

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Laboratoire de recherche de Géo matériaux Environnement
et Aménagement

MEMOIRE DE MAGISTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT

Présenté par :

CHIKHI Kamra

Thème :

**ÉTUDE EXPERIMENTALE DES MATERIAUX
NON SATURES AU CISAILLEMENT ET À
L'OEDOMETRE**

Devant le jury, composé de :

Mr. BAHAR Ramdane,	Professeur, à l'UMMTO	Président
Mr. MELBOUCI Bachir,	Professeur, à l'UMMTO	Rapporteur
Mr. Hamza Ali,	Maître de Conférences (A), à l'UMMTO	Examineur
Mr. GABI Smail,	Maître de Conférences(A), à l'UMMTO	Examineur

Soutenue le 16/ 02/ 2011

REMERCIEMENTS

Je suis très reconnaissante envers Monsieur B MELBOUJ, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou qui a encadré ce travail de magister et m'a fait bénéficier à la fois de ses immenses compétences scientifiques et de sa grande disponibilité. J'ai beaucoup appris grâce à lui.

Je tiens également à remercier Monsieur R BAHAR Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou qui m'a honoré d'avoir accepté de présider mon jury de magister.

J'adresse mes plus vifs remerciements aux Professeurs Monsieur A Hamza, Maître de Conférence à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou et Monsieur S. GABJ, Maître de Conférence à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou d'avoir accepté de juger mon travail.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur K Mheddi, Maître assistant classe A, à l'université A/Mira de Béjaia pour ses conseils.

Je tiens également à remercier le technicien du laboratoire du Mécanique des Sols de l'université A/Mira de Béjaia.

Enfin, je tiens à remercier mon époux, mes parents ainsi que toute ma famille pour leurs encouragements et leur soutien de tous les instants.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1
CHAITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHYQUE

I.1 Introduction aux sols non saturés.....	5
I.2 Les matériaux granulaires.....	5
I.2.1 Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20 \mu$).....	6
I.2.2 Tassement des sols grenus.....	6
I.3 Les matériaux cohérents	7
I.3.1 Les argiles.....	7
I.3.2 Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20\mu \Leftrightarrow 0,02\text{mm}$) bien.....	7
a) Etat liquide	7
b) Etat plastique	8
c) Etat solide avec retrait	8
d) Etat solide sans retrait	8
I.3.3 Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation.....	8
a) La consolidation : Analogie mécanique.....	8
b) Consolidation primaire, consolidation secondaire.....	10
I.4 Phénomène de succion	10
I.4.1 Définition	10
I.4.2. Différents types de succion	12
a) Succion	
capillaire.....	12
b)	
Succion matricielle.....	13
c) Succion totale.....	14
d) Succion osmotique.....	14
I.4.3. Techniques de contrôle et de mesure de la succion	14
I.4.4. Technique de mesure de la succion.....	14
I.4.5. Relation teneur en eau-succion (courbe de rétention.....	15
I.5 Perméabilité.....	16
I.6. Les essais conventionnels en mécanique des sols.....	18
a) Essai de cisaillement direct.....	18

b) Essai oedométrique.....	19
c) Essai triaxial.....	21
I.7. Compressibilité	21
I.8. Résistance au cisaillement.....	26
I.9. Conclusion.....	30

CHAITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES CHIMIQUES DES MATERIAUX

II.1 Introduction.....	32
II.2 Analyse granulométrique.....	32
II.3 Caractéristiques physiques.....	33
II.3.1 Sable.....	33
• Teneur en eau (w)	33
• Masse volumique des grains solides (ρ_s).....	33
• Masse volumique sèche (ρ_d).....	34
• Indice des vides (e).....	34
• Porosité (n).....	34
• Degrés de saturation (S_r).....	34
II.3.2 Argile.....	35
• Analyse sédimentométrique (NF P 94-057).....	35
• Détermination des limites d'Atterberg (NF P94-051).....	36
II.4 Perméabilité des mélanges.....	37
II.5 Essais Proctor Normal.....	39
a) Principe de l'essai.....	39
b) Courbes Proctor normal.....	40
II.6 Interprétation des résultats.....	40
1. Perméabilité des mélanges.....	40
2. Essais Proctor Normal	41
II. 7 Conclusion.....	41

CHAITRE III : ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

III.1 Introduction	43
III.2 Appareillage	43
III.3 Mode opératoire	44
III.4 Déroulement de l'essai	44
III.5 Expression des résultats	45
III.6 Présentation des résultats	45
III.7 Courbes Contraintes – Déformations: $\tau = f(\Delta L)$	46
III.7.1 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 1 (25%Argile+75% Sable)	46
III.7.2 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 2 (50%Argile+50% Sable)	47
III.7.3 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 3 (75%Argile+25% Sable)	48
III.7.4 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) des trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa	49
III.7.5 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa	50
III.8 Courbes de Variation de Volumes: $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$	52
III.8.1 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 1 (25%Argile+75% Sable)	52
III.8.2 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 2 (50%Argile+50% Sable)	53
III.8.3 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 3 (75%Argile+25% Sable)	54
III.8.4 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa	55
III.8.5 Courbes de Variation de Volumes à teneur en eau variable (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa	56
III.9 Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$	57
III.10 Evolution de la cohésion(C) et de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en eau et de variation du pourcentage de sable et d'argile	58
III.11 Conclusion	60

CAPITRE IV : ETUDE DE LA SUCCION A L'ESSAI DE CISAILLEMENT

IV.1 Introduction	62
IV.2 Principe et mode opératoire	62
IV.3 Essais de cisaillement réalisé à différentes suctions sur les trois mélanges	63
IV.3.1 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ de mélange N°1 (25%Argile+75% Sable).....	64
IV.3.2 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ de mélange N°2 (50%Argile+50% Sable).....	65
IV.3.3 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ de mélange N°3 (75%Argile+25% Sable).....	66
IV.3.4 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=0$ KPa.....	68
IV.3.5 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=100$ KPa	69
IV.3.6 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=300$ KPa	70
IV.3.7 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à différentes suctions sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	71
IV.4 Courbes d'état critique à différentes suctions : $\tau = f(\sigma)$	72
IV.5 Conclusion	74

CHAPITRE V : ESSAIS OEDOMETRIQUES

V.1 Introduction	76
V.2 Appareillage	76
V.3 Principe et mode opératoire	76
V.4 Caractéristiques obtenues à l'oedomètre	77
V.4.1 Indice des vides.....	77
V.4.2 Paramètres d'identification	78
V.4.3 Caractéristiques de compressibilité	78
a. Courbe de compressibilité	78
b. Pression de préconsolidation	79
c. Indice de compression et de gonflement	79

V.5 Essai de compressibilité.....	80
V.6 Courbe de compressibilité	80
V.6.1 courbes de compressibilité à différentes succions (S=0, S=100 et S=300 KPa) pour les trois mélanges.....	81
V.6.2 courbes de compressibilité des trois mélanges à S=0, S=100 et S=300 KPa.....	82
V.7 Interprétation des résultats	82
V.8.Conclusion.....	84
CONCLUSION GENERALE.....	87
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	90
ANNEXES.....	95

LISTE DES FIGURES

Figure 1.I : Sol humide et non saturé (M. Callaud 2004)	5
Figure 2.I : Modèle rhéologique de la consolidation (M. Callaud 2004)	9
Figure 3.I : contraintes et déformations dans le temps en un point donné(M. Callaud 2004)...	9
Figure 4.I : Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps (M. Callaud 2004)..	10
Figure 5.I : phénomène de succion dans un tube capillaire (Laplace)	12
Figure 6.I: l'eau dans les sols non saturés selon Delage (1987)	13
Figure7.I: Courbe de rétention, phénomène d'hystérésis (Croney 1958).	16
Figure 8.I : perméabilités relatives d'un sable non saturé (Vachaud et Al 1974).....	17
Figure 9.I: boîte de cisaillement directe.....	19
Figure10.I: oedomètre	20
Figure 11.I: appareil triaxial de révolution	21
Figure 12.I: Essais oédométriques de compression à succion constante. (Rampino et al. 2000).....	23
Figure 13.I : Essais au triaxial à succion contrôlée, Essais de compression (Chen et al.1999)	24
Figure 14.I: Tests effectués à l'oedomètre à succion contrôlée, (a) tests de séchage - humidification sous contrainte axiale constante, (b) tests de chargement - déchargement à succion constante de 0,1 MPa (Villar 1995).....	25
Figure 15.I: Essais triaxiaux réalisés sur un limon peu plastique à différentes succions, (a) courbe déviateur- déformation axiale, (b) Etats de contraintes à la rupture dans le plan de Mohr- coulomb (Delage et al.1987).....	27
Figure 16.I : Essais de cisaillement au triaxial à succion contrôlée sur kaolin «speswhite», (a) chemins des contraintes à la même succion, (b) courbes d'état critique à différentes succions (Wheeler et Sivakumar 1995).....	28
Figure 17.I : Essais de cisaillement, au triaxial à succion contrôlée, sur un sable silteux, (a) Module de déformation verticale (E_v) en fonction de la succion à une déformation axiale de 0,1%, (b) Les lignes d'état critique à différentes succions, (Rampino at al. 2000).....	29
Figure1.II : Courbe granulométrique de la fraction sableus 0/3.....	32
Figure 2.II : Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse.....	36
Figure 3.II : Evolution de la perméabilité des mélanges.....	38
Figure 4.II : perméabilités des mélanges en fonction de degré de saturation.....	39
Figure 5.II : Courbes proctor normal pour les trois mélanges.....	40

Figure 1.III: Schéma de la boîte de cisaillement.....	44
Figure 2.III : Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°1 à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.....	46
Figure 3.III: Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°2 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa	47
Figure 4.III : Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°3 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compressions de 100, 200 et 300 KPa.....	48
Figure 5.III : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	49
Figure 6.III : Courbes Contraintes – Déformations à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) pour les trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	51
Figure 7.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N°1 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.....	52
Figure 8.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N°2 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.	53
Figure 9.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N°3 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.....	54
Figure 10.III : Courbes de Variation de Volumes des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	55
Figure 11.III : Courbes de Variation de Volumes à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) pour les trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	56
Figure 12. III : Droites Intrinsèques, des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%).....	57
Figure 13.III : Evolution de la cohésion(C) en fonction de la teneur et de variation du pourcentage de sable et d'argile.....	58
Figure 14.III : Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en eau et du pourcentage de sable et d'argile.....	59
Figure 1.IV : Représentation schématique d'une plaque de succion.....	62
Figure 2.IV: Courbes Contraintes– Déformations du mélange N°1 à différentes suctions (S=0, S=100 et S=300 KPa), sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.....	64
Figure 3.IV: Courbes Contraintes – déformations du mélange N°2 à différentes suctions (S=0, S=100 et S=300 KPa), sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa...	65

Figure 4.IV : Courbes contraintes – déformations du mélange N° 3 à différentes succions (S=0, S=100 et S=300KPa), sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa....	66
Figure 5.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à S=0 KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.....	68
Figure 6.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à S=100 KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.....	69
Figure 7.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à S = 300 KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.....	70
Figure 8.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à différente succion sous une contrainte de compression de 200 KPa.....	71
Figure 9.IV : Courbes d'état critique des trois mélanges à différentes succions (S=0, S=100 et S=300 KPa).....	72
Figure 10.IV : Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la succion et du pourcentage de sable et d'argile.....	73
Figure 11.IV : Evolution de l'angle de la cohésion (C) en fonction de la succion et du pourcentage de sable et d'argile.....	73
Figure 1.V : Coupe schématique d'une cellule œdométrique.....	76
Figure 2.V : détermination graphique de σ_p' (F. Alkama).....	79
Figure 3.V: Essais œdométriques de compression à différentes succions (S=0, S=100 et S=300 KPa) pour les trois mélanges.....	81
Figure 4.V: Essais œdométriques de compression pour les trois mélanges à S=0, S=100 et S=300 KPa.....	82

INTRODUCTION GENERALE

Dans les conditions d'essais souvent utilisées, les sables sont considérés comme des matériaux frottants et presque sans cohésion, et les argiles sont considérées comme purement cohérentes. Or, la réalité des terrains lors de la construction des ouvrages réels est toute autre. Le sol naturel présente très souvent un comportement intermédiaire (sable, argile). On est donc conduit à élargir le domaine des essais en centrifugeuse à des matériaux qui ne soient ni exclusivement cohérents, ni totalement frottants, ni exclusivement saturés, ni totalement secs: c'est ce qui définira le domaine des sols non saturés. Un tel domaine pourrait concerner de nombreuses applications en géotechnique : stabilité de pentes, comportement des ouvrages en terre, fondations superficielles,....etc.

De nombreux travaux réalisés à la boîte de cisaillement, à l'oedomètre et au triaxial à différentes succion ont été consacrés à l'étude du comportement des sols non saturés (compressibilité et résistance). L'analyse bibliographique montre les études portées sur l'effet de la succion sur la compressibilité et la résistance du sol. On trouve des Essais oedométriques de compression à succion constante (Rampino et al. 2000) et des essais triaxiaux réalisés sur un limon peu plastique à différentes succions (Delage et al.1987).

Ce mémoire est structuré en cinq chapitres comme suit:

Le premier chapitre est consacré à la définition des sols non saturés, à la notion de la succion, ainsi que les différentes techniques utilisées pour la mesure ou le contrôle de la succion. Une synthèse bibliographique portant sur les sols non saturés a été réalisée, les effets de la succion sur la compressibilité et sur la résistance au cisaillement ont été particulièrement abordés.

Le deuxième chapitre concerne la classification et l'identification des matériaux à utiliser (sable, argile). Nous présentons, en particulier, les résultats d'un certain nombre d'essais fondamentaux (granulométrie, limites d'Atterberg et perméabilité) effectués sur des mélanges (sable, argile).

Le troisième chapitre porte sur la caractérisation mécanique, particulièrement sur la résistance au cisaillement à la boîte. L'objectif étant de déterminer l'évolution des

caractéristiques mécaniques (c et ϕ), en fonction de la teneur en eau, de la variation du pourcentage de sable et de l'argile.

Le quatrième chapitre présente les résultats des essais réalisés à la boîte de cisaillement à différentes succions. Dans le but de déterminer l'évolution des caractéristiques mécaniques (c et ϕ), en fonction de la succion et de la variation du pourcentage de sable/argile.

Enfin, le cinquième chapitre est consacré à l'essai oedométrique à différentes succions, ce qui permet d'étudier l'influence de la succion sur la compressibilité des mélanges (sable, argile).

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction aux sols non saturés

L'hypothèse qui consiste à considérer que le sol se trouve soit dans un état sec, soit dans un état saturé, néglige l'effet de la succion qui se développe au sein d'un sol non saturé et qui conditionne largement son comportement mécanique.

Le domaine des sols non saturés couvre:

- soit des ouvrages réalisés par compactage tels que les remblais, les digues, les barrages en terre et les barrières géologiques d'étanchéité de centre de stockage de déchets ;
- soit des sols naturels dans les régions arides à semi arides et même dans des régions tempérées où les couches de surface sont très souvent non saturées (figure1).

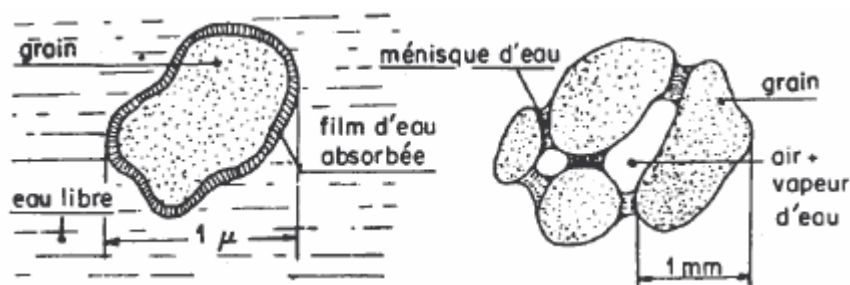


Figure 1.I : Sol humide et non saturé (M. Callaud 2004)

Fredlund et Rahardjo(1993), proposent d'ajouter à ces trois phases, un autre système qui présente des propriétés physiques différentes des autres notamment par le pouvoir d'exercer une tension superficielle (Tensil pull). Il s'agit de l'interface eau – air (Contractil skin). Le comportement mécanique des sols non saturés est ainsi régi par l'interaction entre ces différentes phases.

I.2 Les matériaux granulaires

Les sols grenus sont ceux pour lesquels les caractéristiques géotechniques sont déterminées par des forces de volume ou de pesanteur. Ils sont en général pulvérulents. On distingue principalement deux sous-familles :

- **Sables** : 50% des grains au moins sont compris entre 0,02 et 2 mm
- **Graviers** : 50% des grains au moins sont compris entre 2 et 20 mm

Les dimensions extrêmes varient légèrement suivant le système de classement. On peut ajouter pour préciser à ces sols, d'autres critères de nature minéralogique (composition chimique même de la roche mère), forme des grains (liée à la genèse de l'altération

mécanique), gisement et tri (ségrégation ou non). Ainsi de part leurs altérations mécaniques on distingue:

- Les sables éoliens : transportés par le vent, se rencontrent généralement sous forme de dunes marines ou continentales.
- Les sables fluviaux : se rencontrent dans les alluvions fluviales quelques fois sous forme de terrasses.
- Les sables marins : comprennent aussi bien les sables littoraux que les sables marins anciens.
- Les sables résiduels ou arènes : produits de la fragmentation sur place d'une roche mère propice, et donnant alors aux formes de grain les aspects suivants :
 - émoussés luisants : caractéristique du transport par l'eau ;
 - ronds mats, émoussés et piquetés caractéristiques du transport par le vent ;
 - non usé : caractéristiques des grains non transportés.

I.2.1 Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20 \mu\text{m}$)

Les sols pulvérulents : sable, gravier, cailloux, blocs sont constitués essentiellement de la silice (quartz), de calcaire et d'autres roches inertes. Les effets capillaires dus à l'eau sont négligeables ; Les grains se comportent comme les granulats inertes du béton.

I.2.2 Tassement des sols grenus

L'expérience nous apprend que:

- La compressibilité des sols grenus n'est due qu'à la compression du squelette solide,
- Les tassements dans ces sols sont quasi instantanés, ils ont lieu immédiatement au moment de l'apparition des charges,
- Les tassements sont les mêmes que le sol soit sec, humide ou saturé,
- Les déformations dans les sols grenus sont dues à deux causes :
 - D'une part, un ré-enchevêtrement des grains qui provoque une diminution de l'indice des vides (cas des contraintes usuellement rencontrées en géotechnique)
 - D'autre part, une déformation des grains eux-mêmes sous l'action des forces qui s'exercent à leurs points de contact (cas de sollicitations extrêmes très rarement rencontrées en pratique)

En général, on néglige le tassement d'un sol grenu d'autant si à son voisinage il existe une couche de sol fin saturé elle-même sollicitée.

I.3 Les matériaux cohérents

Les matériaux cohérents sont toujours constitués d'éléments fins et se caractérisent par une perméabilité très faible par rapport aux matériaux granulaires.

I.3.1 Les argiles

On peut les définir granulométriquement comme une roche dont les particules sont comprises entre 2 et 0,2 μ m. C'est une roche sédimentaire terreuse faisant pâte avec l'eau. Elle est donc plastique. La plasticité d'un matériau est caractérisée par le fait qu'il peut être déformé d'une façon permanente, à volume constant, sans perdre sa cohésion interne. On distingue suivant leur origine :

- Les argiles d'altération : formées principalement par l'altération des calcaires en climat tempéré ou l'altération des latérites en climat chaud et humide,
- Les argiles fluviatiles : elles se déposent surtout dans le lit majeur des fleuves, lors des décrues,
- Les argiles lacustres : déposées dans les lacs et les étangs,
- Les argiles marines : Ce sont des argiles d'origine continentale déposées en milieu marin, et généralement modifiées par la diagenèse.

