

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REpubLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة

التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civile

Spécialité : Géotechnique

Par : MESLI Mehdi
BOUCHRIFI AOUL Med Arselan

Sujet :

Etude de comportement mécanique d'un sol sur un chemin triaxial

Soutenu publiquement, le 29 /06 /2019 , devant le jury composé de :

Melle F.AYAD	Maitre de conférence B	Univ. Tlemcen	Président
Mme A. BENCHOUK	Maitre de conférence A	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire
Mr k.SBAA	Doctorant	Univ. Tlemcen	Co- Directeur de mémoire
Mr M.DERFOUF	Maitre de conférence A	Univ. Saida	Examineur

Remerciements :

Toute notre parfaite gratitude, grâce et remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous adressons nos plus vifs remerciements à Mme A. Benchouk Maitres de conférences A au département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, pour ses encouragements et son aide pour l'aboutissement à ce travail. Qu'elle trouve ici nos sincères remerciements.

Nous tenons à exprimer nos profonds respects et reconnaissances à Mr : SBAA Karim Doctorant au département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, qui a assisté et orienter ce travail. Ses conseils et ses encouragements nous ont été d'un soutien indispensable pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier Mlle F. AYAD Maitres de conférences B au département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, qui nous a fait l'honneur de présider le jury de ce mémoire.

Nous remercions également Mr DERFOUF Mounir maitre de conférences A au département de Génie civil à l'université de Saïda, pour avoir accepté d'être examinateur de ce mémoire.

Par ailleurs, nous voudrions remercier nos collègues étudiants et doctorant pour l'ambiance de famille qui règne dans le labo et qui ont permis de réaliser cette recherche.

Nous voudrions aussi adresser nos sincères remerciements au personnel et aux techniciens du laboratoire de mécanique de sols.

Dédicace :

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et me donner le meilleur d'eux
tout au long de ma vie,

Mes sœurs, Mes amis, ma famille

Toutes les personnes que j'aime

MEHDI

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce
long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et
mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes
parents

ARSELAN

Résumé :

Les développements des ouvrages de génie civil nécessitent une identification chimique, physique et mécanique détaillée du sol. La compréhension du comportement mécanique des sols donc joue un rôle croissant et important dans les études géotechniques. A partir de cela, la détermination des paramètres mécaniques et de leur variation suivant les chemins de contraintes deviennent des enjeux importants notamment son comportement sur chemin triaxial. Ce mémoire a permis de donner une description qui a un but pédagogique sur l'ensemble du dispositif et la manipulation de système triaxial. Ainsi, une étude expérimentale a été réalisée au triaxial sur un sable limoneux consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle. Pour accomplir l'ensemble des manipulations du dispositif, on a aussi réalisé des essais de perméabilité en régime permanent. Ces travaux expérimentaux ont été élaborés sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire compactés statiquement à l'OPN et l'OPM.

Mots clés :

Triaxial, expérimental, consolidé non drainé, perméabilité.

Abstract:

Developments in civil engineering works require detailed chemical, physical and mechanical identification of the soil. The understanding of the mechanical behavior of soils therefore plays a crucial and important role in geotechnical studies. From this, the determination of the mechanical parameters and their variation according to the stress paths become important stakes in particular its behavior on triaxial way. This memory allowed to give a description which has a pedagogical purpose on the whole device and the manipulation of triaxial system. Thus, an experimental study was conducted with triaxial on undrained consolidated silty sand with measurement of interstitial pressure. To accomplish all the manipulations of the device, permeability tests were also carried out in steady state. This experimental work was developed on test specimens reconstituted in the lab statically compacted at OPN and OPM.

Keys Word:

Triaxial, experimental, consolidated untrained, permeability.

ملخص:

تطوير اعمال الهندسة المدنية يتطلب تعريفا مفصلا لخصائص التربة الكيميائية والفزيائية والميكانيكية. فهم السلوك الميكانيكي للتربة يلعب دوراً مهماً في الدراسات الجيوتقنية. من هذا يأخذ تحديد الخصائص الميكانيكية وتباينها وفقاً لمسارات الإجهاد دوراً مهماً ولا سيما سلوكها بطريقة ثلاثية المحاور. أعطت هذه الأطروحة وصفاً تعليمياً لمجموعة الأجهزة المتعلقة بنظام ثلاثي المحاور وطريقة استخدامه. أجريت الدراسة التجريبية على نوع من الرمال الغضارية عن طريق قياس الضغط مع عدم ترك نفوذ الماء. لإكمال جميع عمليات التحكم بالجهاز، تم إجراء اختبارات النفاذية أيضاً في حالة مستقرة. و تم تطوير هذا العمل التجريبي على عينات اختبار أعيد تشكيلها في المختبر عن طريق الضغط بشكل مستقر وفق OPN و OPM.

الكلمات المفتاحية:

ثلاثي المحاور، التجربة، مضغوط غير نفوذ، النفاذية

TABLE DES MATIERES :

Remerciement :.....	1
Dédicace :.....	2
Résumé :.....	3
ملخص:.....	3
Abstract :.....	4
Liste des figures :.....	10
Liste des tableaux	12
Notion et symbole :.....	13
Introduction général :.....	14
Chapitre 1 : Résistance au cisaillement.....	17
1.1 Introduction :.....	18
1.2 Définitions et notations :.....	18
1.2.1 Les facteurs influant la résistance de cisaillement :	18
1.2.2 La résistance au cisaillement dans les sols saturés :.....	18
1.2.3 Consolidation :	18
1.2.4 Définition de la Rupture du sol :	19
1.2.5 La succion :.....	19
1.2.6 Le compactage :	20
1.2.7 Comportement drainé :	21
1.2.8 Comportement non drainé :	21
1.2.9 Contraintes totales :.....	21
1.2.10 Contraintes effectives ou inter granulaires :.....	21
1.2.11 Représentation de Mohr-Coulomb :	21
1.2.12 Représentation de Lambe :	22
1.3 Les différents Essais de cisailaiement :.....	23
1.3.1 Essais de cisaillement à la boîte :.....	23

1.3.2	Essais triaxial :	24
1.3.3	Scissomètre de laboratoire :	25
1.3.4	Comparaison des différents essais :	26
1.4	La résistance au cisaillement des sols pulvérulents :	26
1.4.1	Introduction :	26
1.4.2	Comportement des sols pulvérulents :	27
1.4.2.1	Sols laches :	27
1.4.2.2	Sols compactée :	27
1.4.2.3	La courbe intrinsèque :	28
1.4.2.4	La représentation de Mohr-coulomb des sols pulvérulents :	28
1.4.3	Résistance au cisaillement des sols cohérents :	28
1.4.3.1	Comportements drainé et non drainé :	28
1.4.3.2	Caractéristiques drainées :	29
1.4.3.3	Caractéristique non drainée :	31
1.5	Comportement des sols normalement consolidé et surconsolidé :	32
1.5.1	Comportement normalement consolidée	32
1.6	Comportement surconsolidé :	34
1.6.1	Surconsolidation isotrope :	34
1.6.2	Surconsolidation généralisée :	36
1.7	Conclusion :	37
Chapitre 2 : Procédure et matériel.....		38
2.1	Présentation et description de l'appareil triaxial :	39
2.1.1	Introduction :	39
2.1.2	Principe de l'essai triaxial :	39
2.1.3	Différentes mesures effectuées lors d'un essai triaxial :	40
2.1.4	Cellule triaxial :	40

2.1.5	Chargement :.....	41
2.1.6	Générateur de pression et de contre pression :.....	41
2.1.7	Mesure des paramètres de l'essai :.....	42
2.1.7.1	Déformation axiale :.....	42
2.1.7.2	Déformation volumique :.....	42
2.1.7.3	Pression cellulaire :.....	42
2.1.7.4	Pression interstitielle :.....	42
2.2	Préparation d'appareillage et choix de dimension des éprouvettes :.....	42
2.2.1	Contrôle de l'appareillage.....	42
2.2.1.1	Préparation des disques drainants :.....	42
2.2.2	Dimensions des éprouvettes :.....	43
2.2.2.1	Choix des dimensions des éprouvettes :.....	43
2.3	Préparation des éprouvettes suivant le type de sols :.....	43
2.3.1	Préparation des éprouvettes de sols cohérents :.....	43
2.3.1.1	Confection des éprouvettes à partir d'échantillons non reconstitués :....	43
2.3.1.2	Confection des éprouvettes à partir d'échantillons reconstitués :.....	44
2.3.2	Préparation des éprouvettes de sols pulvérulents :.....	44
2.4	Etapas à suivre pour différents types d'essais triaxiaux suivant la norme française NF P 94-074 :	44
2.4.1	Essai (UU) non consolidé non drainé :.....	44
2.4.1.1	Processus de l'essai :	45
2.4.1.2	Expression des résultats :.....	46
2.4.2	Essai (CD) consolidé drainé :.....	46
2.4.2.1	Processus de l'essai :	46
2.4.2.2	Expression des résultats :.....	48

2.4.3	Essai (Cu + u) consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle :	
	49	
2.4.3.1	Processus de l'essai :	49
2.4.3.2	Expression des résultats :	50
2.5	Conclusion :	51
Chapitre 3 : Partie expérimentale		52
3.1	Introduction :	53
3.2	Identification de sol étudié :	53
3.3	Essais de Compactage Proctor :	54
3.4	Programme expérimental :	55
3.5	Essai de compactage statique :	56
3.6	Présentation du Dispositif triaxial :	60
3.6.1	Cellule triaxiale :	60
3.6.2	Autre Equipment :	63
3.7	Déroulement d'un essai triaxial :	63
3.7.1	Préparation du dispositif triaxial :	63
3.7.2	Montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale :	64
3.7.3	Acquisition et exploitation des résultats :	68
3.7.4	Fin de l'essai :	69
3.8	Mesure de la succion :	69
3.9	Essai de cisaillement triaxial consolidé non drainé :	71
3.9.1	Essai de cisaillement triaxial :	71
3.9.2	Exemplaire des conditions initiales et finales pour une éprouvette compacté statiquement à l'OPN consolidé a une contrainte de confinement $\sigma_3 = 100$ kPa:..	71
3.9.3	Expression et formules de traitements des résultats pour un essai triaxial consolidés non drainé avec mesure de pression interstitiel :	72

3.10	Exploitation de résultat pour les éprouvettes compactées a l'OPN :	73
3.10.1	Représentations des variations en termes de pression et déformations :	74
3.10.2	Calcul des caractéristiques de cisaillement c et ϕ : τ	77
3.11	Exploitation de résultat pour les éprouvettes compacté a l'OPM :	78
3.11.1	Représentations des variations en termes de pression et déformations :	79
3.11.2	Calcul des caractéristiques de cisaillement c et ϕ :	82
3.12	Essai de perméabilité en régime permanant :	83
3.12.1	Les étapes de perméabilité	83
3.12.1.1	Saturation :	83
3.12.1.2	Consolidation.....	83
3.12.1.3	Perméabilité	83
3.13	Conclusion :	86
	Conclusion générale	87
	Référence bibliographique.....	88
	Annexe.....	90

Table des illustrations :

Lises des Figures.

Figure 1.1: Contraintes sur un plan quelconque au sein d'une éprouvette	199
Figure 1.2: Allure de la courbe de compactage.	20
Figure 1.3: Représentation de Mohr-Coulomb pour un sol saturé ou un sable sec.	222
Figure 1.4: Représentation des chemins de contraintes dans le diagramme de Lambe pour un essai consolidé non drainé.	233
Figure 1.5: Schéma de principe de la boîte de cisaillement direct.	244
Figure 1.6: essai triaxial.	255
Figure 1.7: courbe caractéristiques d'un essai de cisaillement direct dans un sol pulvérulent.	277
Figure 1.8: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai CD).	30
Figure 1.9: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai consolidé non drainé avec mesure de u) :	31
1	
Figure 1.10: Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU).	322
Figure 1.11 : Comportement normalement consolidé des argiles sur chemin isotrope.	32
Figure 1.12 : Comportement NC obtenu lors d'une compression œdométrique et isotrope.	33
Figure 1.13 : Comportement surconsolidé des argiles.	34
Figure 1.14 : Définition de la surconsolidation isotrope classique.	35
Figure 1.15 : Surconsolidation généralisée en variation d'indice des vides.	37
Figure 2.1: appareillage triaxial.	39
Figure 2.2: Schéma détaillé d'une cellule triaxiale.	411
Figure 3.1: Zone de prélèvement a partir de Google Earth	533
Figure 3.2: Résultats des essais de compactage Proctor	55
Figure 3.3: Mode opératoire compactage statique (étape de tamisage).	57
Figure 3.4 : mode opératoire compactage statique (étape de malaxage).	58
Figure 3.5 : Mode opératoire compactage statique (étape de compactage statique)	59
Figure 3.6: Mode opératoire compactage statique (éprouvettes obtenues 10x 5 cm x cm) ...	59
Figure 3.7: Difficultés lors du comptage	60
Figure 3.8: Equipement de cellule triaxial (les détails)	61

Figure 3.9: Equipement de cellule triaxial (vue globale).....	62
Figure 3.10:a presse électromécanique	63
Figure 3.11: montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale.....	64
Figure 3.12: Montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale	65
Figure3.13: tableau de contrôle des vannes	66
Figure 3.14: Montage de la cellule sur la presse électromécanique	68
Figure 3.15:démontage de la cellule triaxial.	69
Figure 3.16: Mesure da succion par papier filtre	70
Figure 3.17:dernier palier de saturation d'une éprouvette compacté a l OPN	71
Figure 3.18:États des échantillons à la fin de cisaillement	73
Figure 3.19: Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa.....	74
Figure 3.20:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa.....	75
Figure 3.21:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$, $\sigma_3=300$	76
Figure 3.22:Les enveloppes de rupture des échantillons compactés a l OPN	77
Figure 3.23:États des échantillons à la fin de cisaillement	78
Figure 3.24:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=200$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa	79
Figure 3.25:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=200$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa.	80
Figure 3.26:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$, $\sigma_3=200$, $\sigma_3=300$	81
Figure 3.27:Les enveloppes de rupture des échantillons compactés a l OPM.	82
Figure 3.28: variation de volume entrant et sortant en fonction de temps.....	84
Figure3.29:Variation moyenne du volume en fonction de temps.....	84
Figure 3.30:variation de volume entrant et sortant en fonction de temps.....	85
Figure 3.31:variation moyen de volume en fonction de temps.....	85

Liste des *Tableaux*.

Tableau 1.1: Comparaison des différents appareillages.....	26
Tableau 1.1: la valeur de b.....	47
Tableau 1.2 :valeur de a.....	49
Tableau 3.1 : Résultats de l'identification du sol de Béni-Saf.....	54
Tableau 3.2: Résultats des essais de compactage.....	55
Tableau 3.1 : Résultats de la succion pour les échantillons étudiés.....	70

Notation et symbole :

- A** : l'aire de la section transversale de l'éprouvette, exprimée en centimètres carrés.
- B** : le facteur de Skempton $\Delta U/\Delta\sigma_3$
- CD** : l'essai consolidé drainé.
- CU** : l'essai consolidé non drainé.
- CU +u** : l'essai consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle.
- UU** : l'essai non consolidé non drainé.
- D** : le diamètre de l'éprouvette, exprimé en millimètres.
- D₀** : le diamètre initial, exprimé en millimètres.
- H** : la hauteur de l'éprouvette, exprimée en millimètres.
- H₀** : la hauteur initiale, exprimée en millimètres.
- S_r** : le degré de saturation, exprimé en pourcentage.
- e** : l'indice des vides.
- n** : la porosité.
- w** : la teneur en eau, exprimée en pourcentage.
- V** : le volume de l'éprouvette, exprimé en centimètres cubes.
- C_u** : la cohésion non drainée, exprimée en kilopascals.
- c'** : la cohésion effective, exprimée en kilopascals.
- P** : la contrainte totale moyenne, $\mathbf{p} = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$, exprimée en kilopascals.
- P'** : la contrainte effective moyenne, $\mathbf{p}' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$, exprimée en kilopascals.
- q** : le déviateur de contrainte, $\mathbf{q} = \sigma_1 - \sigma_3$ exprimé en kilopascals.
- q_f** : le déviateur à la rupture, exprimé en kilopascals.
- s** : $= (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, exprimé en kilopascals.
- s'** : $= (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, exprimé en kilopascals.
- t=t'** : $= (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, exprimé en kilopascals.
- U** : la pression interstitielle, exprimée en kilopascals.
- U_{CP}** : la contre-pression, exprimée en kilopascals.
- ε_v** : la déformation volumique, exprimée en pourcentage.
- ε₁** : la déformation axiale, exprimée en pourcentage.
- ρ** : la masse volumique du sol, exprimée en kilogrammes par mètre cube.
- σ** : la contrainte normale totale, exprimée en kilopascals.

- σ' : la contrainte normale effective, exprimée en kilopascals.
- σ_c : la pression dans la cellule de l'appareil triaxial, exprimée en kilopascals.
- σ'_c : la pression de consolidation effective isotrope lors de l'essai, en kilopascals
- σ'_{h0} : la contrainte horizontale effective du sol en place, exprimée en kilopascals.
- σ'_p : la pression de préconsolidation verticale (avec déformation horizontale nulle), exprimée en kilopascals.
- σ_{v0} : la contrainte verticale totale du sol en place, exprimée en kilopascals.
- σ'_{v0} : la contrainte verticale effective du sol en place, exprimée en kilopascals
- σ_1 : la contrainte principale totale axiale, exprimée en kilopascals.
- σ'_1 : la contrainte principale effective axiale, exprimée en kilopascals.
- σ_3 : la contrainte principale totale radiale, exprimée en kilopascals.
- σ'_3 : la contrainte principale effective radiale, exprimée en kilopascals.
- τ : la contrainte tangentielle (ou de cisaillement), exprimée en kilopascals.
- τ_f : la résistance au cisaillement, exprimée en kilopascals.
- φ : l'angle de frottement, exprimé en degrés.
- φ'_c : l'angle de frottement effectif pour le critère d'état critique, exprimé en degrés.
- φ' : l'angle de frottement effectif pour le critère de pic, exprimé en degrés.
- φ_u : l'angle de frottement apparent d'un sol saturé, exprimé en degrés.
- SS** : la surface spécifique.
- W_L** : limite de liquidité.
- IP** : indice de plasticité.
- G_s** : densité des grains solide.

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 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 des ouvrages.

Dans ce mémoire, pour cerner le comportement mécanique de sols, on a suivi le chargement sur chemin triaxial. Nous allons élaborer des essais triaxiaux (CU) avec mesure de pression interstitielle pour respecter la durée attribuée à la réalisation de ce mémoire.

Aussi, on a essayé de présenter l'ensemble du contenu sous forme pédagogique pour que de futurs étudiants puissent manipuler et réaliser un essai triaxial complet. C'est pour cette raison qu'on a l'impression qu'il y a des répétitions dans la rédaction mais ceci c'est juste pour insister sur les connaissances de bases.

Aussi, pour faciliter la tâche à d'autres étudiants dans la réalisation d'essais triaxiaux car notre modeste travail est le premier qui a abordé cet essai au niveau de la graduation.

Notre mémoire se compose de trois chapitres comme suit :

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. Un aperçu sur le comportement mécanique des sols pulvérulents et des sols fins est présenté dans ce chapitre.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des dispositifs expérimentaux du laboratoire de recherche EOLE .Notamment celui du triaxial et la procédure expérimentale utilisée dans le cadre de notre recherche, qui a été mise au point pour l'étude du

comportement mécanique d'un sol. Cet appareillage permet d'effectuer des essais triaxiaux suivant des chemins de sollicitations variés drainé et non drainé selon le type d'étude envisagé.

Le dernier chapitre contient une étude expérimentale sur sol compacté en présentant le dispositif triaxial avec l'ensemble des détails du déroulement d'un essai complet. La deuxième partie de ce chapitre contient les résultats des essais triaxiaux obtenus ainsi que la mesure de perméabilité.

On termine par une conclusion générale.

Chapitre 1: *Résistance au cisaillement*

1.1 Introduction :

Avant de fonder n'importe quel ouvrage ou construction, le géotechnicien s'intéresse à maîtriser le comportement du sol qui va le supporter. On va donc envisager de connaître l'aspect théorique de la résistance au cisaillement des sols. Un aperçu sur les notions de résistance au cisaillement des sols et leur comportement sous un chargement triaxial est également présenté dans ce chapitre. D'autre part une recherche bibliographique sur les différents essais de cisaillement est nécessaire pour avoir les avantages et applications de chaque type d'essais.

1.2 Définitions et notations :

1.2.1 Les facteurs influant la résistance de cisaillement :

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs : la nature et l'état du sol, l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. [MAGNAN, 1991]

1.2.2 La résistance au cisaillement dans les sols saturés :

Dans les sols saturés, la 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[MAGNAN, 1991]

1.2.3 Consolidation :

La consolidation d'un sol résulte généralement de la variation des pressions effectives qui lui sont appliquées. Elle se traduit par une différence de taille.

La consolidation est isotrope si $\Delta\sigma_1' = \Delta\sigma_3'$ et anisotrope si $\Delta\sigma_1' \neq \Delta\sigma_3'$ [AFNOR 1, 1994]

Cisaillement :

Le cisaillement d'une éprouvette de sol consiste à lui imposer une variation du déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3$. La résistance au cisaillement τ_f est déterminée à la rupture de l'éprouvette, elle correspond à : la contrainte de cisaillement à la rupture τ_f dans le plan Mohr Coulomb

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

À l'appareil triaxial, sur un plan quelconque incliné d'un angle par rapport au plan de la contrainte principale majeure (Figure 1.1).

Les contraintes tangentielles :

$$\tau = 0.5 (\sigma_1' - \sigma_3') \sin 2\alpha$$

Les contraintes normale ont pour expression : $\sigma' = 0.5 (\sigma_1' + \sigma_3') + 0.5 (\sigma_1' - \sigma_3') \cos 2\alpha$
 [AFNOR 1, 1994]

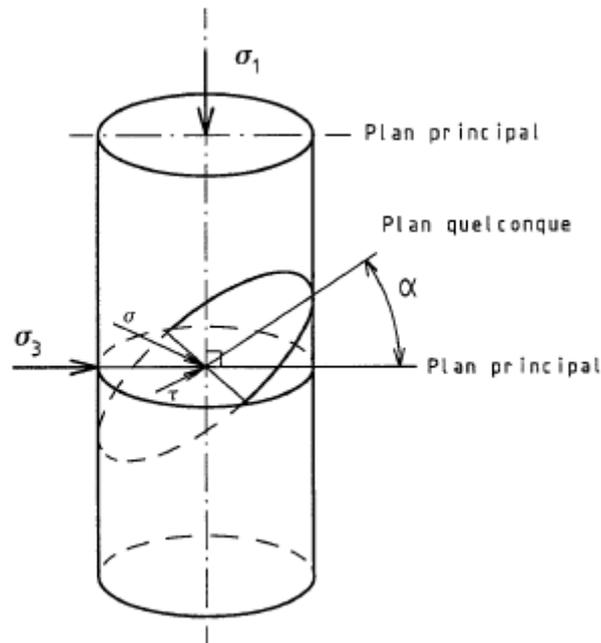


Figure 1.2: Contraintes sur un plan quelconque au sein d'une éprouvette
 [AFNOR 1, 1994]

1.2.4 Définition de la Rupture du sol :

C'est le choix de la cinématique de la rupture où 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** [MAGNAN, 1991] .

1.2.5 La succion :

Le terme succion ou potentiel de l'eau, désigne l'état intégrant de tension qui tient en compte tous les effets de surface capable de retenir l'eau à l'intérieur de la structure de sol. Plusieurs définitions ont été données à la succion : [GUEDDOUDA, 2010]

- Pour Blight (1965), l'effet de la succion dans un sol non saturé est équivalent à une pression extérieure appliquée.
- O'Neill et Poormoayed (1980), ont défini la succion comme la tension exercée par le sol sur l'eau, laquelle est responsable de la rétention de l'eau dans le sol.
- Schreiner (1987), a défini la succion totale comme la pression négative exercée sur l'eau du sol de manière qu'un plan d'eau pure soit en équilibre avec l'eau du sol à travers une membrane semi perméable.

