette et de perméabilité supérieure à celle de l'éprouvette sont interposés afin d'éviter

le retrait de particules de sol. Si nécessaire, un papier-filtre sera placé sur la surface latérale de l'éprouvette afin d'accélérer la saturation. Les papiers-filtres sont au préalable saturés d'eau puis égouttés.

d. Préparation des éprouvettes de sols pulvérulents

Les éprouvettes de sols pulvérulents sont en général préparées par pluviométrie du sol sec dans un moule placé directement sur l'embase inférieure de la cellule de l'appareil triaxial.

Une membrane est placée à l'intérieur du moule avant la confection. Une dépression de 10 kPa à 20 kPa est appliquée à l'intérieur de l'éprouvette, maintenue pendant le montage jusqu'à ce qu'une pression cellulaire de 10 à 20 kPa soit appliquée.

e. Montage des éprouvettes dans la cellule

Le montage de l'éprouvette dans la cellule est effectué comme suit:

- Faire glisser le disque drainant inférieur saturé sur une couche d'eau étalée au-dessus de l'embase inférieure sans enfermer d'air;
- Placer l'éprouvette sur le disque en papier-filtre sans enfermer d'air en s'assurant que le drain recouvre bien le disque drainant;
- Installer le deuxième disque drainant saturé sur la tête de l'éprouvette en interposant un papier-filtre;
- Mettre en place si nécessaire les drains latéraux;
- Disposer autour de l'éprouvette la membrane préalablement trempée pendant une demi-journée au moins et égouttée, fixer la membrane autour de l'embase avec des bracelets élastiques et éliminer doucement vers le haut les poches d'air éventuelles sans introduire d'eau supplémentaire;
- Poser l'embase supérieure sur le disque drainant et fixer la membrane autour de l'embase avec des bracelets élastiques;
- Mettre en place l'enceinte cylindrique et vérifier le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase et du piston, le libre coulissement du piston ;
- Remplir la cellule de liquide en laissant s'échapper l'air par le système de purge placé sur le couvercle ;
- Appliquer le premier palier de pression dans la cellule le plus rapidement afin de commencer la phase de saturation.

f. La saturation

Pour les sols pulvérulents, l'éprouvette est saturée par un écoulement d'eau ascendant avec une pression toujours inférieure à la pression dans la cellule. La saturation n'est arrêtée que si l'écoulement est continu c'est-à-dire sans bulle de gaz sortant par le drainage supérieur, en appliquant une contre-pression de quelques dizaines de kilo Pascals et en maintenant la pression cellulaire constamment supérieure de 20 kPa à la contre pression.

Du dioxyde de carbone est circulé à l'intérieur de l'éprouvette sous une pression maximale de 10 kPa avant la mise en œuvre de l'eau afin de faciliter la saturation.

Dans le cas général, la pression σ_C et une pression u_{CP} sont appliquées.

Lorsque cette pression σ_C n'est pas définie, la valeur prise est définie par:

$$\sigma_C = \frac{2}{3}\sigma'_{V0} + u_0 \text{ et tel que } \sigma_C - u_{CP} < \frac{2}{3}\sigma'_{V0}$$

Où σ'_{V0} est contrainte effective verticale et u_0 est la pression interstitielle supposée dans le sol en place. Lorsque ces valeurs sont inconnues, $\sigma'_{V0} = 50$ kPa et $u_{CP} = 30$ kPa pour les essais CU+u et respectivement de 50 kPa et 20 kPa pour les essais CD.

La contre pression permet d'améliorer la saturation des éprouvettes grâce à la compression et à la dissolution des bulles de gaz dans le liquide interstitiel. La contre pression est établi par augmentation progressive par palier. La fin de chaque palier se caractérise par la stabilisation des variations de volumes drainés.

Après avoir fermé le circuit de drainage, la pression cellulaire est augmentée de $\Delta\sigma_c = 50$ kPa entraînant ainsi une variation de la pression interstitielle Δu .

La valeur de $B = \Delta u / \Delta\sigma_c$ est satisfaisante si elle traduit un degré de saturation supérieur à $S_r = 99\%$. Dans le cas contraire, la contre pression sera augmentée par palier de 50 kPa jusqu'à avoir un résultat favorable.

Dans la pratique, pour les sols mous, très mous et fermes, B est supérieur à 0.95. Pour les sols raides et très raides, B est rarement inférieur à 0.8.

Lorsque la valeur de B ainsi déterminée reste constante à 0.01 près pour une augmentation de la contre pression de 50 %, la phase de saturation est terminée.

g. La consolidation

La pression de confinement σ_3 est égale à la pression dans la cellule.

La consolidation des sols pulvérulents est généralement rapide. Conventionnellement, la consolidation est terminée si la vitesse du liquide interstitielle vérifie le condition suivante:

$\Delta V/\Delta t < 1/100 \Delta V_S / t_s$ où ΔV_S est le volume de liquide expulsé au cours de la consolidation jusqu'au temps t_s .

Pour les autres sols, l'éprouvette consolidée sous la contrainte la plus élevée est utilisée pour tracer le diagramme de la variation de volume en fonction de la racine carrée du temps. La valeur de t_{100} correspond à la fin de la consolidation et elle est déterminée comme suit:

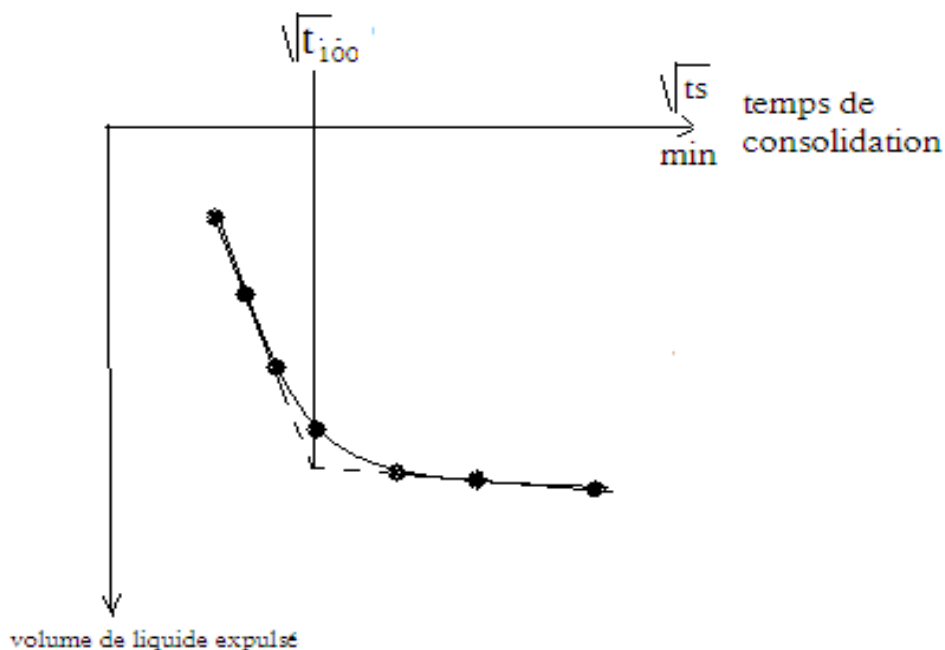


Figure 3-3: Courbe de détermination de t_{100} .

Lorsque la variation de volume se stabilise, l'éprouvette est dite consolidée.

h. Le cisaillement:

Après le montage et l'application de la pression dans la cellule, les circuits de drainage étant toujours fermés, le cisaillement commence aussitôt avec une vitesse de déplacement calculée. Toutes les éprouvettes d'un même essai sont cisailées à la même vitesse.

Pour les essais UU, la vitesse correspondant à une vitesse de déformation comprise entre 0.5 % et 1.5 % par minute.

Pour les essais CU+u et CD, la vitesse d'écrasement ne doit dépasser la vitesse maximale évaluée par:

$$V_{MAX} = H_0 * C_F / a * t_{100}$$

C_F : est la déformation à la rupture présumée. En l'absence d'information, elle sera égale à 3% pour les sols raides et les sols fortement sur consolidés et à 6 % dans les autres cas

t_{100} : la durée de consolidation (la valeur minimale prise est de 10 minutes)

H_0 : hauteur initiale de l'éprouvette.

La valeur calculée grâce à cette formule est trop lente que le boîtier de cisaillement ne peut supporter la longue durée de cisaillement. La vitesse considérée est déterminée en utilisant le rapport de la hauteur présumée de la rupture Δhr par le temps t_r supposé afin d'effectuer celui-ci $V = \Delta hr / t_r$

Le temps t_r est donné par le tableau suivant:

Tableau 3-1: Temps de rupture pour différents essais.

Surfaces drainantes limitant l'éprouvette	CU+u	CD
2 pierres poreuses avec drain lateral en papier-filtre	$t_r = 2.26 t_{100}$	$t_r = 18.2 t_{100}$
2 pierres poreuses	$t_r = 2.12 t_{100}$	$t_r = 8.5 t_{100}$
1 pierres poreuses	$t_r = 0.53 t_{100}$	$t_r = 8.5 t_{100}$

La prise de mesures est au plus de 0.25 % de déformation tant que la déformation ne dépasse pas 1 % puis de 0.5 % au-delà. Pour les sols raides, cet intervalle est réduit de moitié. Après annulation de la force axiale et de la pression de confinement, la cellule sera vidée pour retirer immédiatement l'éprouvette des embases et effectuer la mesure de la teneur en eau et de la hauteur de rupture finale. Le type de rupture et un croquis sont notés et une photo sera prise.

Pour chaque mesure pendant la phase de cisaillement, l'aire de la section transversale corrigée A de l'éprouvette est déterminée à partir de l'expression ci-dessous établie conventionnellement, pour une déformation en forme de tonneau:

$$A = V_0 * \Delta V_S * \Delta V_i / H_0 - \Delta H_S - \Delta H_i (1 + (\Delta H_i / 2 * (H_0 - \Delta H_S)))$$

V_0 : est le volume de l'éprouvette avant l'essai

H_0 : est la hauteur de l'éprouvette avant l'essai

ΔV_S : est la diminution de volume de l'éprouvette pendant la phase de consolidation

ΔH_S : est la diminution de hauteur de l'éprouvette consécutive à la consolidation

H_S : est la hauteur de l'éprouvette après la phase consolidation soit:

$$H_S = H_0 - \Delta H_S;$$

ΔV_i : est la variation de volume de l'éprouvette pendant le cisaillement

ΔH_i : est la variation de hauteur de l'éprouvette pendant le cisaillement. Pour un essai non consolidé non drainé

ΔV_i est compté positivement lorsque du liquide est expulsé de l'éprouvette et négativement dans le cas contraire. Lors d'un essai consolidé non drainé, ΔV_i est nul.

Conventionnellement, la valeur de la variation de volume ΔV_S correspond à celle mesurée pour l'éprouvette consolidée sous la plus forte contrainte, dans le cas où seule cette valeur est disponible.

L'essai est arrêté lorsque la déformation atteint 15 %. Si un pic du déviateur est observé, l'essai peut également être arrêté lorsque le pourcentage de la déformation dépasse de cinq

points celui qui correspond à ce pic.

La durée de l'ensemble d'une prise doit être inférieure à 2 s.

i. Analyse de résultats

Après avoir cisailé toutes les éprouvettes, il faut tracer sur un même graphe les cercles de Mohr respectives de ces éprouvettes.

On peut tracer la tangente passant par les trois cercles. Cette tangente est l'équation de la courbe intrinsèque.

L'angle que fait la droite intrinsèque par rapport à l'axe des abscisses est l'angle de frottement du matériau. La cohésion est la valeur de l'ordonnée lorsque l'abscisse est nulle.

Ces valeurs peuvent être déterminées manuellement avec l'aide d'un compas ou calculées grâce à des formules trigonométriques.

3.3 Interpretation des resultants

3.3.1 Essai non consolidé non drainé (UU)

a. Réalisation

La réalisation d'un essai non consolidé non drainé UU comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes provenant du même échantillon.