I. 3.2 Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20\mu \Leftrightarrow 0,02\text{mm}$) bien que la dimension des grains du squelette ait une influence, le comportement d'un sol fin est avant tout fonction :

- De sa composition minéralogique,
- De sa teneur en eau,
- Et de sa structure, c'est-à-dire de la manière dont les particules sont disposées et orientées les unes par rapport aux autres.

En particulier la consistance d'un sol fin varie beaucoup suivant sa teneur en eau. Plus précisément, en opérant à teneur en eau décroissante, on rencontre les quatre états/comportements suivants :

a) Etat liquide :

Le sol n'a qu'une cohésion très faible. Il a l'aspect d'un fluide. Il tend à s'étaler si on le pose sur une surface horizontale.

b) Etat plastique :

Le sol a une cohésion plus importante. Posé sur une surface horizontale, il n'a pas tendance à s'étaler mais n'offre aucune résistance à l'action de charges même très faibles.

c) Etat solide avec retrait :

La déformabilité du corps est beaucoup plus faible. Soumis à la dessiccation, il perd une partie de son eau interstitielle tout en se contractant d'une valeur appréciable.

d) Etat solide sans retrait :

La rigidité du sol augmente et son volume ne change pas quand sa teneur en eau diminue. Le passage d'un état à l'autre s'effectue évidemment d'une façon progressive.

I.3.3 Tassement des sols saturés - Phénomène de consolidation**a) La consolidation : Analogie mécanique**

En milieu sec (sable sec, roches, ...) la déformation est quasi instantanée. Par contre, dans un milieu parfaitement saturé (sol fin ou sol grenu), au début c'est l'eau qui prend tout l'effort. Celle-ci se met alors en mouvement conformément à la loi de DARCY ($V = k.i$) et s'écoule à une vitesse qui est fonction de la perméabilité du milieu. Progressivement, les grains solides se substituent à l'eau pour la transmission des charges. Au bout d'un certain temps, toutes les charges se transmettent directement de grain à grain, l'eau interstitielle ayant repris, en chaque point, la pression initiale telle qu'elle existait avant la mise en charge du milieu. On dit alors que le milieu est consolidé sous l'action des forces extérieures considérées.

La figure ci-dessous rend bien compte du phénomène de consolidation. Considérons un cylindre rempli d'eau sous un piston muni d'un petit orifice O et reposant sur un ressort R prenant appui sur le fond du cylindre. En exerçant maintenant une force N sur le piston. Cette charge est tout d'abord reprise par l'eau du cylindre. Cette dernière s'évacue lentement par l'ouverture O. Le ressort est comprimé progressivement et il arrive un moment où ce ressort équilibre la force F :

L'eau est à nouveau à la pression atmosphérique et son évacuation par l'orifice O s'arrête. Le système prend ainsi son équilibre final. On voit l'analogie de cet appareil avec un sol saturé soumis à des charges : le ressort représente les grains solides qui, peu à peu, prennent en compte les charges extérieures à la place de l'eau ambiante.

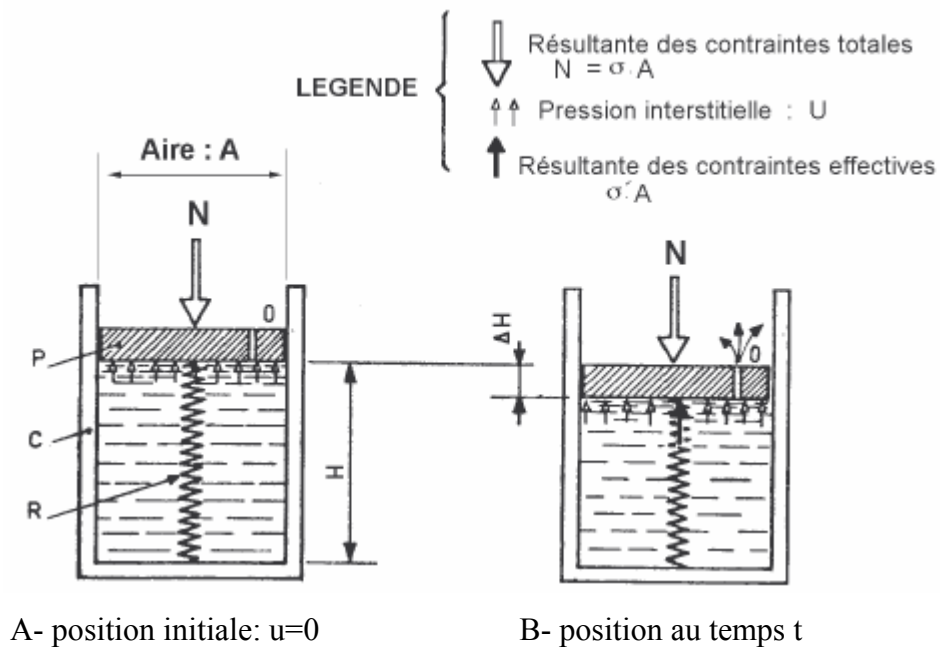


Figure 2.I : Modèle rhéologique de la consolidation (M. Callaud 2004)

Cette dernière s'évacue plus ou moins lentement par les interstices entre les grains représentés schématiquement par l'orifice O. L'équilibre final, en milieu saturé, se produit au bout d'un temps qui peut varier pratiquement de quelques minutes, dans les milieux sablo-graveleux très perméables, à plusieurs années ou dizaines d'années, dans les argiles très peu perméables. Les sols fins sont donc très sensibles au phénomène de consolidation.

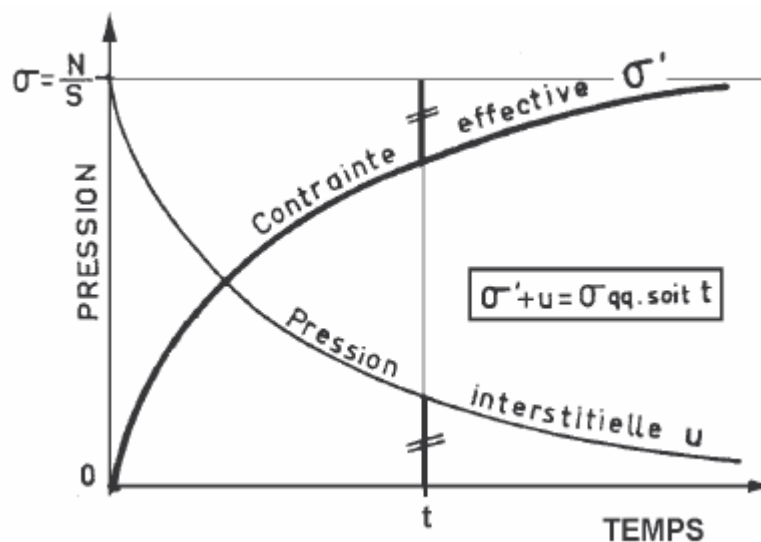


Figure 3.I : contraintes et déformations dans le temps en un point donné (M. Callaud 2004)

b) Consolidation primaire, consolidation secondaire

L'abaissement du piston à la fin de la consolidation primaire correspond au tassement final du sol ou tassement primaire. Au-delà de cette phase, toute la charge est encaissée par le ressort c'est à dire, le squelette solide. La pression interstitielle dans le massif est égale à la pression hydrostatique. La pression « u » induite par le chargement est nulle.

L'expérience montre que le sol continue à tasser une fois la consolidation primaire achevée. Cette nouvelle phase de tassement s'appelle consolidation secondaire. Elle est due à des modifications dans l'arrangement des grains du squelette solide (cf. tassement des sols grenus).

Les tassements dus à la consolidation secondaire sont faibles dans la plupart des cas (sols fins en particulier), et son effet peut être négligé par rapport aux tassements de la consolidation primaire.

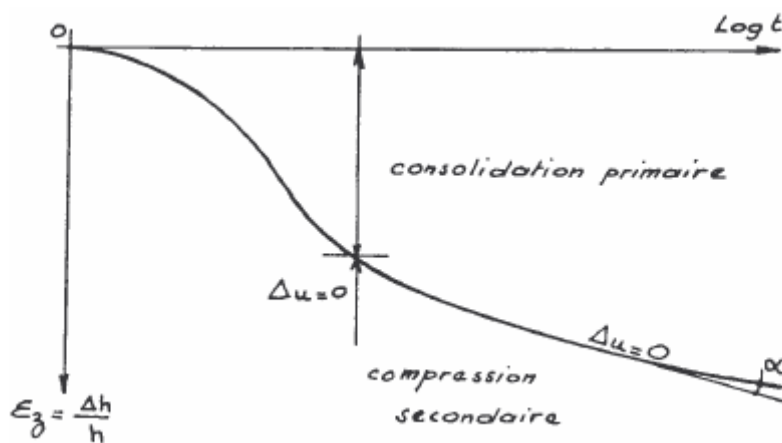


Figure 4.1 : Déformation verticale d'un sol saturé en fonction du temps
(M. Callaud 2004)

I.4 Phénomène de succion

I.4.1 Définition

La succion dans les sols a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme 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 pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé (cité par Elage et Cui 2000).

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcentage. La relation entre l'humidité ambiante et la succion est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante:

$$\Psi_t = \frac{RT}{V_w} \ln H_r \quad (1)$$

T: température absolue (K)

V_w : volume d'une mole d'eau

H_r : humidité relative (kPa)

R: constante des gaz parfaits

Ψ_t : succion totale (kPa)

Certains auteurs (Aitchison 1965 cite par Fredlund et Rahardjo 1993; Krahn et al 1971; Edil et Sabri 1984; El-ehwan et Huston 1990) définissent la succion totale comme la somme de la succion matricielle Ψ_m et de la succion osmotique Ψ_π :

$$\Psi_t = \Psi_m + \Psi_\pi \quad (2)$$

La succion matricielle est la capacité de rétention d'eau à l'intérieur de la matrice solide du sol. Elle fait intervenir l'effet de l'absorptivité par les particules du sol et les forces capillaires. Ces dernières dépendant de la forme et de la taille des pores dans le sol.

$$\Psi_m = U_a - U_w \quad (3)$$

Où:

U_w : pression d'eau (kPa)

U_a : pression d'air (kPa)

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel dans différents points de la matrice du sol. Dans le cas où la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle.

Kahn et Fredlund (1971) ont vérifié expérimentalement la relation (2) en mesurant la succion osmotique, matricielle et totale d'une argile très plastique. Ils trouvent que la

différence entre la succion totale et la succion matricielle décroît avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. Houston et al. (1994) montre que la succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente.

I.4.2 Différents types de succion

a) Succion capillaire

La tension superficielle est une caractéristique des surfaces des liquides. Elle résulte des forces intermoléculaires qui se développent à l'interface air- liquide. La remontée d'eau dans un tube capillaire est un exemple de ce phénomène (figure5). Selon la loi de la place, la différence de pression entre les phases gazeuse et aqueuse prend la forme suivante :

$$U_a - U_w = 2\sigma_s \cos \theta / r \quad (4)$$

Avec

U_a : la pression d'air ambiant

U_w : la pression de l'eau

σ_s : la tension de surface d'eau –air

θ : l'angle de raccordement entre le ménisque et le tube (ou le solide)

r : le rayon du tube

L'équation (4) montre que la pression de l'eau U_w prend une valeur négative lorsqu' U_a est égale à la pression atmosphérique. Elle nous permet, également, de déduire la hauteur H à laquelle peut remonter l'eau dans le tube capillaire (loi de Jurin):

$$H = (2\sigma_s \cos \theta) / (\rho \cdot g \cdot r) \quad (5)$$

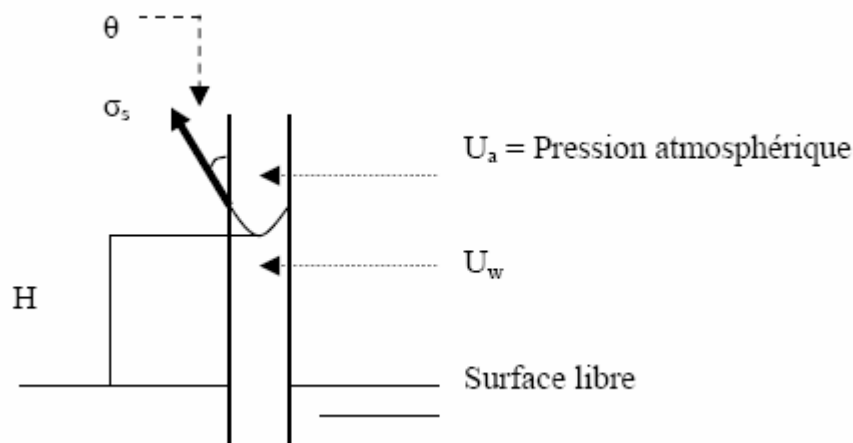


Figure 5.I : phénomène de succion dans un tube capillaire (Laplace)

b) Succion matricielle:

La succion matricielle est définie comme étant la quantité d'énergie nécessaire pour déplacer les molécules d'eau à partir de la phase solide sans toutefois changer l'état de cette eau (Ridley&Burland, 1993). Elle peut être mesurée soit par des méthodes directes ou indirectes. Le principe des méthodes directes repose sur la mesure de la succion de l'eau existant dans les pores à l'aide d'instruments appropriés tels que la plaque à succion, les tensiomètres et le tensiomètre osmotique. Les méthodes indirectes consistent à mesurer un paramètre intermédiaire qui est relié à la succion soit par un étalonnage spécifique ou par support théorique. La méthode la plus courante est celle dite du papier filtre (contact direct).

Pour les phénomènes engendrant la succion matricielle dans les sols non saturés il y a lieu de distinguer deux cas (Delage, 1987):

- 1- le cas des sols grenus où l'eau est soumise à l'unique potentiel de l'attraction capillaire (équation 1) qui se développe au contact des fluides (fig 6a)
- 2- l'eau dans les sols fins non saturés est soumis en plus du potentiel d'adsorption qui est lié à la présence de cations échangeables aux contacts des particules (fig 6b)

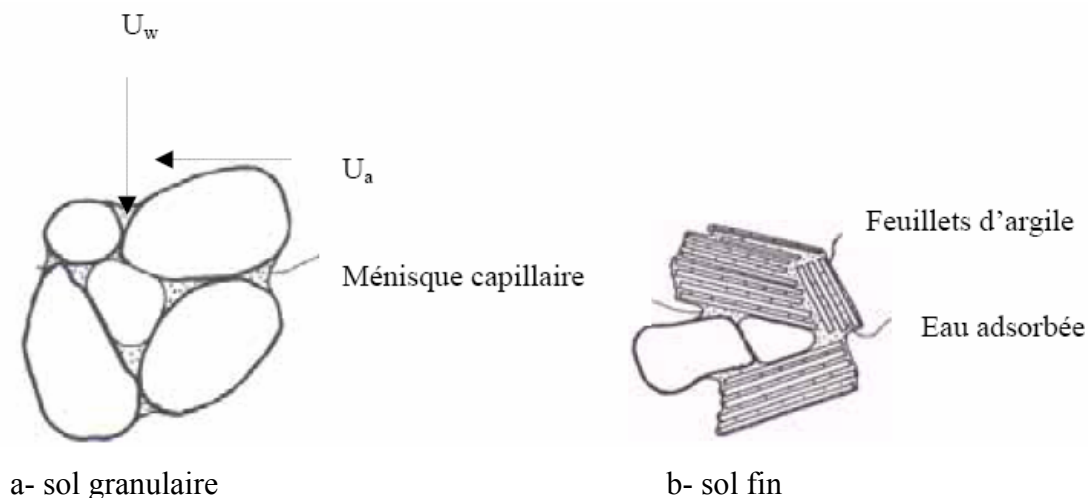


Figure 6.I: l'eau dans les sols non saturés selon Delage (1987)

Selon Delage et Cuir (2000), l'eau attirée par les argiles est essentiellement l'eau d'hydratation des cations attirés électriquement par le déficit de charge des plaquettes argileuses. Aussi il y a lieu de distinguer entre l'eau adsorbée et l'eau libre. Les molécules d'eau adsorbée possèdent une énergie de liaison d'autant plus forte qu'elles sont proches de la surface du minéral.

c) Succion totale:

La succion totale correspond à l'énergie nécessaire pour déplacer les molécules d'eau par évaporation (Ridley & Burland, 1993). Elle se réduit à la succion matricielle en l'absence de la concentration des sels. Elle est mesurée par le psychromètre thermocouple ou la méthode du papier filtre (sans contact).

d) Succion osmotique:

Le potentiel osmotique est égal à la différence entre la succion totale et la succion matricielle. Les phénomènes osmotiques qui influencent la migration des molécules d'eau dans les pores des sols sont provoqués par la concentration de sels dissous dans l'eau. L'addition des sels à l'eau a peu d'effets sur la tension surfacique et par conséquent, ce potentiel est, le plus souvent négligé.

I.4.3 Techniques de contrôle et de mesure de la succion

La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols, et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de méga pascals. Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés, tant en termes mécanique que de transfert d'eau et d'air.

Croney et al. (1958) ont cependant fourni très tôt une description très complète de la plupart des techniques de contrôle et de mesure de la succion dans le sol. De nombreuses techniques reposent sur l'utilisation de pierres poreuses céramiques de très fine porosité, qui ne peuvent être dé saturées que sous des succions beaucoup plus fortes que celles appliquées aux sols : ces pierres restent toujours saturées, même lorsqu'elles sont soumises à des pressions d'air, et permettent d'assurer la continuité de l'eau entre le système de contrôle et de mesure et le sol.

I. 4.4 Techniques de mesure de la succion

Pour des valeurs de succion inférieures à 100 KPa, on peut utiliser le tensiomètre à eau. Il est constitué d'un réservoir d'eau séparé par une pierre poreuse semi-perméable (plaque en céramique, laissant passer l'eau et pas l'air) sur laquelle repose l'échantillon de sol. L'eau du réservoir se met en équilibre avec la phase liquide du sol par transfert à travers la pierre

poreuse. Un capteur de pression permet de mesurer la pression de l'eau à l'intérieur du réservoir (Ridley&Burland1993, Marinho& Chandler1995).

Une autre technique dite méthode psychométrique peut être utilisée pour mesurer la succion. Le principe de base présenté dans la littérature (Verbrugge 1978, Edil et Val 1984) consiste à mesurer la succion totale du sol en mesurant l'humidité relative de la phase air du sol en équilibre avec la phase eau. Cette méthode est très délicate mais reste fiable pour les succions comprises entre 300 KPa et 8 MPa avec une plus grande imprécision aux faibles succions du fait d'une plus forte dépendance des variations de température dans cet intervalle. Pour la même raison, la mesure de la succion totale in situ avec psychromètre n'est pas recommandée.

Une méthode très simple dite méthode de papier filtre, permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en parfait contact avec le sol. Il faut utiliser la courbe d'étalonnage appropriée pour chaque cas (Houston et Al 1994). Pour mesurer la succion matricielle, cette Méthode consiste à intercaler un papier filtre entre deux échantillons de sol. Le principe Repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique le potentiel de l'eau de l'échantillon de sol (ou Succion matricielle) et le potentiel matriciel de l'eau du papier filtre sont les mêmes. Cette Méthode permet de balayer une large gamme de succion allant de $pF=\log(s)=1$ à $pF=6$, avec la notion de pF défini comme le log décimal de la succion (Fredlund & Rahardjo 1993; Ed Diny 1993);

I.4.5 Relation teneur en eau-succion (courbe de rétention)

Considérons un sol initialement saturé en eau. Si on lui applique une pression d'air, à partir d'une valeur de pression critique appelée pression d'entrée d'air du sol, les larges pores commencent à se vider. La loi de Jurin Laplace permet d'affirmer qu'une augmentation de la pression d'air appliquée au sol entraîne un drainage de pores de taille de plus en plus petite.