- La succion d'un sol peut être décrite par l'affinité du sol pour l'eau. Plus le sol est sec, plus la succion est importante (Chen 1988)

D'après [GUEDDOUDA, 2010] la succion une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés. Ce potentiel est égal à " la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à La pression atmosphérique [GUEDDOUDA, 2010]

1.2.6 Le compactage :

Le compactage est l'opération qui vise à densifier un sol en lui appliquant une énergie mécanique. Il conduit à améliorer sa résistance mécanique et à diminuer sa conductivité hydraulique. Les différentes techniques de compactage peuvent être utilisées en fonction du volume traité, de la facilité d'accès sur le site et de la nature du sol. Sur le terrain, le compactage est généralement réalisé par le passage d'un rouleau d'un type et d'un poids donnés. Au laboratoire, on distingue deux modes de compactage : statique, dynamique. Un essai de compactage permet pour les sols cohérents, de représenter la variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau de compactage (Figure 1.2) .et de déterminer la teneur en eau optimale pour laquelle la densité sèche du sol est maximale. [ABDALLAH, 1999]

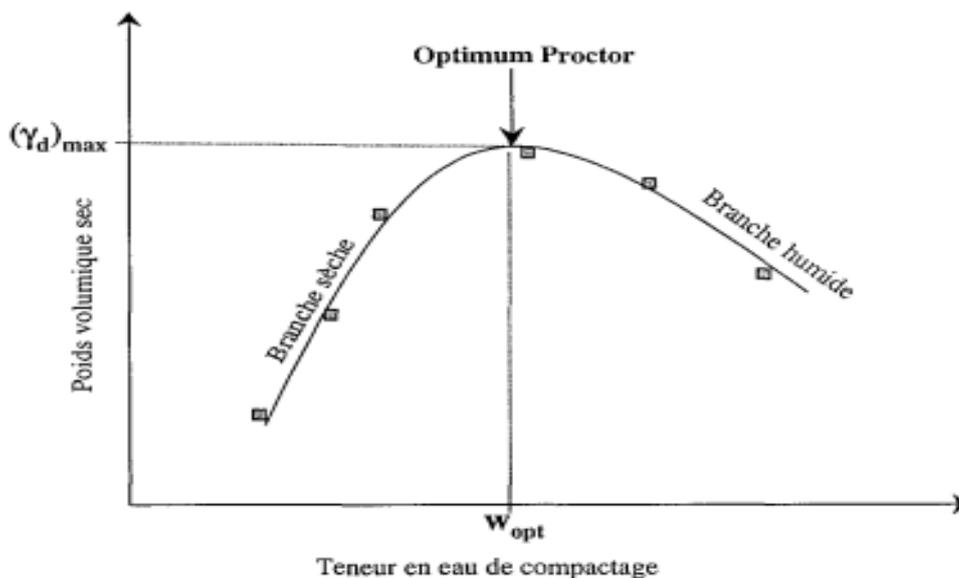


Figure 1.3: Allure de la courbe de compactage.

[ABDALLAH, 1999]

1.2.7 Comportement drainé :

D'après [Lamri, 2008], On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivante :

- elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol, 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.

1.2.8 Comportement non drainé :

D'après [Lamri, 2008], dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Le comportement non drainé traduit le comportement global des deux phases solide et liquide.

1.2.9 Contraintes totales :

Les contraintes totales sont les contraintes définies dans le sol lorsqu'il est assimilé à un milieu monophasique et continu. [AFNOR 1, 1994]

1.2.10 Contraintes effectives ou inter granulaires :

Dans un sol saturé où u désigne la pression du liquide interstitiel, les contraintes effectives sur une facette sont définies par :

$\sigma' = \sigma - u$: contrainte effective normale ;

$\tau' = \tau$: contrainte tangentielle ou contrainte de cisaillement. [AFNOR 1, 1994]

1.2.11 Représentation de Mohr-Coulomb :

Le chemin des contraintes correspond à la représentation de la succession des états de contrainte est défini par la connaissance de σ_1 , σ_3 et u .

La courbe intrinsèque (Figure 1.4) est l'enveloppe des différents cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes à la rupture de plusieurs éprouvettes cisailées, ou les contraintes effectives présente les sols saturés et les contraintes totales présente les sols non saturés

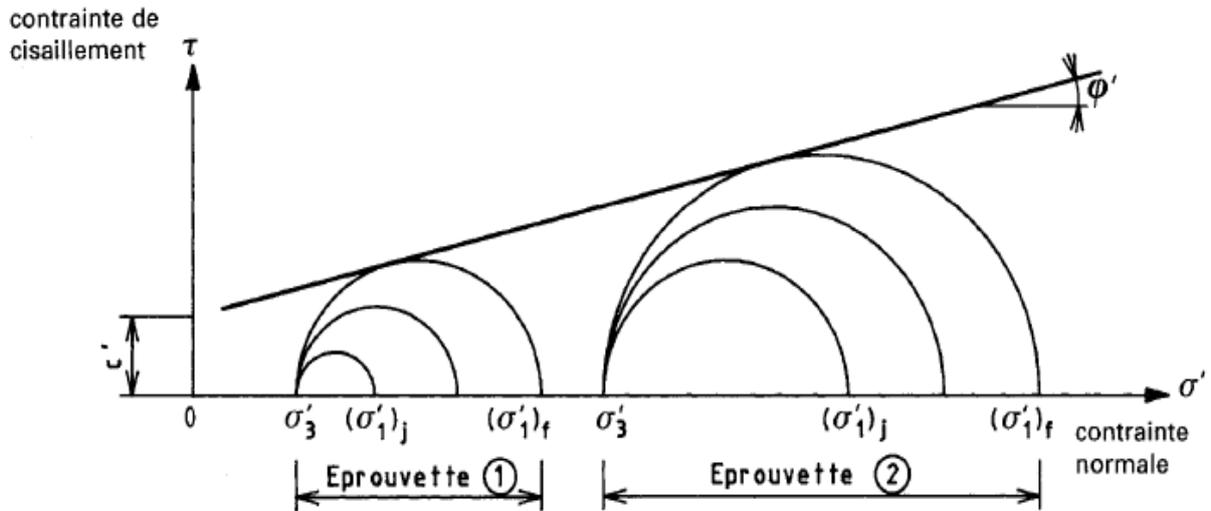


Figure 1.5: Représentation de Mohr-Coulomb pour un sol saturé ou un sable sec.

[AFNOR 1 ,1994]

Cette courbe enveloppe est assimilée à une droite appelée droite de Coulomb d'équation :

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \rho' : \text{les sols saturés ou les sables secs. [AFNOR 1 ,1994]}$$

1.2.12 Représentation de Lambe :

La représentation donne les chemins de contraintes caractéristiques pour des essais non drainés réalisés, à l'appareil triaxial, sur des éprouvettes de sol saturé.

Une droite intrinsèque analogue à la droite intrinsèque de la représentation de Mohr passe par l'ensemble des points représentant l'état de rupture, pour le critère choisi, des différentes éprouvettes cisillées (Figure 1.6) .[AFNOR ,1994]

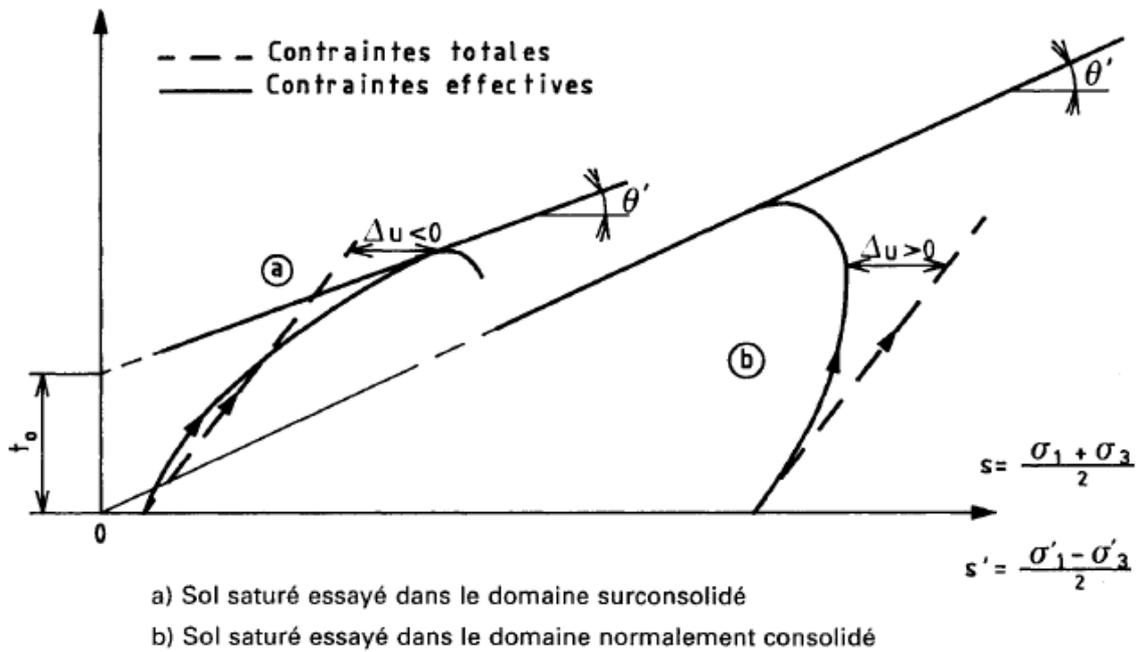


Figure 1.7: Représentation des chemins de contraintes dans le diagramme de Lambe pour un essai consolidé non drainé.

[AFNOR 1 ,1994]

Le système d'axes adopté dans cette représentation est s, t ou s', t' .

$$S = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad ; \quad s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3 \times 2)/2$$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad ; \quad t' = t .$$

[AFNOR 1 ,1994]

1.3 Les différents Essais de cisaillement :

1.3.1 Essais de cisaillement à la boîte :

L'essai de cisaillement direct à la boîte consiste à cisailier l'éprouvette de sol, qui est placée entre deux demi boîtes, suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une force normale N et une force tangentielle τ (Figure 1.8). La demi-boîte inférieure peut se déplacer horizontalement, à vitesse de déplacement constante. Cet essai permet de représenter la résistance au cisaillement du sol par une relation entre la contrainte tangentielle τ et la contrainte normale σ_N sur la surface de rupture

Les dimensions de la boîte sont 6 x 6 cm pour sols cohérent. 10 x 10 cm pour les sols pulvérulents et une hauteur de 2 cm [Bouafia , 2009]

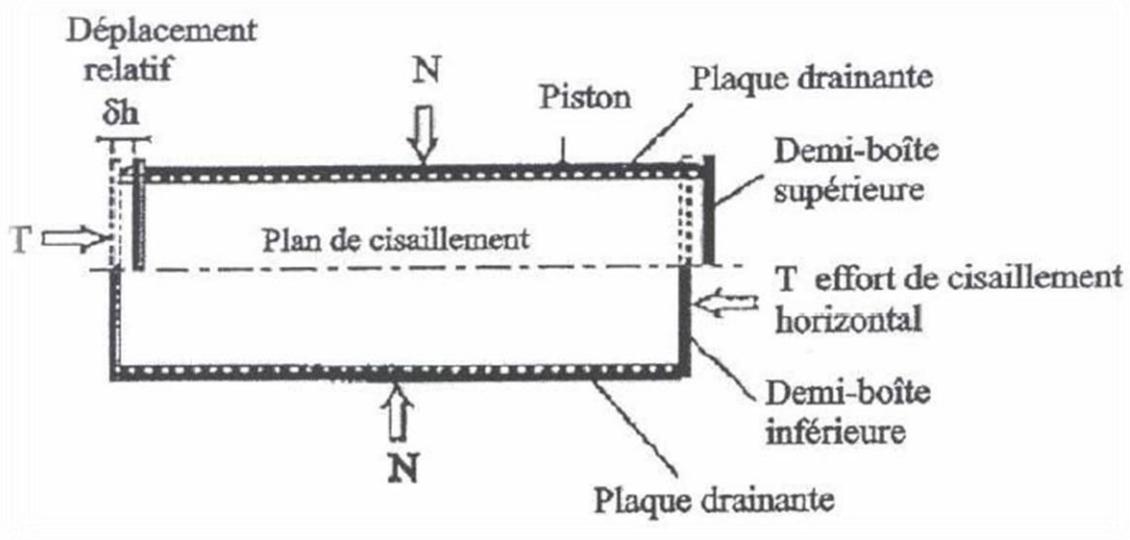


Figure 1.9:Schéma de principe de la boîte de cisaillement direct.

[Bassels, 2007]

Les différents types d'essais peuvent être réalisés avec cet appareil

- Essai consolidé lent CD
- Essai non consolidé rapide UU
- Essai consolidé rapide CU

1.3.2 Essais triaxial :

L'essai développé par Casagrande présente une amélioration de l'essai au cisaillement rectiligne, ou le plan de rupture n'est pas imposé contrairement à l'essai de cisaillement à la boîte [Bouafia ,2009].

L'essai a pour l'objectif de déterminer la rupture d'un matériau en cisaillement en conditions réelles testé dans l'appareil triaxial soumis à des contraintes verticales et horizontales.

Le test se déroule en trois phases :

- La saturation : les pores de l'échantillon doivent être remplis d'eau, c'est-à-dire que l'eau doit pouvoir circuler dans tous les pores et remplacer l'air contenu dans l'échantillon.
- La consolidation : la contrainte effective sera égale à la contrainte totale
- le cisaillement : une pression axiale est appliquée au-dessus de l'échantillon jusqu'à la rupture

À la rupture (σ_1, σ_3) constituent les diamètres des cercles de Mohr. Avec $\sigma_3 = \sigma'_c$ et $\sigma_1 = \Delta\sigma + \sigma'_c$ (Figure1.6). Ce cercle est représenté sur un graphique ayant comme ordonnée la contrainte de cisaillement et comme abscisse les contraintes σ . Les paramètres du matériau

sont obtenus en traçant une droite tangente à tous les cercles de Mohr. La pente de cette droite correspond à l'angle de frottement du matériau (φ) et l'ordonnée à l'origine correspond à la cohésion du matériau (c). [Koupouli, 2015]

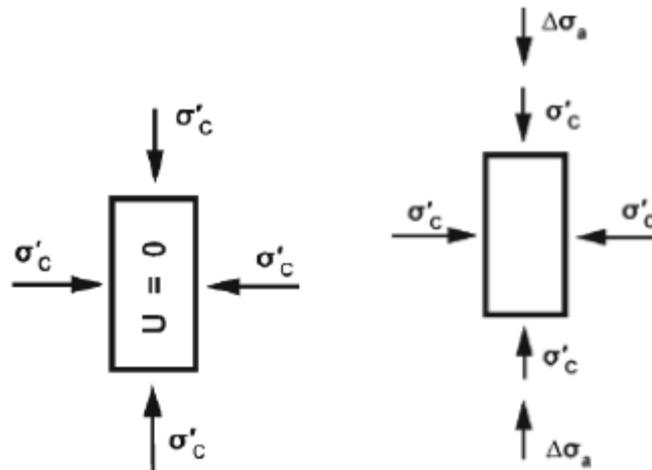


Figure 1.10:essai triaxial

[Hilf, 2011]

1.3.3 Scissomètre de laboratoire :

Cet essai est utilisé pour la détermination des caractéristiques de résistance des matériaux saturé (les argiles, les troubles, les vases..) en imposant une contrainte de cisaillement. L'appareil est constitué de palettes qui permettent de cisailier le sol suivant une surface cylindrique de hauteur h et de diamètre h . [Cordary ,1994]

1.3.4 Comparaison des différents essais :

Tableau 1.1: Comparaison des différents appareillages

http://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-

	Cisaillement à la boîte	Essai triaxial	Scissomètre
Type de sol	Tous	Tous	faible cohésion
Plan de cisaillement	Imposé	Dépend de l'angle de frottement	Imposé
Orientation des contraintes principales	Change en cours d'essai	Constante	Constante
Mesure de u	Non en général	Possible	Non
Déformations dans le plan de cisaillement	Élevées	Limitées	Élevées
Types d'essai	Tous	Tous	U.U uniquement
Chemin de contrainte	Unique	Plusieurs possibilités	Unique

- L'essai triaxial de révolution est celui qui fournit habituellement les meilleurs résultats, car il permet le meilleur contrôle des paramètres, en particulier la mesure de la pression interstitielle.
- Les essais de cisaillement à la boîte permettent une bonne qualité de mesure dans le cas des sols sans cohésion ; ils sont également indispensables si l'on veut se mettre dans un domaine de grandes déformations.
- L'essai au scissomètre est un simple essai très utile dans le cas des sols cohérents à faible cohésion.

1.4 La résistance au cisaillement des sols pulvérulents :

1.4.1 Introduction :

Dans ce cas des sols pulvérulent, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression

interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues. [MAGNAN, 1991]

1.4.2 Comportement des sols pulvérulents :

1.4.2.1 Sols laches :

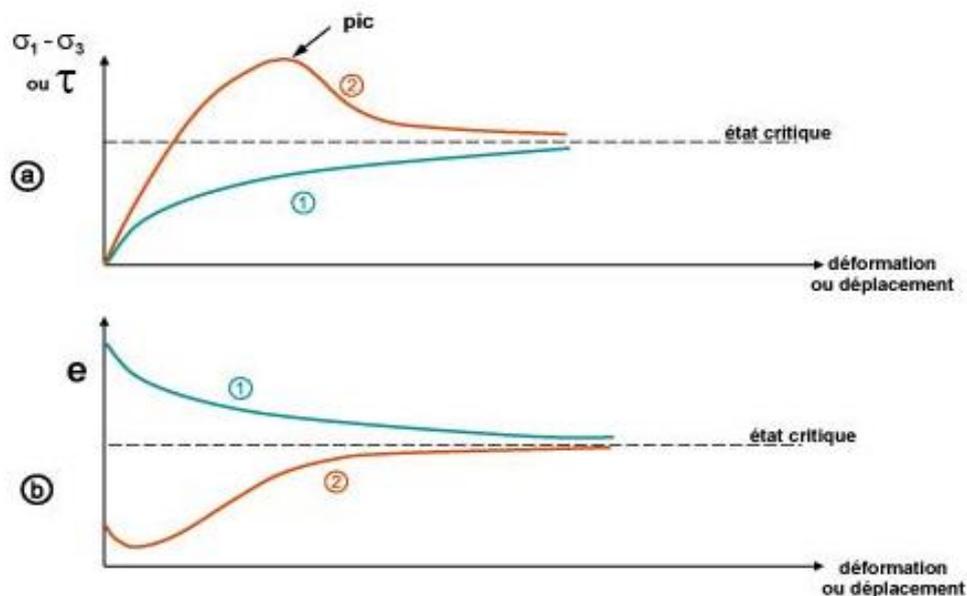
La résistance au cisaillement croît et le volume diminue continuellement lorsque la déformation augmente. (Figure 1.11)

[AFNOR 1, 1994]

1.4.2.2 Sols compactée :

La résistance au cisaillement passe par un maximum, puis décroît lorsque la déformation augmente ; parallèlement, après une légère diminution de volume, l'éprouvette de sable augmente de volume, il y a dilatance. (Figure 1.12) [AFNOR 1, 1994].

L'état du sol, lorsque le déviateur s'est stabilisé et lorsque l'éprouvette ne subit plus de variations de volume, est appelé état critique. L'indice des vides correspondant est appelé indice des vides critique. [AFNOR 1, 1994].



Courbes caractéristiques d'un essai de cisaillement direct dans un sol pulvérulent

(a) Courbe contrainte/déformation

(b) Courbe indice des vides/déformation

(1) sol "lâche"

(2) sol compact

Figure 1.13: courbe caractéristiques d'un essai de cisaillement direct dans un sol pulvérulent.

http://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca

1.4.2.3 La courbe intrinsèque :

La détermination de la courbe intrinsèque se fait par variation de différentes contraintes σ_1 (contrainte normale) et σ_3 (contrainte latérale) en reproduisant plusieurs essais. [MAGNAN, 1991]

1.4.2.4 La représentation de Mohr-coulomb des sols pulvérulents :

On peut déterminer la courbe intrinsèque avec deux façons : soit par un ensemble des points (τ, σ) obtenus à la boîte de cisaillement, soit comme enveloppe des cercles de Mohr à la rupture pour les essais triaxiaux,

Cette courbe est une droite passant par l'origine, tant pour le sol dense que pour le sol lâche. La densité a une influence sur la pente de cette droite.

La relation entre τ et σ s'écrit donc : **$\tau = \sigma \tan \varphi$**

La relation correspondante entre σ_1 et σ_3 s'écrit : **$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$**

Avec φ angle de frottement interne du sol

Tan φ coefficient de frottement interne du sol

Lorsque le sable est humide ou légèrement cimenté, la courbe ne passe plus par l'origine et elle devient : **$\tau = c + \sigma \tan \varphi$**

La cohésion c , indépendante la contrainte normale σ , est due :

-pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation ;

-pour partie aux ménisques d'eau existant aux de ce contact entre les grains. Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sable augment. [MAGNAN, 1991]

1.4.3 Résistance au cisaillement des sols cohérents :

1.4.3.1 Comportements drainé et non drainé :

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohérents, examiner l'ensemble des caractéristiques drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement effectués soit en laboratoire, soit en place. Les caractéristiques drainées sont

déterminées normalement au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle ou par des essais triaxiaux consolidés drainés. On utilise aussi les essais lents (drainés) à la boîte de cisaillement (essais de cisaillement direct ou essais de cisaillement direct alterné). Les caractéristiques non drainées sont déterminées en laboratoire, au moyen d'essais triaxiaux consolidés non drainés, ou en place au scissomètre de chantier. Sont également utilisés les essais non consolidés non drainés à l'appareil triaxial [MAGNAN, 1991]

1.4.3.2 Caractéristiques drainées :

On peut déterminer les caractéristiques drainées des sols fins cohérents par des essais triaxiaux, réalisés en compression et de types consolidé-drainé (CD) et consolidé-non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle u ; [MAGNAN, 1991]

Courbes « effort-déformation » pour l'essai (CD) et (CU) :

Les courbes « effort-déformation » $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue à celles obtenues dans le cas des sols pulvérulents. Elles présentent ou non un maximum suivant l'état de compacité et la structure du sol. La rupture ou l'état limite conventionnel s'en déduisent de la même façon. [MAGNAN, 1991]

Courbe intrinsèque d'un essai CD :

L'essai est reproduit pour diverses valeurs de la contrainte σ_3 , choisies dans la gamme des contraintes effectives régnant dans le massif de sol à la profondeur du prélèvement. La courbe intrinsèque est obtenue comme enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives (égales par hypothèse aux contraintes totales appliquées (Figure 1.14), puisque l'essai est exécuté lentement pour que les surpressions interstitielles restent négligeables). On admet généralement qu'il s'agit d'une droite, pour les intervalles de contraintes rencontrés dans les projets. On peut écrire son équation sous la forme : [MAGNAN, 1991]

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

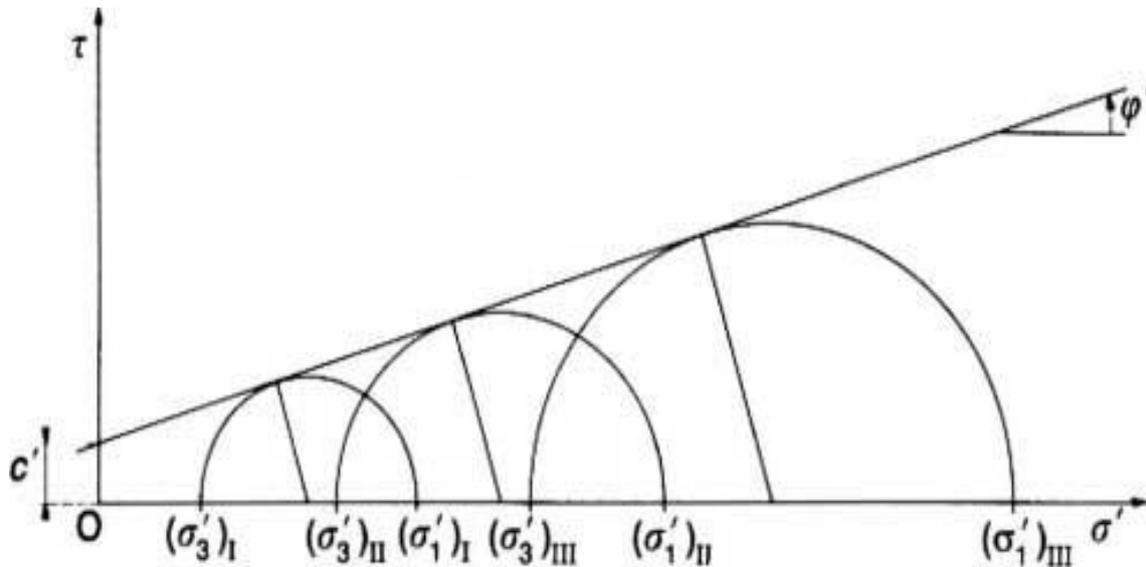


Figure 1.15: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai CD).