Pour chaque éprouvette, l'essai comporte deux ou trois étapes:

- La préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale;
- La saturation éventuelle;
- Le cisaillement.

En l'absence de directive, l'essai est effectué sans saturation préalable.

Lors de réalisation d'essai sur des éprouvettes saturées, la caractéristique mesurée est la cohésion non drainée C_U où $\varphi_U = 0$. Dans le cas des éprouvettes non saturées, les caractéristiques mesurées sont la cohésion apparente C_{UU} et l'angle de frottement apparent φ_{UU} .

La pression de confinement σ_3 est égale à la pression σ_c dans la cellule. Le choix des pressions tient compte de l'objectif fixé à l'essai, et du domaine de contrainte dans lequel la résistance au cisaillement est à déterminer.

Chaque prise de mesure comprend les lectures de la force axiale F_i , le déplacement axial ΔH_i et la pression dans la cellule σ_c . Chaque prise de mesure comprend les lectures de la force axiale F_i , le déplacement axial ΔH_i et la pression dans la cellule σ_c . La durée de l'ensemble d'une prise doit être inférieure à 2 s.

b. Expression des résultats

On calcule pour chaque éprouvette et pour chaque mesure après corrections éventuelles:

- La contrainte axiale totale σ_1
- La contrainte radiale totale $\sigma_3 = \sigma_c$;
- Le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$.
- La déformation axiale en pourcentage ε_1

Les graphiques de déviateur en fonction de la déformation axiale et les cercles de Mohr représentatifs des états de contraintes à la rupture donnent les paramètres C_U ou C_{UU} et UU .

3.3.2 Essai consolidé non drainé avec ou sans mesure de la pression interstitielle (CU+u)

a. Réalisation

La réalisation d'un essai CU et CU+u comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes provenant du même échantillon, préparées et saturées dans les mêmes conditions et soumises à des pressions de consolidation différentes.

Pour chaque éprouvette, l'essai comprend :

- la préparation et l'installation des éprouvettes ;
- la saturation ;
- la consolidation ;
- le cisaillement.

Lors du cisaillement, les circuits de contre pression sont fermés pendant toute la phase.

b. Expression des résultats

On détermine pour chaque éprouvette la valeur du rapport B en fin de saturation et la valeur de la contre-pression sous laquelle a été effectuée la saturation.

Indiquer s'il y a eu expulsion ou absorption d'eau pendant la phase de saturation.

Tracer le graphique de la variation de volume pendant la phase de consolidation en fonction de la racine carrée du temps.

Calculer pour chaque éprouvette et pour chaque mesure après corrections éventuelles:

- La surpression interstitielle mesurée par rapport à la contre pression $\Delta u = u - u_{CP}$;
- La contrainte axiale totale $\sigma_1 = t/A + \sigma_C$;
- La contrainte axiale effective $\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta u$;
- La contrainte radiale totale $\sigma_3 = \sigma_C$;
- La contrainte radiale effective $\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u$;
- Le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$;
- Le rapport des contraintes principales effectives σ'_1 / σ'_3
- La déformation axiale en pourcentage ε_1
- Les contraintes $s' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ et $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

On trace pour l'ensemble des éprouvettes les graphiques suivants:

- Le déviateur et la surpression interstitielle en fonction de la déformation axiale ;
- T en fonction de s' selon la représentation de Lambe;

Les caractéristiques C_u et ϕ_u sont les caractéristiques mécaniques intrinsèques du matériau

3.3.3 Essai consolidé drainé CD

a) Réalisation

Comme la réalisation de l'essai CU + u, l'essai CD s'effectue avec le cisaillement de trois éprouvettes provenant du même échantillon préparées dans les mêmes conditions, puis soumises à des pressions de consolidation différentes.

Pour chaque éprouvette, l'essai comprend quatre étapes:

- La préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale;
- La saturation;
- La consolidation;
- Le cisaillement.

Lors du cisaillement, les circuits de la pression cellulaire et de la contre-pression sont ouverts.

La valeur de la pression interstitielle dans l'éprouvette est égale à celle de la contre-pression ou de la pression interstitielle initiale u_0 .

b) Expression des résultats

On détermine pour chaque éprouvette la valeur de la pression cellulaire ou de la contre-pression sous laquelle a été effectuée la saturation.

On indique si qualitativement il y a eu expulsion ou absorption d'eau pendant la phase de saturation.

On trace le graphique de la variation de volume pendant la phase de consolidation en fonction de la racine carrée du temps.

On calcule pour chaque éprouvette et pour chaque mesure après corrections éventuelles:

- La contrainte axiale totale $\sigma_1 = t/A + \sigma_C$;
- La contrainte axiale effective $\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta u$;
- La contrainte radiale totale $\sigma_3 = \sigma_C$;
- La contrainte radiale effective $\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u$;
- Le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$;
- Le rapport des contraintes principales effectives σ'_1 / σ'_3
- La déformation axiale en pourcentage ε_1
- Les contraintes $s' = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ et $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$

Tracer pour l'ensemble des éprouvettes les graphiques suivants:

- Le déviateur q et la déformation volumique ε_V , en fonction de la déformation axiale ;
- T en fonction de s' selon la représentation de Lambe;
- Les paramètres C' et ϕ' .

Chapitre:04

Présentation du logiciel plaxis

4-1 Présentation du logiciel PLAXIS

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis PLAXIS est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

4-2 Lois de comportement utilisées dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-plastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans PLAXIS sont :

- Modèle élastique linéaire ;
- Modèle de Mohr-Coulomb ;
- Modèle de sol avec écrouissage (HardingSoil Model) ;
- Modèle "SSM", pour les sols mous ;
- Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps.

Le logiciel PLAXIS, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

4-2-1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4.1)$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de Mécanique des Roches.

4-2-2 Le Modèle de Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et f , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

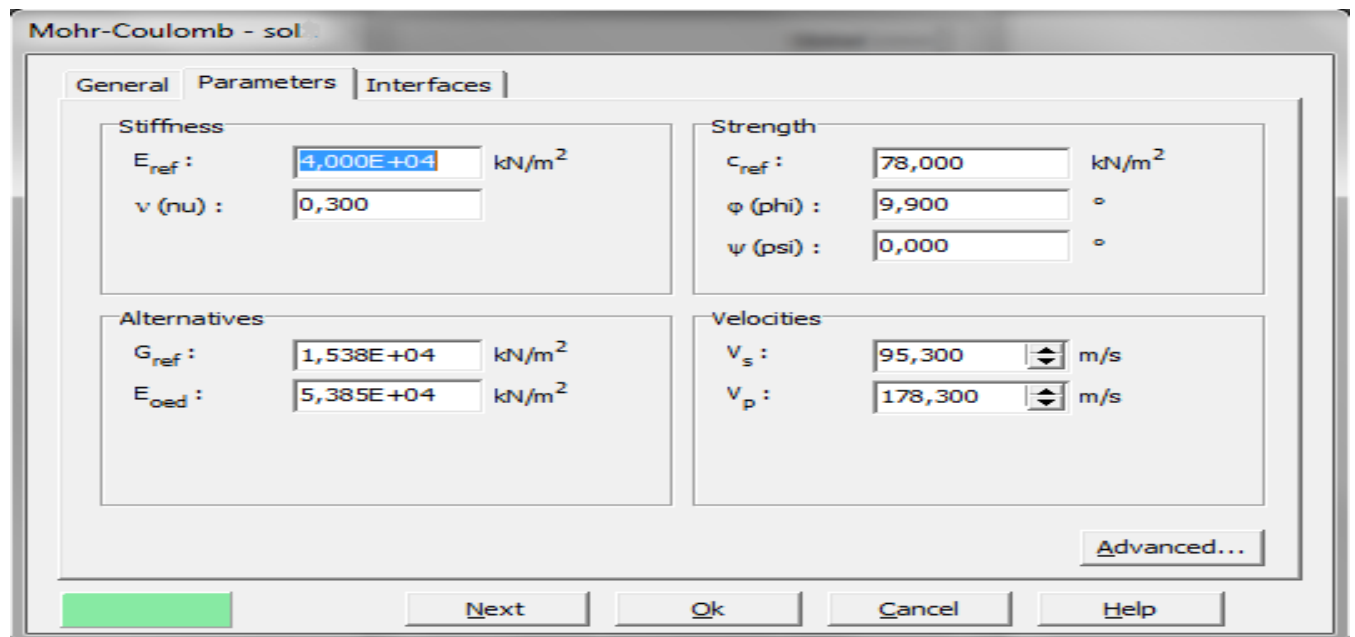


Figure 4.1 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

4-2-2-1 Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{\max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (voir figure 4.2). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple :

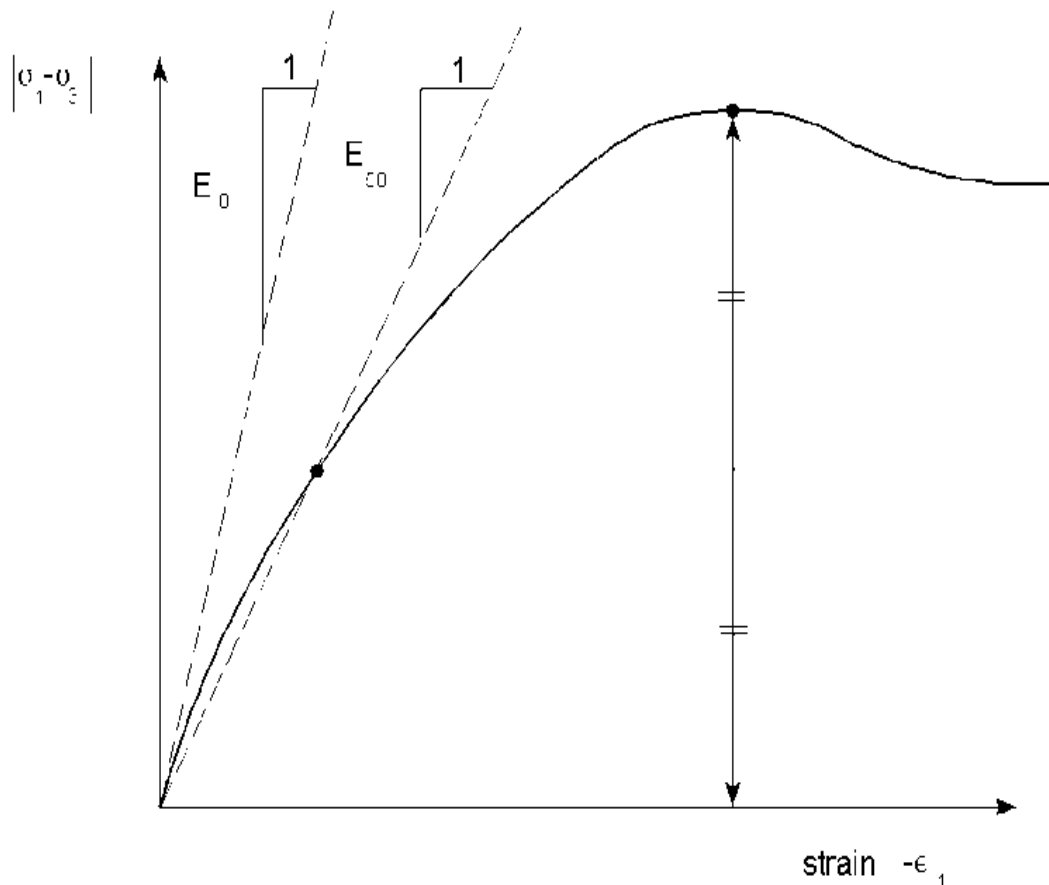


Figure 4.2 : Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

4-2-2-2 Coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

4-2-2-3 Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé

de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement f_{CV} (à volume constant, au palier).

4-2-2-4 La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $f_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c de pth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur

4-2-2-6 L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\text{ou } \psi = 0^\circ$$

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

4-2-2-6 Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 4.3).