La succion du sol est reliée à la quantité d'eau qui y est présente à causes des interactions de type capillaire ou d'adsorption entre l'eau et les particules du sol. Cette relation est une caractéristique spécifique d'un type de sol et peut être déterminée expérimentalement par les

méthodes de mesure et de contrôle de la succion présentées dans ce chapitre. Elle est représentée par une courbe appelée courbe de rétention.

La relation succion- teneur en eau n'est pas univoque. La figure 7.I montre que le sol est plus humide à la dessiccation qu'à l'humidification pour une même valeur de succion. Il en résulte que le sol présente un comportement non univoque, qui fait intervenir à priori l'histoire hydrique du sol, complique singulièrement la description des écoulements dans les sols non saturés. Cette non-unicité est liée au phénomène d'hystérésis qui signifie que les caractéristiques hydriques pour un sol en séchage et en humidification ne sont pas les mêmes.

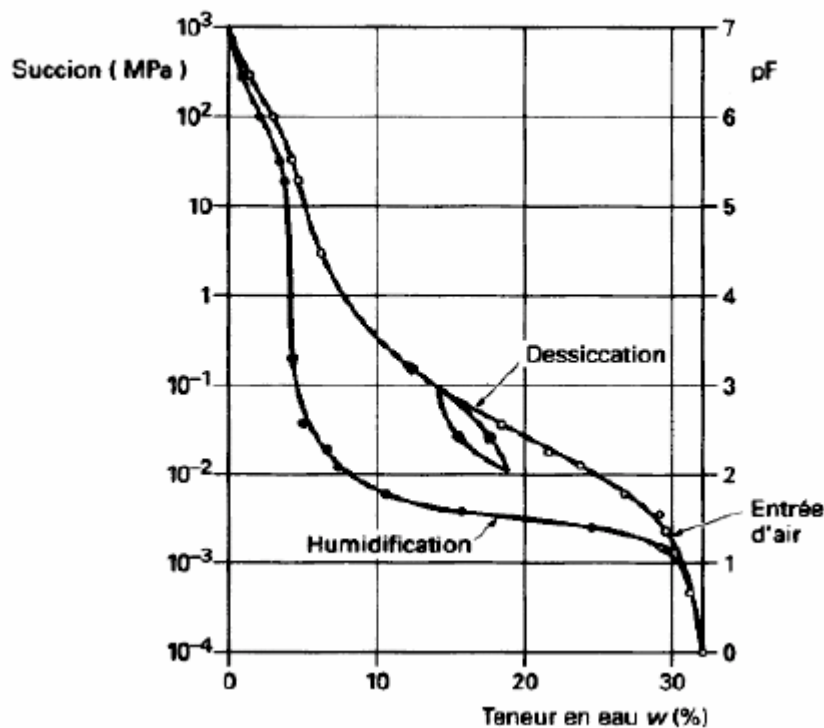


Figure 7.I: Courbe de rétention, phénomène d'hystérésis (Croney 1958).

I.5 Perméabilité

La description des transferts des fluides dans les milieux poreux non saturés ne peut être complète sans la prise en compte de la phase gazeuse. Celle-ci pose un problème dont l'importance est variable suivant le cas considéré, la continuité ou non de l'air.

Pour les problèmes où le sol est partiellement saturé, l'existence d'air occlus dans l'eau peut rendre celle-ci sensiblement compressible. Lorsque le sol est fortement non saturé, la perméabilité à l'air peut avoir une influence importante sur les transferts d'eau. L'air continu mais sous pression peut s'opposer au mouvement de l'eau. La figure 8.I présente une comparaison des perméabilités à l'eau et à l'air pour le même sol (Vachaud et al 1974).

La perméabilité à l'air a été étudiée par Matyas(1967), Langfelder et al (1968) et Blight (1971). L'expression la plus utilisée pour la perméabilité à l'air est celle de Yoshimi et Osterberg (1963):

$$K_a = c \frac{\gamma_a}{\mu_a} [e(1 - S_r)]^d \quad (6)$$

Où:

C, d : paramètres du sol;

γ_a : poids volumique de l'air;

μ_a : viscosité de l'air.

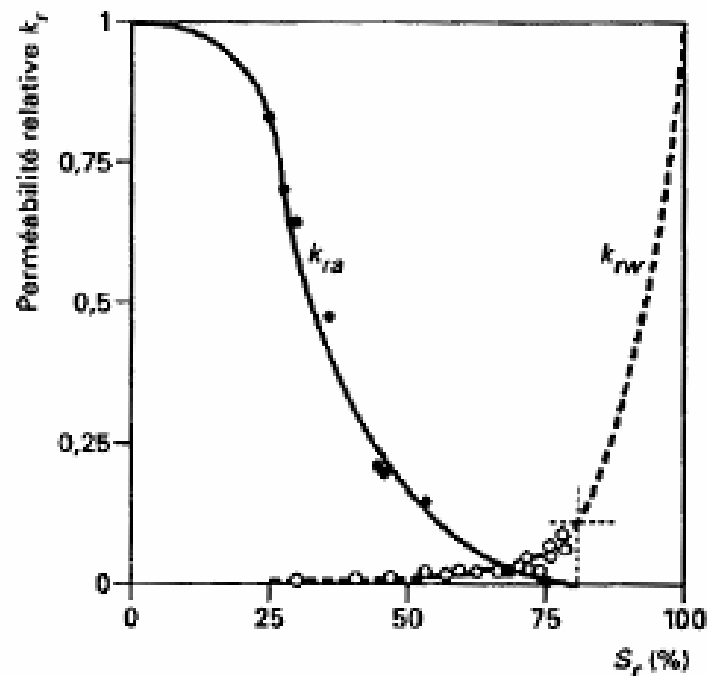


Figure 8.I : perméabilités relatives d'un sable non saturé (Vachaud et Al 1974)

Les facteurs contrôlant la perméabilité à l'eau sont : le degré de saturation (ou la succion) et l'indice des vides.

$$k_w(Sr_e) = f_1(Sr)f_2(e) \quad (7)$$

Cang et Duncan(1983) ont montré que l'équation qui relie le coefficient de perméabilité à l'eau à l'indice des vides et au degré de saturation est de la forme:

$$k_w = k_{ws} G_e H_s$$

Où:

k_{ws} : coefficient de perméabilité à l'état saturé;

G_e : fonction dépendant de l'indice des vides;

$$G_e = \frac{e \cdot Sr}{w}$$

$$H_s = \left[\frac{Sr - Sr_{res}}{1 - Sr_{res}} \right]^m : \text{fonction dépendant du degré de saturation;}$$

Sr_{res} : degré de saturation résiduel;

m : paramètre caractéristique du sol.

$$m = 1 - \frac{1}{n}$$

n : liée à la distribution des tailles des pores.

I.6 Les essais conventionnels en mécanique des sols

a) Essai de cisaillement direct

Les premiers types d'essai sont historiquement les essais de cisaillement direct (coulomb en 1776). Lors de cet essai, une contrainte verticale (contrainte normale) est appliquée à l'échantillon ainsi qu'un effort de cisaillement (figure 9). Les résistances au cisaillement des sols sont déterminées en utilisant l'approche rigide – plastique. En revanche, les tenseurs de contraintes et de déformations sont inconnus en raison de leur non uniformité et le volume ne peut plus être considéré comme homogène. Le «simple shear test» est une amélioration du dispositif à la boîte directe de cisaillement car les tenseurs sont uniformes. Les dispositifs «ring shear» de cisaillement annulaire appartiennent également à cette catégorie d'essai : le cisaillement est contrôlé par la

torsion. L'intérêt de ce dernier essai est de pouvoir suivre le comportement aux grandes déformations (plusieurs rotations sont possibles), et d'obtenir les valeurs de cisaillement résiduel qui interviennent, notamment dans les glissements de terrains, selon un plan de cisaillement prédéterminé.

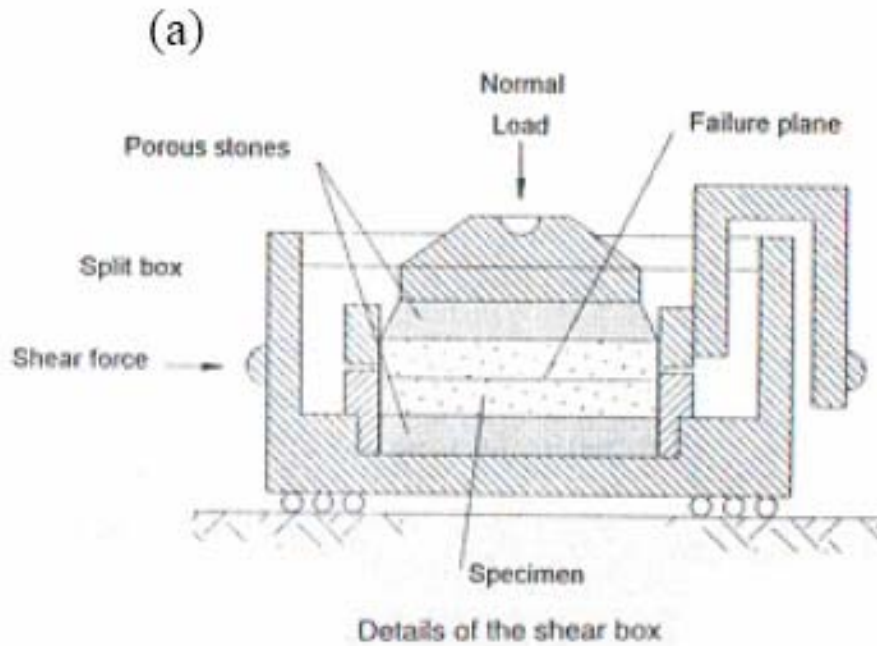


Figure 9.I: boîte de cisaillement directe

b) Essai œdométrique

L'essai œdométrique a été initialement développé par Terzaghi. Ce type d'essai permet d'étudier la compressibilité et les tassements dans les conditions mono dimensionnelles telles qu'il n'y ait aucune déformation latérale. L'essai œdométrique (figure 10.I) sur du sable sec montre deux régions de contraintes axiales. Aux faibles valeurs ($\sigma_z < 10\text{Mpa}$), on observe de faibles variations de volume. Au contraire, pour des valeurs plus élevées, l'échantillon subit de plus fortes déformations. Les analyses

granulométriques menées par Biarez & Hicher par exemple, menées avant et après essai, ont montré que la rupture de pente dans le plan $e - \log p'$ (indice des vides et pression moyenne effective), délimite les zones avec et sans rupture des grains.

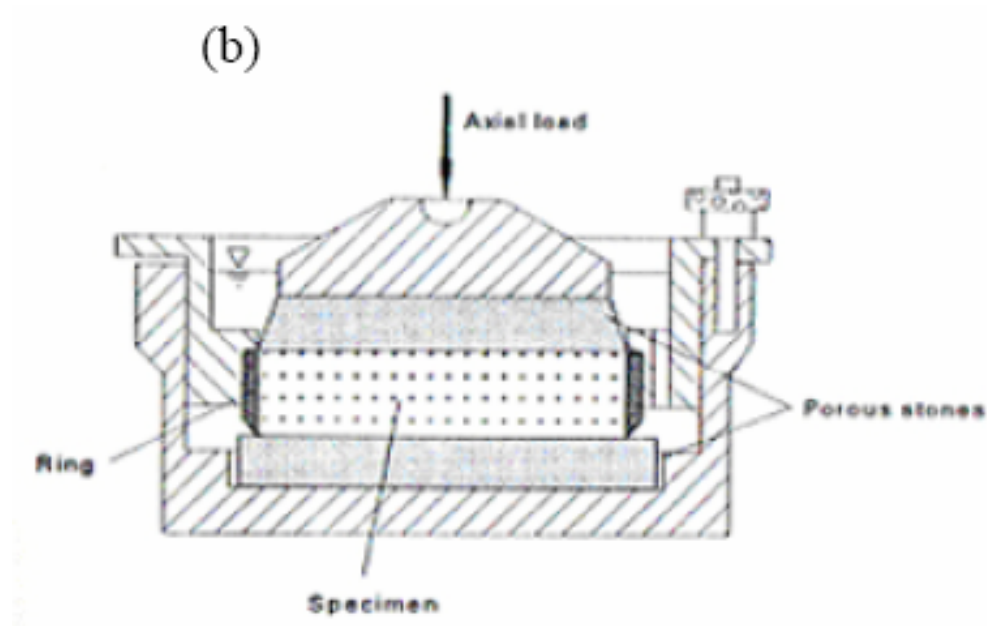


Figure10.I: oedomètre

c) Essai triaxial

L'essai triaxial est un test standard de laboratoire en mécanique des sols. La figure (figure 11.I) présente l'appareil triaxial classique tel qu'il a été initialement conçu par Bishop & Henkel en 1962. Les appareils triaxiaux permettent de réaliser des essais de compression-traction axiale sur des échantillons cylindriques de sol au moyen d'un piston axial et d'une pression latérale servant de contrainte de confinement (pour cette dernière, de l'eau ou de l'air comprimé est utilisé comme fluide de confinement).

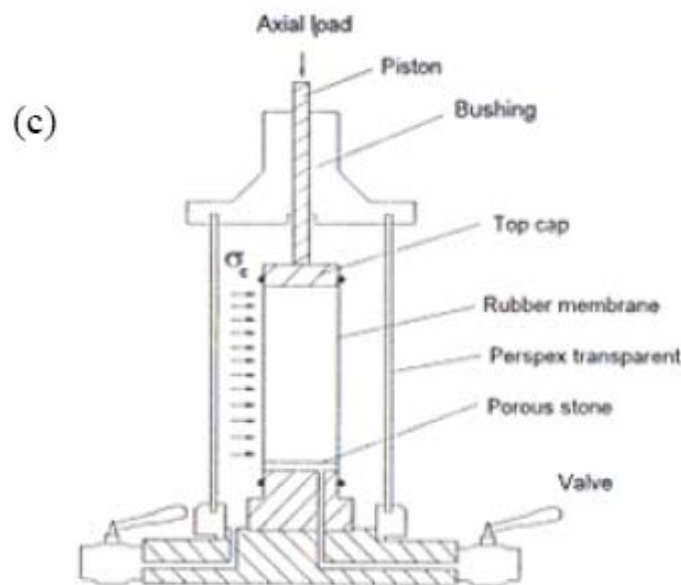


Figure 11.I: appareil triaxial de révolution

I.7 Compressibilité

Différents travaux ont été effectués à l'oedomètre et au triaxial à succion contrôlée afin d'étudier deux aspects du comportement des sols non saturés, à savoir :

- l'effet de la succion sur la compressibilité;
- les variations volumiques liées au changement de succion.

Des essais de compressibilité sur un sol compacté très plastique ($W_L = 80\%$, $W_P = 28\%$, limite de retrait $= 15,8\%$, pourcentage d'argile $= 56\%$ dont 80% de montmorillonite et 20% de kaolinite) ont été réalisés par Habib et al. (1995) en utilisant un oedomètre à surpression d'air. Le sol a été compacté statiquement à une teneur en eau $W = 24\%$, l'indice des vides obtenu est de l'ordre de 1,03.

Les résultats obtenus ont montré que les courbes de changement de la teneur en eau et de l'indice des vides ont la même allure. La variation de l'indice des vides est influencée par l'intensité du chargement axial plus que par la succion, mais la teneur en eau est influencée par le changement de succion au premier degré. Les résultats ont montré aussi que l'indice des vides et la teneur en eau finale sont liés au chemin de contrainte suivi.

Rampino et al. (1999, 2000) ont effectué à l'oedomètre et au triaxial à surpression d'air une étude sur un sable silteux ($WP=21,3\%$, $WL=34,6\%$, $IP=13,3\%$) compacté à l'optimum Proctor modifié. Le programme expérimental consiste en une phase d'équilibre suivie par un chargement isotrope et de cisaillement sous succion constante comprise entre 0 et 400 KPa.

Les résultats obtenus indiquent que la réponse mécanique dépend fortement de la succion. Pendant la phase d'équilibre à $s=10$ KPa et $q=0$, l'échantillon absorbe de l'eau et la succion chute de sa valeur après compactage à la valeur imposée, le sol gonfle pendant cette phase. La succion a une grande influence sur le comportement mécanique du sol sous compression isotrope et oedométrique. Dans la gamme de succion choisie pour les tests, la compressibilité baisse et la pression de surconsolidation augmente avec l'augmentation de la succion. Le changement le plus important a lieu entre 0 et 100 KPa de succion (Figure 12.I).

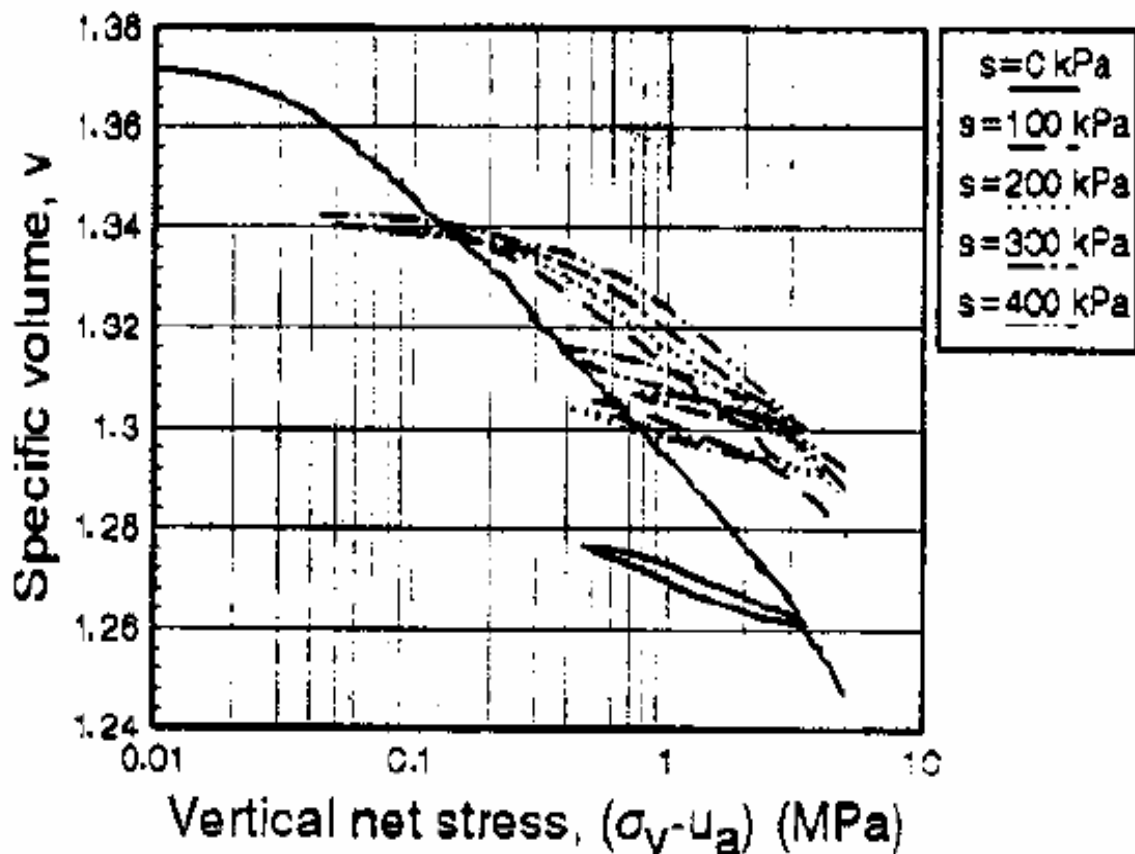


Figure 12.I: Essais oedométriques de compression à succion constante.
(Rampino et al. 2000).

Des résultats concordants sur un sol peu plastique ont été trouvés par Chen et al. (1999) au triaxial à double paroi en adoptant la méthode de surpression d'air. Le sol a été préparé par compactage statique en cinq couches. Deux types d'essais ont été effectués : une compression isotrope sous succion constante et un séchage sous pression de confinement constante.