[MAGNAN, 1991]

Courbe intrinsèque d'un essai CU :

La mesure simultanée des efforts appliqués (contraintes totales) et de la pression interstitielle permet de tracer les cercles de Mohr en contraintes effectives. Le cercle de Mohr en contraintes effectives correspondant à l'état limite I se déduit du cercle de Mohr en contraintes totales correspondant au même état limite par une translation d'une valeur (u) parallèlement à l'axe des contraintes normales. Pour un second essai exécuté à partir d'un état initial différent, on obtient de même deux cercles d'indice (II) en contraintes totales et contraintes effectives. La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives (Figure 1.16). Dans le cas général, c'est une courbe comportant une partie linéaire pour les états initiaux normalement consolidés (fortes valeurs de σ'). On la linéarise souvent dans le domaine des contraintes qui existeront réellement dans le sol, ce qui permet de retrouver une droite d'équation : $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$

Aux imprécisions expérimentales près, les valeurs de c' et φ' déduites des essais consolidés non drainés avec mesure de u sont égales à celles déduites des essais consolidés drainés. Il n'est donc pas étonnant que les essais CU avec mesure de u , qui sont plus rapides, soient beaucoup plus fréquents que les essais CD[MAGNAN, 1991].

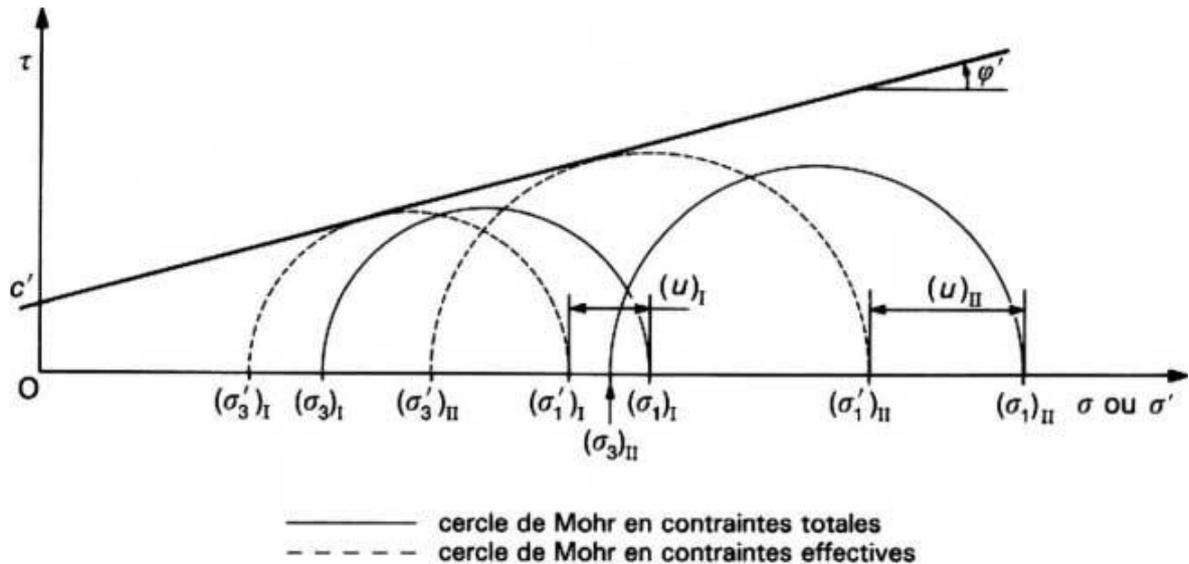


Figure 1.17: Courbe intrinsèque d'un sol cohérent (essai consolidé non drainé + mesure de u).

[MAGNAN, 1991]

1.4.3.3 Caractéristique non drainée :

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

Les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol. [MAGNAN, 1991]

Enveloppe des cercles de Mohr d'un essai UU

Dans le cas des sols saturés, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 est une droite parallèle à l'axe d'ordonnée $\tau = cu$. Son équation peut s'écrire :

$$\tau = Cte = cu$$

ou $\sigma_1 - \sigma_3 = 2 cu$

avec cu cohésion non drainée du sol. Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement, définie comme pour les autres essais au pic ou pour une valeur déterminée de la déformation, ne dépend pas de la pression σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale. [MAGNAN, 1991]

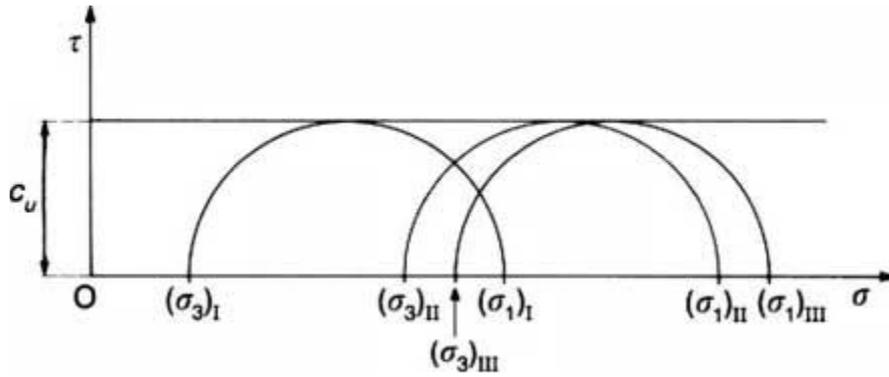


Figure 1.18: Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai non consolidé non drainé (UU).

[MAGNAN, 1991]

1.5 Comportement des sols normalement consolidé et surconsolidé :

1.5.1 Comportement normalement consolidé

Le chargement isotrope représenté dans le plan e ($\log P'$) (Figure 1.11), permet de mettre en évidence deux domaines de comportement, délimités par la contrainte moyenne Pic dénommée contrainte de consolidation qui correspond à la contrainte effective maximale subie par le matériau au cours de son histoire.

Le premier domaine dit normalement consolidé (NC) est caractérisé par un comportement principalement plastique avec une diminution non réversible de l'indice des vides ; or comme les grains restent à priori élastiques dans le domaine de contraintes étudié, les déformations plastiques observées résultent de la modification de la géométrie de l'arrangement des grains. [Bourabah,2004]

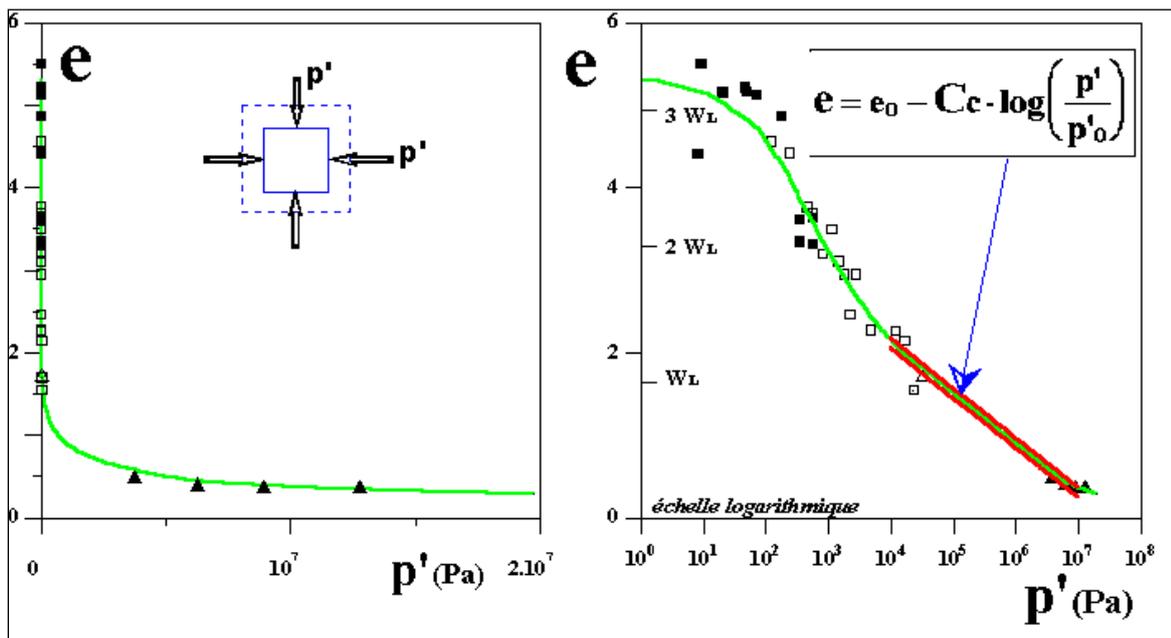


Figure 1.11: Comportement normalement consolidé des argiles sur chemin isotrope [Bourabah,2004]

Dans ce domaine, l'indice des vides (e) ne dépend que de la contrainte P' et est indépendant de l'indice des vides initial (e_0). Ceci a été retrouvé tant sur le chemin œdométrique ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$) que sur le chemin isotrope ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'$) (Figure 1.12). [Bourabah,2004]

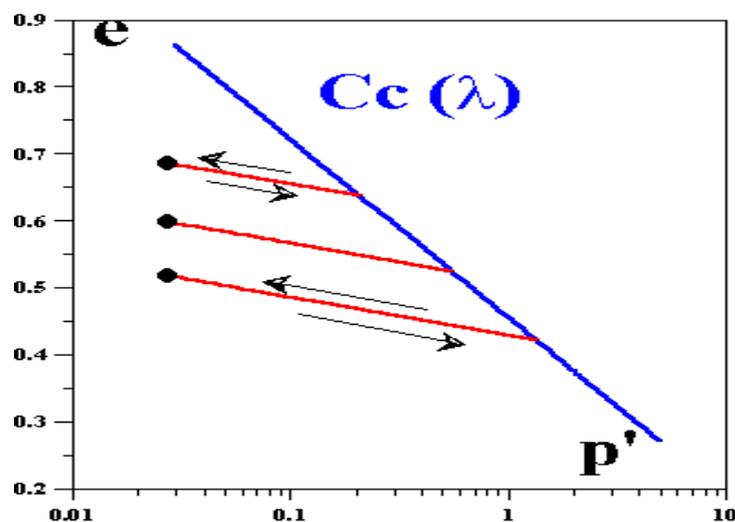
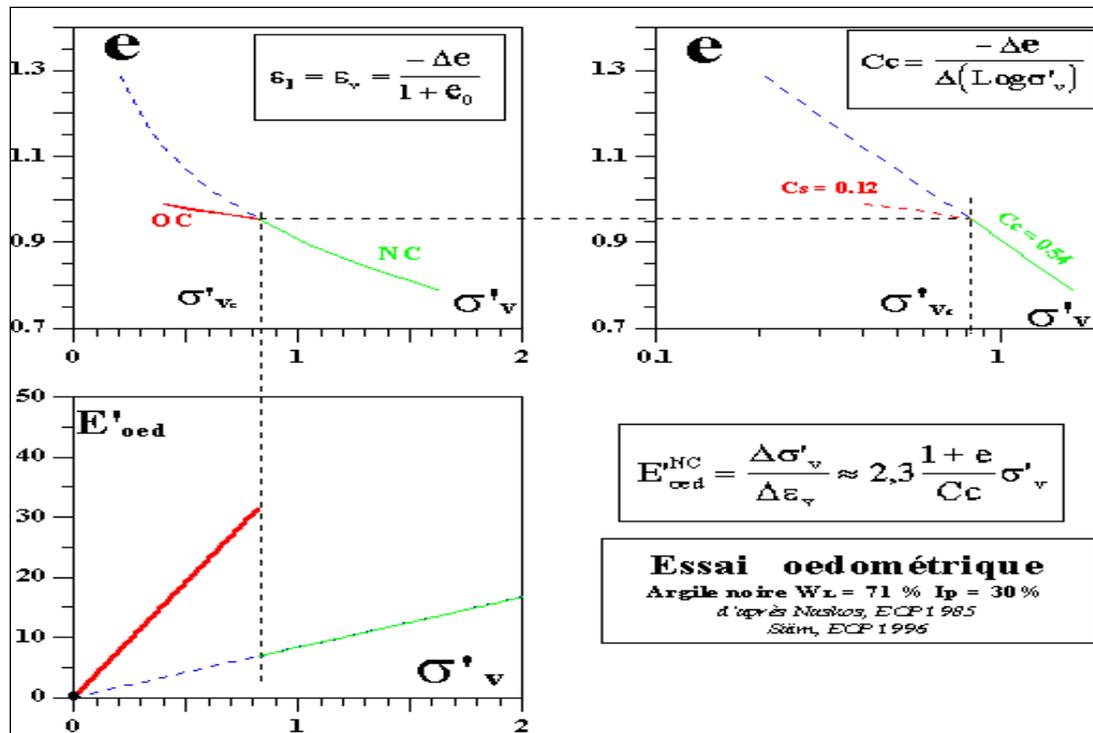


Figure 1.12 : Comportement NC obtenu lors d'une compression œdométrique et isotrope (Saïm, 1997).

1.6 Comportement surconsolidé :

1.6.1 Surconsolidation isotrope :

Généralement quand on veut étudier le comportement normalement consolidé au laboratoire, on prépare des échantillons à une teneur en eau ($W = W_L$) puis ils sont comprimés dans le consolidomètre ($\epsilon_2 = \epsilon_3$) sous une contrainte verticale σ'_v de l'ordre 0.1 MPa, l'argile est dans un état normalement consolidée ayant un indice des vides e_{NC} sous un tenseur de contrainte σ'_{ij} anisotrope ($\sigma'_{11} = \sigma'_v$ et $\sigma'_{22} = \sigma'_{33} = \sigma'_h = k_0 \sigma'_v$).

L'échantillon sorti du consolidomètre puis placé dans la cellule triaxiale, sera soumis à une phase de chargement croissante isotrope jusqu'à atteindre la pression de confinement voulue. Cette phase de chargement s'effectue sans décompression. [Bourabah,2004]

Dans le cas où l'on voudrait étudier le comportement surconsolidé, l'échantillon d'argile sera soumis à une phase de chargement puis de déchargement isotrope (Figure 1.13).

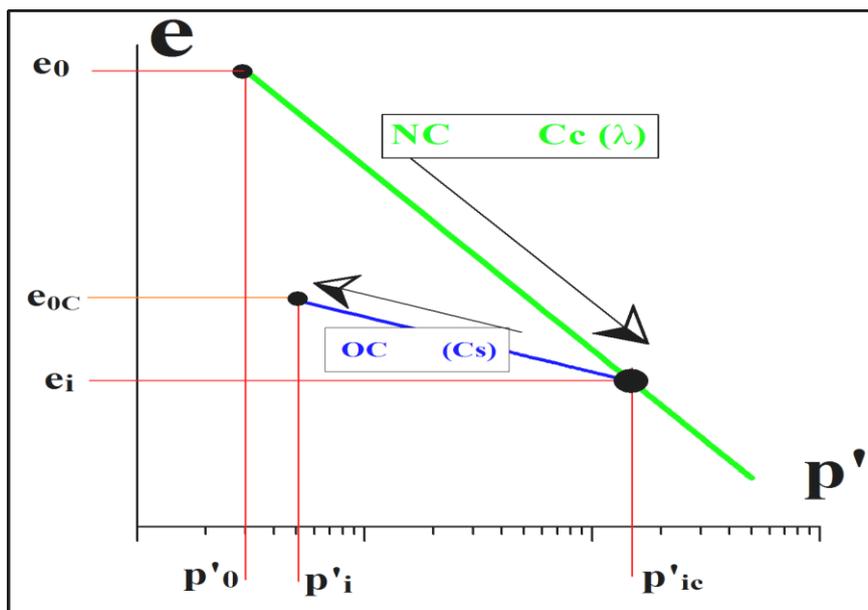


Figure 1.13 : Comportement surconsolidé des argiles.

[Bourabah,2004]

Pour illustrer cette notion de surconsolidation isotrope, prenons l'exemple des essais triaxiaux surconsolidés, réalisés par Zervoyannis sur l'argile noire que l'on verra plus en détail dans les paragraphes suivants.

Dans la phase de chargement l'échantillon est soumis dans des conditions drainées à une compression isotrope croissante ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'$) jusqu'à une pression de consolidation maximale

p'_{ic} que l'échantillon a subi au cours de son histoire de fabrication par exemple $p'_{ic} = 0.8$ MPa sur la Figure 4.4. La diminution de volume de l'échantillon est exprimée par la relation donnant la variation de l'indice des vides normalement consolidé de (e_0, p'_0) à (e_i, p'_{ic}) :

$$e_i = e_0 - C_c \cdot \text{Log}\left(\frac{p'_{ic}}{p'_0}\right)$$

Dans la phase de déchargement, l'échantillon est décomprimé dans des conditions drainées jusqu'à atteindre la contrainte de début de l'essai : $(p'_i = \sigma'_3 = \sigma'_2 = \sigma'_1)$.

La variation de l'indice des vides e_{OC} suit un chemin de déchargement isotrope C_s exprimé par :

$$e_{OC} = e_i + C_s \cdot \text{Log}\left(\frac{p'_{ic}}{p'_i}\right)$$

Pour une décompression donnée, l'état initial surconsolidé est défini par deux paramètres qui sont :

- l'indice des vides initial e ou e_{OC}
- la pression actuelle ($p'_i = \sigma'_3$) régnant dans l'échantillon.

La notion de surconsolidation illustre la "mémoire" de la contrainte effective maximale supportée par le matériau au cours de son histoire de fabrication. Elle est généralement définie par un scalaire noté OCR (over consolidation ratio) qui est le rapport de la contrainte de consolidation isotrope maximal (p'_{ic}) subie par le matériau sur un chemin normalement consolidé de pente (C_c), et de la contrainte actuelle (p'_i) obtenue après déchargement sur un chemin isotrope de pente C_s

On retiendra que d'une manière générale, le comportement des matériaux surconsolidés (OC) dépendra :

- du "tenseur de consolidation maximal" simplifié ici pour une consolidation isotrope par la pression moyenne maximale p'_{ic}
- du chemin parcouru jusqu'au tenseur de contrainte actuel, simplifié par p'_i

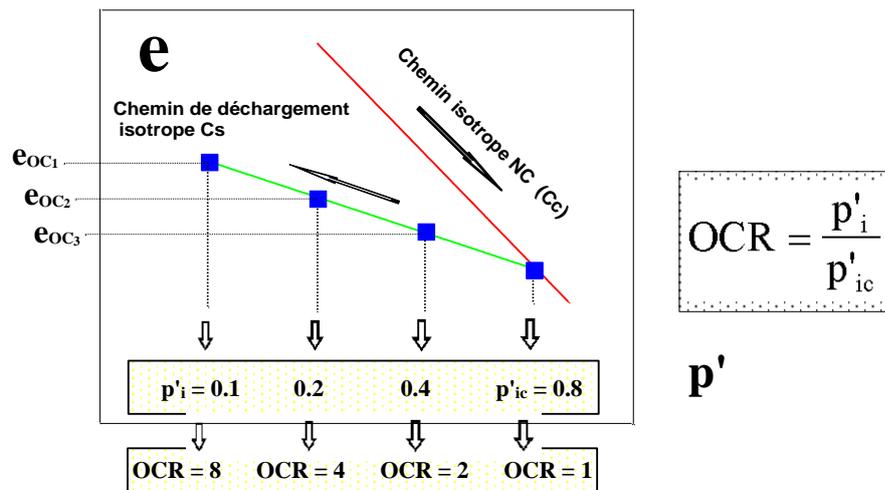


Figure 1.14 : Définition de la surconsolidation isotrope classique.

1.6.2 Surconsolidation généralisée :

Le rapport de surconsolidation [$OCR = (p'_{ic}/p'_i)$] est utile pour donner une première idée des propriétés d'une argile mais pour comparer deux sols il faut faire intervenir leurs propriétés.

A partir des notions du comportement normalement consolidé, surconsolidé et la situation commune au deux comportements qui est l'indice des vides critique de plasticité parfaite ; Biarez (1994) suggère de compléter la surconsolidation dite "classique", exprimée par le rapport des pressions par un paramètre représentant à lui seul les caractéristiques de "contractance-dilatance" du sol.

Ainsi, selon la densité relative du sol, l'indice des vides initial converge vers l'indice des vides critique de plasticité parfaite par le "haut" pour un matériau surconsolidé OC qui a une tendance dilatante, et par le "bas" pour un matériau normalement consolidé (tendance contractante) (Figure 1.15). Cette dilatance est d'autant plus marquée que l'échantillon est loin de son état critique du côté des fortes densités et des faibles pressions.

Ce paramètre peut s'exprimer par la différence ($e_{NC} - e_{OC}$) qui n'est que la distance qui sépare l'état de surconsolidation (OC) par rapport à l'état normalement consolidé (NC).

En faisant la différence des relations ,ci dessous qui donne l'expression de la surconsolidation généralisée :

$$[e_{NC} - e_{OC}] = (C_c - C_s) \cdot \text{Log} \left(\frac{P'_{ic}}{p'_i} \right) = (C_c - C_s) \cdot \log (OCR)$$

La valeur de e_{NC} étant l'indice des vides NC pour la même pression actuelle p'_i

On remarque que la définition de la surconsolidation "classique" tel quelle a été définie au paragraphe précédent, ne dépend pas du type de sol ; alors que la définition dite "généralisée", fait apparaître les effets combinés de la pression de confinement et de la densité, corrigé par la différence entre les coefficients de compression isotrope (C_c) et de déchargement isotrope (C_s).

Cette définition permet de comparer en première approximation le comportement (OC) des sols de nature différente.

En outre, la différence ($e_{NC} - e_{OC}$) peut s'écrire :

$$(e_{NC} - e_{OC}) = (e_{NC} - e_{pp}) + (e_{pp} - e_{OC})$$

Pour un sol donné, ($e_{NC} - e_{pp}$) étant sensiblement constant quelle que soit p'_i , il en ressort que c'est la différence ($e_{pp} - e_{OC}$) qui contribue de manière significative à la valeur de ($e_{NC} - e_{OC}$).