Advanced parameters Mohr-Coulomb

Stiffness $E_{\text{increment}}$: 0,000 $\text{kN/m}^2/\text{m}$ γ_{ref} : 0,000 m	Strength $C_{\text{increment}}$: 0,000 $\text{kN/m}^2/\text{m}$ γ_{ref} : 0,000 m <input checked="" type="checkbox"/> Tension cut off Tensile strength : 0,000 kN/m^2
Undrained behaviour <input checked="" type="radio"/> Standard settings <input type="radio"/> Manual settings Skempton-B : 0,978 ν_u : 0,495 $K_{w,\text{ref}}/n$: 1,500E+06 kN/m^2	Consolidation $C_{v,\text{ref}}$: N/A m^2/day $C_{v,\text{ref}} = \frac{k_y \cdot E_{\text{ced}}}{\gamma_w}$

OK Cancel Default Help

Figure 4.3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb.

Chapitre:05

**Modélisation
numérique de l'essai
a la boite cisaillement**

5.1 Modélisation de l'essai à la boîte de cisaillement

5.1.1 Introduction

Le but de cette partie est de proposer un modèle **géotechnique** pour l'essai de cisaillement directe pour cela ,on va réaliser l'essai avec application d'une contrainte normale constante sur la demi boîte supérieur qui peu se déplacer uniquement dans le sens horizontale, et une contrainte tangentielle variable sur la demi boîte supérieur jusqu'à plastification du modèle. Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel PLAXIS 8.2.

Définition des données

Pour que logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes le données du projet suivantes :

5.1.1.1 Hypothèses et géométrie

a. les hypothèses générales données

- Les déformations sont considérées planes.
- L'influence des interfaces est négligeable (la masse volumique des interfaces est différente de celle du sol).

b. la géométrie du modèle

Le projet n'est pas symétrique (figure 5.1), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 1m de largeur sur 1m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 5.1.

Condition aux limites : pour la **demi**-boîte supérieure on permet uniquement les déplacements horizontaux (vertical fixités), pour la demi-boîte inférieure on bloque tout (total fixités).

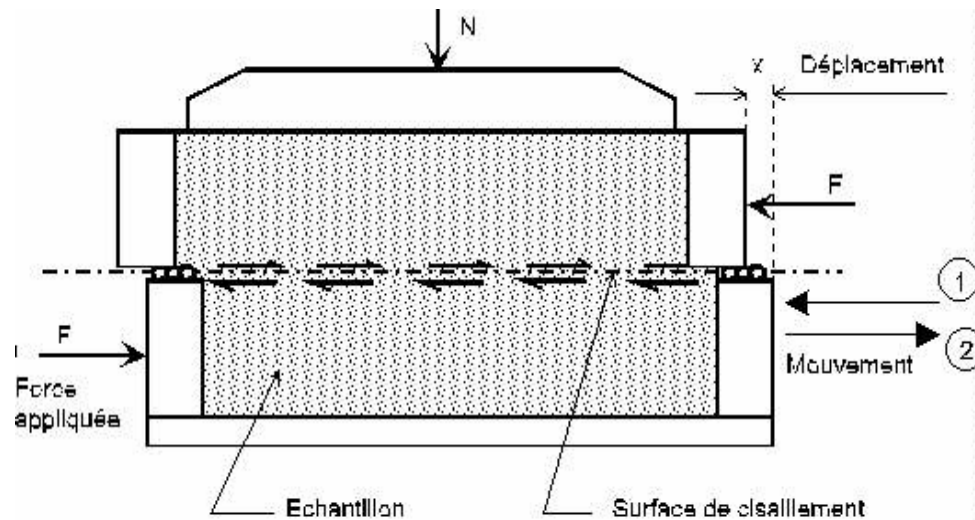


Figure 5.1 : Vue en coupe de la boîte de cisaillement

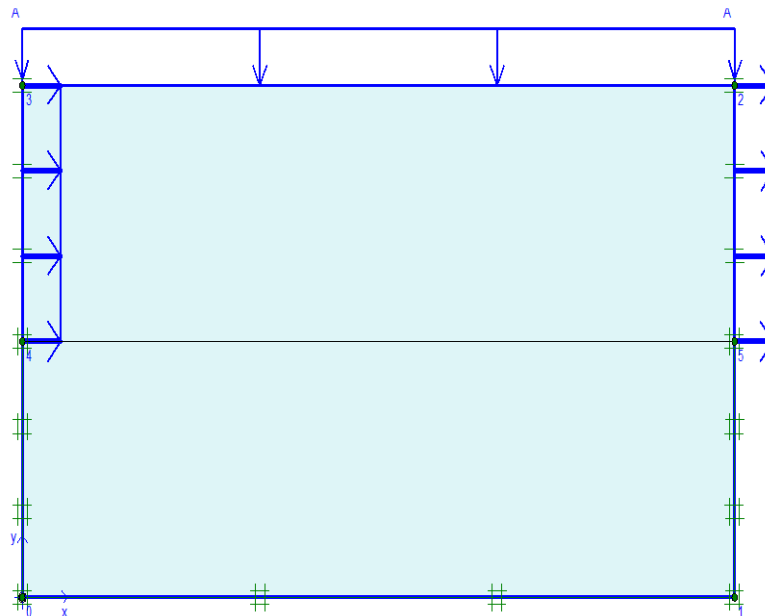


Figure 5.2 : Modèle géométrique de la boîte de cisaillement.

La boîte fait 60 mm de largeur, 30 mm de hauteur, composé de deux demi-boîtes, l'une fixe (inférieure), l'autre se déplace horizontalement (supérieure).

Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction entre sol et boîte.

5.1.1.2 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés de sols et des interfaces sont résumées dans les tableaux 5.1.a :

Tableau 5.1.a : Propriétés du sol (sable)

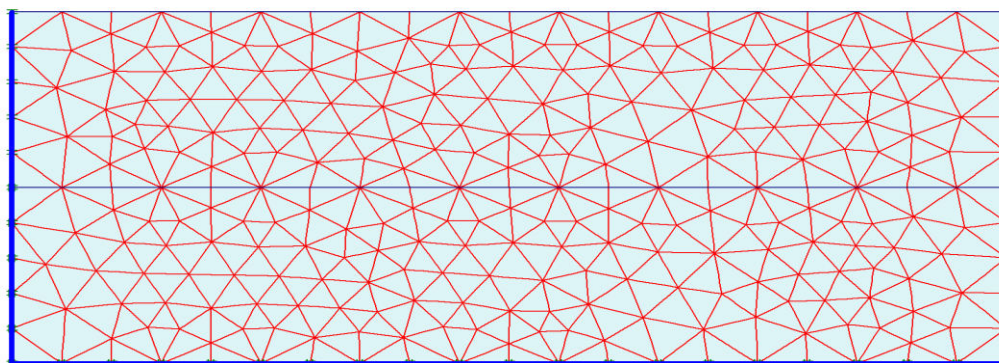
Paramètres	Nom	Argile	Unité
Modèle type	Model	Mohr-coloumb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{sat}	$1,474 \cdot 10^{-8}$	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	$2,0 \cdot 10^{-8}$	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	100	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	100	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	2100	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,3	-
Cohésion	c_{ref}	$1,0 \cdot 10^{-7}$	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	30	°
Angle de dilatation	Ψ	0	°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	0,8	-
Perméabilité de l'interface	permeability	impermeable	-

Tableau 5.1.b : propriétés des demi-boîtes de cisaillement.

Paramètres	Nom	Demi-boîte	Unité
Modèle type	Model	élastique	-
Rigidité normale	EA	$7,5 \cdot 10^3$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	10^9	kNm ² /m
Epaisseur équivalent poids	d	1264,911	m
	w	10^{-5}	KN/m/m
Coefficient de poisson	ν	0	-

5.1.1.3 Génération de maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 1325 éléments et le nombre des nœuds est de 3254 nœuds



Connectivities

Figure 5.3 : Maillage du modèle.

5.1.1.4 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a. Contraintes initiales (fig 5.4)

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut la valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

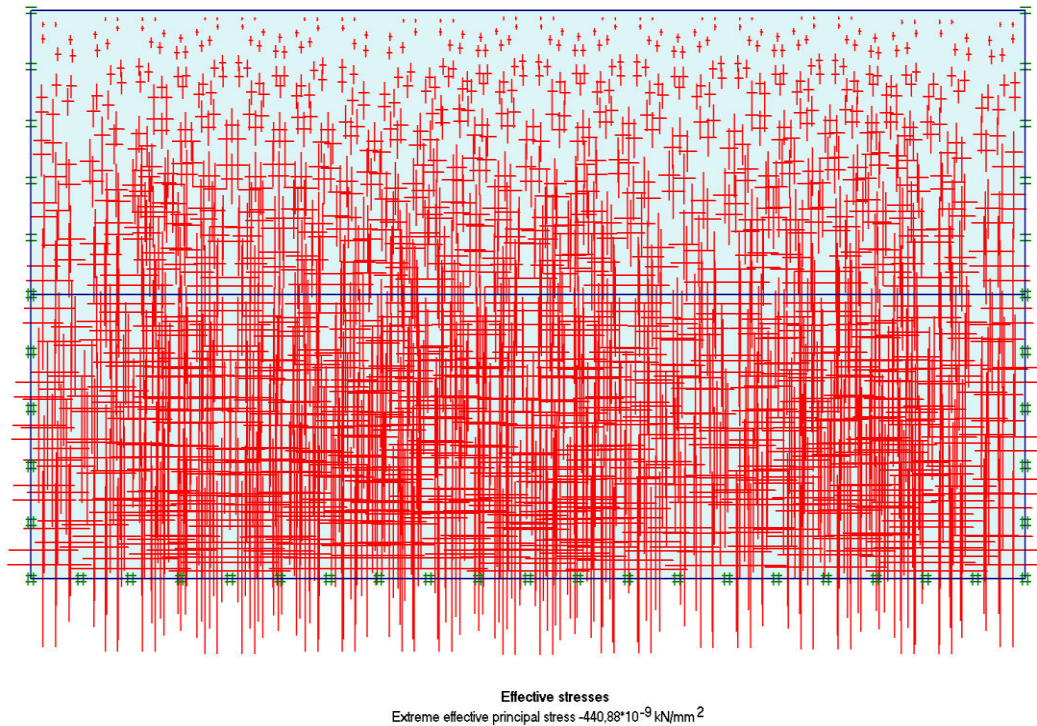


Figure 5.4 : Génération des contraintes initiales.

5.1.2 Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence se définit en 2 phases dans l'ordre, on fixe la charge verticale et on fait varier la charge horizontale à l'aide de la procédure (Staged Construction).

5.1.3 Les principaux résultats

a. Déformation de maillage

La déformation de maillage et du sol sont représentés sur la figure 5.5 ; On note un déplacement totale maximum de 400,87 mm.