Les résultats obtenus montrent que :

- le changement de volume total et de volume d'eau dans le sol est lié au chemin de contrainte suivi;
- la compressibilité varie considérablement et la pression de surconsolidation augmente avec l'augmentation de la succion, la teneur en eau varie d'une manière importante pour des basses succions (Figure 13.I);

- le volume total et la teneur en eau sont des variables adéquates pour décrire le comportement des sols non-saturés.

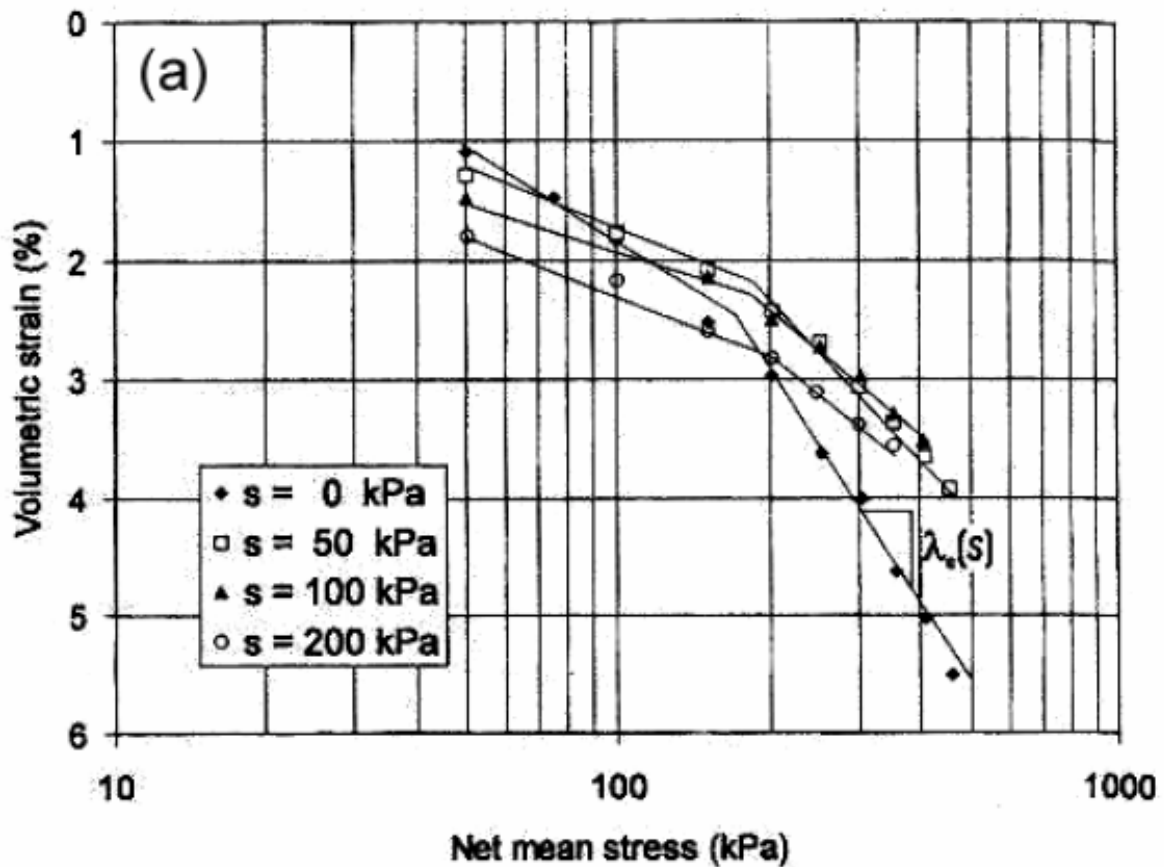


**Figure 13.I : Essais au triaxial à succion contrôlée, Essais de compression
(Chen et al.1999)**

Villar (1995) a réalisé des essais oedométriques de chargement – déchargement sous succion imposée (entre 0,1 et 130 MPa) et des essais de séchage – humidification sous charge constante (de 0,05 à 5 MPa) en utilisant les techniques de surpression d'air et de la solution saline. L'étude a été réalisée sur une montmorillonite très gonflante reconstituée en laboratoire (WL=21,3%, la pression de gonflement est de l'ordre de 5 MPa pour un poids volumique sec de 16 kN/m³).

Les résultats obtenus montrent que les déformations causées par une variation de succion sont moins réversibles que celles causées par le chargement axial (Figure 14.I). Dans les deux types d'essais (chargement/déchargement, séchage - humidification) le chargement axial joue le rôle déterminant dans l'irréversibilité des déformations : si le chargement axial est élevé, l'échantillon gonfle moins pendant la phase d'humidification ; pendant la phase de

dessiccation l'indice des vides initial est récupérable même si on passe au-dessous de la valeur initiale pour des charges très élevées. Ceci peut être expliqué par la disparition du réseau macrostructural causé par le gonflement microstructural (Gens et Alonso 1991). Un effondrement a été remarqué pour des échantillons soumis à une charge axiale de 5MPa et une succion initiale de 130MPa quand la succion baisse à 30MPa, l'amplitude de l'effondrement n'est pas très élevée, mais pendant la phase de dessiccation l'échantillon se consolide facilement.

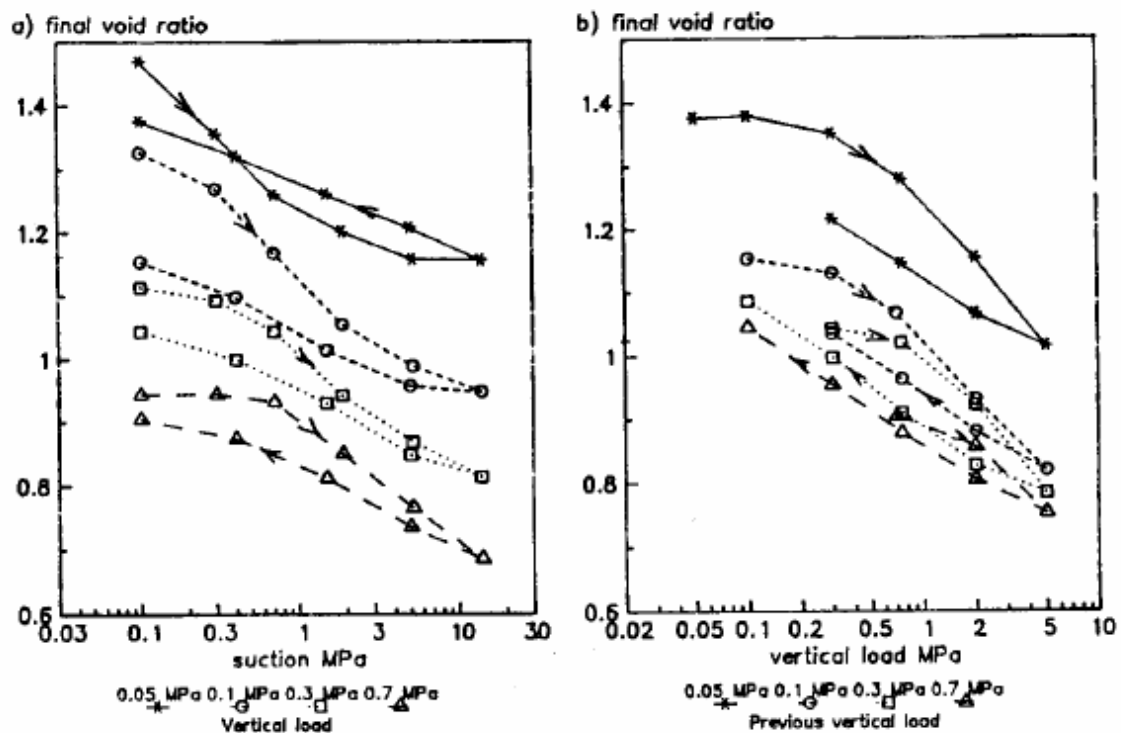


Figure 14.I: Tests effectués à l'oedomètre à succion contrôlée, (a) tests de séchage - humidification sous contrainte axiale constante, (b) tests de chargement - déchargement à succion constante de 0,1 MPa (Villar 1995).

Une autre étude a été menée par Villar (1995) sur un sol plastique ($W_p=36\%$, $W_L=71\%$) gonflant faiblement compacté en utilisant un oedomètre à surpression d'air. Le sol a été compacté statiquement directement dans l'anneau de l'oedomètre, la teneur en eau initiale est de 22% et le poids volumique après compactage est de l'ordre de $12,3 \text{ kN/m}^3$.

Après la mise en place de l'échantillon dans l'oedomètre une charge nette axiale de 40 kPa et une succion initiale de 3500 kPa ont été appliquées. Après la phase d'équilibre, un chargement est appliqué suivi par une baisse de succion par paliers.

Les résultats obtenus montrent qu'un sol gonflant faiblement compacté peut gonfler ou s'effondrer pendant la phase d'humidification. Tout dépend de la pression de confinement appliquée, de la teneur en eau initiale et de la réduction de la succion effectuée.

Les échantillons les plus humides tendent à gonfler, cependant les plus secs tendent à s'effondrer pendant la phase d'humidification. Les échantillons soumis à des cycles de séchage - humidification manifestent un effondrement pendant le premier séchage et puis un gonflement pendant la phase d'humidification. Ce gonflement peut être expliqué par l'augmentation de la densité sèche causée par l'effondrement pendant le séchage.

I.8 Résistance au cisaillement

La courbe de résistance au cisaillement est décrite par deux paramètres, l'angle de frottement ϕ et la cohésion c . Pour le sol non saturé, ces deux paramètres sont liés à la succion. Différentes études ont été réalisées pour établir ce rapport.

Delage et al(1987) ont réalisé des essais à succion contrôlée à l'appareil triaxial osmotique sur un limon peu plastique ($W_p=13\%$) comportant 26% de particules de diamètre inférieur à $2\mu m$. les éprouvettes ont été compactées statiquement dont les caractéristiques au proctor normal sont : un poids volumique de $17,5 KN/m^3$ et une teneur en eau de $15,5\%$. A partir de cette teneur en eau, les éprouvettes ont été amenées à des succions de 50, 100, 200, 400 et 800 KPa à contrainte de confinement nulle. Après l'équilibre, des pressions de confinement de 100, 200 et 400 KPa ont été appliquées suivies par une phase de cisaillement jusqu'à la rupture.

Les résultats obtenus montrent une nette influence de la succion sur ces courbes, tant au niveau du déviateur à la rupture qu'à celui de la pente des courbes à l'origine. L'augmentation de la succion entraîne une amélioration de la résistance de l'échantillon (figure 15.I). La rupture est en général atteinte pour une déformation de 3%; un pic est observé pour les succions supérieures à 400 KPa. Pour des valeurs plus faibles, on observe une déformation en tonneau.

Dans le plan de Mohr-Coulomb en contraintes totales, on observe un bon alignement des états de contraintes à la rupture pour les échantillons testés à la même succion (figure 12.b). Les différentes droites de rupture sont assez régulières avec une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement quand la succion croît.

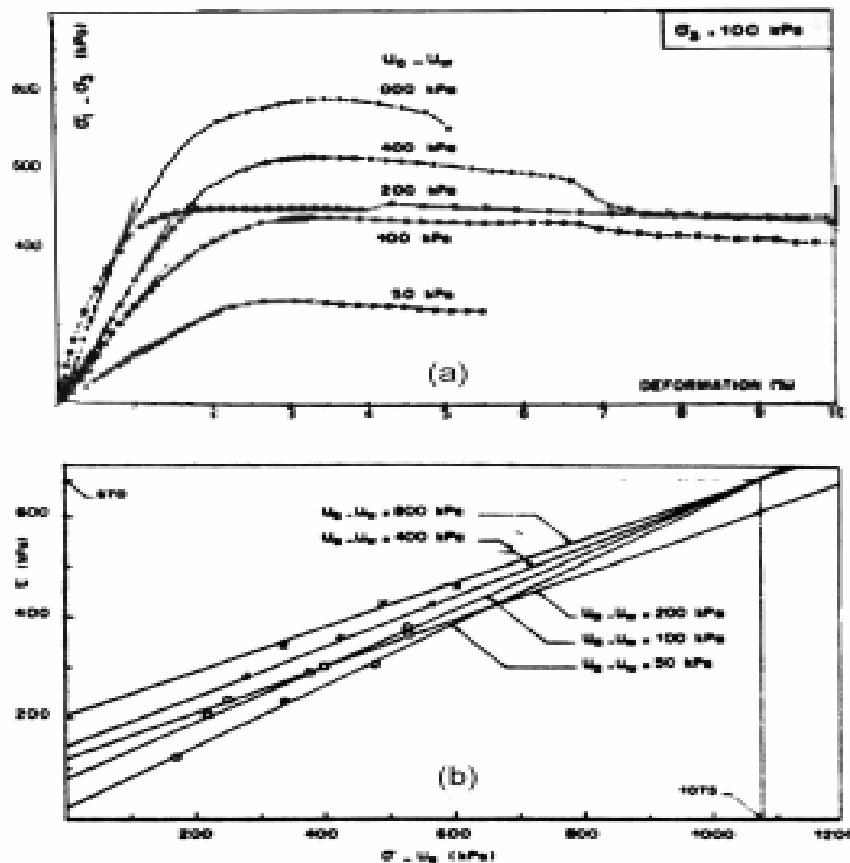


Figure 15.I: Essais triaxiaux réalisés sur un limon peu plastique à différentes succions, (a) courbe déviateur- déformation axiale, (b) Etats de contraintes à la rupture dans le plan de Mohr- coulomb (Delage et al.1987).

Wheeler et Sivakumar (1995) ont effectué des essais triaxiaux à succion contrôlée sur des échantillons de kaolin «speswhite». Des échantillons de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur ont été préparés par compactage statique en neuf couches à une teneur en eau de 25% (4% de moins que l'optimum Proctor normal), le poids volumique sec obtenu est de 12 kN/m³ et le degré de saturation est de l'ordre de 54%. Les échantillons ont été soumis à une phase d'équilibre sous pression nette de confinement de 50 kPa et à différentes succions (100, 200 et 300 KPa) suivie par une phase de consolidation à pression de confinement de 100, 150, 200, 250 et 300 KPa. Ensuite, les échantillons ont subi une phase de cisaillement à succion constante et sous différentes conditions, drainée, non drainée et à volume constante.

La figure 16a montre les chemins de contraintes pour les essais réalisés à une succion de 200 KPa. Une ligne unique d'état critique est observée pour chaque succion. Pour la plupart des essais, le déviateur est marqué par une augmentation monotone jusqu'à une valeur asymptotique.

Les courbes d'état critique à différentes suctions ont été regroupées sur la figure 16b. On remarque une légère dépendance de l'angle de frottement en fonction de la succion, mais une forte influence de cette dernière sur la cohésion.

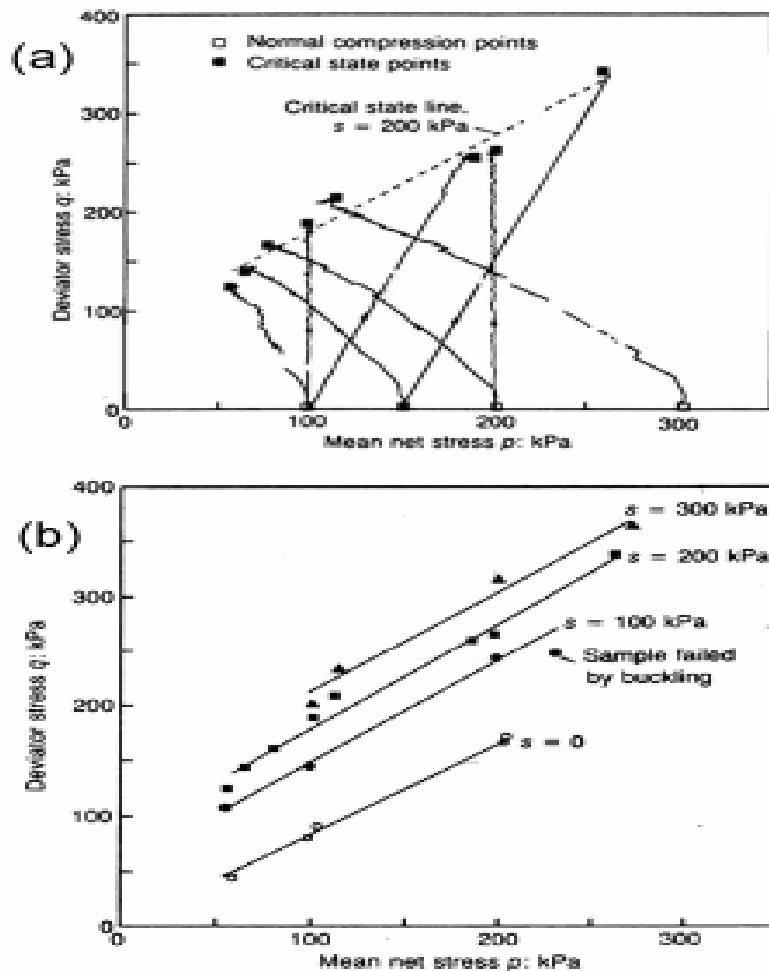


Figure 16.I : Essais de cisaillement au triaxial à succion contrôlée sur kaolin «speswhite», (a) chemins des contraintes à la même succion, (b) courbes d'état critique à différentes suctions (Wheeler et Sivakumar 1995).

Rampino et al. (2000) ont effectué des essais triaxiaux sur un sable silteux pour étudier l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement. Le programme expérimental a comporté 16 essais de cisaillement au triaxial à succion constante (entre 0 et 300 KPa).

Les résultats indiquent une augmentation du module de déformation verticale (E_v) avec l'augmentation de la succion. La figure 17a donne la variation de E_v à une déformation axiale de 0,1% en fonction de la succion pour deux pressions de confinement (100 et 400 KPa).

Pour la pression de confinement de 400 KPa, la valeur de E_v croît de 60 MPa pour une succion de 100 KPa à 130 MPa pour une succion de 300 KPa.

Les courbes de rupture peuvent être définies par des droites dont la pente et la position sont fonction de la succion (Figure 17b).

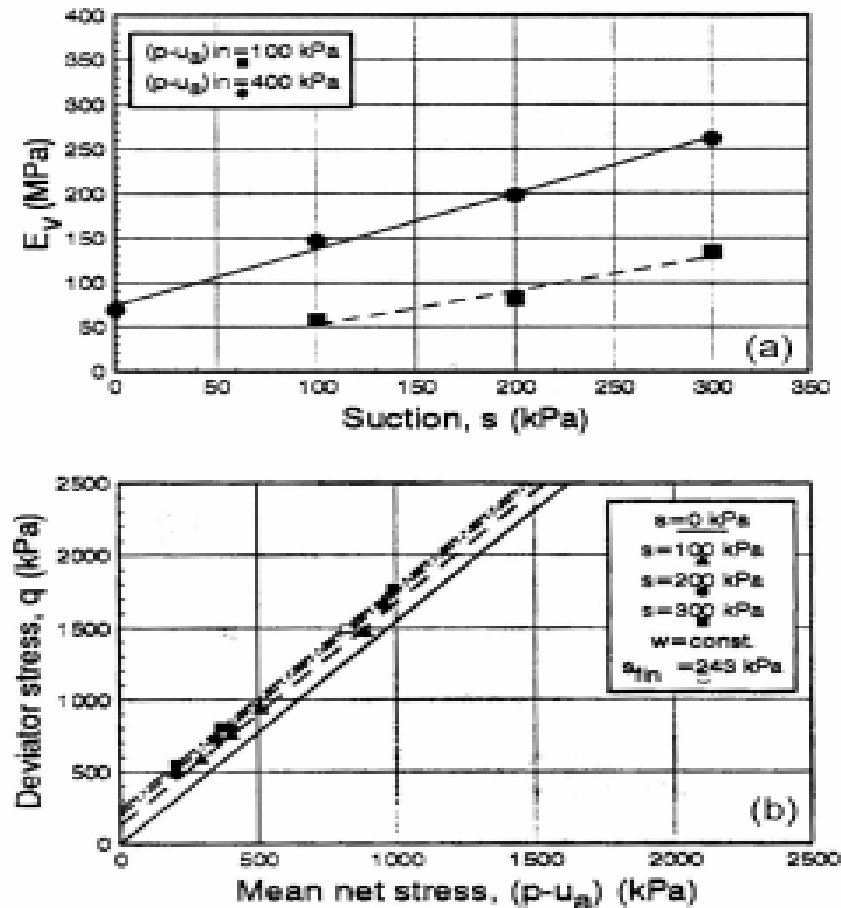


Figure 17.I : Essais de cisaillement, au triaxial à succion contrôlée, sur un sable silteux, (a) Module de déformation verticale (E_v) en fonction de la succion à une déformation axiale de 0,1%, (b) Les lignes d'état critique à différentes succions, (Rampino et al. 2000).