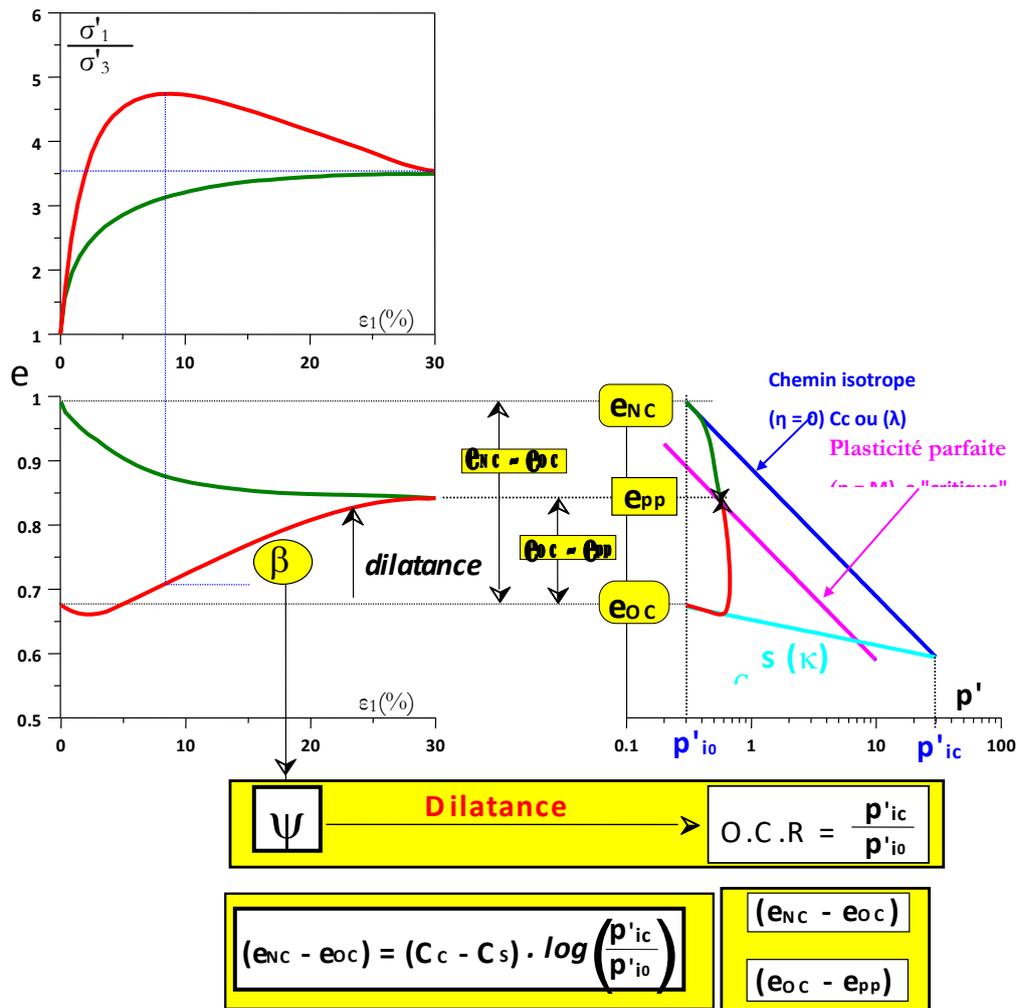


Figure 1.15 : Surconsolidation généralisée en variation d'indice des vides (Saim, 1996).

1.7 Conclusion :

Cette étude bibliographique nous a permis de retracer quelques propriétés fondamentales sur la résistance au cisaillement. Plusieurs concepts ont été mis au point pour cerner le comportement mécanique des sols. Il a été constaté à partir de l'ensemble des travaux de la littérature que les résultats de l'essai mené en conditions drainées diffèrent à ceux non drainées. Donc le comportement mécanique des sols en termes de résistance au cisaillement est très influencé par le choix du type de l'essai à réaliser .

Chapitre 2 : *Procédure et matériel*

2.1 Présentation et description de l'appareil triaxial :

2.1.1 Introduction :

L'appareil triaxial de révolution, appelé couramment appareil triaxial est constitué d'une cellule cylindrique, d'un système de chargement et mise en pression et d'un dispositif de mesure.

D'après [Sanglerat et al, 1981] Casagrande a attribué l'idée d'utiliser un appareil triaxial pour mesurer la résistance au cisaillement des sols. Il construit en 1930 le premier appareil de ce type au MASSACHUSETTS INTITUT OF TECHNOLOGIE sur le model d'un appareil de consolidation triaxial qu'il avait vu en 1929 en Allemagne.

L'appareil triaxial est aujourd'hui l'élément fondamental de tous les laboratoires de mécanique des sols

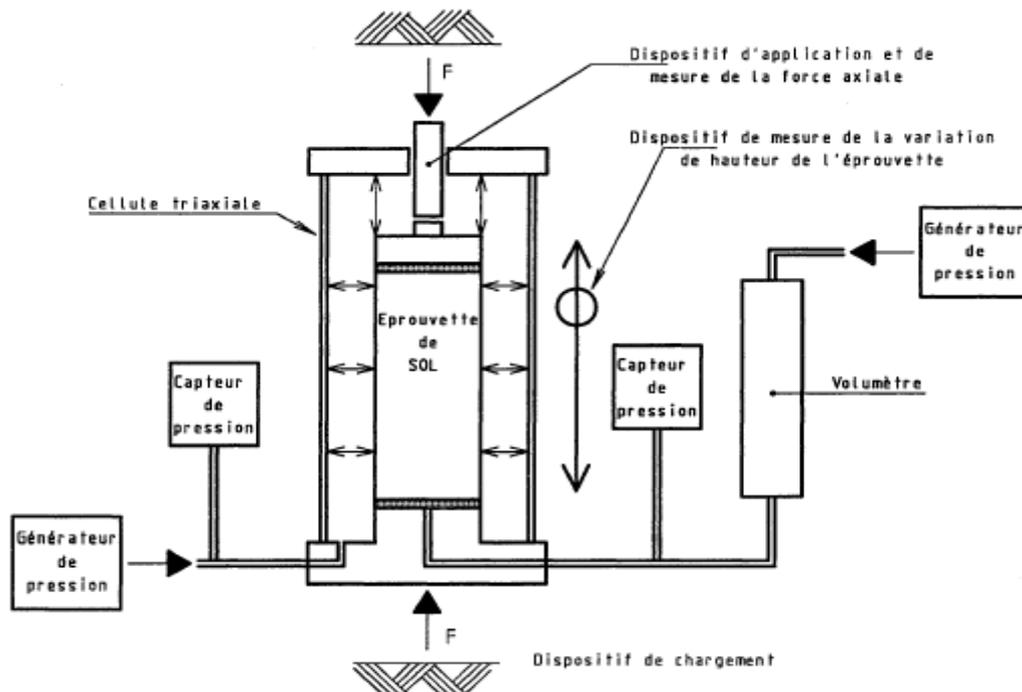


Figure 2.1: appareille triaxial

[AFNOR 2 ,1994]

2.1.2 Principe de l'essai triaxial :

D'après [Vutukuri et.al, 1974 ; Cordary ,1994] l'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette généralement cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui

a pour composante une pression hydraulique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule et une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

Dans un essai de compression triaxiale monotone classique, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique représentée par σ_2 et σ_3 , à la dite pression de confinement et on augmente progressivement la contrainte axiale σ_1 ou le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les essais peuvent être effectués à différentes pressions de confinement.

2.1.3 Différentes mesures effectuées lors d'un essai triaxial :

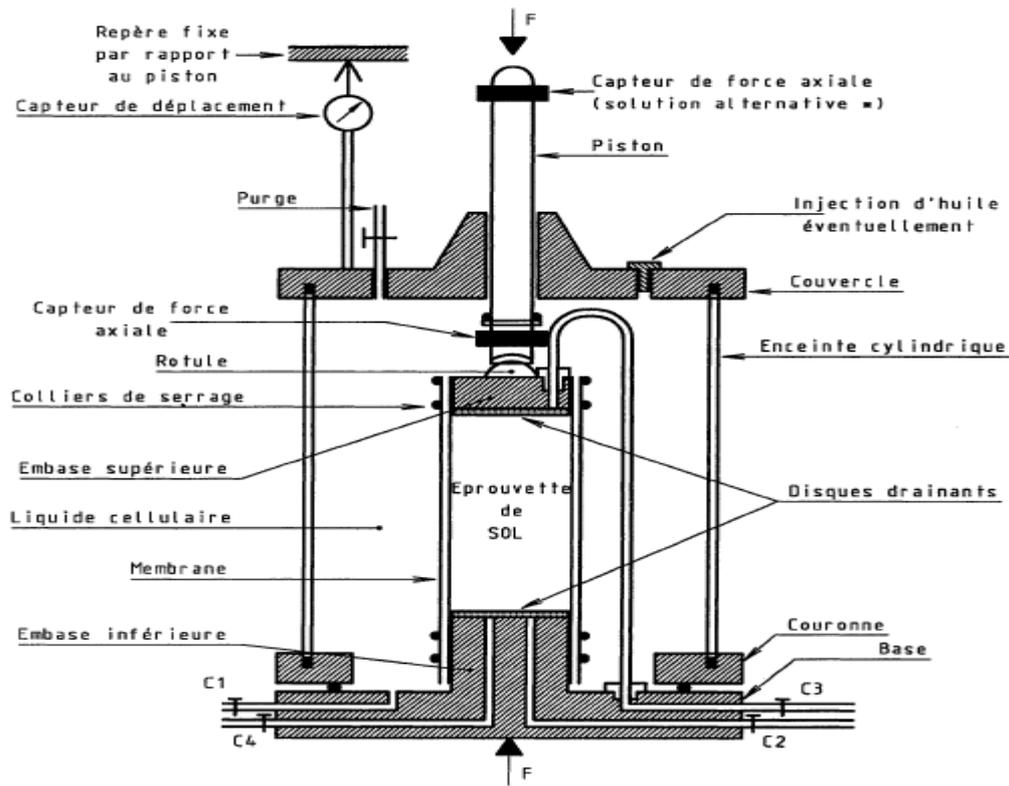
Au cours d'un essai triaxial les mesures peut effectuer sont :

- La force axiale à laquelle est soumise l'éprouvette
- La pression interstitielle
- La pression latérale hydrostatique imposée dans l'enceinte
- Le volume d'eau absorbé ou expulsé par l'éprouvette [AFNOR 1 ,1994]

2.1.4 Cellule triaxial :

La cellule triaxiale comporte comme il est représenté sur (Figure 2.2) si dessus les éléments suivant :

- Une base et une embase inferieure
- Embase supérieur
- Enceinte cylindrique
- Liquide cellulaire
- Couvercle et piston
- Membranes
- Disque drainantes



C1 = Circuit de mise en pression de la cellule.
 C2-C3-C4 = Circuits de drainage, de contre-pression et de mesure de la pression interstitielle.

Figure 2.3: Schéma détaillé d'une cellule triaxiale.

[AFNOR 2 ,1994]

2.1.5 Chargement :

D'après la norme française [AFNOR 1 ,1994] ; [MAGNAN], les essais s'effectuent en imposant une vitesse de déformation verticale constante à l'éprouvette, au moyen d'une presse.

* L'éprouvettes soumise à :

- une pression horizontale hydrostatique σ_3 , imposée par l'intermédiaire d'un fluide (en général de l'eau ou de l'huile) ;
- une force verticale V , par l'intermédiaire du piston, qui pénètre à l'intérieur de l'enceinte et agit sur la face supérieure de l'éprouvette.

2.1.6 Générateur de pression et de contre pression :

D'après la norme française [AFNOR 1 ,1994]:

- Les générateurs de pression fournissent une pression avec une incertitude de 1% de la valeur maximale atteinte

- Le système de contre pression permet de transmettre une pression de l'eau inertielle contenue dans l'éprouvette

2.1.7 Mesure des paramètres de l'essai :

2.1.7.1 Déformation axiale :

La déformation axiale de l'éprouvette est évaluée à partir de la mesure du déplacement du piston dès que celui-ci est en contact avec l'éprouvette. [Bassels, 2007]

2.1.7.2 Déformation volumique :

La déformation volumique de l'éprouvette, est déterminée à partir de la mesure de la masse d'eau rentrant ou sortant de l'éprouvette par le circuit d'application de la contrepression.. [Bassels, 2007]

2.1.7.3 Pression cellulaire :

D'après la norme française [AFNOR 1 ,1994]:

La pression est en généralement de 0 MPA a 1.5 MPA es mesures soit avec un capteur de pression.

2.1.7.4 Pression interstitielle :

D'après la norme française [AFNOR 1 ,1994] :

-Dans un essai drainé CD la pression est constante est égale à la contre pression.

-Dans l'essai non drainé CU+U la pression est mesurée avec un capteur fixé sur la base de la cellule

2.2 Préparation d'appareillage et choix de dimension des éprouvettes :

2.2.1 Contrôle de l'appareillage

2.2.1.1 Préparation des disques drainants :

- On Procède à la désaération des disques drainants, en les faisant bouillir dans de l'eau déminéralisée pendant 10 min au moins.

- Les conserver en les maintenant immergés dans une eau déminéralisée et désaérée.

- Après chaque essai, les débarrasser de toute particule de sol par un nettoyage sous pression d'eau [AFNOR 2 ,1994]

2.2.2 Dimensions des éprouvettes :

2.2.2.1 Choix des dimensions des éprouvettes :

Les éprouvettes sont cylindriques à section droite circulaire :

- De diamètres supérieurs ou égaux à **35 mm** ;
- Leur élancement est tel que leur hauteur est comprise entre **1.99 et 2.2 fois** le diamètre ;

Les diamètres des éprouvettes est :

- au moins égal à **5 fois** la dimension des plus grands éléments pour un sol à granularité étalés ;
- un moins égal à **10 fois** la dimension des plus grands éléments pour un sol à granularité uniforme [AFNOR 2 ,1994]

2.3 Préparation des éprouvettes suivant le type de sols :

2.3.1 Préparation des éprouvettes de sols cohérents :

2.3.1.1 Confection des éprouvettes à partir d'échantillons non reconstitués :

L'échantillon de sol est reçu par le laboratoire, sous l'une des trois formes suivantes :

- d'une carotte de sol contenue dans un étui ; le diamètre de la carotte étant voisin de celui de la future éprouvette, de façon à permettre le taillage éventuel de la partie périphérique si elle est remaniée ;
- d'une carotte de sol contenue dans un étui ou non, le diamètre de la carotte étant supérieur à celui de la future éprouvette, afin de permettre la taille de plusieurs éprouvettes au même niveau ;
- d'un bloc provenant d'un prélèvement en pleine masse ;

Les éprouvettes sont généralement taillées sur un touret à axe vertical avec un fil tendu (sol mou) où un couteau (sol raide). Les deux plans des extrémités peuvent être réalisés avec les mêmes outils en plaçant l'éprouvette dans un berceau en U.

Les éprouvettes peuvent également être découpées à l'aide d'un carottier à paroi mince de laboratoire, dont les caractéristiques sont définies dans la norme [AFNOR 2, 1994]. Le fonçage de ce carottier est effectué en une seule passe. Lors de l'extraction, le mouvement relatif entre le carottier et le sol se fait dans le même sens que lors du prélèvement.

Mesurer et noter les caractéristiques des éprouvettes :

— hauteur (H,), diamètre (D,), masse (m,) . [AFNOR 2 ,1994]

2.3.1.2 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.

On procède ensuite comme pour les échantillons non reconstitués. [AFNOR 2 ,1994]

2.3.2 Préparation des éprouvettes de sols pulvérulents :

Une membrane est placée à l'intérieur du moule avant de confectionner l'éprouvette. Ensuite, une dépression de 10 kPa à 20 kPa est appliquée à l'intérieur de l'éprouvette ; cette dépression est maintenue pendant toute la durée du montage de la cellule et jusqu'à ce qu'une légère pression (10 kPa à 20 kPa) soit appliquée par le fluide cellulaire. [AFNOR 2 ,1994]

2.4 Etapes à suivre pour différents types d'essais triaxiaux suivant la norme française NF P 94-074 :

D'après [Braja ,2009] pour mesurer le drainage dans ou hors de l'échantillon, ou pour mesurer la pression dans l'eau interstitielle (selon les conditions de l'essai). Les trois standards suivants types d'essais triaxiaux sont généralement effectués :

1. Essai non consolidé-non drainé ou test non drainé (test UU)
2. Essai de drainage consolidé ou test de drainage (test CD)
3. Test consolidé non drainé (test CU)

Les procédures générales et les implications pour chacun des tests dans des sols saturés sont décrites dans les sections suivantes.

2.4.1 Essai (UU) non consolidé non drainé :

La réalisation d'un essai non consolidé non drainé UU comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes provenant du même échantillon. [AFNOR 2 ,1994]

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

- la préparation et l'installation de l'éprouvette dans la cellule triaxiale
- la saturation

— le cisaillement.

2.4.1.1 Processus de l'essai :

État de saturation des éprouvettes :

L'essai UU non consolidé non drainé peut être réalisé :

- sur des éprouvettes saturées (principalement pour les sols fins cohérents normalement consolidés) dans ce cas, la caractéristique mesurée est la cohésion non drainée C_u ($\varphi_{u=0}$)
- sur des éprouvettes non saturées (principalement pour les sols compactés des remblais et des digues) : les caractéristiques mesurées sont la cohésion apparente C_{uu} et l'angle de frottement apparent φ_{uu} . [AFNOR 2 ,1994]

Pression de confinement :

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 on cherche à déterminer la résistance au cisaillement des sols. [AFNOR 2 ,1994]

Cisaillement non drainé :

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 constante correspondant à une vitesse de déformation comprise entre 0,5 % et 1,5 % par minute.

Toutes les éprouvettes sont cisailées à la même vitesse.

Les mesures effectuées sont :

- la force axiale : F_i
- le déplacement axial : ΔH_i
- la pression dans la cellule : σ_c

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.

Après annulation de la force axiale et de la pression de confinement :

- vider la cellule, retirer rapidement l'éprouvette des embases et la peser ;
- noter sur la feuille de compte rendu d'essais, le type de rupture (homogène, plan de cisaillement, inclinaison du ou des plans de cisaillement par rapport à la verticale, autres observations...);

— déterminer sa teneur en eau finale, suivant la norme. [AFNOR 2,1994]

2.4.1.2 Expression des résultats :

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

— la contrainte axiale totale : $\sigma_3 = \frac{F}{A} + \sigma_c$

— la contrainte radiale totale : $\sigma_3 = \sigma_c$

— le déviateur : $q = \sigma_3 - \sigma_1$

— la déformation axiale en pourcentage : $\epsilon_1 = (\Delta H / H_0)$

Tracer pour l'ensemble des éprouvettes les graphiques suivants:

— le déviateur en fonction de la déformation axiale ;

— les cercles de Mohr représentatifs des états de contraintes à la rupture.

Déterminer les paramètres soit conformément à la norme [AFNOR 2,1994]

2.4.2 Essai (CD) consolidé drainé :

La réalisation d'un essai consolidé drainé (CD) comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes provenant du même échantillon, préparées dans les mêmes conditions, puis soumises à des pressions de consolidation différentes. [AFNOR 2 ,1994]

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.

2.4.2.1 Processus de l'essai :

Saturation des éprouvettes :

L'essai (CD) consolidé drainé est réalisé sur des éprouvettes saturées.

Saturer le disque drainant inférieur et l'éprouvette par un écoulement d'eau ascendant avec une pression toujours inférieure à la pression dans la cellule.

Poursuivre la saturation, lorsque l'écoulement est continu, c'est-à-dire sans bulle de gaz sortant par le drainage supérieur, en appliquant une contre-pression de l'ordre de quelques dizaines de kilo Pascals et en maintenant la pression cellulaire constamment supérieure de 20 kPa à la contre-pression. [AFNOR 2 ,1994]

Consolidation :

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 on cherche à déterminer la résistance au cisaillement des sols. [AFNOR 2 ,1994]

Sols pulvérulents :

La consolidation est généralement rapide. [AFNOR 2 ,1994]

Autres sols :

Sous la contrainte de consolidation la plus élevée, tracer le diagramme de la variation de volume en fonction de la racine carrée du temps. Déduire la valeur de la durée de la consolidation t_{100} qui correspond à la fin de la consolidation.

La consolidation est terminée lorsque la variation de volume devient petite. [AFNOR 2 ,1994]

Cisaillement drainé :

À la fin de la consolidation, les circuits de drainage restant ouverts, le cisaillement commence aussitôt à une vitesse d'écrasement ne dépassant pas la vitesse maximale évaluée par:

$$V \max = \frac{H_0 \cdot \epsilon_f}{b \cdot t_{100}}$$

Tableau 2.1: valeur de b [AFNOR 2, 1994]

b		
Drainage aux deux extrémités latéral	avec drain	Drainage à une ou deux extrémités sans drain latéral
16		14

ϵ_f : est la déformation à la rupture présumée. En l'absence d'information, adopter

$\epsilon_f = 3 \%$ pour les sols raides et les sols fortement sur consolidés et $\epsilon_f = 6 \%$ dans

Les autres cas

t_{100} : est la valeur de la durée de la consolidation avec une éprouvette d'élanement 2

La valeur minimale prise en compte est de 10 min.

H_0 : est la hauteur initiale de l'éprouvette ;

Toutes les éprouvettes d'un même essai sont cisillées à la même vitesse.

Effectuer les mesures suivantes :

- force axiale : F_i
- déplacement axial : ΔH_i
- pression dans la cellule : σ_c
- pression interstitielle : u_0 ou contre-pression u_{cp} si elle a été imposée ;
- variation de volume : ΔV_i

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. [AFNOR 2 ,1994]

2.4.2.2 Expression des résultats :

Déterminer pour chaque éprouvette la valeur de la pression interstitielle ou de la contre-pression sous laquelle a été effectuée la saturation.

Indiquer si qualitativement 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 les valeurs des variables suivantes :

- la contrainte axiale effective (u_0 est soit u , soit u_{cp}) $\sigma'_1 = \sigma_1 - U$
- la contrainte radiale effective (u_0 est soit u , soit u_{cp}) $\sigma'_3 = \sigma_c - U$
- le déviateur : $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
- la déformation axiale en pourcentage : $\varepsilon_1 = \Delta H / H_s$
- la déformation volumique en pourcentage $\varepsilon_v = \Delta V / V_s$
- les contraintes $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$
 $t = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$

Tracer pour l'ensemble des éprouvettes, les graphiques suivants :

- le déviateur ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) et la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1
- dans la représentation de Lambe , t en fonction de s' .

On détermine ϕ ' c' et de la norme . [AFNOR 2 ,1994]

2.4.3 Essai (Cu + u) consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle :

La réalisation d'un essai consolidé non drainé (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. [AFNOR 2 ,1994]

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.

2.4.3.1 Processus de l'essai :

Saturation :

L'essai (CU + u) consolidé non drainé n'est réalisé que sur des éprouvettes saturées. On suit la même procédure citée précédemment. [AFNOR 2 ,1994]

Consolidation :

La pression de confinement σ_c , est égale à la pression σ_c , dans la cellule. [AFNOR 2 ,1994]

Cisaillement non drainé avec mesure de la pression interstitielle :

À la fin de la consolidation, les circuits de drainage sont fermés et le cisaillement commence aussitôt à une vitesse d'écrasement ne dépassant pas la vitesse maximale évaluée par:

$$V \text{ max} = \frac{H0 . \varepsilon_f}{a . t100}$$

Tableau 2.2:la valeur de a [AFNOR 2, 1994]

A			
Drainage aux deux extrémités avec drain latéral	Drainage aux deux extrémités sans drain latéral	Drainage a une extrémité avec drain latéral	Drainage a une extrémité sans drain latéral
2.3	2.1	1.8	0.53

ε_f : est la déformation à la rupture présumée. En l'absence d'information, adopter

$\varepsilon_f = 3 \%$ pour les sols raides et les sols fortement sur consolidés et $\varepsilon_f = 6 \%$ dans les autres cas

t_{100} :est la valeur de la durée de la consolidation avec une éprouvette d'élanement 2

La valeur minimale prise en compte est de 10 min.

H_0 :est la hauteur initiale de l'éprouvette;

Toutes les éprouvettes d'un même essai sont cisillées à la même vitesse.