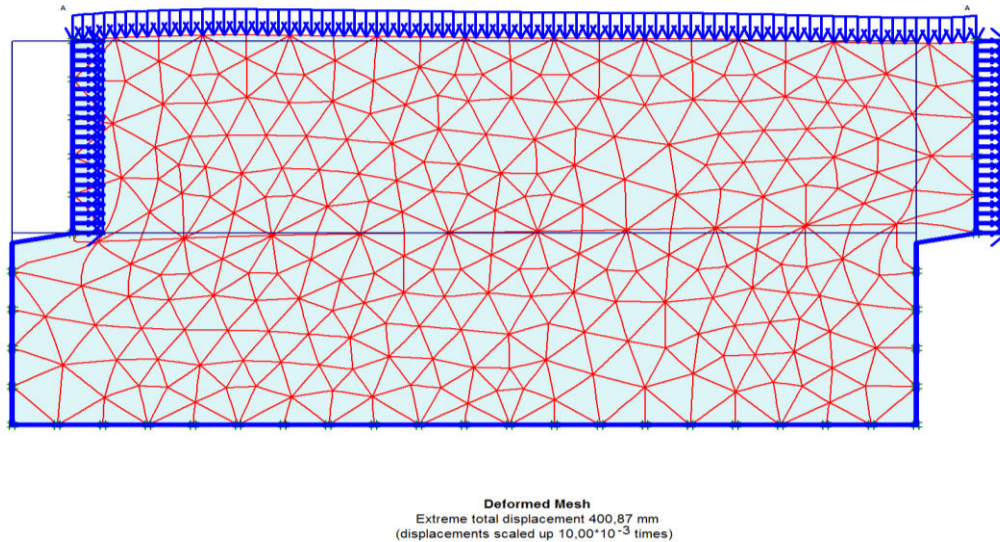


Figure 5.5 : phase 2 : déformation de maillage

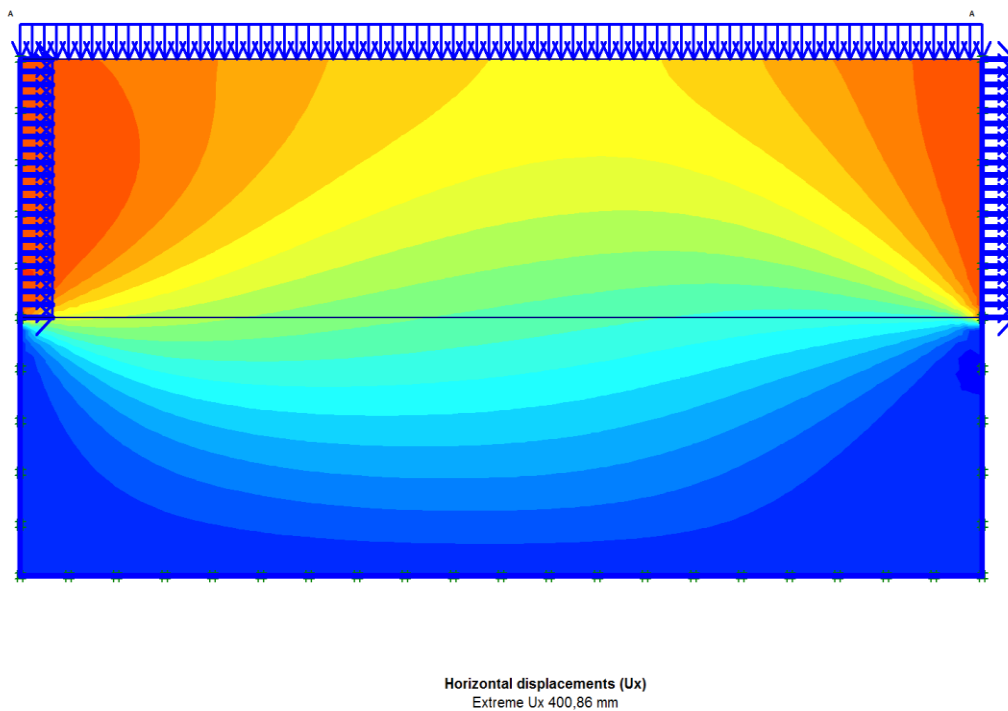


Figure 5.6: déplacement maximal.

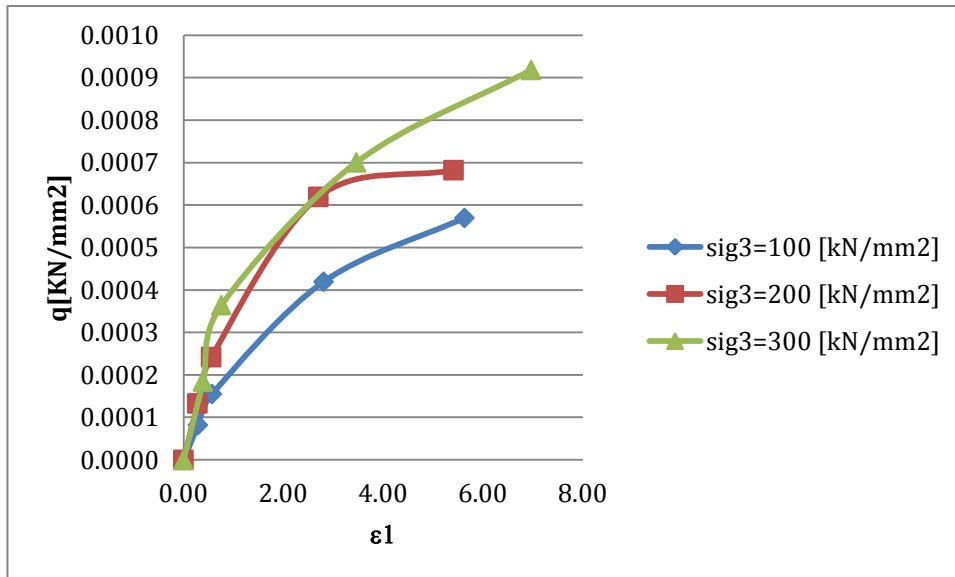


Figure 5.7 : Courbe contrainte déviatorique-déformation axiale.

Chapitre:06

Modélisation

numérique de l'essai

Triaxial

6.1 Modélisation de l'essai Triaxial

Définition des données

Un essai triaxial peut simplement être modélisé au moyen d'une géométrie axisymétrique des dimensions d'unité (1m*1m), celui représente un quart d'échantillon de sol

6.1.1 Hypothèses et géométrie

a. les hypothèses générales données

- Les déformations sont considérées axisymétriques.

b. la géométrie du modèle

Dans ce paragraphe des simulations de trois essais triaxiaux sur un sable avec le modèle HSM seront réalisées. On simule un quart de l'échantillon triaxial (figure 6.1)

Condition aux limites

Le côté gauche et la partie inférieure sont des axes de symétrie (figure 6.2). Les déplacements normaux aux extrémités ne sont pas tolérés, alors que les déplacements tangentiels sont libres pour permettre un déplacement facile et libre des extrémités restantes.

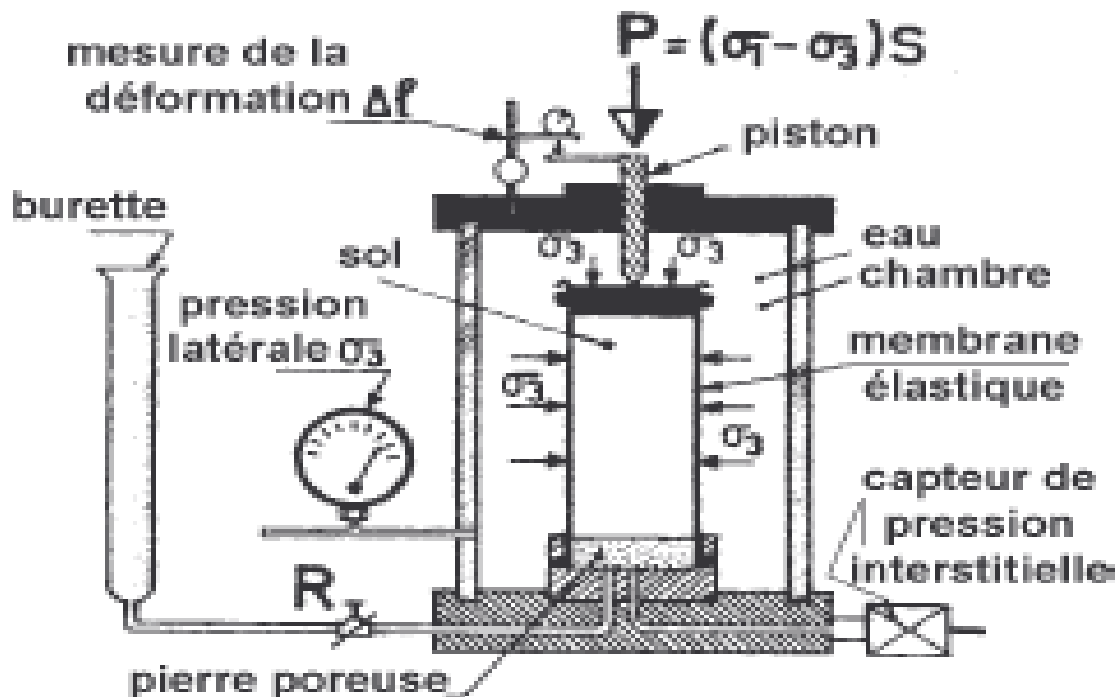


Figure 6.1 : Appareil de compression triaxial.

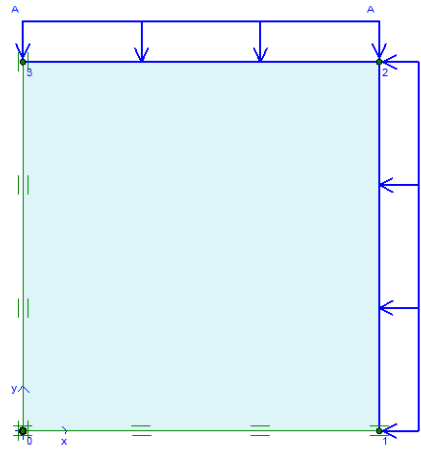


Figure 6.2 : Modèle géométrique de l'appareil triaxial

Pour simuler cet essai, nous avons appliqué en premier un chargement isotrope (σ_3) noté A et B de 100 kPa. Pour la deuxième phase, on applique seulement un chargement verticale (σ_1), alors que le chargement horizontal reste constant (A).

6.1.2 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés de sols sont résumées dans les tableaux 6.1.a et 6.1.b et 6.1.c :

Tableau 6.1.a : Propriétés du sol (sable lâche).

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Model	Hardening soil	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{sat}	20	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	17	kN/m ³
E_{50}^{ref}	E_{50}^{ref}	20000	kN/m ²
E_{ur}^{ref}	E_{ur}^{ref}	60000	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	E_{oed}^{ref}	20000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,2	-
Cohésion	c_{ref}	0	kN/m ²

Angle de frottement	ϕ	30	°
Angle de dilatation	Ψ	0	°

Tableau 6.1.b : Propriétés du sol (sable moyen).

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Model	Hardening soil	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{sat}	20	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	17	kN/m ³
E_{50}^{ref}	E_{50}^{ref}	30000	kN/m ²
E_{ur}^{ref}	E_{ur}^{ref}	90000	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	E_{oed}^{ref}	30000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,2	-
Cohésion	c_{ref}	0	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	35	°
Angle de dilatation	Ψ	5	°

Tableau 6.1.c : Propriétés du sol (sable dense).

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Model	Hardening soil	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_{sat}	20	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{wet}	17	kN/m ³
E_{50}^{ref}	E_{50}^{ref}	40000	kN/m ²

E_{ur}^{ref}	E_{ur}^{ref}	120000	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	E_{oed}^{ref}	40000	kN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0,2	-
Cohésion	c_{ref}	0	kN/m ²
Angle de frottement	ϕ	40	°
Angle de dilatation	Ψ	10	°

6.1.3. Génération de maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 120 et celui des nœuds est de 1017. Les dimensions du maillage sont données par la figure 6.3.

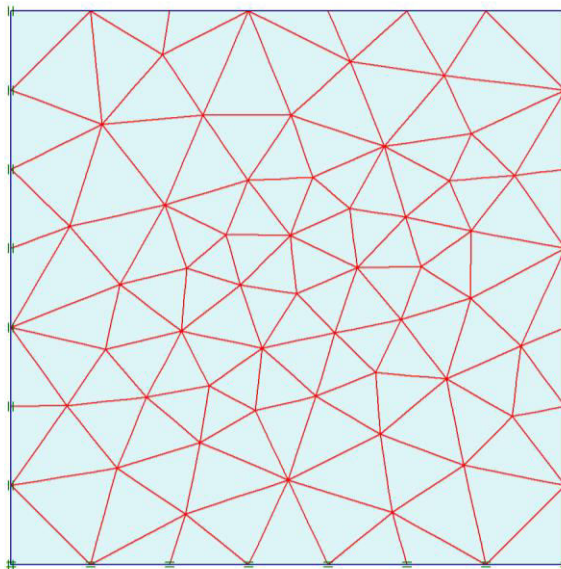


Figure 6.3 : Maillage du modèle.