Shahu et al. (1999) ont réalisé des essais à l'appareil triaxial traditionnel (sans contrôle de succion) sur un silt compacté dynamiquement du côté humide de l'optimum. Le degré de saturation obtenu après compactage est de l'ordre de 86 à 96%. Le sol peut être considéré quasi saturé à ce stade de saturation (Cruz et al. 1985). Deux séries d'essais ont été réalisées :

- essais CU sans contre pression ;
- essais CD avec une contre pression.

Les résultats obtenus montrent que les états de contraintes à la rupture pour les échantillons cisailés avec une contre pression s'alignent sur une seule droite (la ligne de

rupture à l'état saturé). Les valeurs à la rupture pour les échantillons cisailés sans contre pression se superposent à la ligne de rupture de l'état saturé pour des pressions de confinement élevées (plus que 400 KPa). Cela peut être expliquée par la dissolution de l'air dans l'eau interstitielle sous l'effet de la pression de confinement, cette dissolution augmente le degré de saturation et rapproche le sol des conditions des sols saturés.

I.9 Conclusion

De nombreux travaux ont été consacrés à la description du comportement des sols non saturés. Ces travaux ont mis en évidence que la présence de la succion rigidifie le sol, augmente sa pression de surconsolidation et sa résistance.

De nombreux essais réalisés sur les sols non saturés permettent de connaître l'influence de la succion et de la teneur en eau sur les caractéristiques de ces sols.

Dans les chapitres suivants, on présentera les résultats des essais réalisés sur les sols non saturés en utilisant la boîte de cisaillement et l'oedomètre à différente teneur en eau et à différentes succions.

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES CHIMIQUES DES MATERIAUX

II.1 Introduction

Pour identifier les mélanges utilisés, des essais ont été réalisés pour la détermination des caractéristiques physiques du sable et d'argile. Des essais mécaniques ont permis aussi de déterminer les caractéristiques de cisaillement et de compressibilité.

II.2 Analyse granulométrique

La taille des grains a en effet, une influence non négligeable sur le pourcentage des sols. La granulométrie s'applique notamment, pour déterminer les paramètres tels que: le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité et le pourcentage de fines. Pour cela, des analyses granulométriques initiales, par tamisage, ont été effectuées selon la norme NF P18-560, sur la fraction granulaire 0/3.

Les résultats obtenus sont représentés sous forme de courbes semi- logarithmiques cumulatives, exprimant le pourcentage en poids cumulé, en fonction des diamètres des grains. Le fuseau granulométrique est effectué sur la figure 1.II .

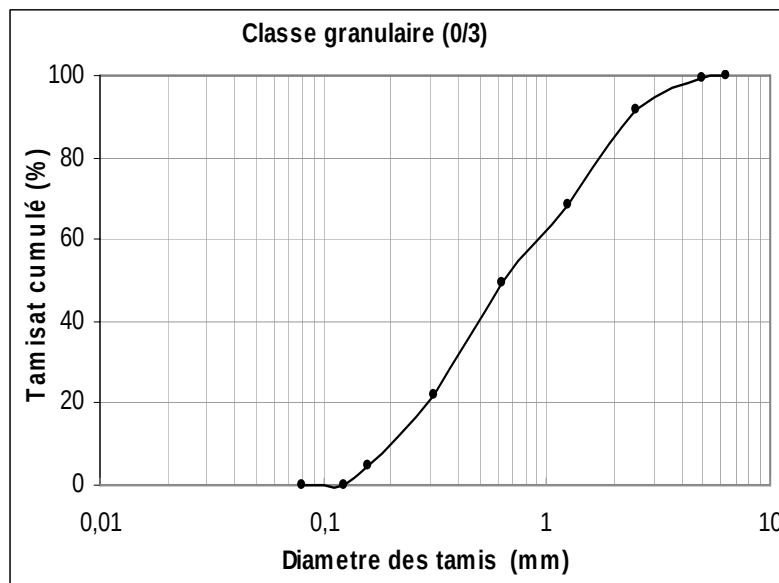


Figure1.II : Courbe granulométrique de la fraction sableuse 0/3

Afin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer, deux paramètres sont utilisés (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991; F.Schlosser, 1997): Le paramètre de forme de la courbe, appelé coefficient d'uniformité (C_u), dit coefficient de Hazen, donné par la relation:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad 1.II$$

Le paramètre de courbure, appelé coefficient de courbure (Cc), donné par la relation:

$$c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad 2.II$$

D₁₀, D₃₀ et D₆₀ représentent les diamètres correspondant respectivement à 10, 30 et 60% du tamisât cumulé.

Par définition, un sol est dit à granulométrie étalée, lorsque celui-ci est constitué de particules dont les diamètres forment une gamme étendue et présente une courbe régulière et légèrement concave vers le haut. Contrairement, un sol peu étalé est celui qui affiche un excès ou un déficit de particules d'un diamètre donné (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991). Les coefficients C_u et C_c ont été évalués par application des relations (1.II) et (2.II). Leurs valeurs sont: C_u=4,5 et C_c=0,88.

C_u=4,5<6 et C_c=0,88<1

D'après le système unifié de classification des sols granulaires (NF P18-560): la classe granulaire (0/3) utilisée est un sable propre mal gradué de symbole (SP).

II.3 Caractéristiques physiques

II.3.1 Sable

- **Teneur en eau (w)**

La norme (NF P94-050) a pour objet la détermination de la teneur en eau à l'étuve. La teneur en eau (w) d'un matériau est le rapport du poids de l'eau (P_w) contenue dans ce matériau au poids du même matériau sec (P_s):

$$W = P_w / P_s \quad 3.II$$

- **Masse volumique des grains solides (ρ_s).**

La norme (NF P94-054) a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des grains solides (ρ_s) de sol, appelée aussi masse réelle. La masse volumique des particules solides est le quotient de la masse des particules solides (m_s) par leur volume (V_s):

$$\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)} = m_s / V_s \quad 4.II$$

- **Masse volumique sèche (ρ_d)**

La masse volumique sèche (ρ_d), est le quotient de la masse des particules de sol sec (P_s) par le volume total de la même masse de sol (V_t), y compris le volume des vides:

$$\rho_d = P_s / V_t \quad 5.II$$

- **Indice des vides (e)**

L'indice des vides(e), est le rapport du volume des vides (V_v) au volume des grains solides(V_s). L'indice des vides dépend aussi des paramètres déjà déterminés (ρ_s et ρ_d) selon la formule:

$$e = \rho_s / \rho_d - 1 \quad 6.II$$

- **Porosité (n)**

La Porosité (n), est le rapport du volume des vides (volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol. La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule:

$$n = e / (e+1) \quad 6.II$$

- **Degrés de saturation (S_r)**

Le degré de saturation est le rapport du volume de vides remplis d'eau (V_e) au volume total de vides(V_v):

$$S_r = V_v / V_e \quad 7.II$$

La dépendance du degré de saturation des paramètres (ρ_s , ρ_w , wet e) est illustrée par la formule :

$$S_r = (\rho_s / \rho_w) * (w / e) \quad 8.II$$

Les résultats obtenus après essais d'identification de sable classe 0/3 sont représentés dans le tableau 1.II.

Tableau 1.II: Caractéristiques physiques de sable classe 0/3

Caractéristiques déterminées	Moyenne
Masse volumique des grains solides : $\rho_s(\text{g/ cm}^3)$	2,75
Masse volumique sèche : $\rho_d(\text{g/ cm}^3)$	1,72
Indice des vides : e (%)	59
Porosité : n (%)	37,1

II.3.2 Argile

- Analyse sédimentométrique (NF P 94-057)

La granulométrie présente un intérêt majeur pour les sols argileux, car elle permet de déterminer le pourcentage de particules de diamètre $<2\mu\text{m}$, ce qui caractérise et différencie les éléments argileux des autres composants du sol.

Ce pourcentage (éléments $<2\mu\text{m}$) influe d'une manière directe, sur le développement des phénomènes physico-chimiques. C'est ainsi que plusieurs auteurs (Mitchell, 1976; El Sohby, 1981; Chen, 1988) ont relié ce pourcentage aux différents comportements du sol: gonflement, compressibilité et résistance au cisaillement. Signalons que les argiles étudiées, sont essentiellement constituées de particules poussiéreuses (0.05 à 0.005 mm), dont la moyenne pour le gisement s'élève à 71.79%.

Les moyennes des teneurs en fractions argileuses ($<0.005\text{mm}$) et sableuses ($>0.05\text{mm}$), sont respectivement mentionnées par le tableau 2.II (R.Mouradov, 1983)

Tableau 2.II : Composition granulométrique des argiles utilisées. [28]

Argile utilisée	Fraction argileuse	Fraction sableuse
0.05-0.005mm	$<0.005\text{mm}$	$>0.05\text{mm}$
71.79%	15.54%	12.49%

L'analyse sédimentométrique de l'argile a été réalisée selon la norme NF P94-057, sur la fraction 80 μ m l'essai est effectué par le laboratoire LTPE (Direction Setif). Les résultats de l'analyse sont traduits sous forme d'une courbe semilogarithmique, illustrée Par la figure ci-après. Ces résultats sont représentés sur le tableau 3.II.

Tableau 3.II : L'analyse sédimentométrique de la fraction argileuse

Φ (μ m)	77	55	38	25	17	12	8	6	4	3	1
T _c (%)	99	94	90	78	74	64	58	54	42	38	30

Φ : diamètre des articles, exprimé en μ m,

T_c: tamisât cumulé, exprimé en %

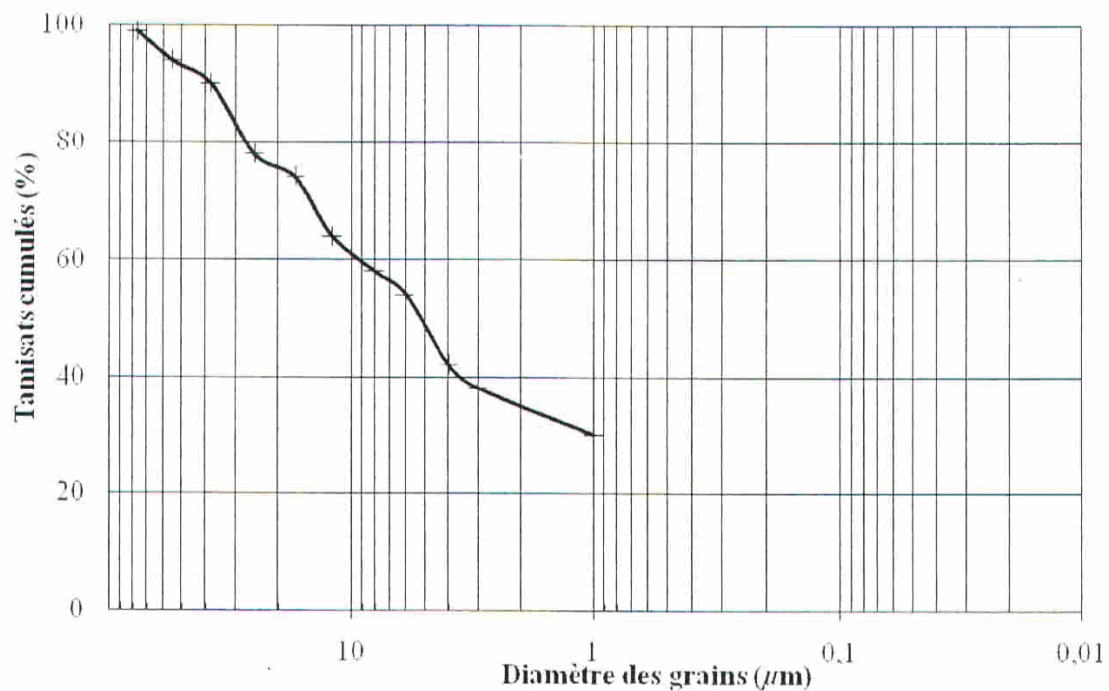


Figure 2.II : Courbe sédimentométrique de la fraction argileuse.

• Détermination des limites d'Atterberg (NF P94-051)

La présence des couches d'eau adsorbées autour des particules d'argile, confère au matériau la faculté de former des pâtes, dans lesquelles chaque particule reliée aux autres par des forces de cohésion. Il en résulte le phénomène de consistance, qui peut être modifié en

fonction de la teneur en eau du sol .Des résultats concordants ont été trouvés par J. Costet et G.Sanglerat (1983).

En effet, trois états du sol argileux sont à distinguer, en fonction de sa teneur en eau qui décroît depuis une valeur élevée: état liquide, plastique et solide. La transition d'un état à l'autre est progressive.

En pratique, les teneurs en eau limites (limites de liquidité et plasticité) sont fixées conventionnellement entre les différents états, en les mesurant en laboratoire, par l'intermédiaire d'essais normalisés (NF P94-051). Par définition, la limite de plasticité (W_p) correspond à la teneur en eau suffisante, pour permettre une liberté de déplacement relatif des particules, mais trop faible pour les éloigner, de façon à réduire considérablement les forces de liaisons entre elles. Elle est déterminée par la méthode du rouleau. Par contre, la limite de liquidité (W_l), peut être considérée comme la mesure de la quantité d'eau qui éloigne suffisamment les particules, les unes des autres, de façon à annuler pratiquement les forces interparticulaires. Elle est déterminée au laboratoire au moyen de la coupelle de casagrande.

A partir de ces définitions, nous introduisons un autre paramètre appelé "indice de plasticité" (I_p). Celui-ci représente la plage des teneurs en eau pour laquelle les limites de liquidité et de plasticité constituent les bornes supérieure et inférieure du comportement plastique du matériau.

L'indice de plasticité est défini donc par la relation :

$$I_p = w_l - w_p \quad \mathbf{9.II}$$

Les limites d'Atterberg, ont été réalisées conformément à la norme **NF P94-051**, sur la fraction 400 μ m. Les valeurs obtenues sont:

$$W_l = 39.5, \quad W_p = 19.68, \quad I_p = 19.82$$

II.4 Perméabilité des mélanges

Les caractéristiques de perméabilité des mélanges peuvent être utiles notamment lors de la détermination du mode de chargement à adopter selon que l'on veut se positionner dans des conditions drainées ou non drainées d'un matériau argileux saturé. La perméabilité est aussi considérée comme la caractéristique qui régit le comportement des sols argileux au compactage à des fortes teneurs en eau (Arquie, 1973)

Les mesures de perméabilité ont été effectuées avec un perméamètre à charge variable intégré dans l'appareil proctor. Il consiste à créer une différence de charge entre le bas et le haut de l'échantillon qui conduit à un écoulement. Après avoir mesuré l'abaissement du niveau d'eau dans le tube de section connue pour un temps déterminé, on peut déduire le débit volumique. En connaissant la section de l'échantillon, on peut donc calculer la perméabilité. Elle est donnée par la formule suivante:

$$K = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad 10.II$$

Avec a, A et L qui représentent respectivement: la section du tube, la section et la hauteur de l'échantillon.

Δt c'est l'intervalle de temps entre t_1 et t_2

h_1 et h_2 représentent la différence de charge à t_1 et t_2

Les résultats obtenus indiquent que le coefficient de perméabilité k subit une diminution avec l'accroissement du taux de l'argile.

mélanges	75%A+25%S	50%A+50%S	25%A+75%S
$K_{ws} \cdot 10^{-4} \text{ (m/s)}$	5,87	6,55	7,13

K_{ws} : coefficient de perméabilité à l'état saturé,

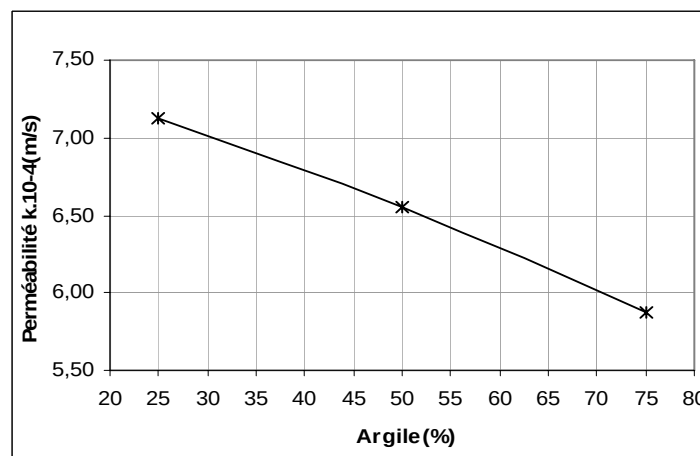


Figure 3.II : Evolution de la perméabilité des mélanges

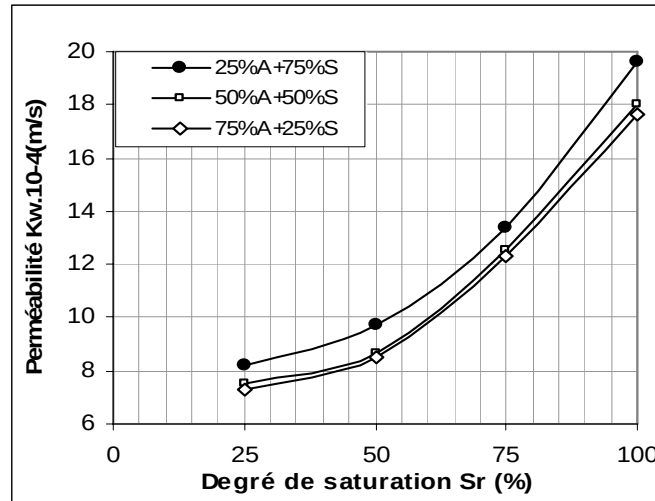


Figure 4.II : perméabilités des mélanges en fonction de degré de saturation

II.5 Essais Proctor Normal

Lors de la mise en place d'un matériau de remblai ou de couche de forme, l'opération de compactage permet de diminuer:

- la sensibilité future à l'eau en réduisant d'une part le volume de vides dans lequel l'eau peut s'infiltrer et d'autre part en diminuant la perméabilité du matériau.
- les déformations ultérieures dues à l'application d'une surcharge ou uniquement sous l'action du poids propre du matériau.

Le but de cet essai est de déterminer les conditions de teneur en eau à réaliser pour avoir un compactage optimal c'est-à-dire une compacité maximale.

a) Principe de l'essai

Un même sol est humidifié à plusieurs teneurs en eau croissantes et compacté dans un volume fixé selon un procédé et une énergie identique et normalisés. Pour chacune des teneurs en eau, la densité sèche obtenue après compactage est déterminée. Les résultats sont

alors reportés dans un diagramme $\frac{\gamma_d}{\gamma_w} = f(w)$ présentant un maximum γ_{dopt} pour une teneur

en eau W_{opt} .