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. [AFNOR 2 ,1994]

2.4.3.2 Expression des résultats :

Déterminer pour chaque éprouvette :

- a) la valeur du rapport B en fin de saturation ;
- b) la valeur de la contre-pression sous laquelle a été effectuée la saturation.

Indiquer si qualitativement 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 les valeurs des variables suivantes après corrections éventuelles :

- la contrainte axiale totale $\sigma_1 = \sigma'_1 - U$
- la contrainte axiale effective $\sigma'_1 = \sigma_1 - U$
- la contrainte radiale totale $\sigma'_3 = \sigma_3 - U$
- la contrainte radiale effective $\sigma'_3 = \sigma_3 - U$
- le déviateur : $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- le rapport des contraintes principales effectives σ'_1 / σ'_3
- la déformation axiale en pourcentage : $\epsilon_1 = \Delta H / H_0$

- les contraintes $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$
 $t = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$

Tracer pour l'ensemble des éprouvettes, les graphiques suivants :

- le déviateur $(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ et la déformation volumique ϵ_v en fonction de la déformation axiale ϵ_1
- dans la représentation de Lambe , t en fonction de s' .

Déterminer les paramètres c' et ϕ' [AFNOR 2, 1994]

2.5 Conclusion :

Ce chapitre a permis de donner une vue générale sur les caractéristiques de l'appareil triaxial de révolution nécessaires pour la réalisation des essais de cisaillement.

On s'est intéressé à travers ce chapitre aux conditions de préparation et de montage des éprouvettes. On a fourni aussi les modalités de réalisation de l'essai (UU) non consolidé non drainé, de l'essai (CU + u) consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle et de l'essai (CD) consolidé drainé.

Chapitre 3 : *Partie expérimentale*

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre on présentera une description détaillée du dispositif triaxial suivie par les étapes nécessaires pour le déroulement d'un essai triaxial afin d'obtenir une étude du comportement mécanique d'un sol compacté sur chemin triaxial. Ce protocole expérimental est appliqué sur un sable limoneux de la région de Béni Saf, ce qui va nous permettre d'analyser son comportement en termes de résistance au cisaillement en premier lieu, cohésion, coefficient de frottement et sa perméabilité à l'eau.

3.2 Identification de sol étudié :

Le matériau choisi pour notre étude est une terre issue d'un stock de déblai du projet de raccordement de la ville de Béni- Saf (nord-ouest de l'Algérie) au réseau ferroviaire national algérien. La zone d'emprunt est représentée dans la Figure 3.1



Figure 3.1: Zone de prélèvement a partir de Google Earth 2019.

L'identification du matériau a donné lieu aux résultats présentés dans le tableau 3.1.

Selon la classification LCP est un sable limoneux.

Tableau 3.2: Résultats de l'identification du sol de Béni-Saf [Sebaa et al, 2018]

Caractéristiques	Valeurs trouvées	Interprétations	
Gravier (% > 2mm)	12	Classification LCP : Sable limoneux .	
Sable (% 0,063-2mm)	23		
Limon (%2 - 63µm)	33		
Argile (< 2µm)	32		
Cc	150		
Cu	0.17		
WL (%)	37		
IP(%)	17.5		
ES (%)	16.7		Sol plastique
V.B.S.	6.2		Sol argileux
SS(m ² /g)	130.8	Calcaire marneux	
% CaCo3 (%)	84.8		
% Mo (%)	1.8	faiblement organique	
Gs	2.74	-	
Ac	0.97	Normalement actif	

3.3 Essais de Compactage Proctor :

Les résultats des essais de compactage Proctor dynamique sont reportés sur la figure suivante :

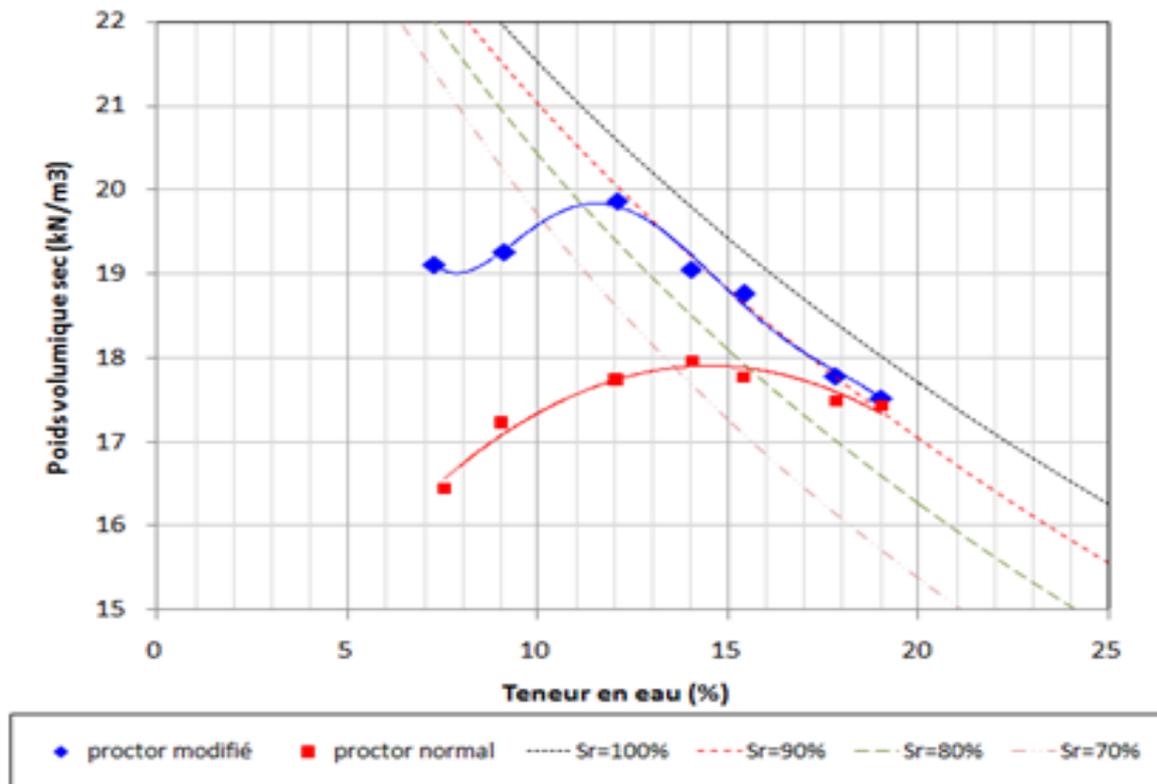


Figure 3.2: Résultats des essais de compactage Proctor

[Sebaa et al ,2017]

L'analyse des résultats des essais Proctor donne ce qui suit :

- Le poids volumique sec maximal à l'OPM est nettement supérieur à celui de l'OPN
- Les teneurs en eau optimales est de 15% à l'OPN et de 12% pour l'OPM.

Les résultats du compactage dynamique sont résumés dans le tableau 3.2

Tableau 3.2 : Résultats des essais de compactage Proctor [Sebaa et al ,2017]

Compactage	OPN	OPM
W_{opt} (%)	15	12
$\gamma_{d, max}$ (kN/m ³)	18.0	19.9
S_r à l'optimum (%)	77	86

3.4 Programme expérimental :

Le programme expérimental consiste à réaliser des essais triaxiaux et de perméabilité en suivant les étapes ci-après :

- ✚ **Préparation du mélange** : préparation des mélanges a compacté aux conditions de l'OPN et l'OPM
- ✚ **Compactage statique** : confection des éprouvettes normalisées pour les essais à réaliser
- ✚ **Mesure de la succion aux optimums normal et modifié.**
- ✚ **Présentation du dispositif triaxial.**
- ✚ **Montage de la cellule triaxial :**
- ✚ **Essai de cisaillement triaxial consolidé non drainé (cu)** : à différentes contraintes de confinement (100, 200, 300 kPa) réalisés sur des échantillons compactés statiquement à l'OPN et l'OPM.
- ✚ **Essai de perméabilité en régime permanent.**

Réalisation d'essai de perméabilité à charge constante dans l'essai triaxial.

3.5 Essai de compactage statique :

Le matériau a été livré en vrac au laboratoire, depuis le gisement de Béni Saf et se présente sous forme d'un mélange de plusieurs dimensions ; Donc, pour sa préparation aux différents essais projetés, on a suivi les étapes suivantes :

- Étuvage du matériau à une température de 105 °c ;
- Tamisage du matériau dans le tamis 5 mm ;



Figure3.3: Mode opératoire compactage statique (étape de tamisage).

- On pèse une quantité du matériau puis on la malaxe le poids d'eau nécessaire pour avoir la teneur en eau optimale obtenue lors des essais de compactage Proctor (figure 3.4) ;
- Dans le but de réduire de façon considérable la formation des mottes, il faut utiliser le pulvérisateur pour ajouter la quantité d'eau nécessaire, Au fur et à mesure de l'ajout d'eau on malaxe le matériau afin d'obtenir un mélange homogène ;
- On conserve le mélange dans des sacs étanches puis on les laisse pendant au moins 24h pour atteindre l'homogénéisation (figure 3.4) ;
- Avant chaque essai, on procède à une vérification de la teneur en eau.



Figure 3.4 : mode opératoire compactage statique (étape de malaxage).

- Après 24 h d'homogénéisation, le compactage statique a été réalisé avec une vitesse de 1mm/min au moyen d'une presse automatique directement dans un moule métallique à double piston ;
- Le démoulage de l'éprouvette se fait par un vérin hydraulique (figure 3.5)



Figure 3.5: Mode opératoire compactage statique (étapes de compactage statique).

- Les dimensions de l'échantillon confectionné ainsi que sa teneur en eau (w) et sa densité sèche (γ_d) étant connues, le diamètre de l'éprouvette est égal à 50 mm et sa hauteur est 100 mm (Figure 3.6).
- L'éprouvette sera paraffinée en cas de besoin pour garder les caractéristiques de l'état immédiat (Figure. 3.6).



Figure 3.6 : compactage statique (éprouvettes obtenues 10x 5 cm x cm).

Remarque :

Pendant le compactage statique on a rencontré des problèmes liés notamment au guidage du piston du moule. Le moule de compactage se désaxe par rapport au capteur de force quand la contrainte de compactage tend vers des valeurs importantes.

Cette opération était très délicate et perturbe en certains moments l'acquisition de la force ainsi que le déplacement enregistré. Donc il faut prendre les précautions nécessaires en assurant le suivi du compactage pour éviter le désaxage du piston.



Figure 3.7 : Difficultés lors du comptage.

3.6 Présentation du Dispositif triaxial :

3.6.1 Cellule triaxiale :

Les éléments constituent la cellule triaxiale sont indiqués sur les figures 3.8 et 3.9 :

1. Deux Pierres poreuses : elles sont utilisées comme un filtre assurant une bonne répartition du drainage et de l'évacuation d'eau. Deux disques sont nécessaires – un au sommet, l'autre à la base de l'éprouvette ;
2. Echantillon ;

3. Bracelets en plastique caoutchouc : Pour fixer la membrane autour des embases supérieure et inférieure ;
4. les boulons de fixation ;
5. Membrane en caoutchouc : membrane étanche pour que l'eau de la cellule ne pénètre pas l'échantillon.
6. Tendeur de membrane : Pour disposer correctement la membrane autour de l'éprouvette sans altération ;
7. Tendeur des bracelets de fixation ;
8. Papiers filtres : Utilisés pour le drainage d'éprouvettes de faible perméabilité ;
9. Embase supérieure : Permet d'appliquer uniformément la force axiale sur toute la surface ;
10. Embase inférieure ;
11. Enceinte cylindrique ;



Figure 3.8 : Equipement de cellule triaxiale (les détails)

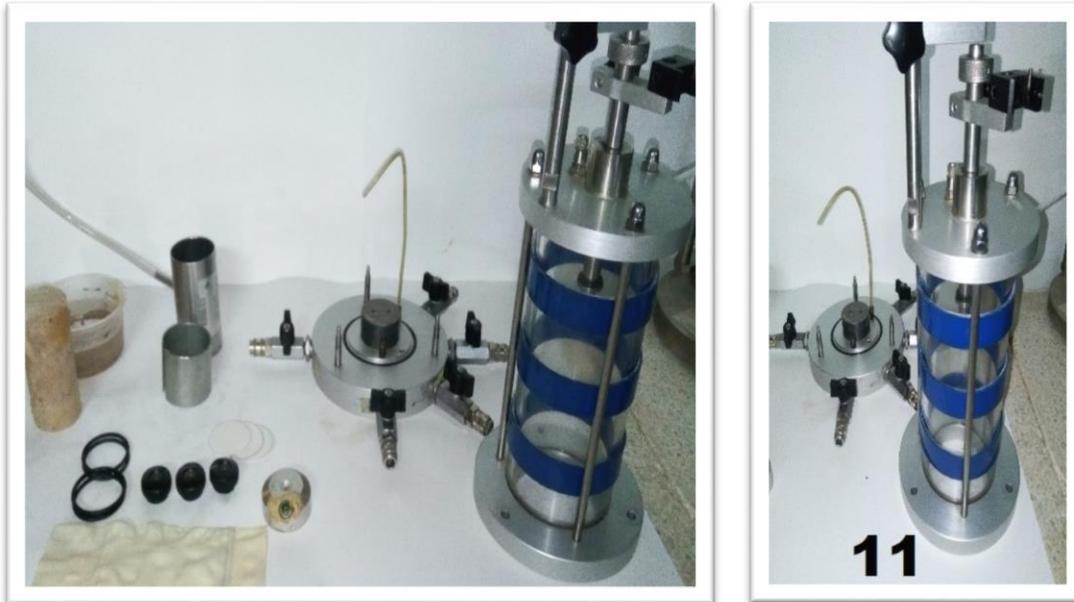


Figure3.9: Equipement de cellule triaxiale (vue globale)

Dans notre étude on a travaillé avec une presse de type TRIAX WYKEHAM FARRANCE (Figure. 3.10), un équipement qui a été développé spécialement pour des essais triaxiaux.

- Le bâti a été conçu à partir d'une structure robuste à deux colonnes chromées, assurant une grande rigidité qui permet de développer une force qui peut atteindre les 50 kN, peuvent être utilisés dans un système automatique d'essais contrôlé par PC ou en tant qu'unité haute performance à contrôle manuel reliée à une unité d'acquisition externe.



Figure3. 10 : presse électromécanique

3.6.2 Autre Equipment :

Le dispositif triaxial contient les Equipment suivantes :

- Instruments de mesure et imposition de pression.
- Capteur de déplacement et de force
- Les hydromatiques
- Systèmes de désaération d'eau
- Système d'acquisition et traitement des données
- Réservoir d'eau

3.7 Déroulement d'un essai triaxial :

3.7.1 Préparation du dispositif triaxial :

Avant chaque essai triaxial, il faut :

- Remplir le réservoir d'eau.
- Remplir les hydromatiques.
- Désaérer et purger l'eau de l'ensemble du système.

-vérifier les vannes du système.

Remarque :

L'existence des bulles d'airs à l'intérieur des conduites posent un sérieux problème qui empêche le bon déroulement d'un essai triaxial. Elles faussent les mesures données par les capteurs de pressions.

Pour remédier à ce problème il faut impérativement assurer la désaération et le purge des vannes afin de chasser les bulles d'aires par une bonne saturation de l'ensemble du circuit d'essai.

3.7.2 Montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale :

- i. On glisse le disque drainant inférieur saturé (pierre poreuse) sur une couche d'eau étalée au-dessus de l'embase inférieure, sans enfermer d'air ; le surplus d'eau est éliminé, puis on dispose un disque de papier-filtre préalablement imbibé d'eau désaérée.
- ii. On place aussitôt notre éprouvette sur le disque en papier-filtre sans enfermer d'air (

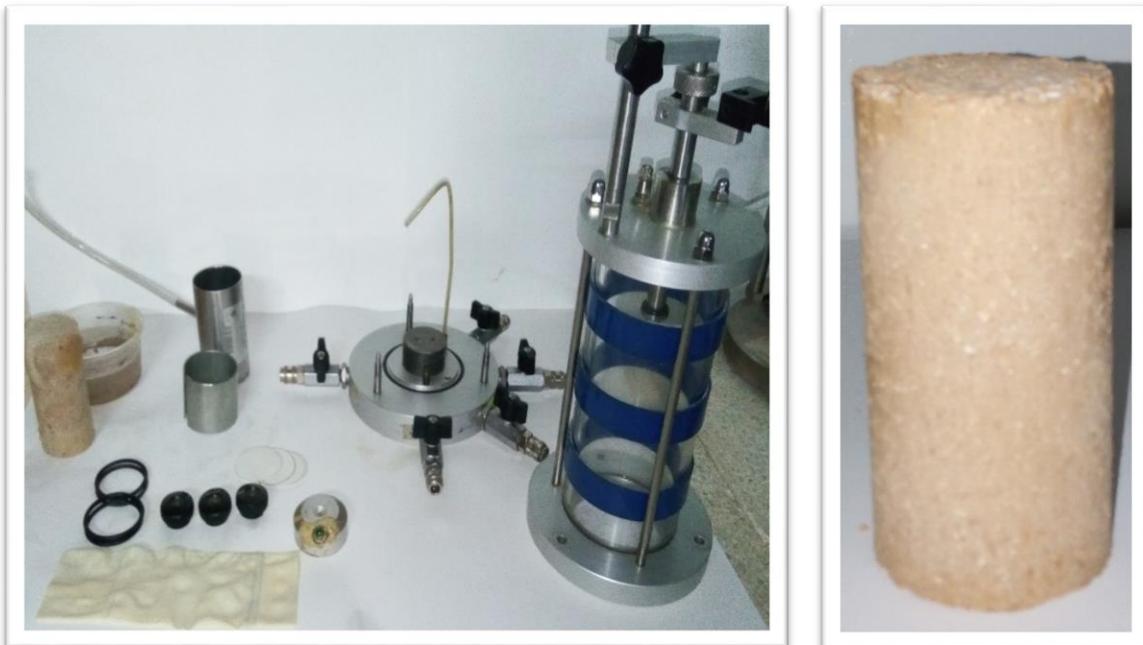


Figure 3.11: montage de l'éprouvette dans la cellule triaxiale

- iii. On installe le deuxième disque drainant saturé sur la tête de l'éprouvette en interposant un disque de papier-filtre.
- iv. On dispose autour de l'éprouvette, la membrane en utilisant un tendeur de membrane (Figure 3.12) :

- On fixe la membrane autour de l'embase inférieure avec deux bracelet élastique ou un seul bracelet ;
 - On élimine doucement vers le haut les poches d'air éventuelles, sans introduire d'eau supplémentaire entre la membrane et l'éprouvette.
- v. On Pose, après l'avoir mouillée, l'embase supérieure sur le disque drainant et on fixe la membrane autour de l'embase avec deux bracelets élastiques ou un seul bracelet au minimum (Figure. 3-12).



Figure 3.12 Montage de l'éprouvette dans cellule triaxiale

- vi. Ensuite on met en place l'enceinte cylindrique et on vérifie :
- le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase supérieure et du piston ;
 - le libre coulissement du piston.
- vii. On remplit la cellule d'eau en laissant s'échapper l'air par le système de purge placé sur le couvercle.
- On ouvre la vanne de la cellule pour mettre en communication la cellule avec le tableau de contrôle.
 - Il faut ensuite dévisser légèrement la purge de la cellule pour permettre à l'air de sortir de la cellule lors de son remplissage
 - On remplit la cellule par le réservoir d'alimentation (Figure. 3-13). Lorsque l'eau atteint le haut de la cellule et s'écoule par la purge, on revise alors la vis de purge pour fermer celle-ci. On Ferme également les vannes d'alimentation pour isoler le réservoir dont nous n'avons plus besoin.



Figure3.12: tableau de contrôle des vannes

viii. On met en place la cellule sur la presse de chargement :

— On pose la cellule sur le plateau de la presse de chargement.

— On met en contact, le piston de la cellule avec un capteur de force , à l'aide d'une bille en acier.

ix. On fait purger les générateurs et capteurs de pression, et à fur et à mesure on les monte dans l'embase inférieure (Figure. 3-14). On a les vannes :

— P1 pression cellulaire ;

— P2 contre pression ;

— P3 capteur de pression interstitiel ;

x. On applique le premier palier de pression dans la cellule le plus rapidement possible afin de commencer la phase de saturation.



Figure 3.13: Montage de la cellule sur la presse électromécanique

3.7.3 Acquisition et exploitation des résultats :

La suite du déroulement d'un essai triaxial se fait par une acquisition numérique assistée par ordinateur, une exécution automatique suivant le type d'essais : Contrainte effective et totale UU (non consolidé non drainé), CU (consolidé non drainé) et CD (consolidé drainé).

Dans notre étude on a traité nos éprouvettes : par un essai CU (consolidé non drainé avec la mesure de la pression interstitiel U).

L'ensemble des étapes qu'on doit réaliser par le système d'acquisition sont rapportés dans l'annexe

3.7.4 Fin de l'essai :

Après annulation de la force axiale et de la pression de confinement :

- on vide la cellule, rapidement on retire l'éprouvette des embases et on la pèse ;
- on note sur la feuille du compte rendu d'essai, le type de rupture (homogène, plan de cisaillement, inclinaison du ou des plans de cisaillement par rapport à la verticale, autres observations...);
- On fait un croquis de l'éprouvette ou prendre une photographie ;
- On détermine sa teneur en eau finale



Figure 3.14: démontage de la cellule triaxial.

3.8 Mesure de la succion :

La mesure de la succion nous a donné les résultats suivant :

Table 3.3 Résultats de la succion pour les échantillons étudiés.

	Wéchan tillon(%)	Masse papier humide (g)	papier sec (g)	w(%) papier du	moyenne W pf
OPN	12.71	0.087	0.051	70.58	70.58
		0.087	0.051	70.58	
OPM	11.04	0.092	0.06	53.33	48.09524
		0.13	0.091	42.85	

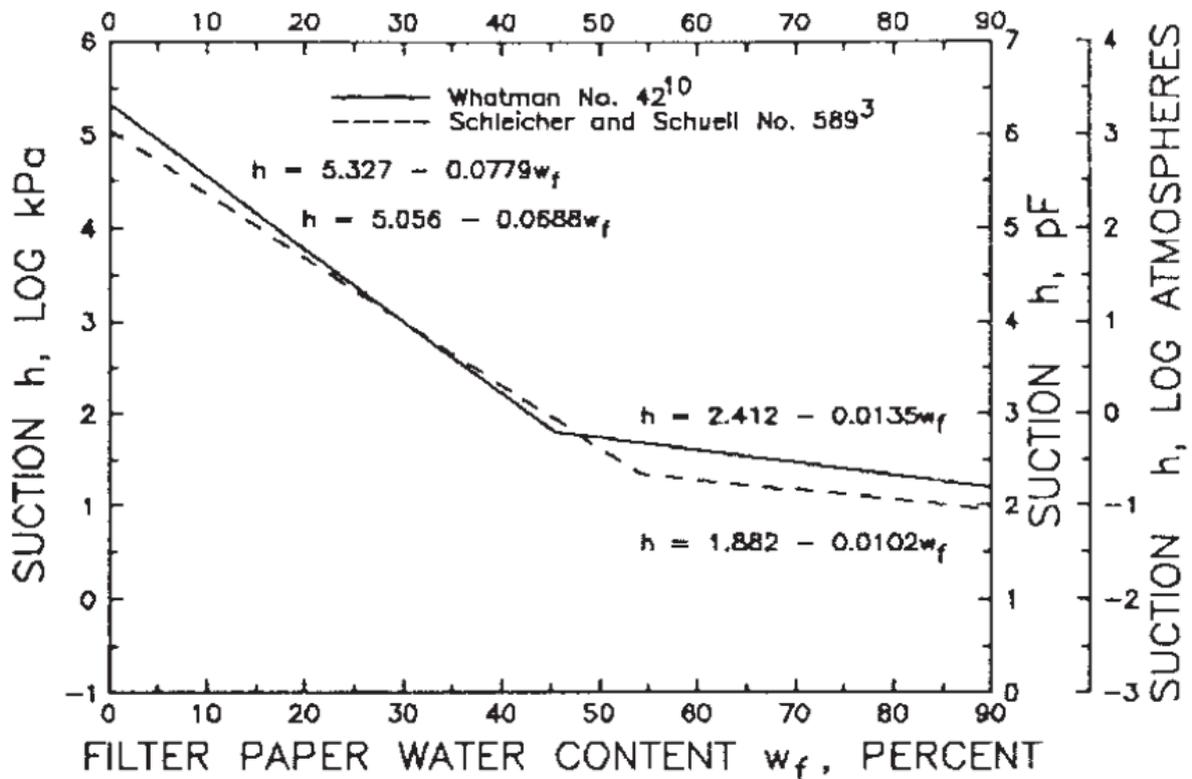


Figure 3.15: Mesure de succion par papier filtre

[ASTM D 5298 – 03]

En appliquant la norme (pour $w > 45\%$) :

$$S = 2.412 - (0.0135 * W_{\text{moy}})$$

Le Résultat de la succion nous donne :

- **OPN:** $s = 28.77 \text{ kPa}$

- OPM : $s = 57.9 \text{ kPa}$

3.9 Essai de cisaillement triaxial consolidé non drainé :

3.9.1 Essai de cisaillement triaxial :

Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle à différentes Contraintes de confinement pour des éprouvettes compactées à l'OPN et à l'OPM.