6.1.4. Condition initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut la valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

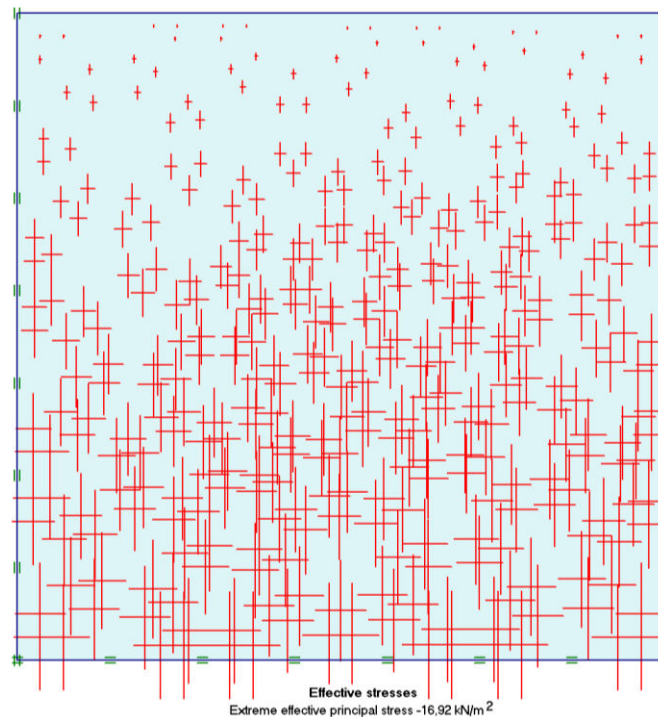


Figure 6.4 : génération des contraintes initiales.

6.1.2 Procédure de calculs

Dans le programme de calcul, le calcul de toutes les phases peut être fait au moyen du procédé "*staged construction*" (figure 6.5). Dans la deuxième phase, les déplacements sont remis à zéro et l'échantillon est verticalement chargé jusqu'à la rupture, tandis que la charge horizontale est maintenue constante.

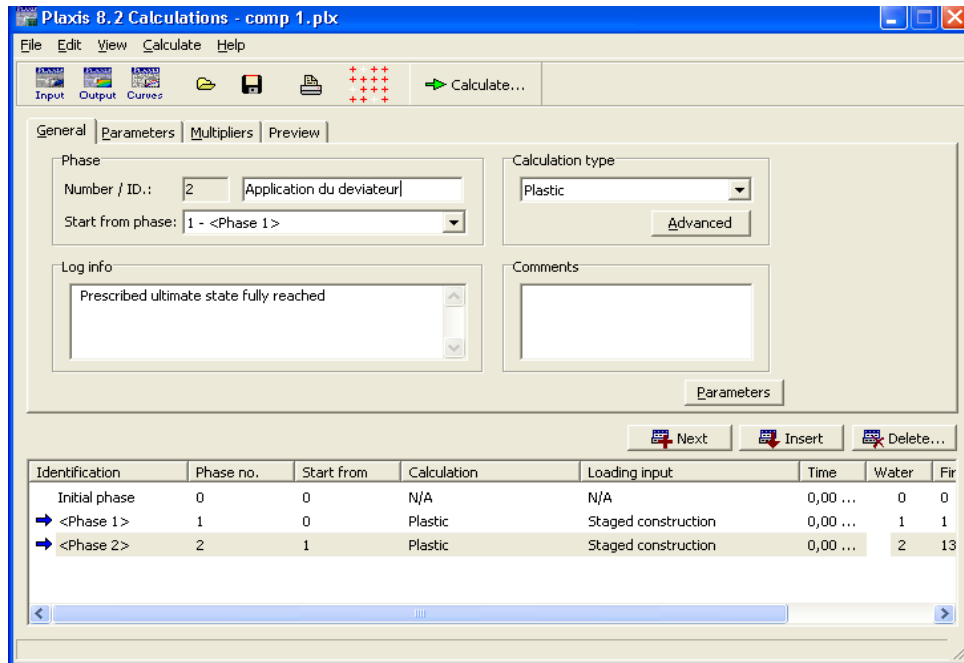


Figure 6.5 : Les différentes étapes de calcul de l'essai triaxial.

6.1.3 Les principaux résultats

a. Déformation de maillage

La déformation de maillage et du sol sont représentés sur la figure 6.6 ; On note un déplacement totale maximum de $225,54 \cdot 10^{-3}$ m.

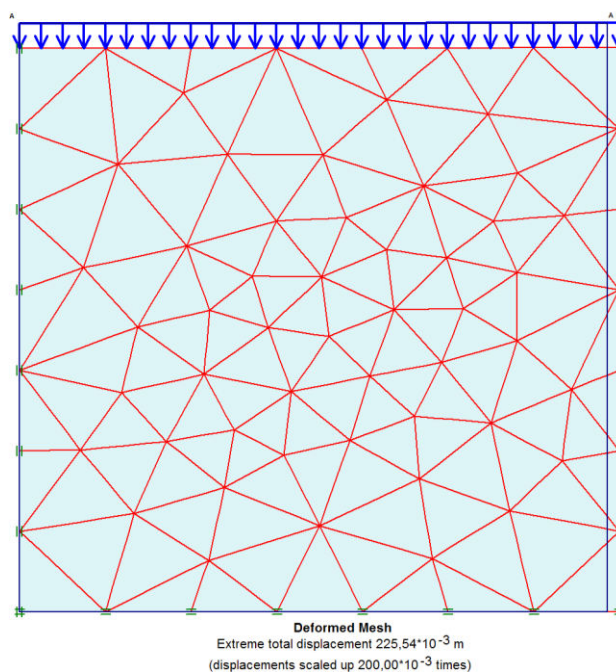


Figure 6.6 : phase 2 : déformation du maillage.

6.2 Détermination des paramètres de cisaillement

Pour la détermination des paramètres de cisaillement des sols testés, on trace sur les figures ci-dessous les courbes contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale du sol.

6.2.1.a sable lâche

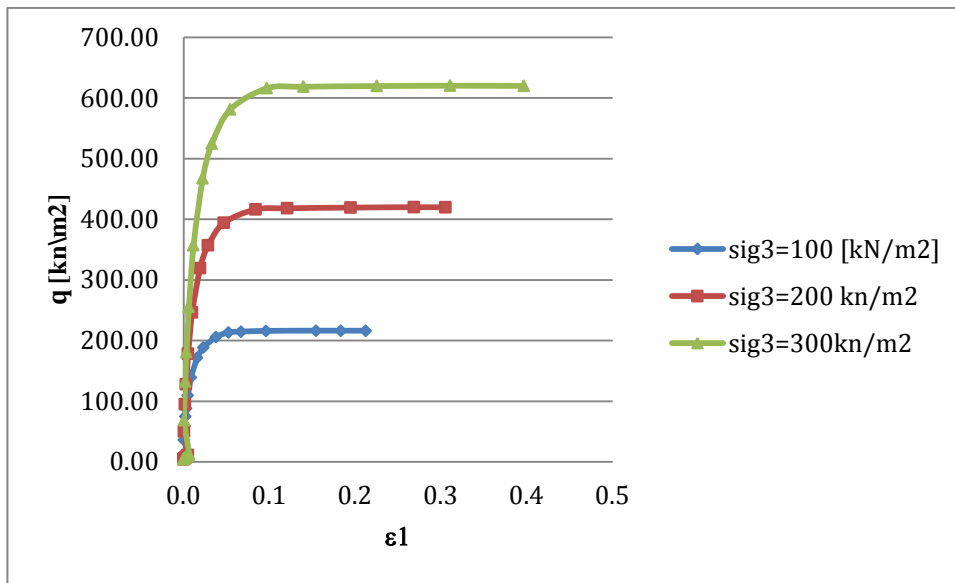


Figure 6.7.a : courbe contrainte déviatorique-déformation axiale (sable lâche).

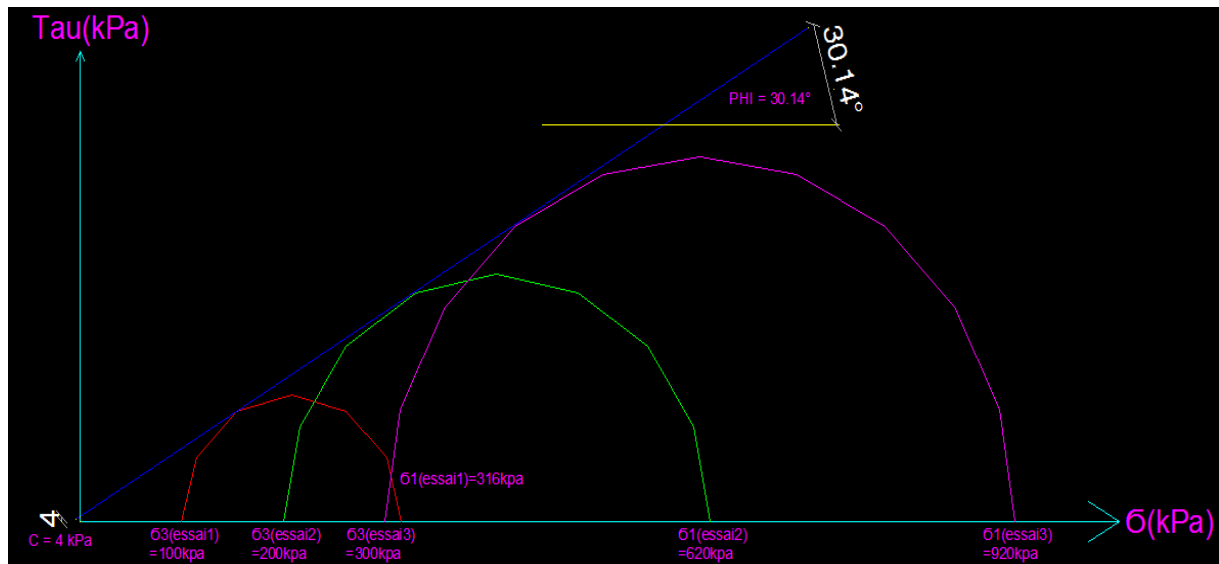


Figure 6.7.b : détermination des paramètres de cisaillement C et ϕ à partir du cercle de Mohr (sable lâche).

Après le traçage des cercles de Mohr, on tire les valeurs suivantes:

$C = 4 \text{ KPA}$

$\varphi = 30,14^\circ$

6.2.1.b sable moyenne

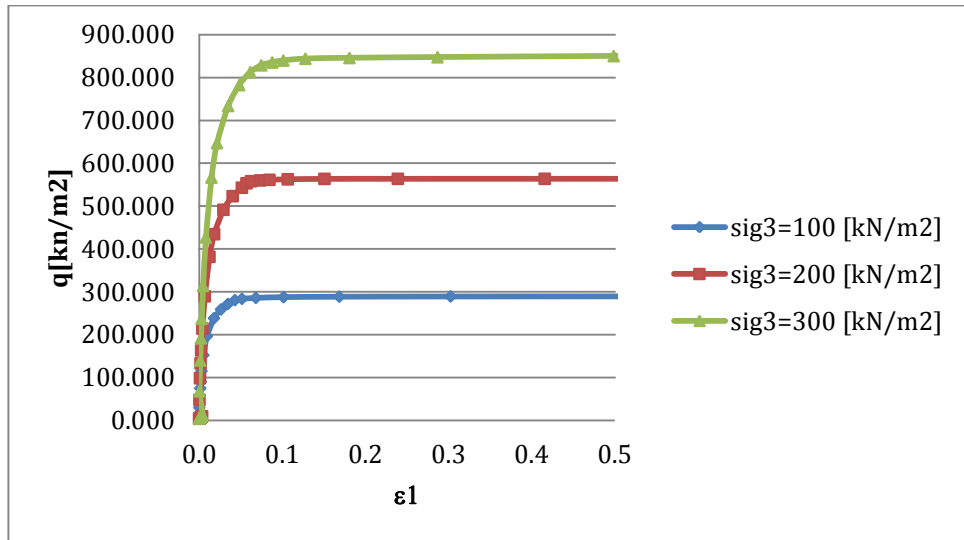


Figure 6.8.a : Courbe contrainte déviatorique-déformation axiale (sable moyenne).