- γ_{dopt} et W_{opt} sont les caractéristiques de compactage Proctor
- Les différents éléments caractéristiques de l'essai Proctor sont:

1. le volume du moule utilisé est de 944cm^3

2. le nombre de couches de matériau compactées successivement pour remplir le moule est trois couches.
3. l'énergie communiquée à chacune des couches rajoutées est 25 coups de dame Proctor normal.

b) Courbes Proctor normal:

Les essais proctor normal sont réalisés sur les trois mélanges suivants

- 25% d'argile+75% de sable (classe 0/3)
- 50% d'argile+ 50% de sable (classe 0/3)
- 75% d'argile+25% de sable (classe 0/3)

Les courbes proctor obtenues sur les trois échantillons sont récapitulées dans la figure suivante.

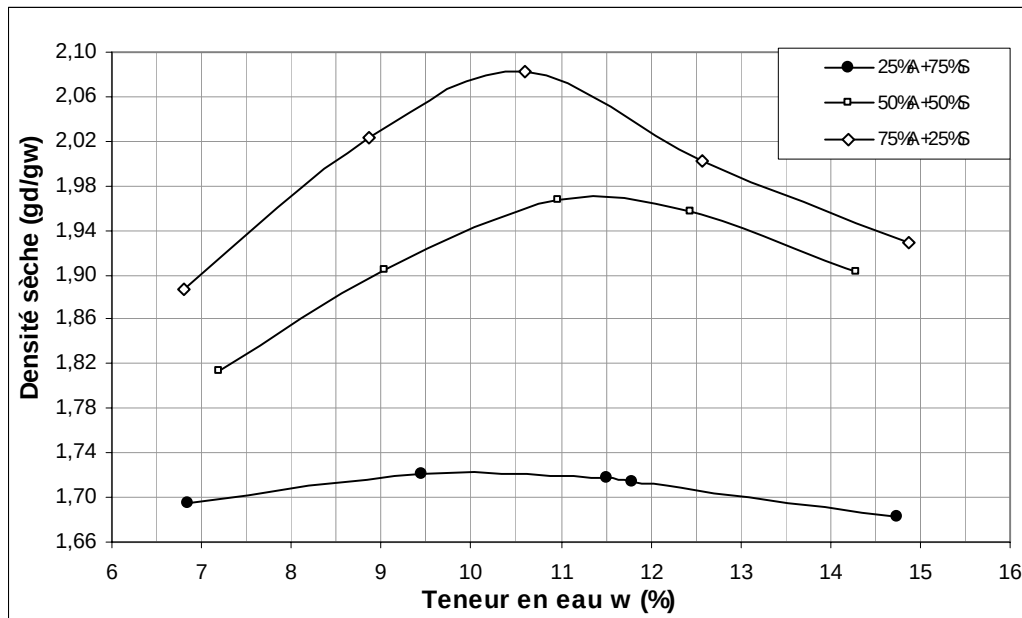


Figure 5.II : Courbes proctor normal pour les trois mélanges

II.6 Interprétation des résultats

1. Perméabilité des mélanges

La figure 3.II, nous montre l'évolution de la perméabilité des mélanges. On constate que la perméabilité est influencée par le pourcentage d'argile. Elle diminue avec l'augmentation du pourcentage d'argile. Par ce que la présence des particules d'argile dans les mélanges

reliée entre les grains de sable ce qui diminue la perméabilité des mélanges contenant un taux élevé d'argile.

La figure 4.II, montre d'une part l'accroissement de la perméabilité en fonction du degré de saturation pour les trois mélanges, d'autre part montre sa diminution en augmentant le pourcentage d'argile. Des résultats concordants ont été trouvés par (Vachaud et al (1974).

2. Essais Proctor Normal

D'après la figure 5.II, nous constatons que la forme des courbes proctor varie en fonction du pourcentage d'argile. Pour le mélange contenant 75% d'argile la courbe de compactage présente une forme pointue qui traduit la sensibilité du mélange à l'eau.

Les courbes du mélange contenant 25% d'argile présentent des densités sèches faibles comparativement à celles du mélange contenant 75% d'argile.

La forme accentuée de la courbe du mélange contenant 75% d'argile illustre l'importance des interactions entre les particules d'argile et les grains de sable dans le processus de compactage en présence d'eau.

II. 7 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude des paramètres d'identification, afin de mieux présenter les aspects physiques et mécaniques des matériaux étudiés.

Cette étude n'intervient pas de façon explicite dans la caractérisation du comportement mécanique de ces matériaux. Ils présentent par contre une grande importance pour l'étude expérimentale des mélanges non saturés que nous verrons dans la suite de ce travail.

CHAPITRE III

ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE

III.1 Introduction

Dans le but d'obtenir une meilleure connaissance du comportement mécanique des sols représentés ici par des mélanges de sables et d'argiles, nous avons tenté de mettre en évidence le rôle de la teneur en eau et l'influence des mélanges (sable, argile) sur la résistance au cisaillement.

Ce chapitre traite les échantillons soumis à des essais de cisaillement direct à la boîte auxquels on a ajouté différentes teneurs en eau variant de 6 à 14% comme suit (6%, 8%, 12% et 14%).

L'objectif principal étant de déterminer l'évolution des caractéristiques mécaniques (Cet ϕ) en fonction de la teneur en eau et de la variation du pourcentage (sable, argile).

A cet effet, nous nous sommes intéressés aux trois mélanges suivants: (25% Argile + 75% Sable, 50% Argile + 50% Sable et 75% Argile + 25% Sable).

III.2 Appareillage

L'appareil spécifique à l'essai comprend (voir figure 1.III):

- La boîte de cisaillement (de section intérieure $A = 1 \times 1 = 0,6 \times 0,6 \text{ cm}^2$) composée de deux demi-boîtes. La partie supérieure est immobile et la partie inférieure est mobile et contiennent des plaques drainantes.
- Le dispositif de l'application de l'effort normal désiré,
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements,
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements horizontaux,
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements verticaux,
- Un chronomètre pour prendre les lectures toutes les 15 secondes.

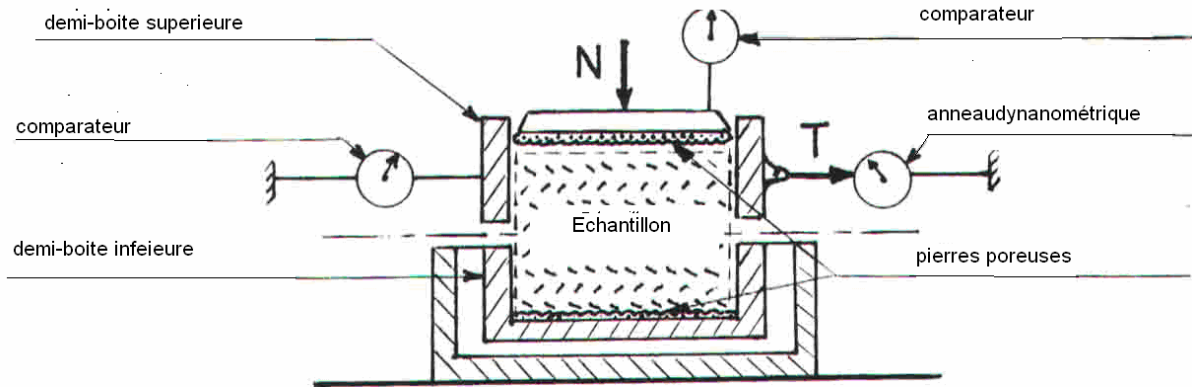


Figure 1.III: Schéma de la boîte de cisaillement

III.3 Mode opératoire

Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur les trois mélanges, Qui sont humidifiés à différentes teneurs en eau, (6%, 8%, 12% et 14%). Les mélanges humidifiés sont mis dans la boîte de cisaillement en trois couches, avec léger compactage manuel de 15 coups par couche, à l'aide d'un outil ayant comme poids 350g.

III.4 Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement;

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = 100, 200, 300$ KPa, maintenue constante toute le long de l'essai;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîtes, (1,5 mm/mn) dans notre cas;
- Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force) à zéro;
- Actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers (toutes les 15 secondes);
- La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale, correspondant à (1,4cm) de déplacement.

- Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul.

III.5 Expression des résultats

Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit:

La section corrigée: $S_c = L (L - \Delta L) \text{ cm}^2$ 1.III

Avec:

L: longueur de la boîte de cisaillement, $L = 60 \text{ mm}$.

ΔL : déplacement horizontal mm

La variation de volume : $(\Delta V/V) \%$

Avec:

ΔV : déplacement volumique vertical cm^3

La contrainte tangentielle: $\tau = \frac{T}{S_c} \text{ KPa}$ 2.III

Avec:

T: force de cisaillement daN

III.6 Présentation des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont représentés sous forme de courbes:

- Contraintes déformations $\tau = f(\Delta L)$;
- Variations de volume $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$;
- Droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$.

En fonction de :

- La contrainte normale appliquée (100, 200, 300 KPa) ;

III.7 Courbes Contraintes – Déformations : $\tau = f(\Delta L)$

En faisant varier la contrainte de compression de 100 à 300 KPa pour les trois mélanges (25% Argile + 75% Sable, 50% Argile + 50% Sable et 75% Argile + 25% Sable), à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%), nous obtenons les courbes Contraintes – Déformations représentées sur les figures ci-dessous .

III.7.1 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ de mélange N°1 (25% Argile + 75% Sable)

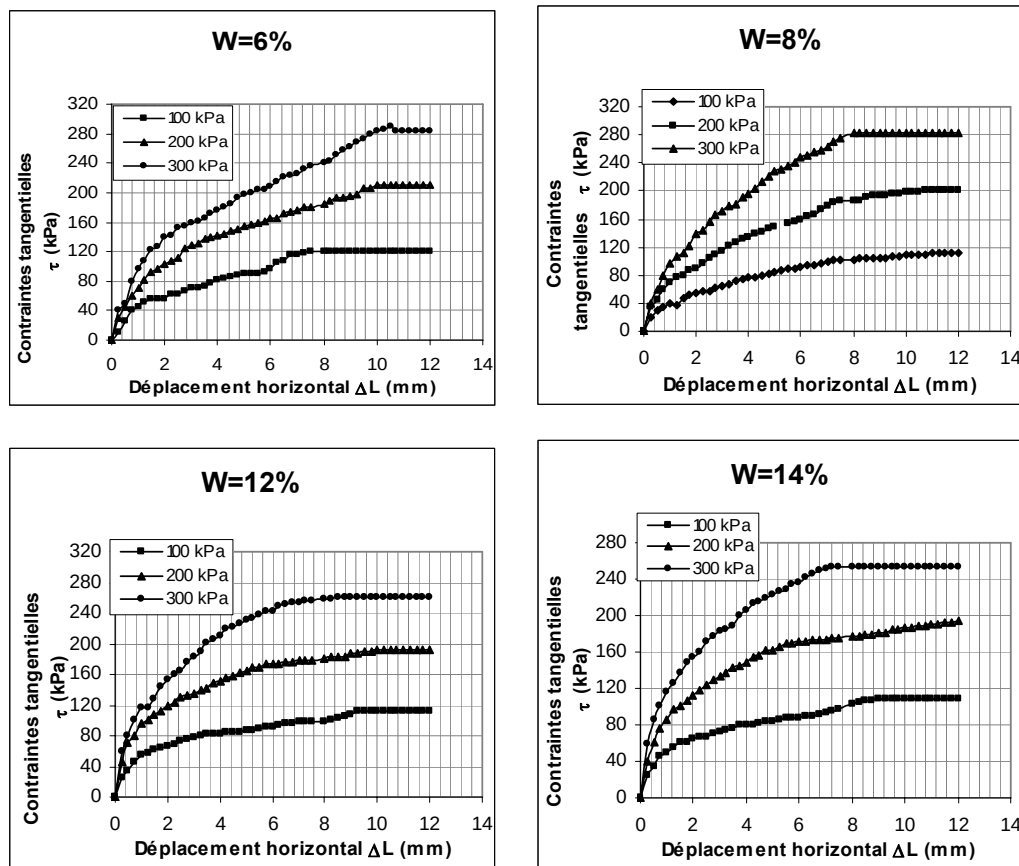


Figure 2.III : Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°1 à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

III.7.2 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ pour le mélange N°2 (50% Argile+50% Sable)

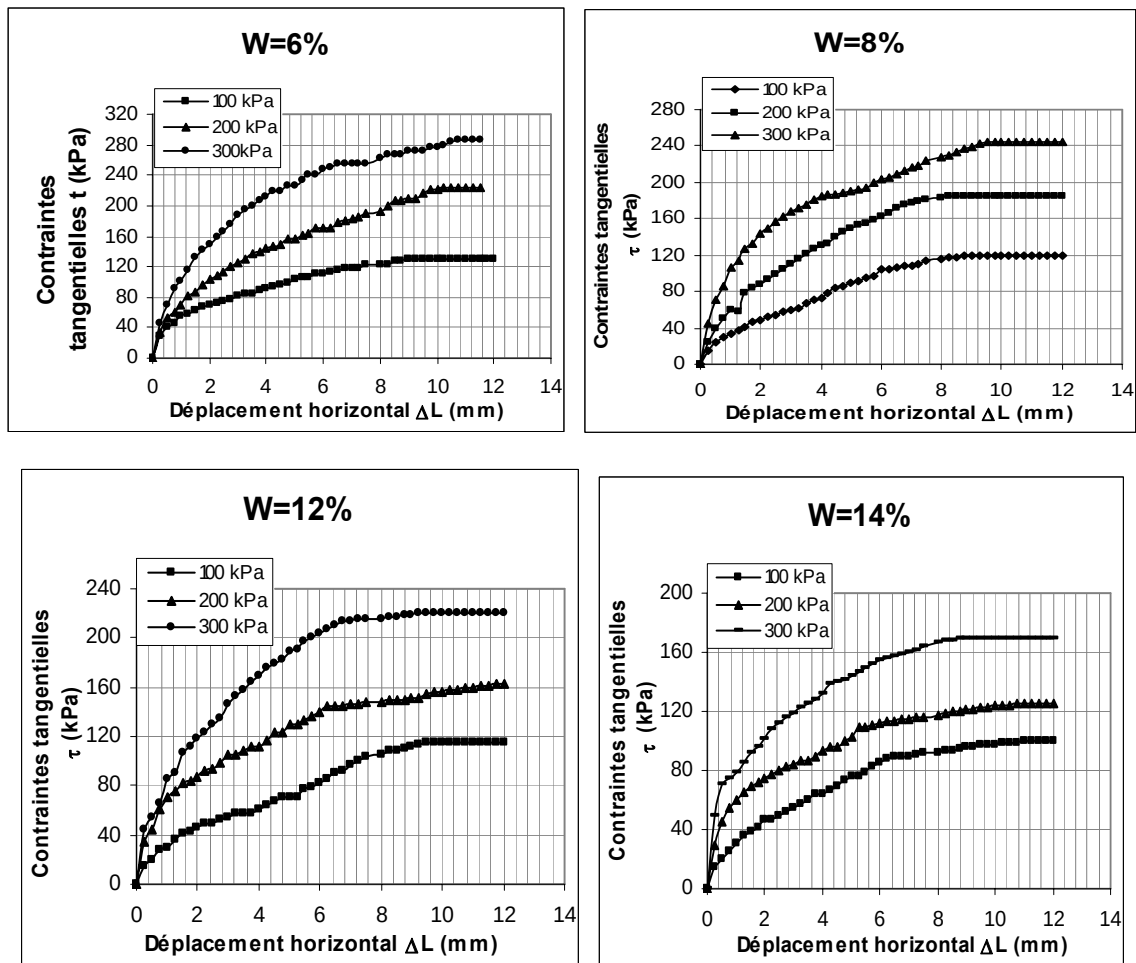


Figure 3.III: Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°2 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

III.7.3 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ pour le mélange N°3 (75% Argile+25% Sable)

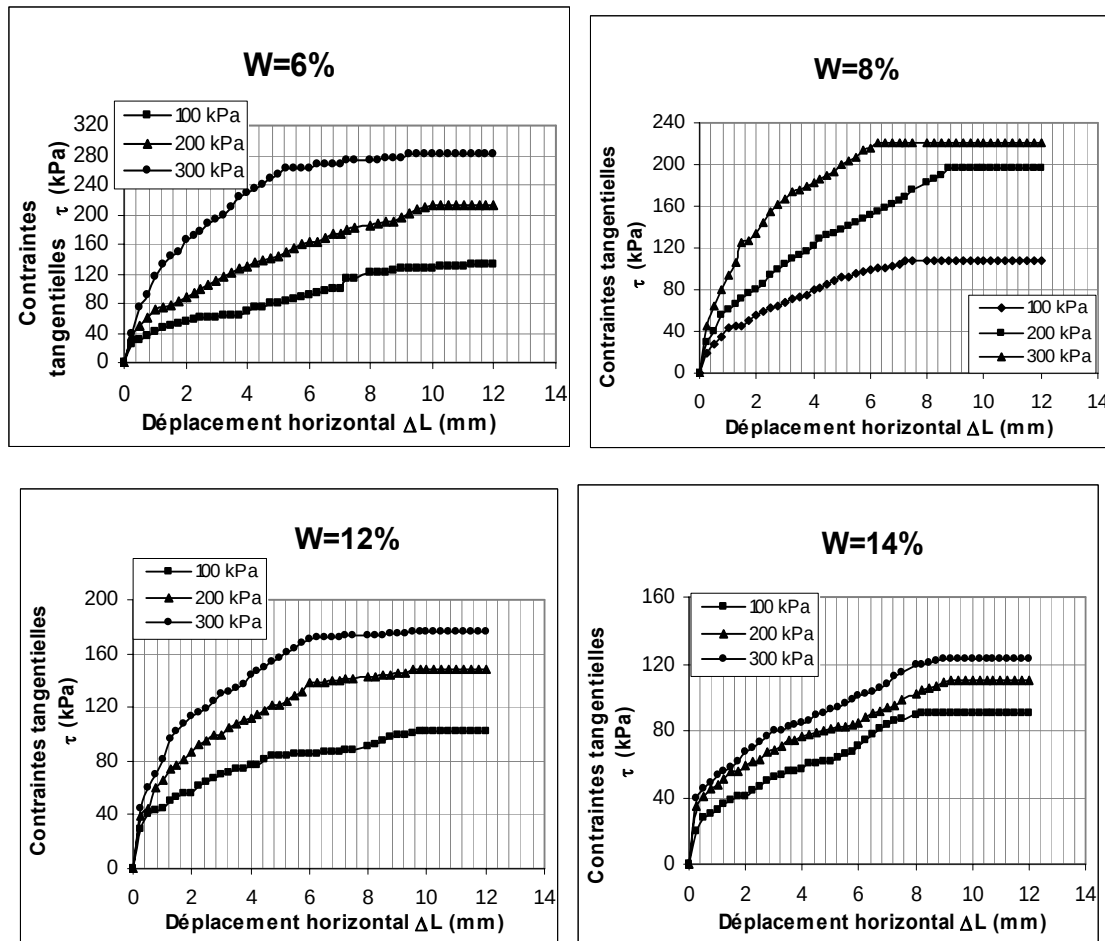


Figure 4.III : Courbes Contraintes – Déformations du mélange N°3 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compressions de 100, 200 et 300 KPa.

- Interprétation des résultats

Les Courbes Contraintes – Déformations, représentées sur Les figures (2.III, 3.III, 4.III), montrent que la contrainte de cisaillement des sols non saturés augmente en fonction de la contrainte normale appliquée pour les trois mélanges utilisés et à différentes teneurs en eau. L'application d'une contrainte normale de plus en plus importante engendre un enchevêtrement et un frottement de plus en plus important entre les grains, ce qui empêche le déplacement horizontal des grains les uns par rapport aux autres et seront ainsi, plus susceptibles à se casser qu'à se déplacer, tout en sachant que la force nécessaire pour casser un grain est beaucoup plus importante que celle nécessaire pour le déplacer.