3.9.2 Exemple des conditions initiales et finales pour une éprouvette compacté statiquement à l'OPN consolidé à une contrainte de confinement $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$:

- la valeur de la contre-pression sous laquelle a été effectuée la saturation $U_{cp} = 40 \text{ kPa}$
- la valeur de la pression cellulaire sous laquelle a été effectuée la saturation $\sigma_c = 50 \text{ kPa}$
- la valeur du rapport $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$, le coefficient de Skempton en fin de saturation (Figure. 3.17)
 $B = 0.95$.

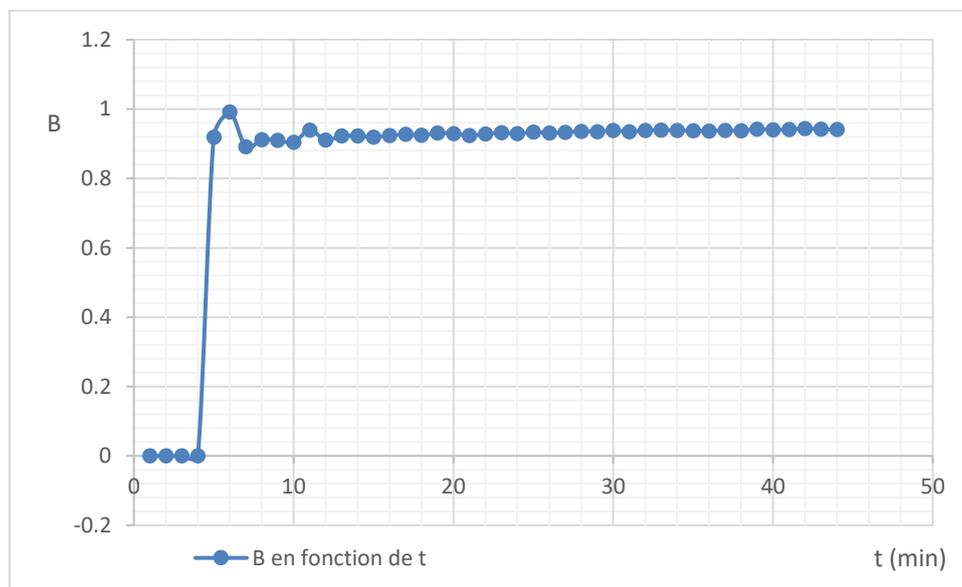


Figure 3.16: dernier palier de saturation d'une éprouvette compactée à l'OPN

Les paliers de saturation s'effectuent par :

- Augmentation de pression cellulaire initiale.
- Mesurer le coefficient de Skempton B

-On termine le palier de saturation par l'augmentation de la contre pression.

La pression effective toujours égale toujours 10KPa.

-On termine la saturation lorsqu'on atteint un coefficient $B > 0.95\%$

A la fin de la saturation :

$$\sigma_c = 450 \text{ kpa ;}$$

$$U_{cp} = 440 \text{ kpa}$$

La contrainte de confinement σ_3 , est égale à la pression cellulaire dans la cellule moins la contre pression.

-On consolide l'éprouvette a 100 KPa

$$\sigma' = \sigma_c - u_{cp} ;$$

$$\sigma_c = 540 \text{ kpa ;}$$

$$U_{cp} = 440 \text{ kpa}$$

Remarques

LA mesuré de B toujours après l'imposition de la pression cellulaire

On peut pas imposer deux fois (σ_c) ou (U_{CP}), un palier = (σ_c) + (U_{CP}).

3.9.3 Expression et formules de traitements des résultats pour un essai triaxial consolidés non drainé avec mesure de pression interstitiel :

La surpression interstitielle mesurée par rapport à la contre-pression : $\Delta U = U - U_{cp}$

La contrainte axiale totale : $\sigma_1 = \sigma'_1 - U$

la contrainte axiale effective : $\sigma'_1 = \sigma_1 - U$

la contrainte radiale totale : $\sigma_3 = \sigma'_3 - U$

la contrainte radiale effective : $\sigma'_3 = \sigma_3 - U$

le déviateur : $q = \sigma_1 - \sigma_3$;

le rapport des contraintes principales effectives : σ'_1 / σ'_3 ;

la déformation axiale en pourcentage : $\epsilon_1 = (AH/H_0)$;

les contraintes : $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$

$$t = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2.$$

3.10 Exploitation de résultat pour les éprouvettes compactées a l'OPN :

Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux consolidés non drainés à différentes contraintes de confinement. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures suivantes.

L'observation visuelle d'éprouvettes à la fin de l'essai de cisaillement triaxial :

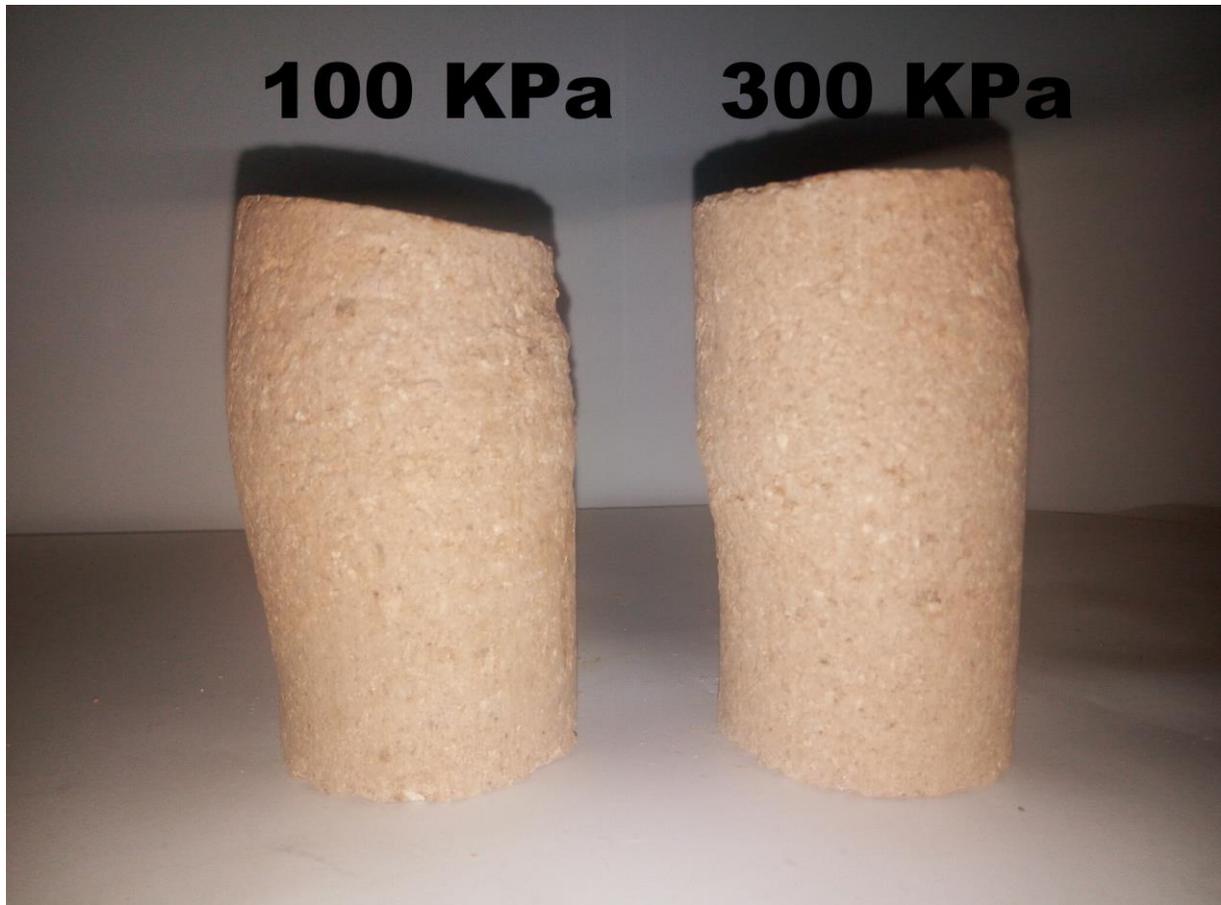


Figure 3.17: États des échantillons à la fin de cisaillement

Les résultats de l'essai 200 KPa n'est pas représenté car les données sont perdues.

3.10.1 Représentations des variations en termes de pression et déformations :

-Le tracé de la courbe q déviateur de contrainte en fonction de ϵ_1 déformation axiale :

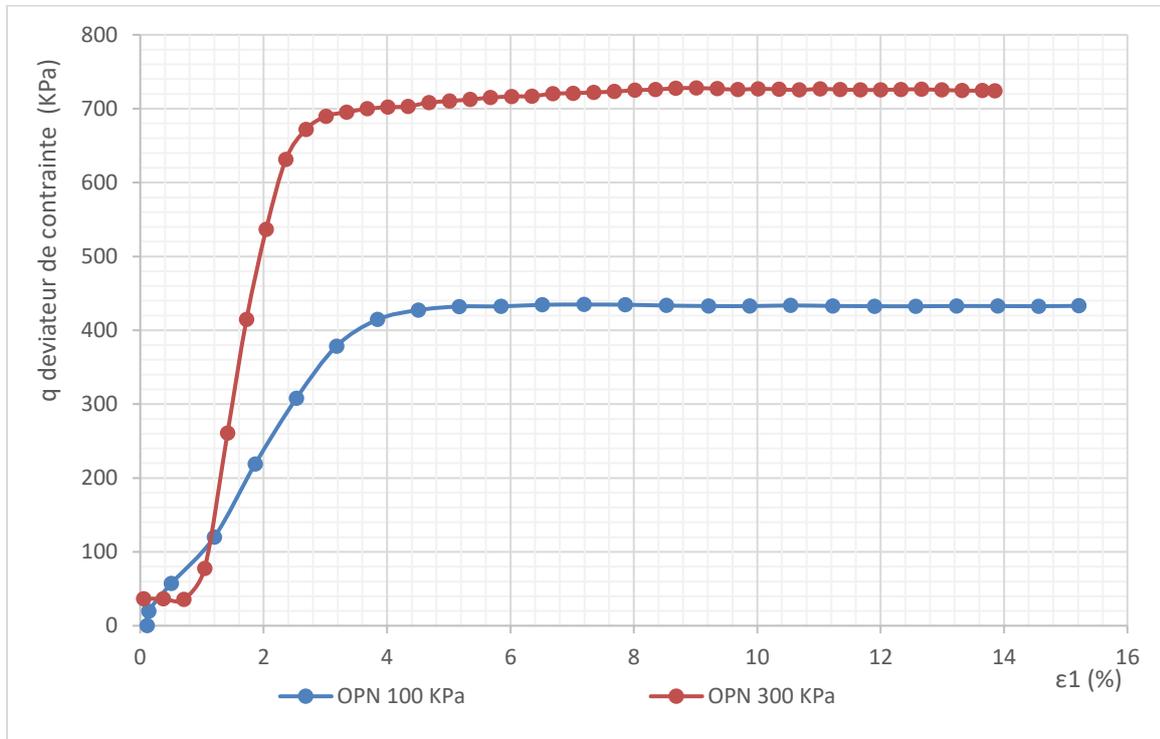


Figure 3 18: Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa

La figure précédente présente Le résultats de deux essais triaxiaux non drainés a l'OPN réalisés à différentes contraintes de consolidation σ_c (100, 300 KPa) cisailé a un taux de déformation de 10 %/heure. Ces courbes présentent une augmentation continue du déviateur de contrainte(q) en fonction de la déformation axial (ϵ_1)

- Le tracé de la courbe variation de la pression interstitiel en fonction de ϵ_1 la déformation axiale :

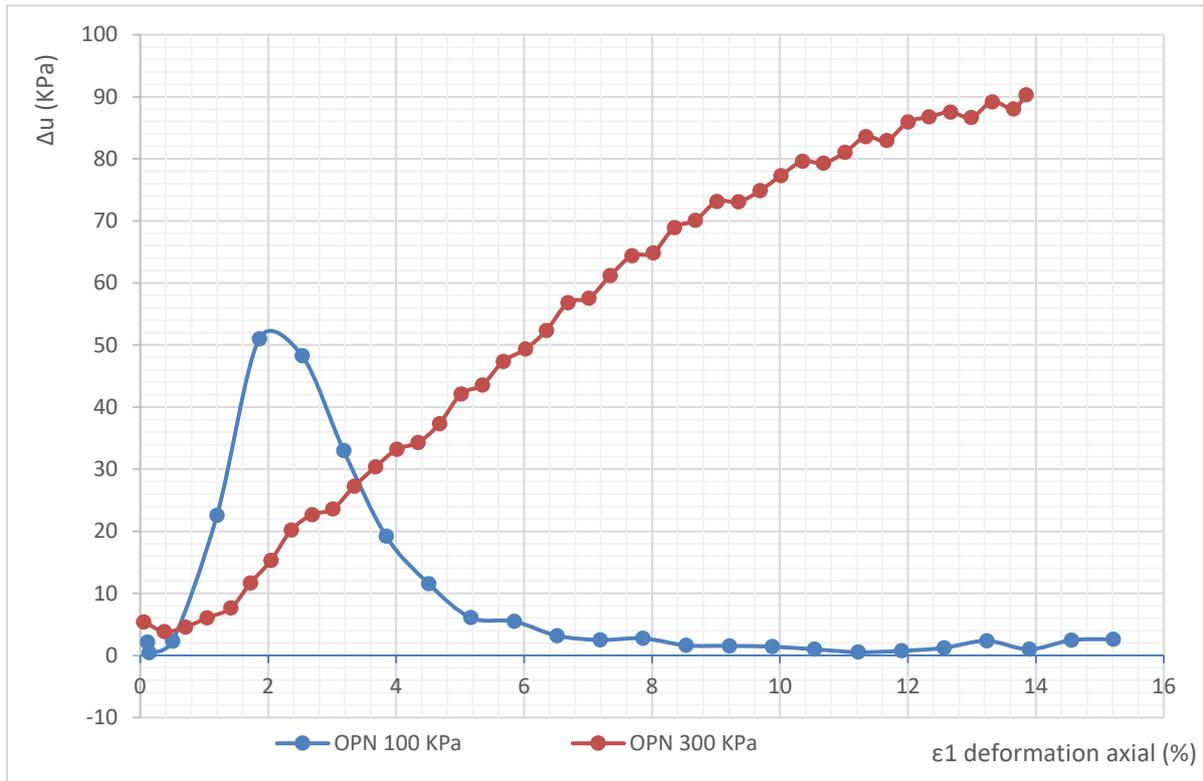


Figure 30.19: Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$ kPa et $\sigma_3=300$ kPa

L'échantillon compacté a l'OPN avec une contrainte de confinement $\sigma_c=100$ kPa dans le plan (Δu , ϵ_1), on remarque que la surpression interstitielle Δu augmente jusqu'à un pic, puis diminue vers des valeurs nuls.

L'échantillon compacté a l'OPN avec une contrainte de confinement $\sigma_c=300$ kPa, on remarque que la surpression interstitielle Δu augmente jusqu'à une valeur de pratiquement 90 kPa.

- Le tracé de la courbe Le tracer de la courbe q déviateur de contrainte en fonction de p' contrainte moyen :

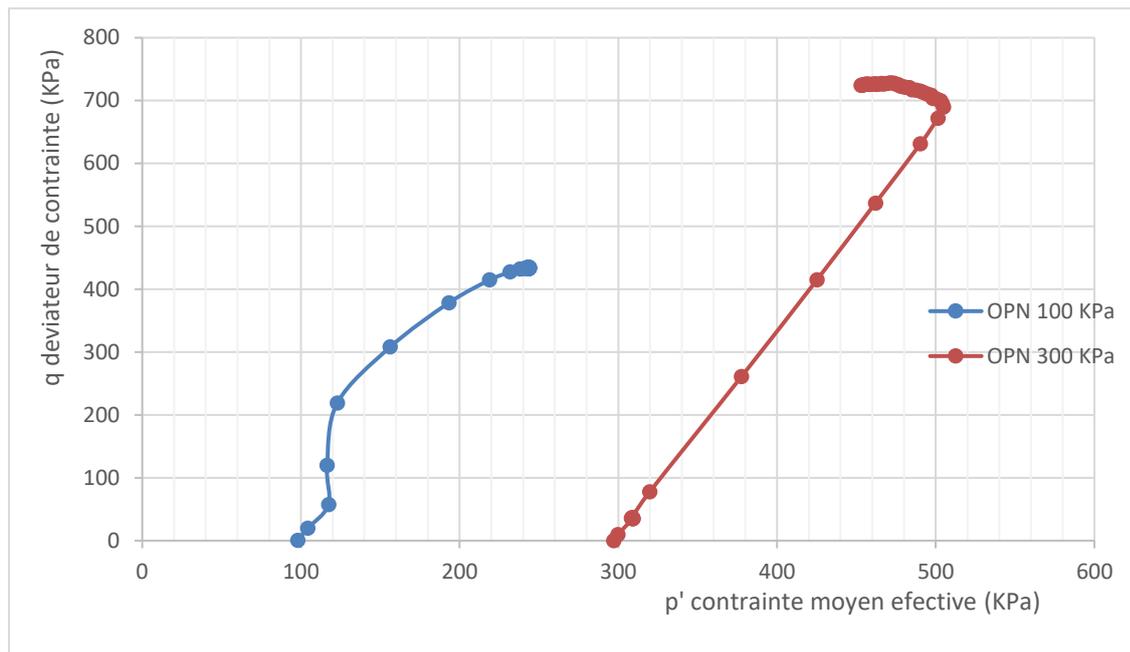


Figure3.20:Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPN $\sigma_3=100$, $\sigma_3=300$

La courbe présente une évolution du déviateur de contraintes (q) en fonction de la contrainte moyenne (P') sans présence de pic, Puis une diminution vers des petites valeurs qui se traduit par une migration du chemin de contraintes vers la gauche.

3.10.2 Calcul des caractéristiques de cisaillement c et φ : τ

On représente les caractéristiques des contraintes à la rupture pour déduire les caractéristiques de cisaillement et ceci par le traçage du cercle de Mohr.

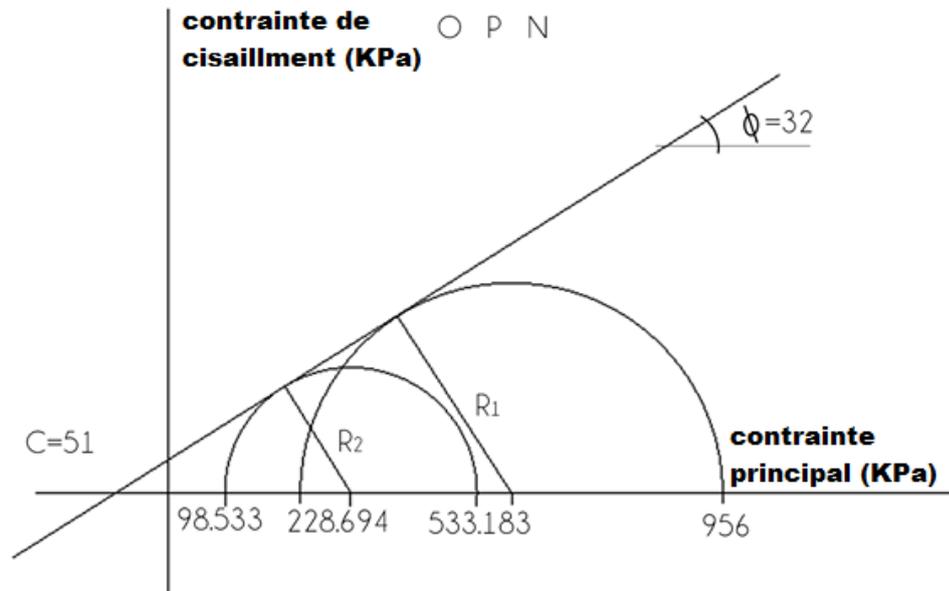


Figure3.21: Les enveloppes de rupture des échantillons compactés à l'OPN.

Les étapes de calculs détaillées sont :

$$\sin(\varphi') = \frac{R_1}{R_1 + 228,694 + \frac{C}{\tan \varphi'}}$$

$$\sin(\varphi') = \frac{R_2}{R_2 + 98,553 + \frac{C}{\tan \varphi'}}$$

$$R_1 = R_1 \sin(\varphi') + 228.694 \sin \varphi' + C \cos(\varphi') \quad \text{equation (01)}$$

$$R_2 = R_2 \sin(\varphi') + 98.553 \sin \varphi' + C \cos(\varphi') \quad \text{equation (02)}$$

De l'équation (01)-(02) :

$$\Rightarrow R_1 - R_2 = (R_1 - R_2) \sin(\varphi') + 130,161 \sin(\varphi')$$

$$R_1 = 363,988 \text{ KPa}$$

$$R_2 = 217,325 \text{ KPa}$$

$$R_1 - R_2 = 146,663 \text{ KPa}$$

$$146.663 = 146,663 \sin(\varphi') + 130.161 \sin(\varphi')$$

$$146.663 = 276,794 \sin(\varphi') \Rightarrow \sin(\varphi') = 0.53$$

L'angle de frottement interne $\varphi' = 32^\circ$

De l'équation (01) $\Rightarrow 363,988 = 363,988\sin(32,005) + 228,694\sin(32,005) + \cos(32,005)$

$$\Rightarrow C' = \frac{363,988 - 363,988\sin 32,005 - 228,694\sin 32,005}{\cos 32,005}$$

$$\Rightarrow C' = 58.8 \text{ kpa}$$

La cohésion : $c' = 58.8 \text{ KPa}$

3.11 Exploitation de résultat pour les éprouvettes compacté a l'OPM :

Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux consolidés non drainés à différentes contraintes de confinement. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures suivantes :

L'observation visuelle d'éprouvettes à la fin de l'essai de cisaillement triaxial :



Figure 3.22: États des échantillons à la fin de cisaillement

3.11.1 Représentations des variations en termes de pression et déformations :

-Le tracé de la courbe q déviateur de contrainte en fonction de ϵ_1 déformation axiale :

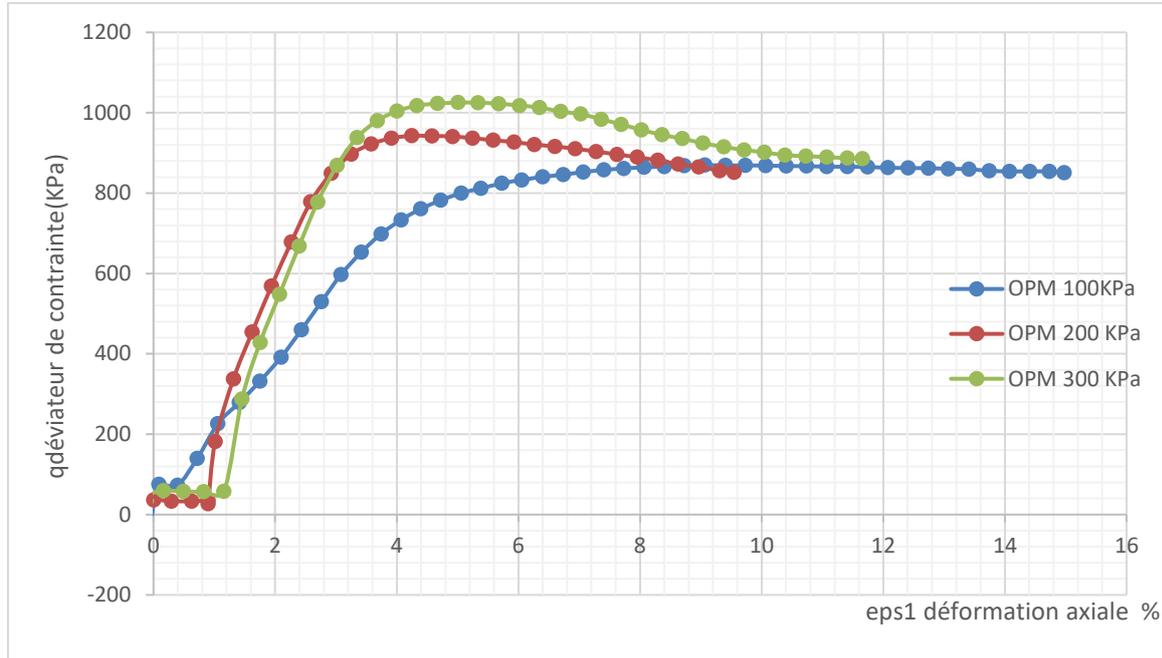


Figure 3. 23: Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=200$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa

La Figure précédente présente les résultats des trois essais triaxiaux non drainés à l'OPM réalisés aux différentes contraintes de consolidation σ_c (100, 200, 300 kPa), cisailé à un taux de déformation de 10 %/heure. Les courbes représentent une augmentation continue du déviateur de contrainte (q) en fonction de la déformation axiale (ϵ_1).