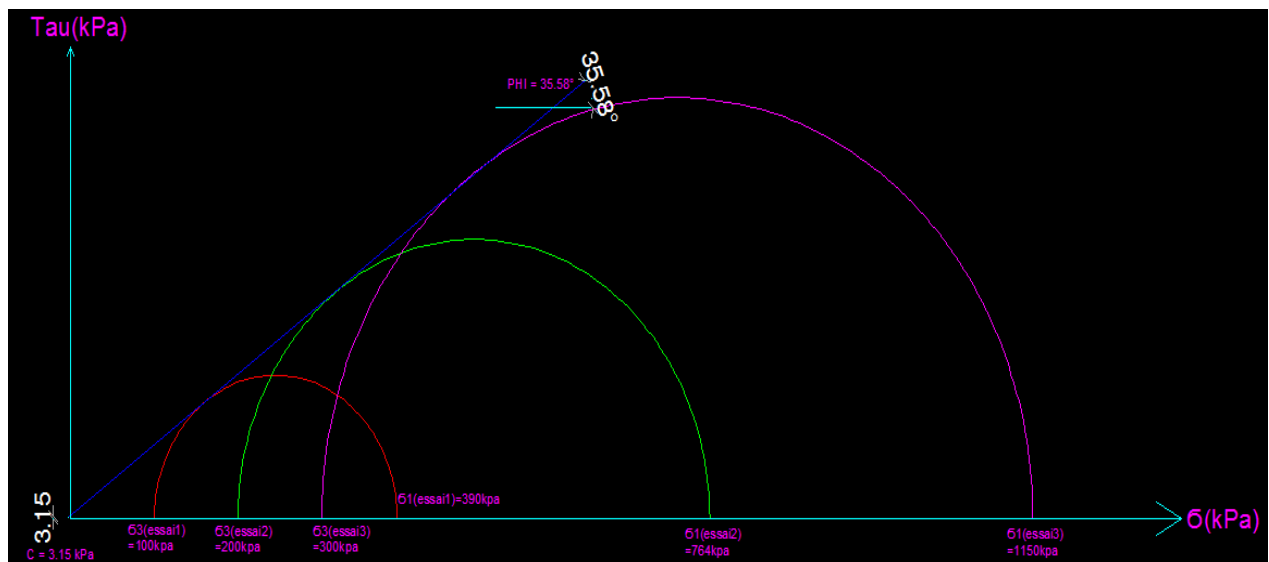


Figure 6.8.b : détermination des paramètres de cisaillement C et φ à partir du cercle de Mohr (sable moyenne).

$C = 3,15 \text{ KPA}$

$\varphi = 35,58^\circ$

6.2.1.c sable dense

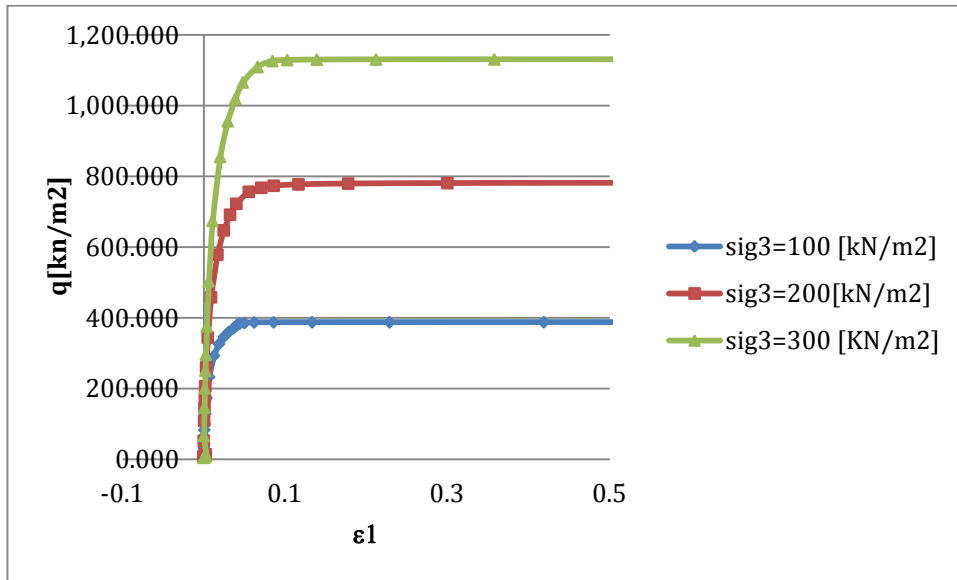


Figure 6.9.a : Courbe contrainte déviatorique-déformation axiale (sable dense).

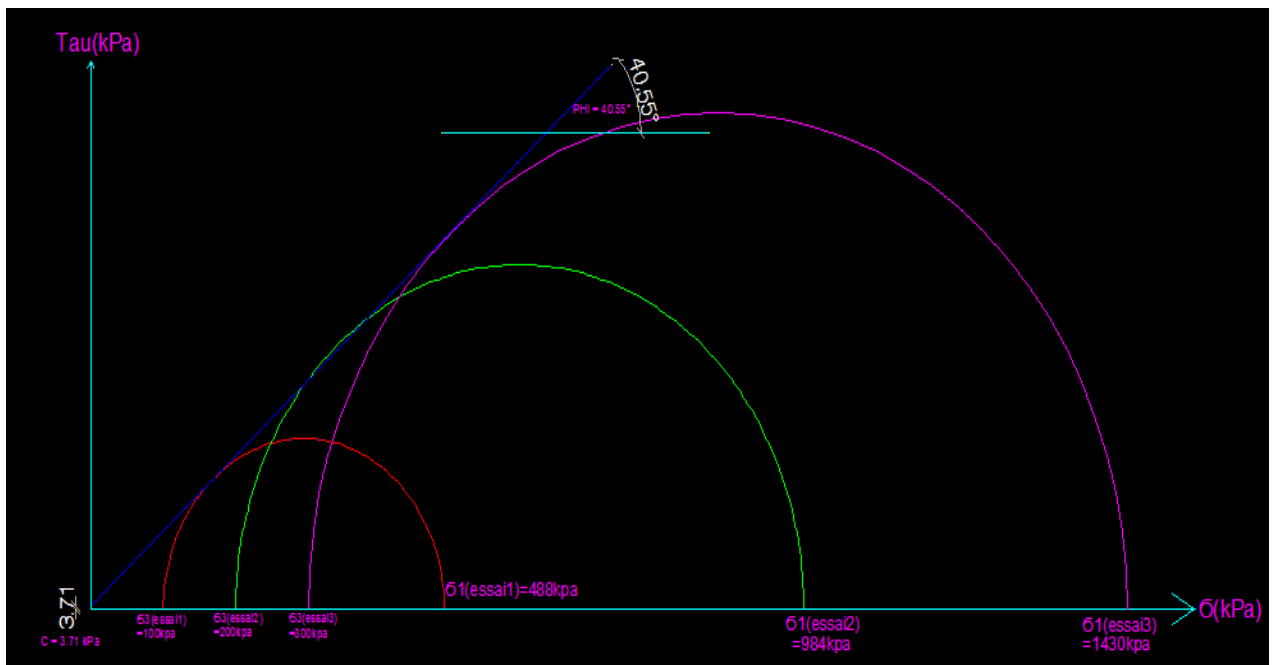


Figure 6.9.b : détermination des paramètres de cisaillement C et φ à partir du cercle de Mohr (sable dense).

$C = 3,71 \text{ KPA}$

$\varphi = 40,55^\circ$

6.3 Etude paramétrique (sable moyenne)

L'objectif de cette étude est de montrer l'effet des paramètres sur la variation des paramètres de cisaillement du sol (sable moyen). La même coupe du sol (sable moyen) est utilisée avec les mêmes données et à chaque fois le paramètre à comparer est changé. Deux types de paramètres sont considérés :

- Les paramètres de modélisation;
- Les paramètres géotechniques.

6.3.1 Paramètres de modélisation

La comparaison est faite entre le modèle avec des éléments à **15 nœuds** et celui à **6 nœuds**, les résultats sont représentés sur la figures **6.10**.

6.3.1.1 Influence du type d'élément (6 nœud)

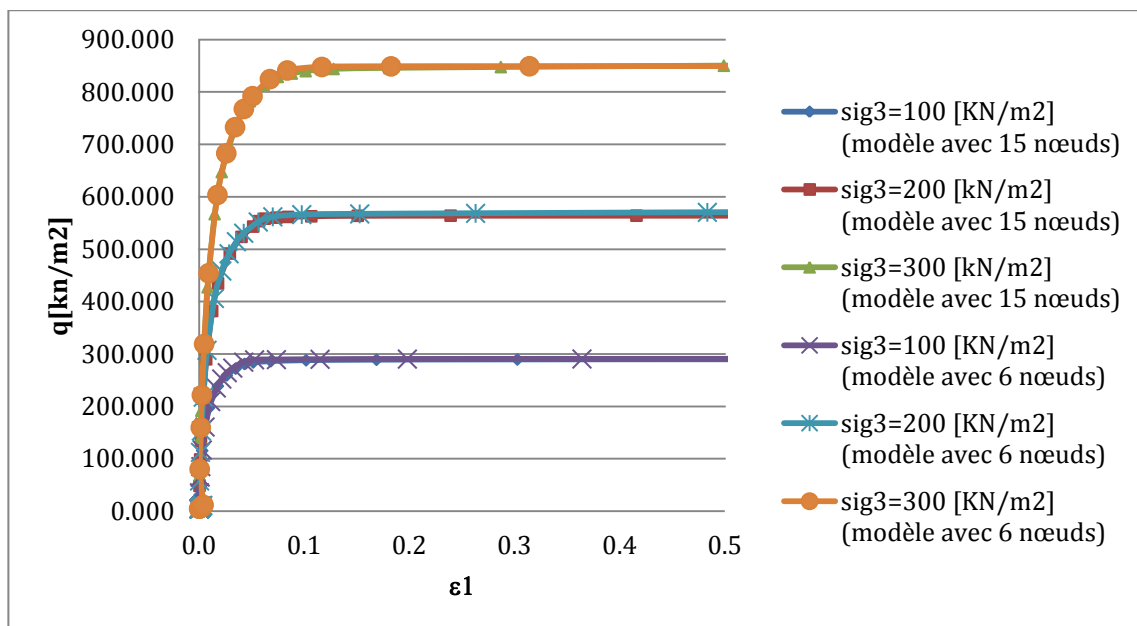


Figure 6.10 : influence du type d'élément sur les paramètres de cisaillement C et φ .