On a constaté lors de l'expérimentation une diminution de la résistance au cisaillement des sols non saturés lorsqu'on augmente la teneur en eau aux trois mélanges utilisés, et cela pour toute contrainte de compression appliquée. Ceci est dû au fait que la présence d'eau favorise le glissement des grains et ainsi, les grains se déplacent plus facilement les uns par rapport aux autres. Des résultats concordants ont été trouvés par Boussaid (2005)

III.7.4 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) des trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa

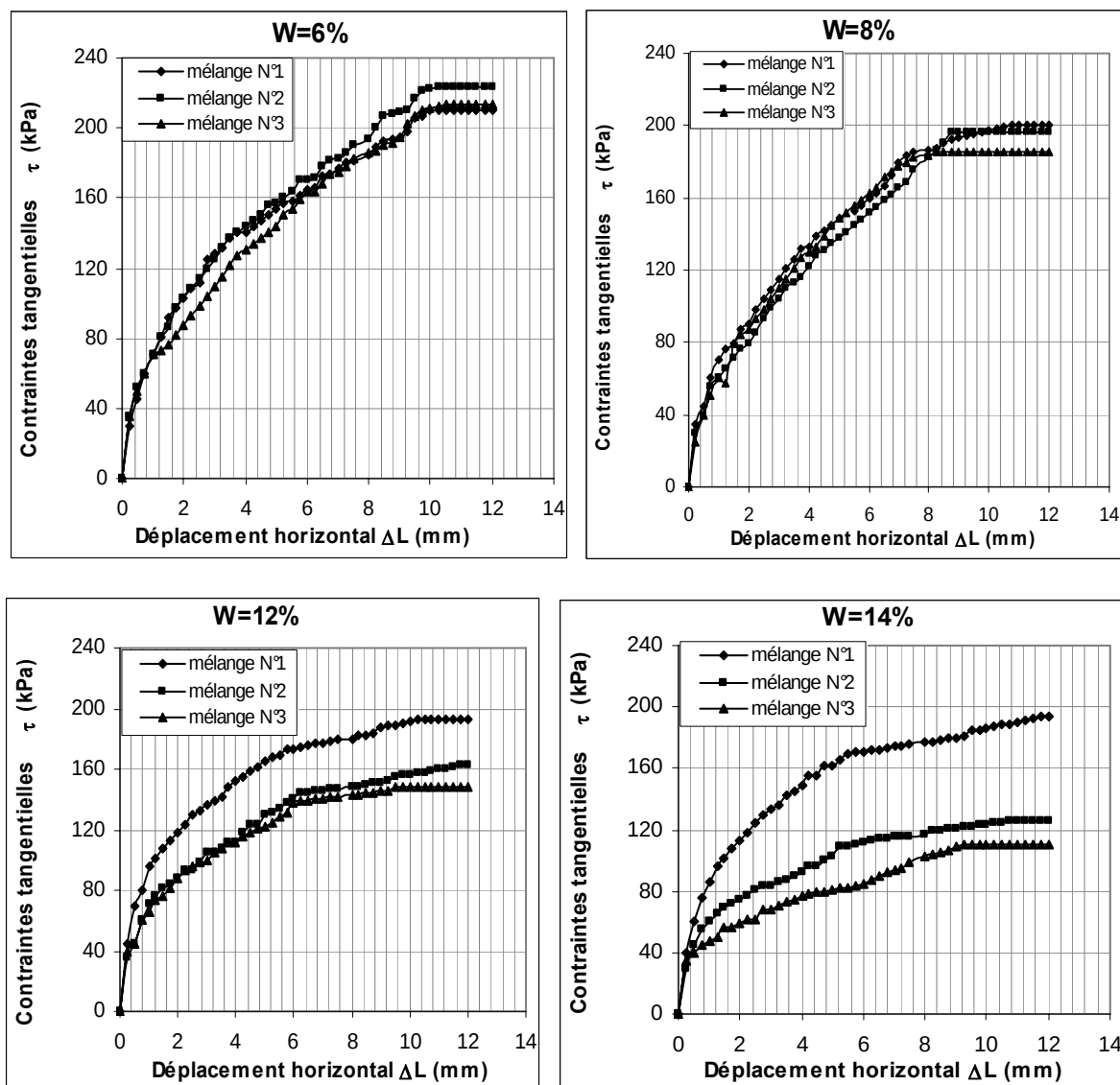


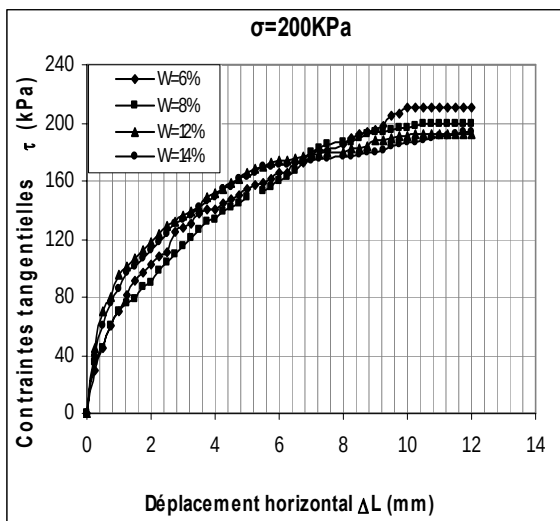
Figure 5.III : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à teneurs en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.

- Interprétation des résultats

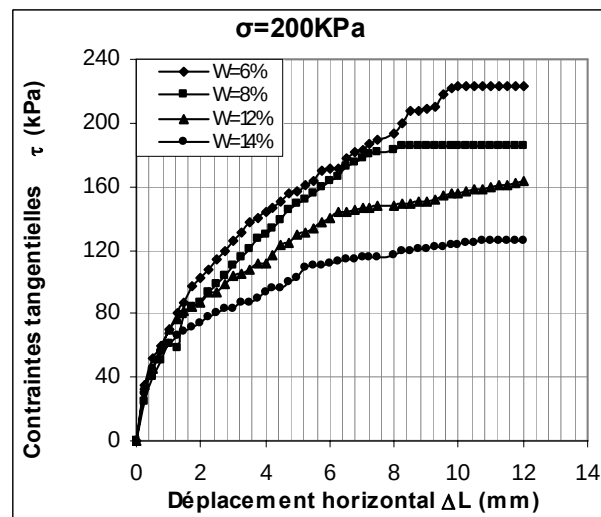
Sur la figure 5.III, les courbes des trois mélanges sont presque confondues pour les teneurs en eau ($w=6\%$ et $w=8\%$), tandis que pour la teneur en eau ($w=12\%$) un écart entre les courbes est constaté et qui devient important à teneur en eau ($w=14\%$) ce qui confirme le rôle de l'eau dans les sols non saturés lors de cisaillement.

Par ailleurs on remarque l'augmentation continue de la résistance de cisaillement avec l'augmentation du pourcentage de sable (générateur de frottement) qui crée un frottement entre les grains dans les mélanges, ce qui empêche leurs déplacements.

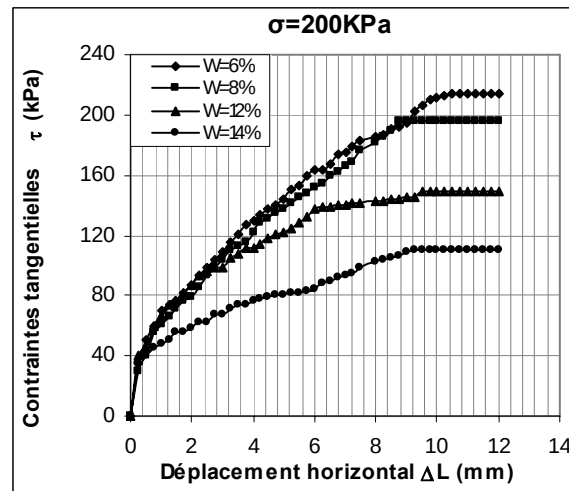
III.7.5 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa



Mélange N°1 (25% argile + 75% sable)



Mélange N°2 (50% argile + 50% sable)



Mélange N°3 (75% argile + 25% sable)

Figure 6.III : Courbes Contraintes – Déformations à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) pour les trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa

- Interprétation des résultats

On remarque sur la figure 6.III que les courbes Contraintes – Déformations du mélange N°1 (25% argile + 75% sable) sont presque confondues ce qui dit qu'il n'y a pas un changement de la contrainte de cisaillement quelque soit la variation de pourcentage de la teneur en eau. Or que pour les mélanges 2 et 3 on constate un écart entre ces courbes. Ce qui explique que la teneur en eau n'influe pas sur les sols non saturés qui contiennent un taux de sable élevé, inversement elle influe sur les sols non saturés qui contiennent un taux d'argile élevé.

III.8 Courbes de Variation de Volumes: $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$

III.8.1 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N°1 (25% Argile+75% Sable)

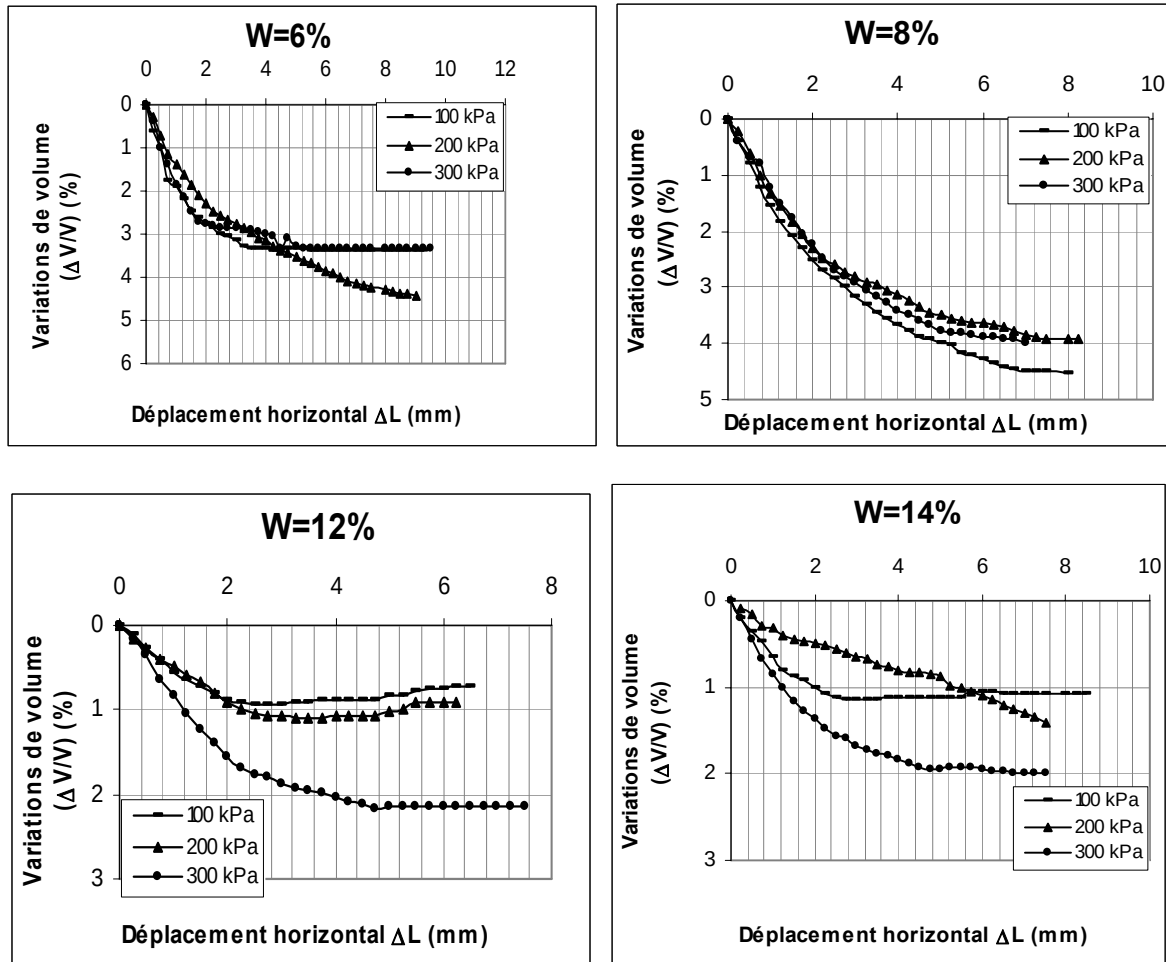


Figure 7.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N°1 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

III.8.2 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N°2 (50% Argile+50% Sable)

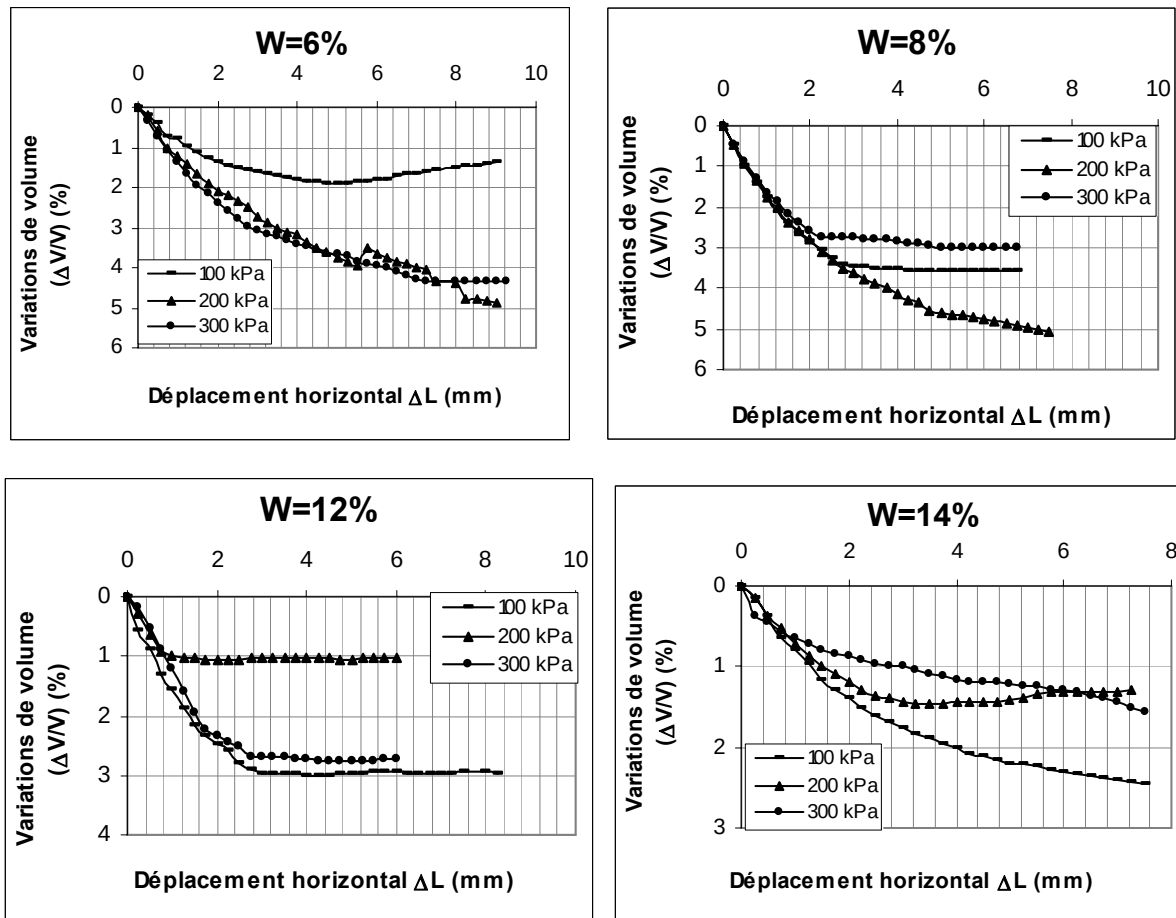


Figure 8.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N°2 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

III.8.3 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ pour le mélange N° 3 (75% Argile+25% Sable)

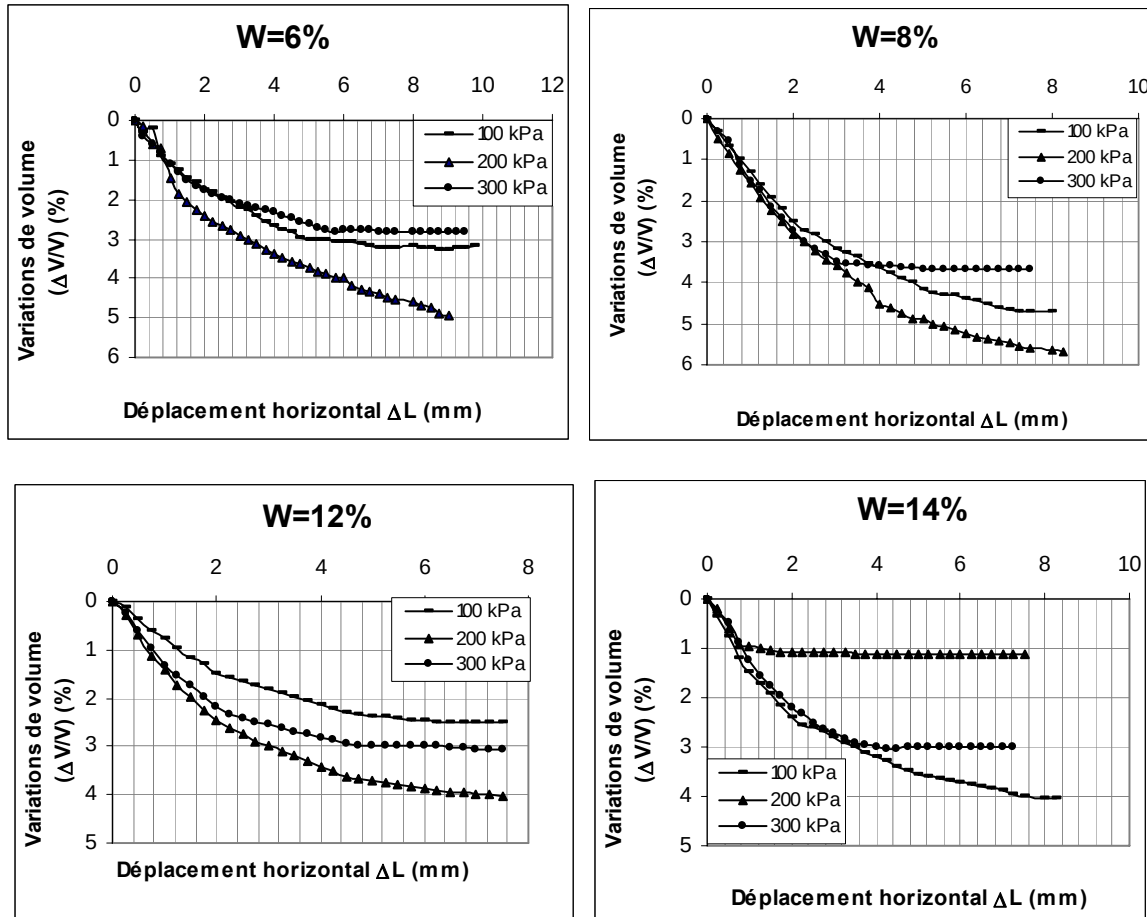


Figure 9.III : Courbes de Variation de Volumes du mélange N° 3 à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) et sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

- Interprétation des résultats

Les courbes de variations de volume présentées sur les figures (7.III, 8.III, 9.III), nous renseignent essentiellement sur la variation de volume des mélanges au cours de leur cisaillement. On remarque une diminution de volume depuis le début jusqu'à la fin pour tous les mélanges et à différentes teneurs en eau. Cette diminution de volume appelée contractance.

III.8.4 Courbes $(\Delta V/V) = f(\Delta L)$ des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.