-Le tracé de la courbe de la variation de la pression interstitielle en fonction de ϵ_1 :

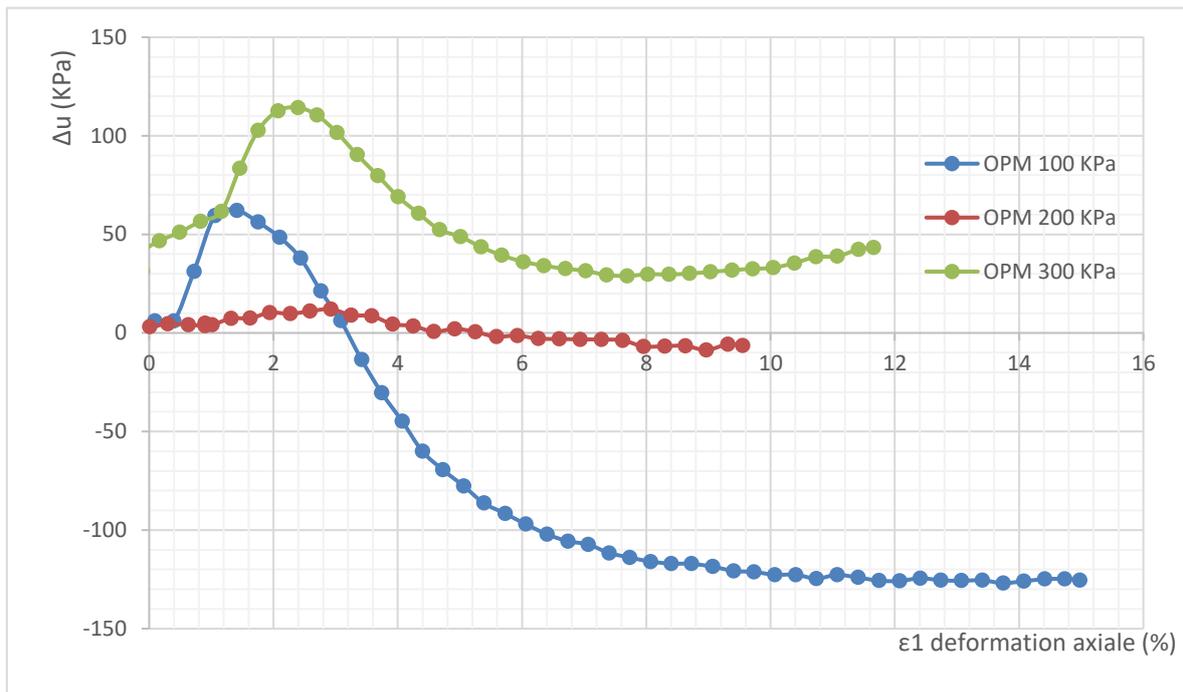


Figure 3.24 : Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$ kPa, $\sigma_3=200$ kPa, $\sigma_3=300$ kPa.

Dans le plan (ΔU , ϵ_1), la surpression interstitielle ΔU augmente jusqu'à un pic, puis diminue jusqu'à une valeur donnée pour l'échantillon OPM 100 et OPM 300.

Dans le même plan on remarque qu'il n'y a pas de variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

-Le tracé de la courbe q déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyen effective p' donne la courbe suivante :

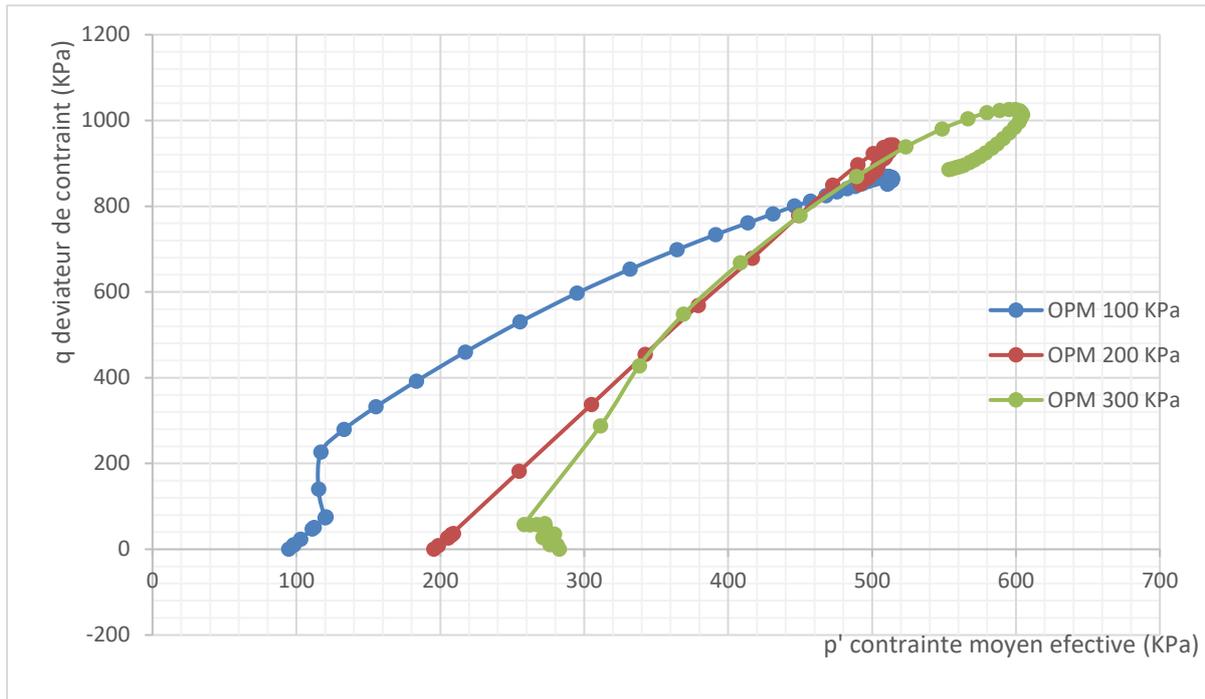


Figure 3.25 : Résultats de l'essai de cisaillement (CU) pour des échantillons compactés à l'OPM $\sigma_3=100$, $\sigma_3=200$, $\sigma_3=300$.

La courbe précédente présente une évolution du déviateur de contraintes (q) en fonction de la contrainte moyenne (P') sans présence de pic, Puis diminution vers des petites valeurs qui se traduit par une migration du chemin de contraintes vers la droite.

3.11.2 Calcul des caractéristiques de cisaillement c et φ :

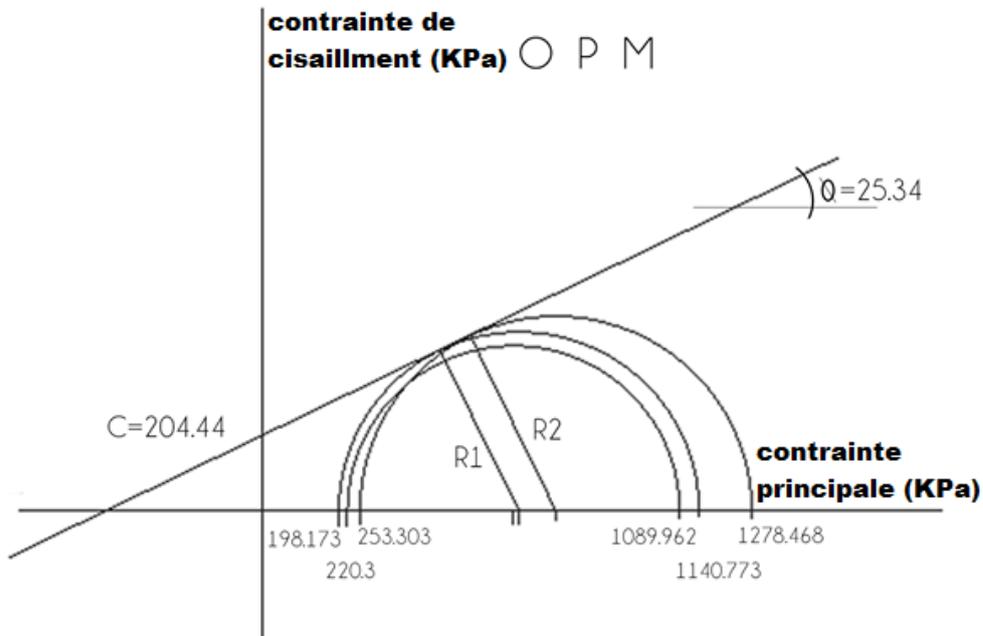


Figure 3.26 : Les enveloppes de rupture des échantillons compactés à l'OPM.

Les étapes de calculs détaillées sont :

$$\sin(\varphi') = \frac{R1}{R1 + 198.173 + \frac{C}{\tan \varphi'}}$$

$$\sin(\varphi') = \frac{R2}{R2 + 253.30 + \frac{C}{\tan \varphi'}}$$

$$R1 = R1 \sin(\varphi') + 198,173 \sin(\varphi') + C \cos(\varphi') \quad \text{equation (03)}$$

$$R2 = R2 \sin(\varphi') + 253,30 \sin(\varphi') + C \cos(\varphi') \quad \text{equation (04)}$$

$$(03) - (04) \Rightarrow R1 - R2 = (R1 - R2) \sin(\varphi') + 55,127 \sin(\varphi')$$

$$R1 = 471,3 \text{ kPa}$$

$$R2 = 512,2825 \text{ kPa}$$

$$R1 - R2 = 41,2825 \text{ kPa}$$

$$41,2825 = 41,2825 \sin(\varphi') + 55,127 \sin(\varphi')$$

$$41,2825 = 96,4095 \sin(\varphi') \Rightarrow \sin(\varphi') = 0,428$$

L'angle de frottement interne $(\varphi') = 25,34$

$$\text{De l'Equation(03)} \Rightarrow 471,3 = 471,3 \sin(25,34) + 198,173 \sin(25,34) + c \cos(25,34)$$

$$\Rightarrow C' = \frac{471,3 - 471,3 \sin(25,34) - 198,173 \sin(25,34)}{\cos(25,34)}$$

$$\Rightarrow C' = 204,44 \text{ kpa}$$

La cohésion est égale à : **C' = 204,44 kpa**

3.12 Essai de perméabilité en régime permanent :

La méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon Jusqu'à atteindre le régime permanent. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque volume d'eau entrant est égal au volume sortant de l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant, Nous avons réalisé des essais de perméabilité en régime permanent sur des échantillons compactés statiquement à l'OPN et à l'OPM.

Pour la détermination du facteur de perméabilité on a besoin de connaître le gradient hydraulique i .

Le résultat obtenu de la variation de volume est présenté dans (Figure. 3.28, 3.29, 3.30, 3.31) pour les deux éprouvettes compactées à l'OPN et l'OPM

3.12.1 Les étapes de perméabilité

3.12.1.1 Saturation :

Saturer le sol jusqu'à un coefficient de Skempton supérieur ou égale à 0.95 .

3.12.1.2 Consolidation

Consolider le sol avec une contrainte de confinement

3.12.1.3 Perméabilité

Mesurer la perméabilité lorsque on régime permanent, on définit un régime permanent lorsque on atteint un volume entrant égale un volume sortant.

OPN :

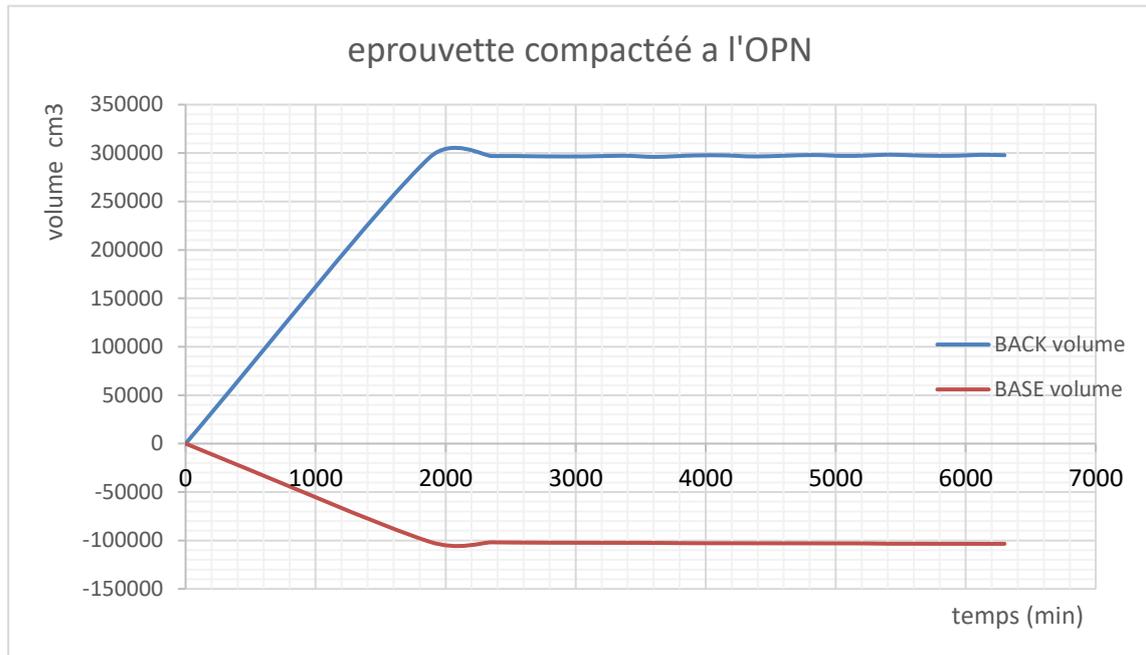


Figure 3.27: variation de volume entrant et sortant en fonction de temps

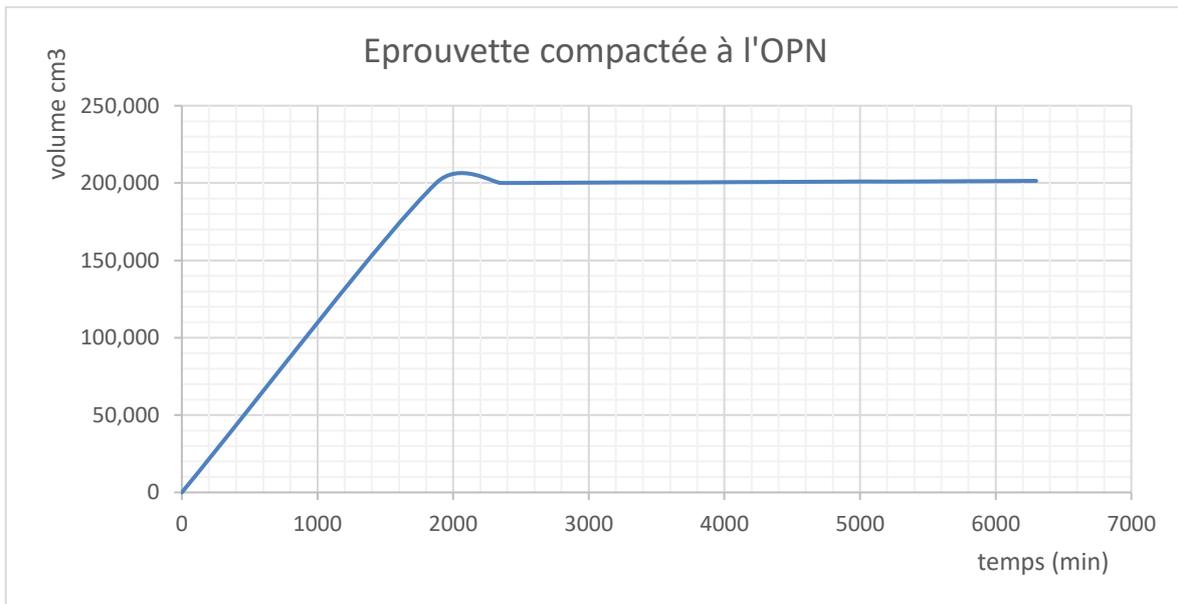


Figure30.28: Variation moyenne du volume en fonction de temps

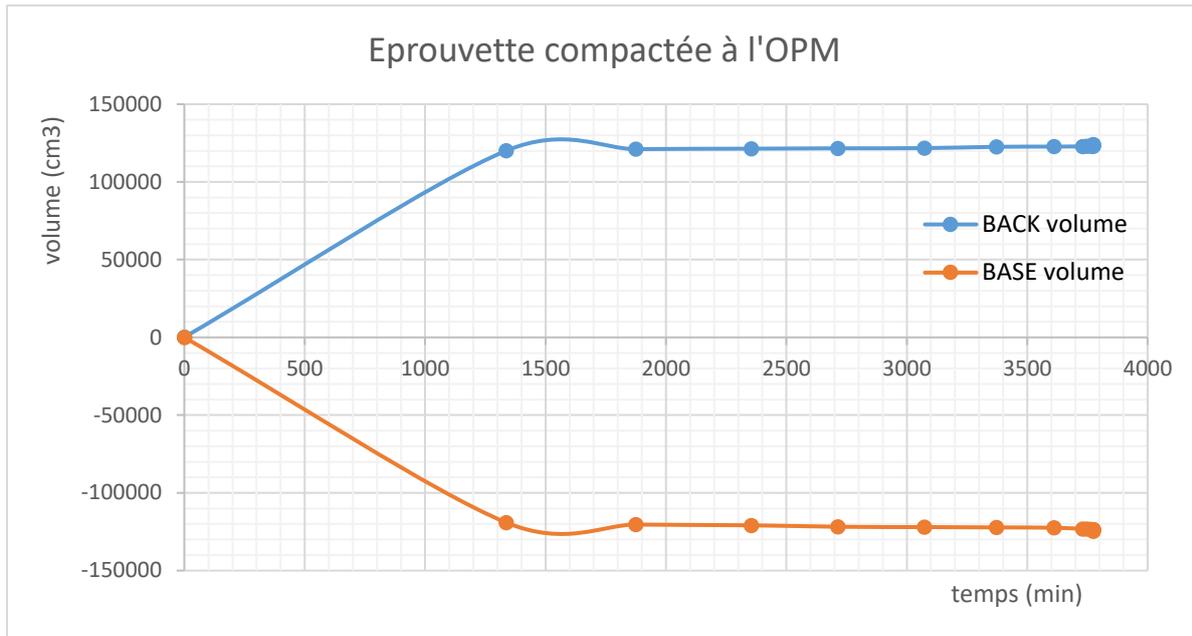


Figure 3.29 : variation de volume entrant et sortant en fonction de temps

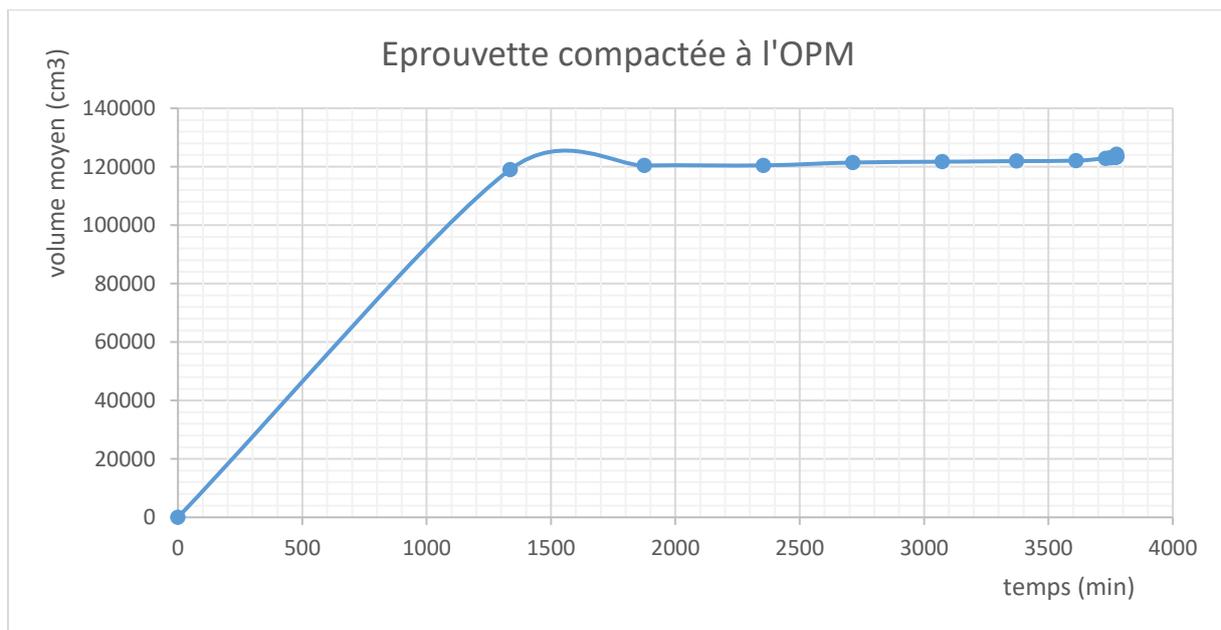


Figure 3.30 : variation moyen de volume en fonction de temps.

La relation entre la vitesse d'écoulement (le débit) et la charge hydraulique a été établie expérimentalement par Darcy. Il a montré qu'en considérant un sable donné, le débit s'écoulant dans un tube de section constante était proportionnel au rapport $\Delta h/L$

Δh est la différence de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie ;

L la longueur de l'échantillon considéré,

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

soit :

$$Q = k * s * \frac{\Delta h}{l}$$

Ce qui conduit à la forme élémentaire de la « loi » de Darcy :

$$v = k * i$$

le coefficient k :

$$k = \frac{Q}{s} * \frac{1}{i}$$

Le résultat final de perméabilité égale a :

✚ Pour l'OPN :

$$K = 2.11 \times 10^{-8} \text{ m/s.}$$

✚ Pour L'OPM :

$$K = 3.19 \times 10^{-9} \text{ m/s.}$$

3.13 Conclusion :

La procédure expérimentale consiste à fabriquer, saturer, consolider, cisailier l'éprouvette conçu, puis un test de perméabilité est réalisé pour accomplir le but éducatif de la manipulation total de ce dispositif.