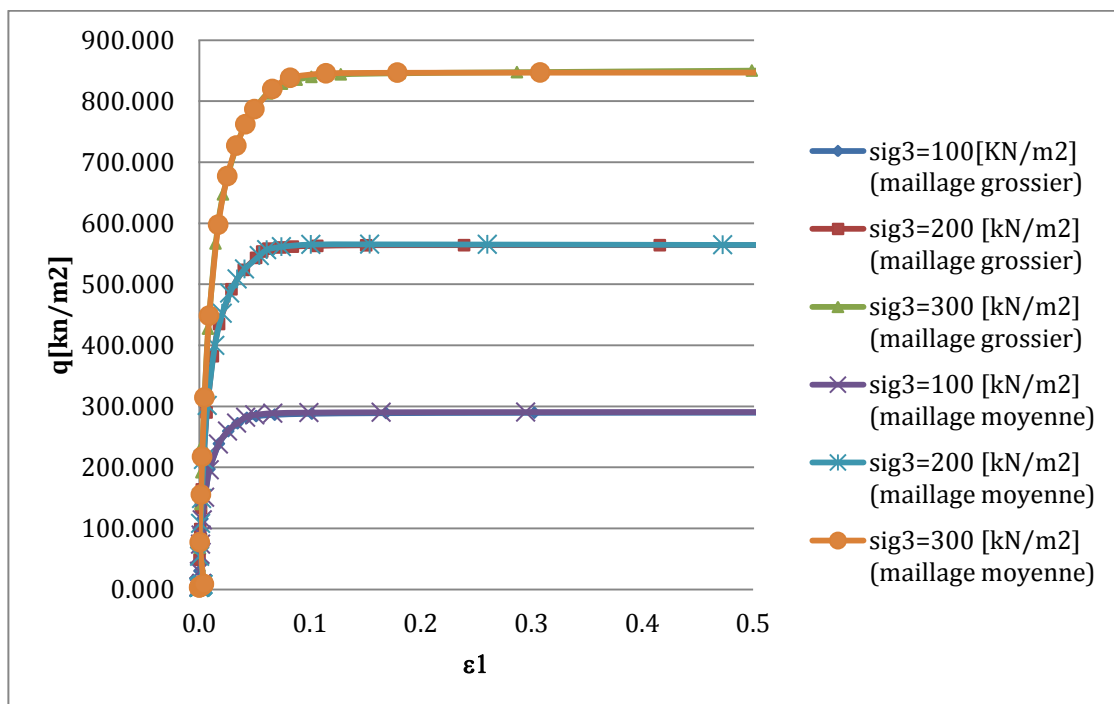
Tableau 6.2 : les paramètres de cisaillement C et φ (différence entre 15 nœuds et 6 nœuds).

	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
Éléments à 15 nœuds	3,15	35,58
Éléments à 6 nœuds	3,23	35,42

6.3.1.2 Influence du maillage (maillage moyenne et maillage fin)

La comparaison est faite entre **un maillage grossier et un maillage moyen, ensuite entre un maillage grossier et maillage fin**, les résultats sont représentés sur les figures 6.11.a et 6.11.b

a. Maillage moyen

**Figure 6.11.a** : Influence du maillage sur les paramètres de cisaillement C et φ .

b. maillage fin

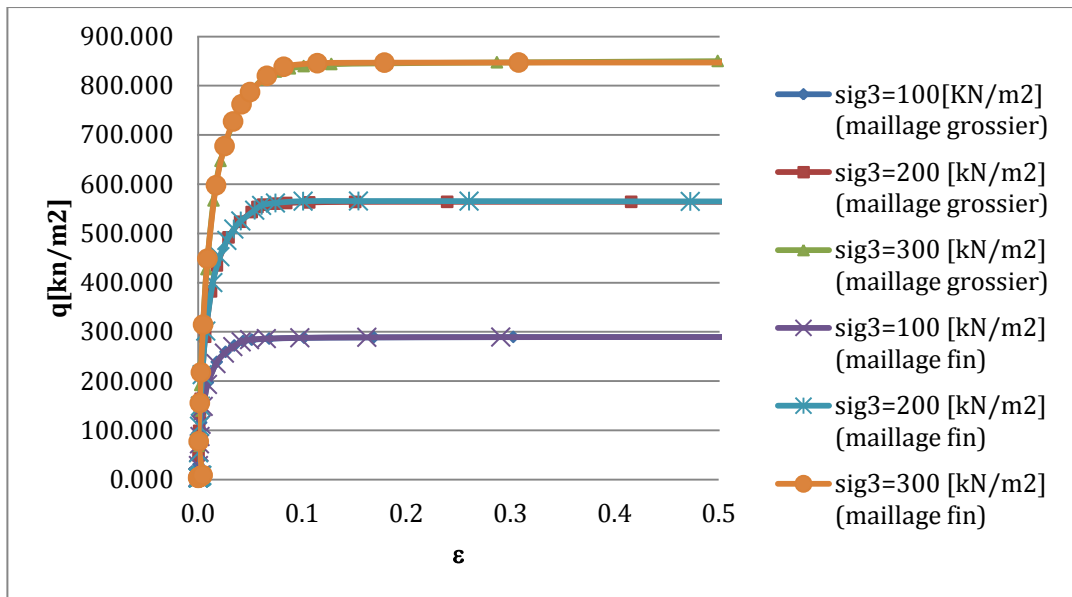


Figure 6.11.b : influence du maillage sur les paramètres de cisaillement C et φ .

Tableau 6.3 : les paramètres de cisaillement C et φ (influence du maillage).

	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
Maillage grossier	3,15	35,58
Maillage moyen	3,17	35,56
Maillage fin	3,16	35,57

6.3.1.3 Influence de la taille du modèle

La comparaison est faite entre une diminution de **la moitié de la taille du modèle** et une augmentation de **deux fois la taille du modèle**, les résultats sont représentés sur les figures 6.12.a et 6.12.b

a. Modèle réduit (0,5 * 0,5)

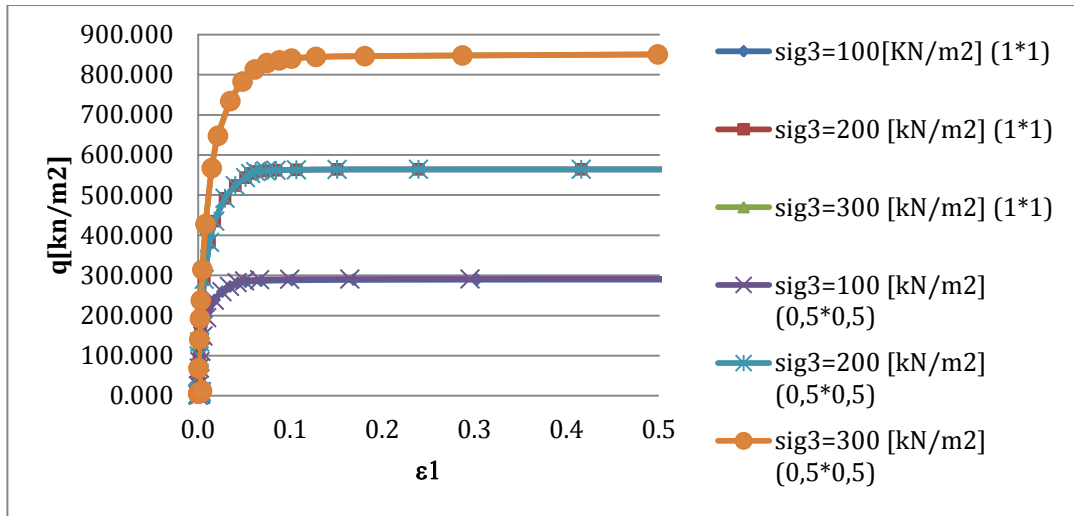


Figure 6.12.a : influence de la taille du modèle sur les paramètres de cisaillement C et φ.

b. 2 Taille du modèle doublée (2*2)

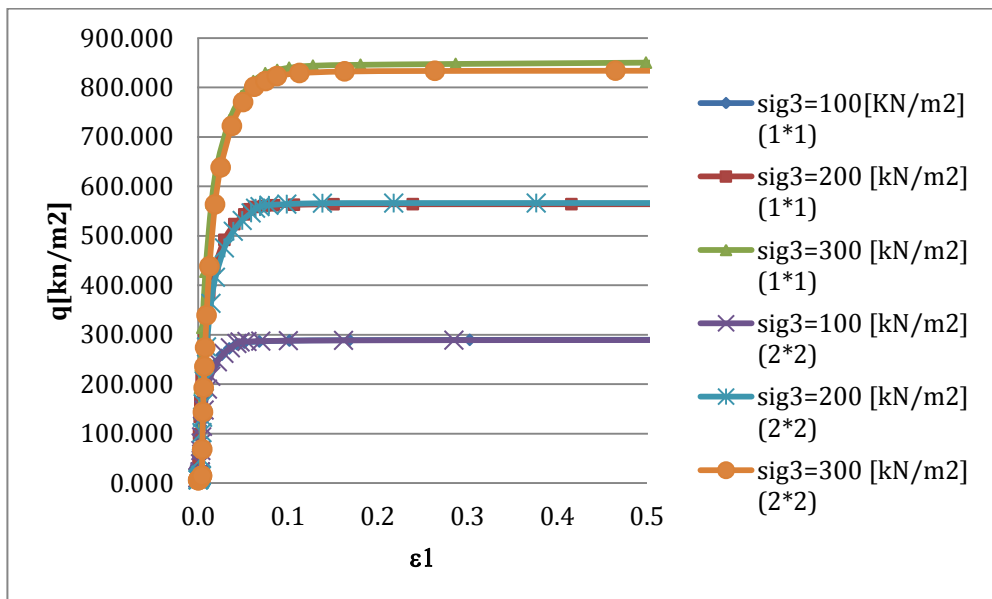


Figure 6.12.b : influence de la taille du modèle sur les paramètres de cisaillement C et φ.

Tableau 6.4 : les paramètres de cisaillement C et φ (influence de la taille du modèle).

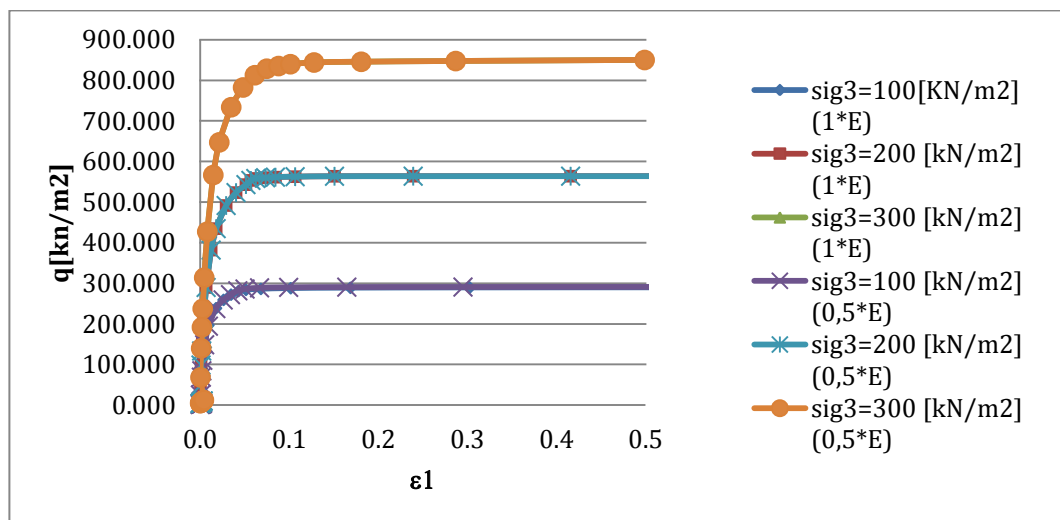
	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
Modèle réduit	3,15	35,58
Modèle de référence	3,15	35,58
Modèle doublé	3,15	35,58

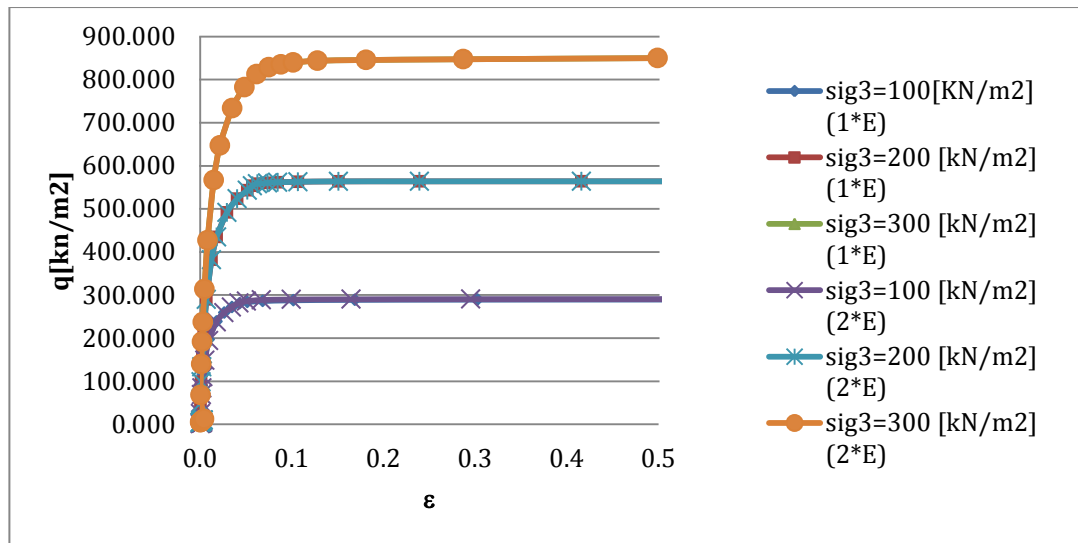
6.3.2 Paramètres géotechnique :

6.3.2.1 Influence du module de Young E :

La comparaison est faite entre une diminution de $0,5 * E$ et une augmentation de $2 * E$, les résultats sont représentés sur les figures 6.13.a et 6.13.b

a. $0,5 * E$

**Figure 6.13.a** : influence du module de Young sur les paramètres de cisaillement C et φ .

b. 2 *E**Figure 6.13.b** : influence du modèle de Young sur les paramètres de cisaillement C et φ .**Tableau 6.5** : les paramètres de cisaillement C et φ (influence du module de Young).