A la fin le traitement des résultats se fait par la représentation dans les différents plans pour avoir le comportement mécanique de ce sol.

Conclusion générale :

L'essai triaxial est l'un des essais les plus complets dans le domaine de mécanique des sols en termes d'étude de comportement mécanique. Puisqu'il permet de déterminer les caractéristiques mécaniques dans le domaine des petites déformations sans imposer de surface de rupture. Il est utilisé dans le cadre d'investigations géotechniques dans la mesure des efforts de cisaillement limites que le sol peut supporter, la mesure des caractéristiques mécaniques la cohésion et l'angle de frottement interne.

Le principe de l'essai est de soumettre l'échantillon à une contrainte de confinement constante et à une contrainte additionnelle q (déviateur) et de suivre les variations en termes de pression, déformation et volume.

Dans le domaine saturé, des essais triaxiaux en condition non drainée CU avec mesure de pression interstitiel ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire à différentes énergies de compactage.

Le comportement mécanique d'un sol peut être présenté sur plusieurs plans pour en déduire les facteurs principaux qui peuvent l'influencer en termes de résistance et de déformabilité.

Références bibliographiques :

ABDALLAH A., 1999 : MODELISATION DE L'INFILTRATION DANS LES SOLS FINS COMPACTES. Ecole doctorale PROMEMA. Nancy, France.

AFNOR 1 ,1994 : reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. NF P 94-070. 1994.

AFNOR 2 ,1994: reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. NF P 94-074. 1994.

Bahda ,1997 : Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation .1997

Bassels, 2007 : Etude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice Planète et Univers, Ecole des Ponts Paris Tech, France 2007.

Bouafia, 2009 : Mécanique des sols appliquée. .Algérie

Braja , 2009 : Principales of Géotechnique Engineering , Seventh Edition 2009 Cordary ,1994 : Mécaniques des sols, France.

GHOMARI.F, 1989 : Thèse de Doctorat (I.N.S.A). Matériau en terre crue compacte : Amélioration de sa durabilité à l'eau Lyon, 193p.

GUEDDOUDA Mohamed Kamel, 2010 : Comportement hydromécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée « sable de dune –bentonite ». University ABOUBAKR Belk aid – TLEMCEN 2010.

Hilf, 2011: An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils. Technical Memorandum No. 654, United States Department of Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver, CO.

Koupouli, 2015 : Nabassé Jean Frédéric Koupouli. Comportement mécanique des remblais en pâte cimentés en compression et en cisaillement et étude du frottement aux interfaces remblai-remblai et remblai-roche .L, GÉOLOGIQUES ET DES MINES, France 2015.

MAGNAN JEAN-PIERRE, : Résistance au cisaillement. Technique de l'ingénieur, Traité construction. 1991

Bourabah, 2004: ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS ARGILEUX , Mécanique des Sols et Géotechnique , UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID – TLEMCEN, 2004.

Minke, 2006: Building with earth. Design and technology of a sustainable architecture
Birkhäuser. Kassel 2006.

Reiffsteck et Desodt ,2015 : exercice et problèmes corrigées de mécanique des sols , avec
rappel de cours . Géotechnique. France 2015 p 77- 92 .

Sanglerat et al, 1981 : cours pratiques des mécaniques des sols .Géotechniques. France 1981
p163 – 200.

Sbaa K., Mkaideche K ., Benchouk A .,Derfouf F-EM.,Abou-bekr N. : CARACTERISATION D'UN
MATERIAU EN VUE DE LA FABRICATION D'UNE BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE 2017.

VUTUKURI V.S., LAMA R.D. and SALUJA SS. 1974: Handbook on mechanical properties of
rocks, Vol. I Testing techniques and results, 1st ed, Trans Tech. Publications, Clausthal,
Germany,

Webographie :

Site cours de mécanique des sols :

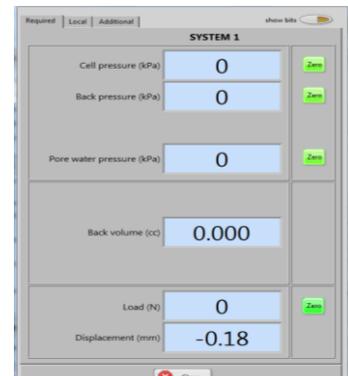
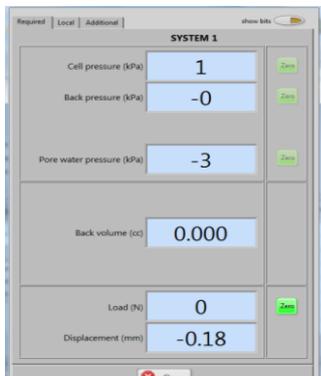
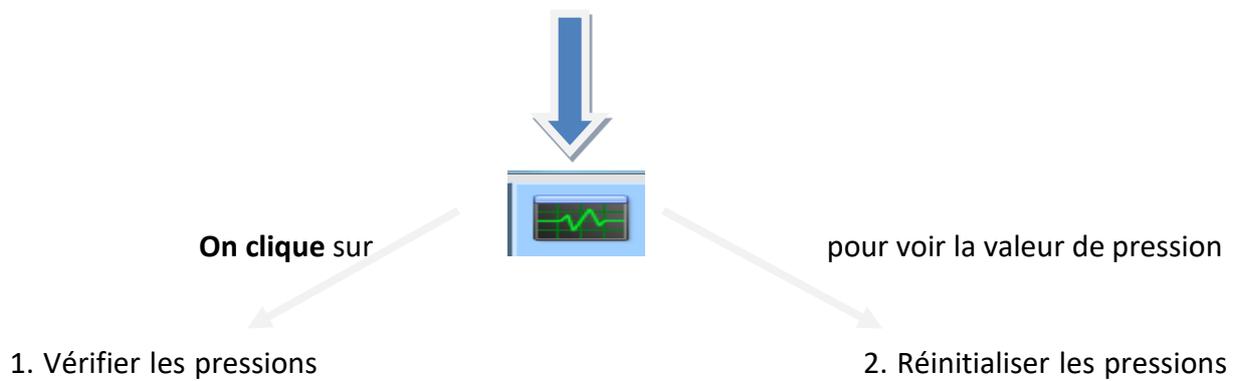
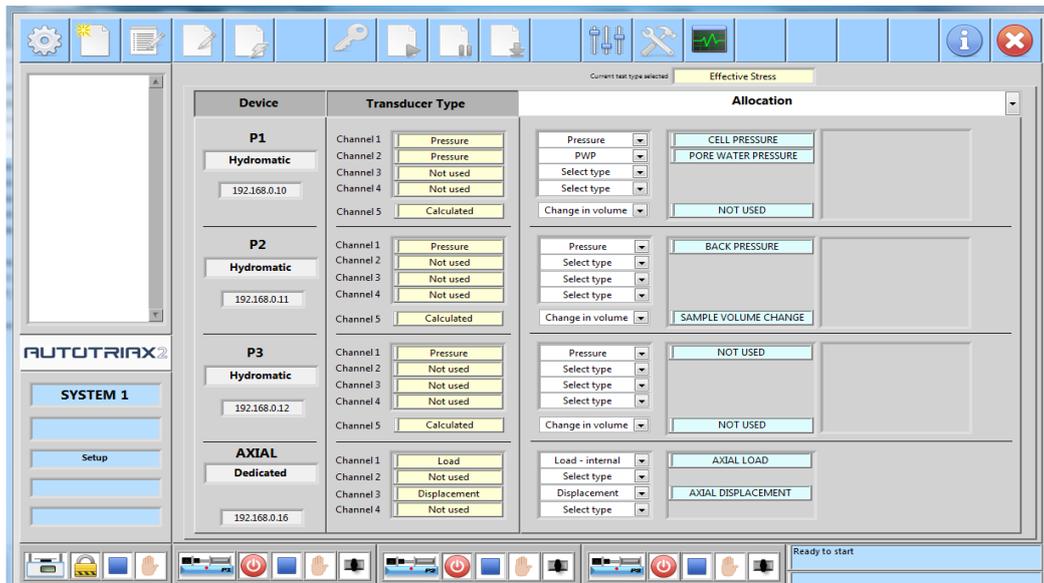
[http://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-
sols/chap9/description.html](http://tice.inplnancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-sols/chap9/description.html)]

ANNEXE

Dans ce qui va suivre, nous allons présenter les étapes détaillées qu'on doit faire pour réaliser l'essai triaxial :

Phase d'introduction des conditions initiales

La fenêtre de système

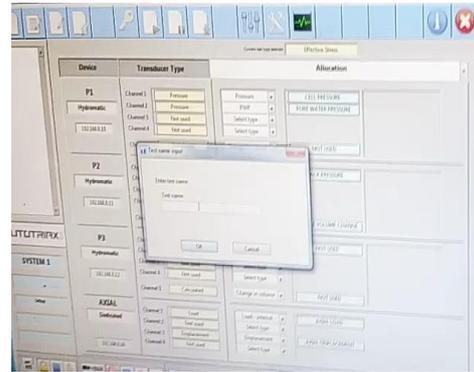
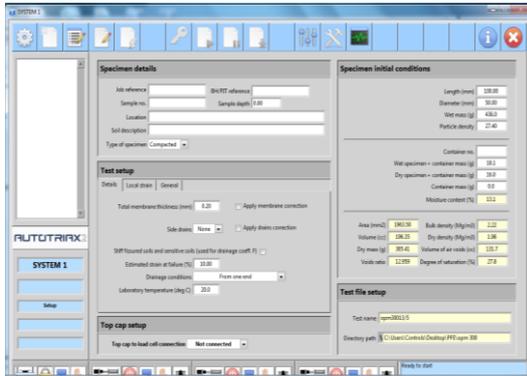


On clique pour réinitialiser



On clique

On enregistre les résultats dans un fichier

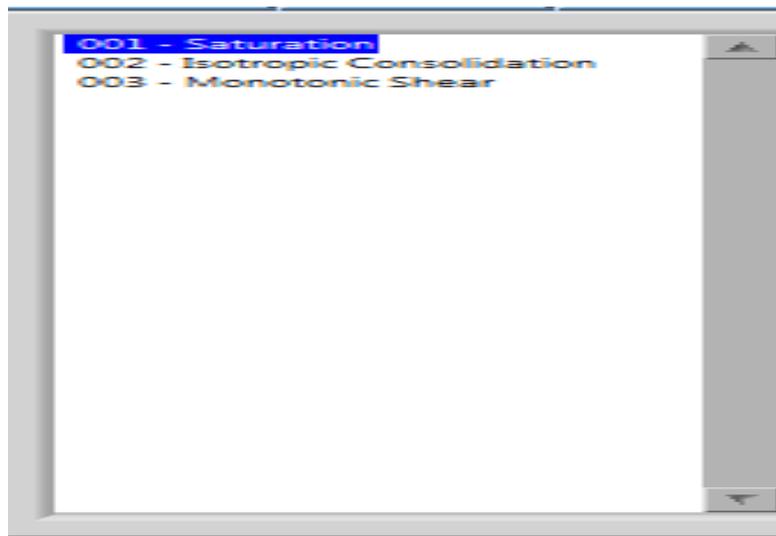


Specimen initial conditions	
Length (mm)	100.00
Diameter (mm)	50.00
Wet mass (g)	436.0
Particle density	27.40
Container no.	
Wet specimen + container mass (g)	18.1
Dry specimen + container mass (g)	16.0
Container mass (g)	0.0
Moisture content (%)	13.1
Area (mm ²)	1963.50
Volume (cc)	196.35
Dry mass (g)	385.41
Voids ratio	12.959
Bulk density (Mg/m ³)	2.22
Dry density (Mg/m ³)	1.96
Volume of air voids (cc)	131.7
Degree of saturation (%)	27.8

Remplir les caractéristiques d'éprouvettes (diamètre, longueur, masse, densité).



On clique



On programme les étapes de l'essai

Étape 01 : saturation

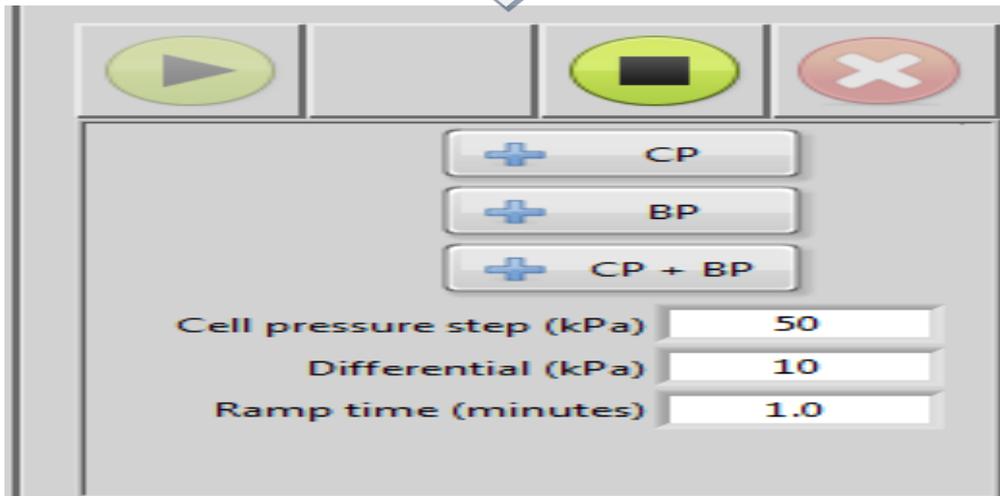
Étape 02 : consolidation

Étape 03 : cisaillement

Etape de saturation :



On clique



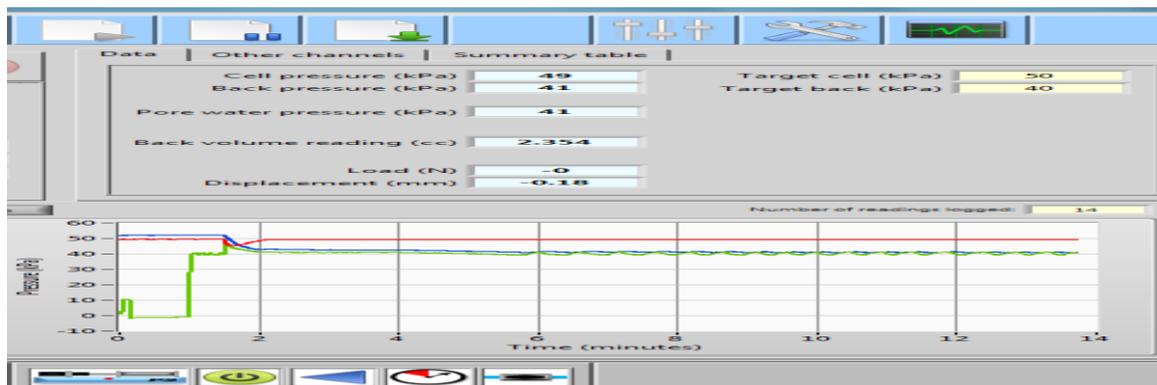
une pression cellulaire=50kpa et une contrainte effective =10 kpa



On applique une pression cellulaire

puis

On applique une contre pression



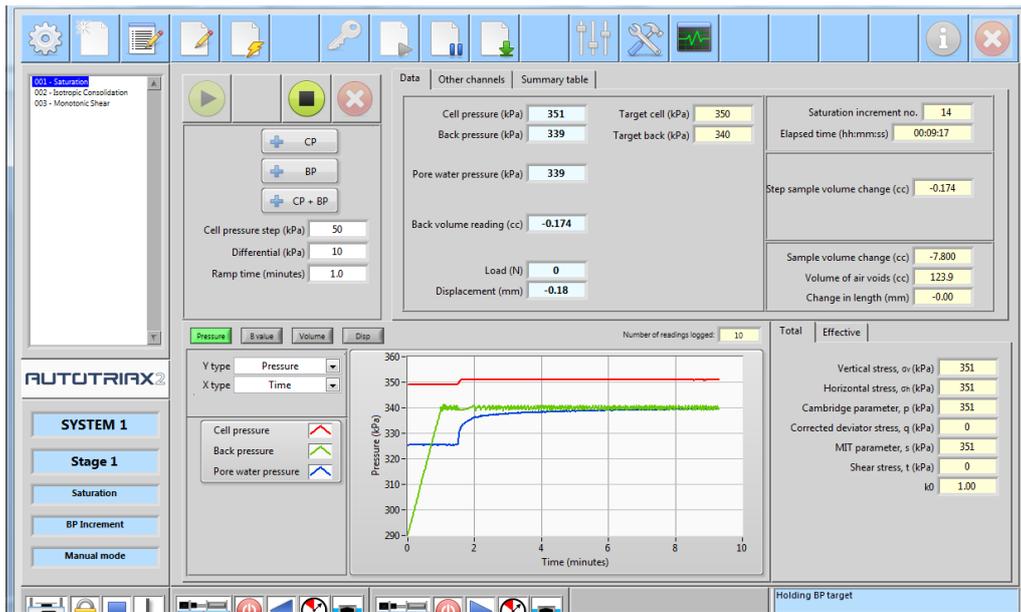
On attend la stabilisation des pressions

Après plusieurs paliers d'augmentations des pressions

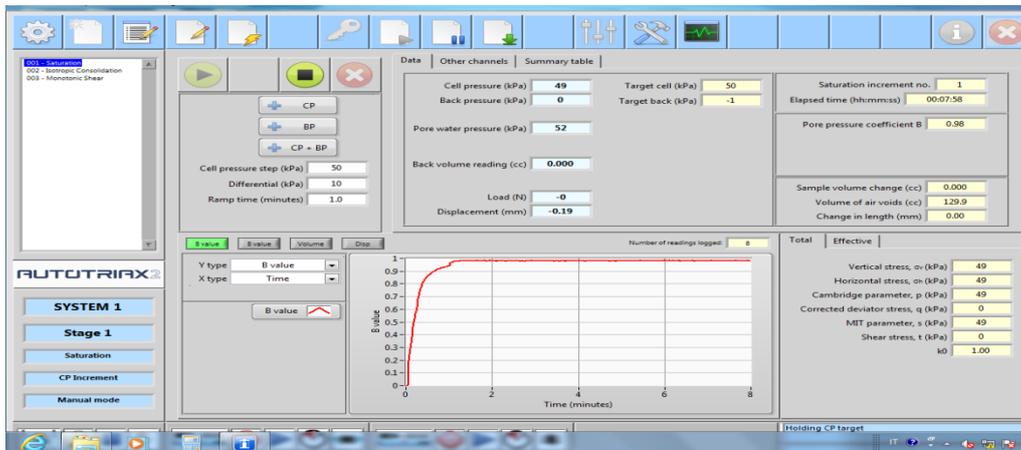


On clique





On clique



Vérifier le coefficient de Skempton → **B = 0.98**

Etape de consolidation

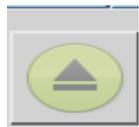


On clique
(la fin de saturation)



Target cell pressure (kPa)	343
Target back pressure (kPa)	43
Ramp time (minutes)	1.0

Une consolidation avec une pression 300kpa



+



Target cell pressure (kPa)	343
Target back pressure (kPa)	43
Ramp time (minutes)	1.0

Cell pressure (kPa)	342
Back pressure (kPa)	42
Pore water pressure (kPa)	43
Back volume reading (cc)	3.054
Load (N)	0
Displacement (mm)	-0.19

Elapsed time (hh:mm:ss)	00:25:09
Change in length (mm)	0.52
Sample volume change (cc)	3.054
Volumetric strain (%)	1.56
Degree of consolidation (%)	99.5

Vertical stress, σ_v (kPa)	342
Horizontal stress, σ_h (kPa)	342
Cambridge parameter, p_c (kPa)	342
Corrected deviator stress, q (kPa)	0
MTI parameter, s (kPa)	342
Shear stress, t (kPa)	0
k_0	1.00



On clique



Target cell pressure (kPa)	343
Target back pressure (kPa)	43
Ramp time (minutes)	1.0

Cell pressure (kPa)	342
Back pressure (kPa)	44
Pore water pressure (kPa)	44
Back volume reading (cc)	3.059
Load (N)	0
Displacement (mm)	-0.19

Elapsed time (hh:mm:ss)	00:26:05
Change in length (mm)	0.52
Sample volume change (cc)	3.059
Volumetric strain (%)	1.56
Degree of consolidation (%)	99.1

Vertical stress, σ_v (kPa)	342
Horizontal stress, σ_h (kPa)	342
Cambridge parameter, p_c (kPa)	342
Corrected deviator stress, q (kPa)	0
MTI parameter, s (kPa)	342
Shear stress, t (kPa)	0
k_0	1.00

Vérifier degré de consolidation =99.1

Etape de cisaillement



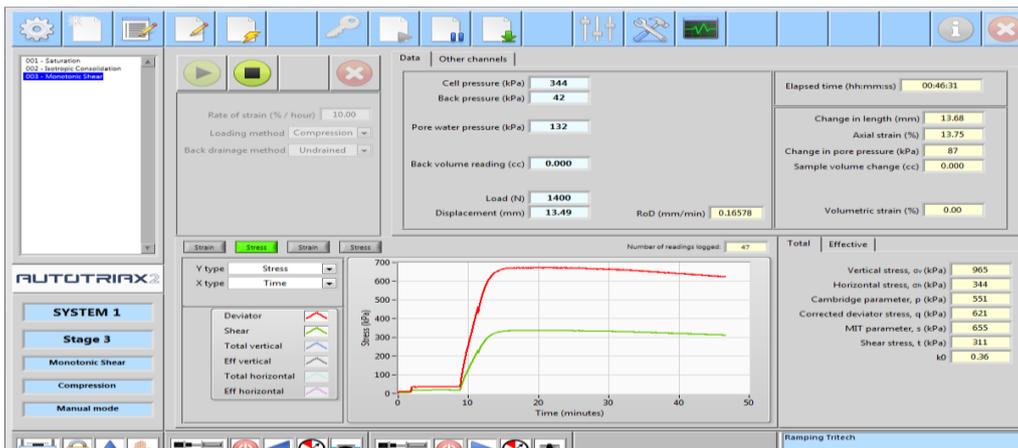
Rate of strain (% / hour) 10.00
 Loading method Compression
 Back drainage method Undrained

On clique
 (la fin de consolidation)

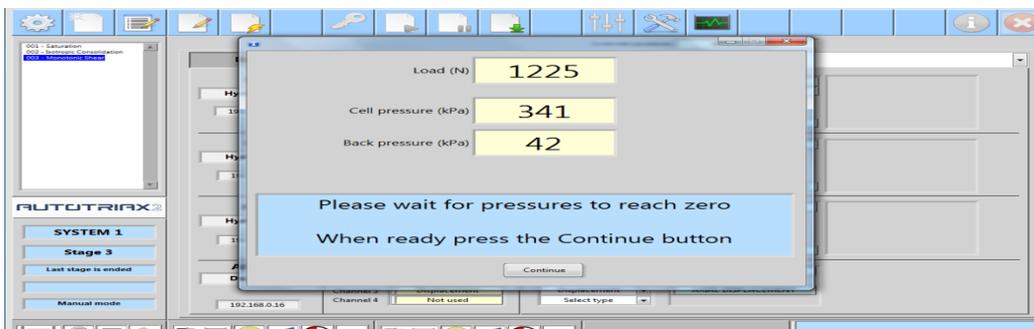
Un essai non drainé
 Un cisaillement avec un taux de contrainte =10%



On clique



Vérifier la courbe de déviateur de contrainte en fonction de déformation axiale



influencé par le choix du type de l'essai à réaliser.