	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
0.5* valeur de référence	3,15	35,58
Valeur de référence	3,15	35,58
2* valeur de référence	3,15	35,58

6.3.2.2 Influence du coefficient de poisson

La comparaison est faite entre une diminution de **0,05 de la valeur de ν** et une augmentation de **0,05 de sa valeur de référence**. Les résultats sont représentés sur les figures **6.14.a** et **6.14.b**

a. $\nu=0,25$:

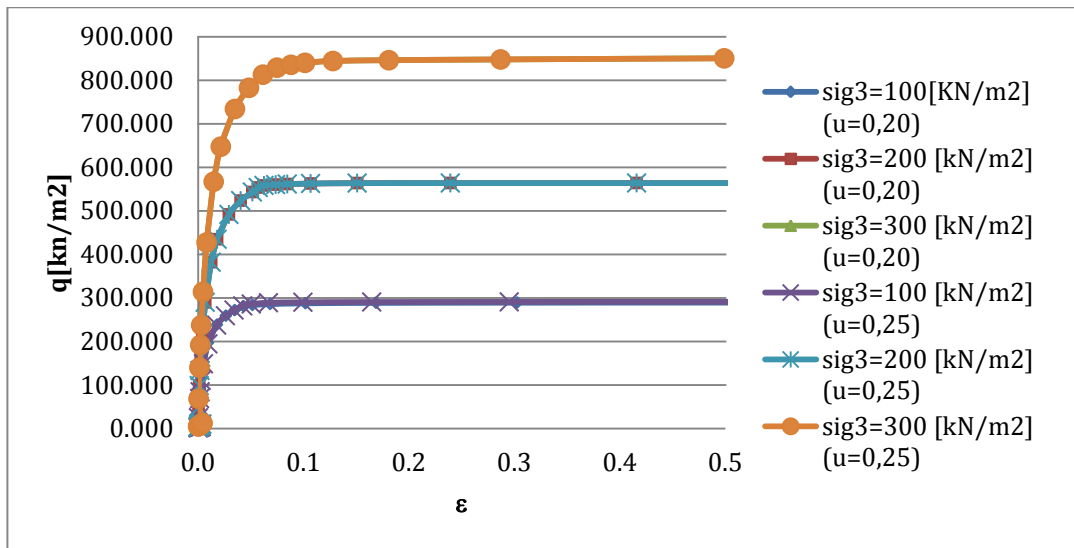


Figure 6.14.a : influence du coefficient de poisson sur les paramètres de cisaillement C et ϕ .

b. $\nu=0,30$

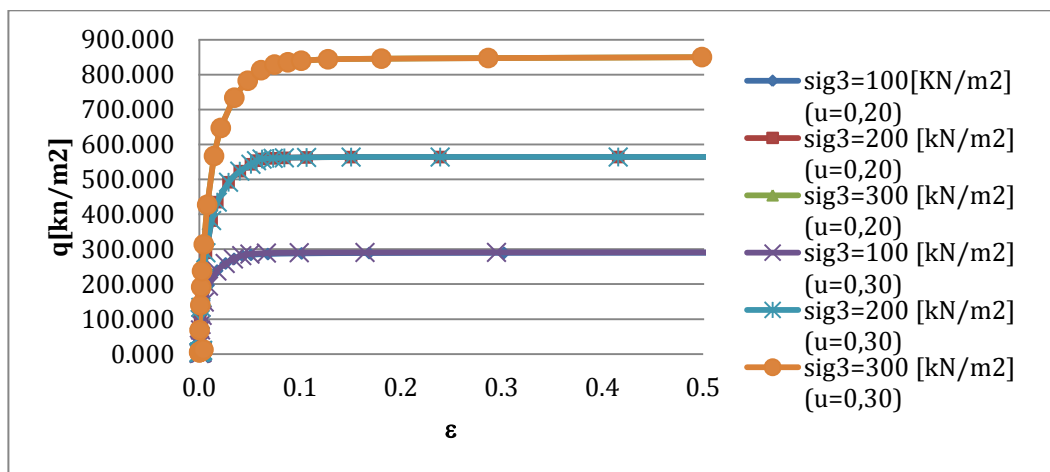


Figure 6.14.b : influence du coefficient de poisson sur les paramètres de cisaillement C et ϕ .

Tableau 6.6 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre les coefficient de poisson)

	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
$\nu=0,20$	3,15	35,58
$\nu=0,25$	3,16	35,57
$\nu=0,30$	3,17	35,55

6.3.2.3 Influence de la loi de comportement

a. Loi de MHOR-COULOMB

La comparaison est faite entre le modèle Hardening soil et Mohr-Coulomb, les résultats sont représentés sur la figure 6.15

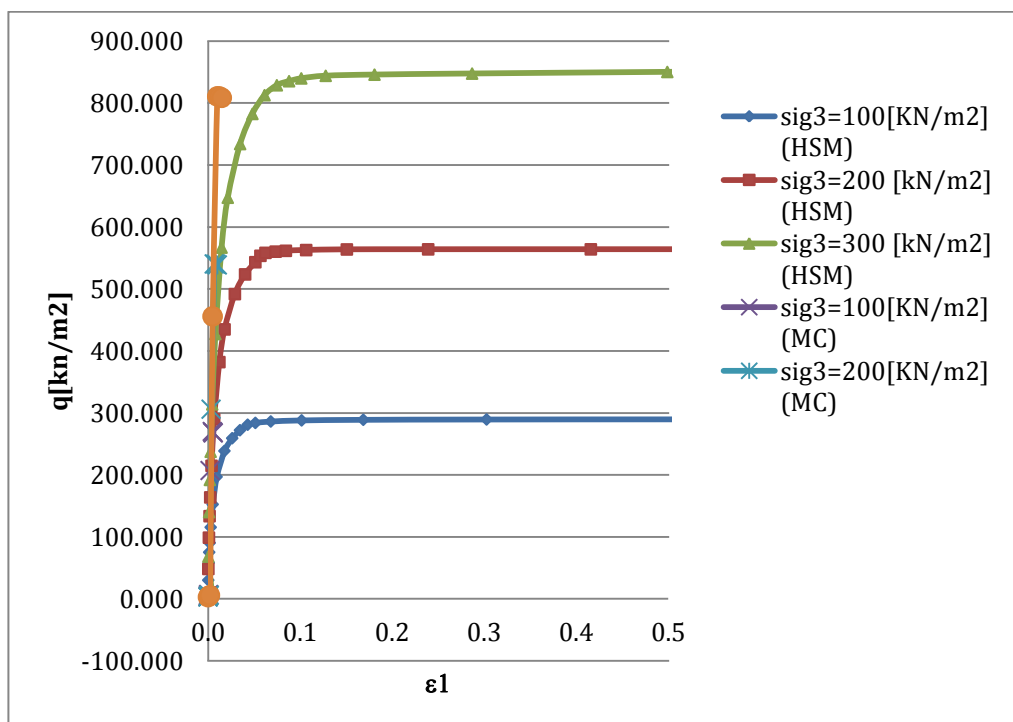


Figure 6.15 : influence de la loi de comportement sur les paramètres de cisaillement C et φ .

Tableau 6.7 : les paramètres des cisaillements C et φ (différence entre la loi de comportement)

	Cohésion C (en kPa)	Angle φ (en °)
Modèle Hardening soil	3,15	35,58
Mhor-Coulomb	3,24	35,40

Conclusion générale

La méthode des éléments finis est de plus en plus utilisée pour la validation numérique des essais géotechniques. L'utilisation de calculs par éléments finis pour dimensionner les ouvrages est donc limitée par une mauvaise connaissance des propriétés mécaniques des sols. C'est dans ce contexte que se pose la problématique de calage des paramètres géotechniques par la modélisation numérique de ces essais afin de permettre une bonne corrélation de ces paramètres.

Le comportement d'un sol est représenté par un modèle constitutif. La réponse d'un modèle à différentes actions mécaniques est définie à partir des valeurs données aux paramètres de ce modèle. Ces paramètres sont souvent évalués à partir d'un nombre limité d'essais de laboratoire ou d'essais en place. Or, à l'heure actuelle, la plupart des essais géotechniques in situ ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. Les essais de laboratoires quant à eux coûtent chers et ne sont pas représentatifs du massif de sol dans son ensemble.

Le travail présenté dans ce mémoire concerne la détermination des paramètres de cisaillement des sols à travers la modélisation des essais géotechniques, en se basant dans les modèles proposés sur les paramètres fournis par ces essais, et la comparaison de ces derniers avec ceux fournis expérimentalement.

A travers ce travail, nous avons tenté de présenter des modèles numériques en utilisant le logiciel par éléments finis Plaxis, pour les essais de cisaillement réalisés au laboratoire. Les résultats fournis par nos modélisations nous a permis de mettre en évidence une bonne concordance entre les valeurs estimées par modélisation et ceux fournis par l'expérimentation

Références Bibliographiques

- 1) Société Internationale de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations. Lexicon in 8 languages, 5th Edition, p. 127-132 (Symbols et definitions). Printed by The Bryant Press Limited, Toronto, Ont., Canada (1981).
- 2) BLIVET (J.-C.) et MIEUSSENS (C.). – Détermination de la résistance au cisaillement des sols, en laboratoire. Essais à l'appareil triaxial. Essais de compression simple. Essais de cisaillement direct à la boîte. Essais de cisaillement direct alterné. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Projet de méthode d'essai LPC, 83 p. (1990).
- 3) BISHOP (A.W.) et HENKEL (D.J.). – The measurement of soil properties in the triaxial test. Edward Arnold Ltd, 2e éd. (1962, réimprimé en 1964 et 1969).
- 4) HEAD (K.M.). – Manual of soil laboratory testing (vol. 1, 2, 3). Pentech Press, London (1986).
- 5) American Society for Testing Materials (ASTM). – Advanced triaxial testing of soil and rock. STP 977 (1988).
- 6) AMAR (S.) et MAGNAN (J.P.). – Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place. Aide-mémoire. Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris, Note d'information technique, 27 p. (1980).
- 7) Normes Françaises (en cours d'élaboration) :
 - Pr P94-010 Définitions. Symboles. Dimensions. Unités. Vocabulaire.
 - Pr P94-070 Cisaillement direct à la boîte.
 - Pr P94-072 Scissomètre de laboratoire.
 - Pr P94-074 Essai non consolidé non drainé à l'appareil triaxial.
 - Pr P94-075 Essai consolidé non drainé à l'appareil triaxial.
 - Pr P94-076 Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.
 - Pr P94-077 Essai de compression simple.