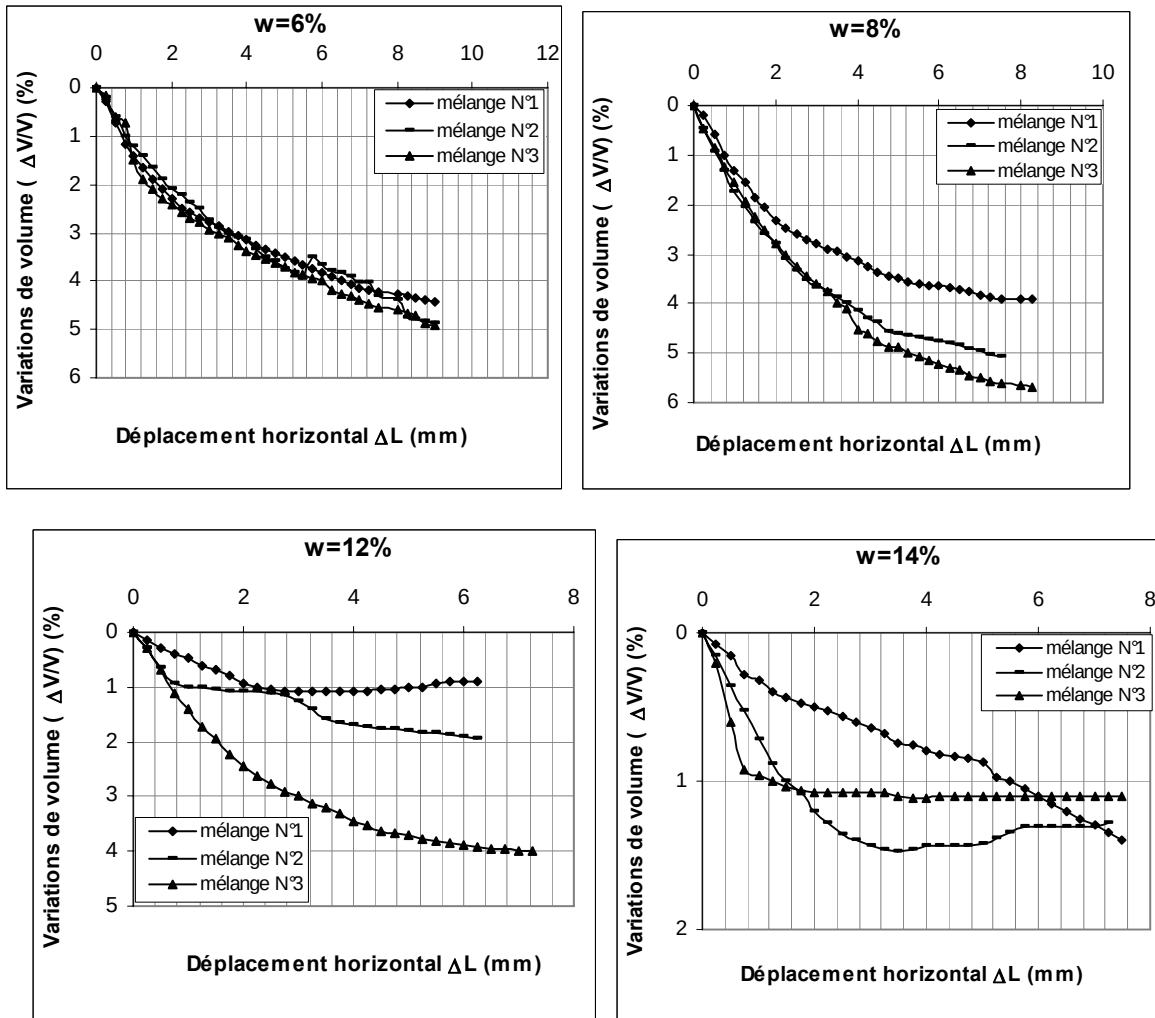


Figure 10.III : Courbes de Variation de Volumes des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.

III.8.5 Courbes de Variation de Volumes à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) sous une contrainte de compression de 200 KPa.

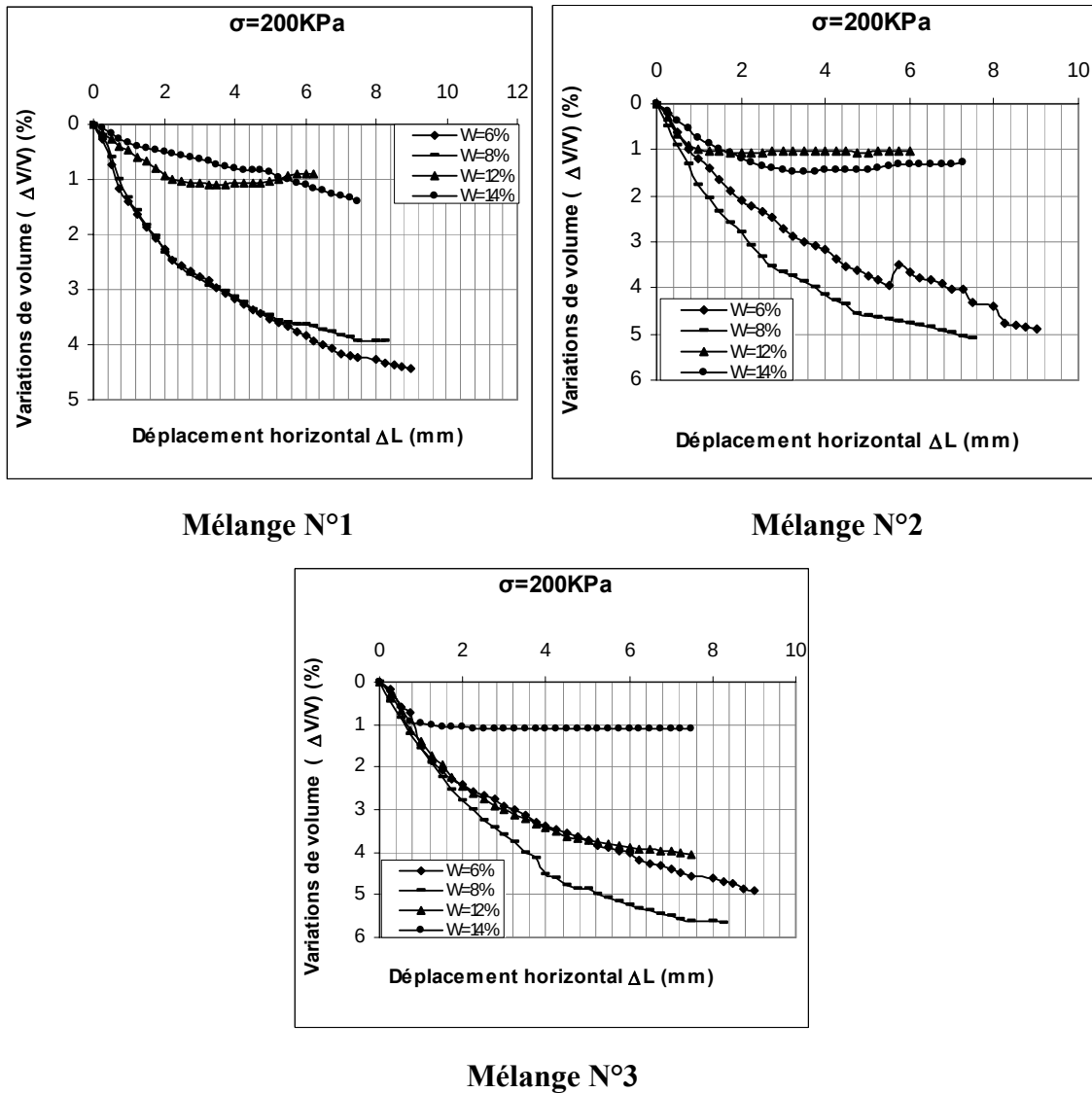


Figure 11.III : Courbes de Variation de Volumes à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%) pour les trois mélanges sous une contrainte de compression de 200 KPa.

III.9 Droites Intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sous forme de droites intrinsèques, présentant les allures suivantes:

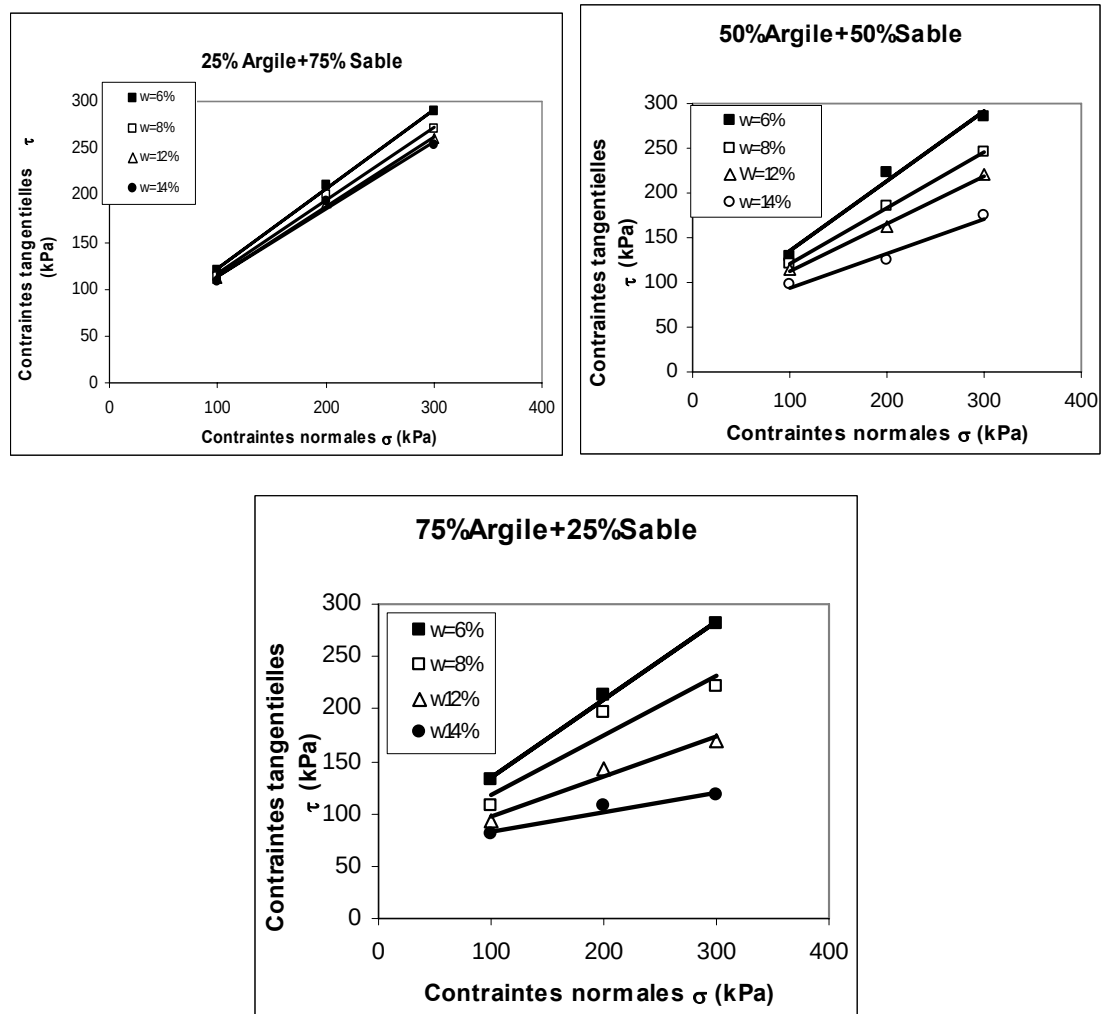


Figure 12. III : Droites Intrinsèques, des trois mélanges à teneur en eau variables (6%, 8%, 12% et 14%).

III.10 Evolution de la cohésion(C) et de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en eau et de variation du pourcentage de sable et d'argile.

Les droites intrinsèques présentées sur la figure 12.III, nous permettent de déduire deux principales caractéristiques de cisaillement : la cohésion(C) et l'angle de frottement interne (ϕ). L'évolution de ces deux caractéristiques pour les trois mélanges en fonction des différents teneurs en eau, est présentée sur les figures (13.III, 14.III).

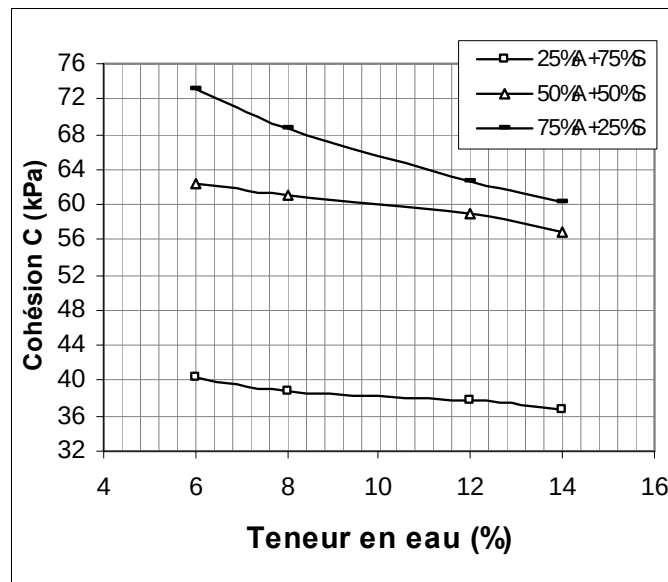


Figure 13.III : Evolution de la cohésion(C) en fonction de la teneur et de variation du pourcentage de sable et d'argile.

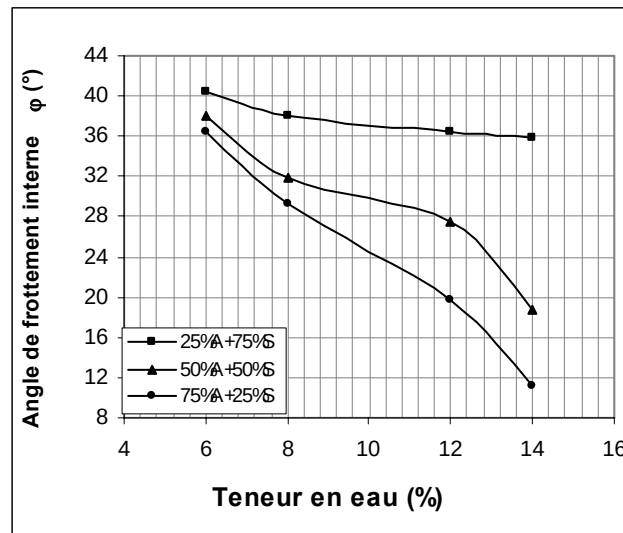


Figure 14.III : Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la teneur en eau et du pourcentage de sable et d'argile.

Sur la figure 13.III on remarque d'une part l'augmentation de la cohésion avec l'accroissement de taux d'argile en passant de 25% à 75% d'argile, c'est ce qui explique que les particules d'argiles conduisent à la cohésion dans les mélanges. D'autre part, on constate la diminution de la cohésion par accroissement de la teneur en eau dans les mélanges, qui peut être expliquée par le fait qu'au fur et à mesure que l'on augmente la teneur en eau, la distance entre les particules d'argile devient importante. Des résultats concordants ont été trouvés par boussaid (2005).

Sur la figure 14.III, On remarque que plus le pourcentage d'argile augmente de 25 à 75%, plus l'angle de frottement interne diminue. Cela peut s'expliquer par la décroissance de la fraction sableuse ainsi que par l'augmentation de la teneur en eau qui réduit les frottements et qui se traduit par une augmentation du pouvoir lubrifiant des particules argileuses. La lubrification est due à la mobilité de la couche absorbée. Des résultats concordants ont été trouvés par Mitchell (1976).

III.11 Conclusion

Les sols non saturés soumis aux essais de cisaillement présentés ici par des mélanges de sable et d'argile, ont présenté des contraintes de cisaillement variables, qui évoluent en fonction de l'augmentation de la contrainte normale appliquée et décroissent en fonction de l'augmentation du pourcentage de la teneur en eau.

Dans les courbes de variations de volume, l'effet de la contractance apparaît dès le début de l'essai jusqu'à la fin. Plus le pourcentage d'argile augmente, plus les mélanges deviennent contractants.

Parmi les paramètres principaux qui influent sur les caractéristiques mécaniques des sols non saturés, on trouve le pourcentage d'argile et la teneur en eau. Si l'argile a tendance à accroître la cohésion et à diminuer l'angle de frottement ; la teneur en eau, en augmentant, conduit à la diminution de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

CHAPITRE IV

ETUDE DE LA SUCCION A L'ESSAI DE CISAILLEMENT

IV.1 Introduction

Ce chapitre étudie le comportement des sols non saturés à la boîte de cisaillement à différentes succions. Les essais de cisaillement réalisés à succion choisie donnent des informations importantes sur l'influence de la succion, sur le comportement de ce matériau et particulièrement sur sa résistance.

IV.2 Principe et mode opératoire [19]

En s'inspirant des travaux de A.Mermoud (2006) et en utilisant la méthode de la plaque poreuse, on a pu réaliser différents essais dont le mode opératoire est le suivant:

1. Saturation préalable de l'échantillon ;
2. Désaturation progressive par le biais d'une succion ou d'une pression constante ;
3. Une fois l'équilibre hydraulique atteint : mesure de la teneur en eau ;
4. Reprise des étapes 2 et 3 en augmentant la succion ou de la pression appliquée.

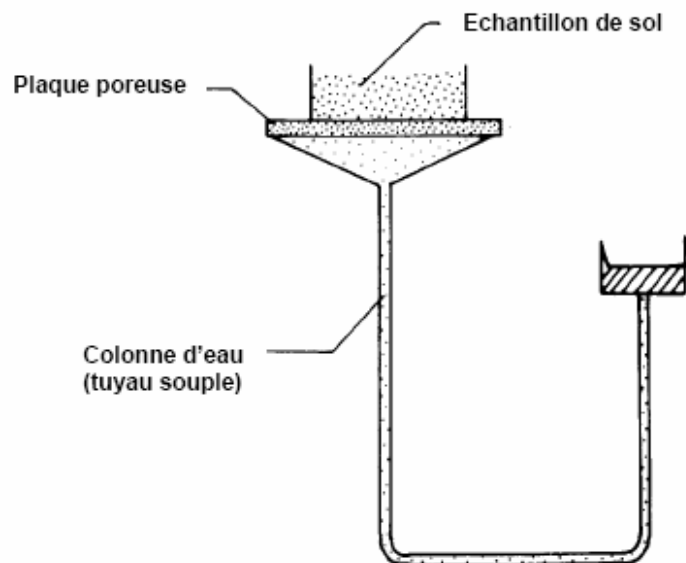


Figure 1.IV : Représentation schématique d'une plaque de succion

Dans notre étude, la préparation des mélanges est réalisée en respectant les étapes suivantes:

1. Préparation des mélanges : elle s'est faite par malaxage manuel du sable, de l'argile et de l'eau jusqu'à la saturation. Les mélanges concernés sont :
 - 25% Argile + 75% Sable,
 - 50% Argile + 50% Sable,
 - 75% Argile + 25% Sable.
2. Désaturation progressive par une pression constante jusqu'à ce que l'équilibre hydraulique soit atteint.
5. On reprend l'étape 1 et 2 en augmentant la pression appliquée de 0 à 300 KPa comme suit ($S=0$, 100 et 300 KPa).
6. On introduit ensuite les échantillons constitués de mélanges de matériaux dans la boîte de cisaillement.

IV.3 Essais de cisaillement réalisé à différentes suctions sur les trois mélanges

En faisant varier la succion ($S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa) pour les trois mélanges (25% Argile + 75% Sable ; 50% Argile + 50% Sable et 75% Argile + 25% Sable), à différentes contraintes de compression (100, 200 et 300 KPa), nous obtenons les courbes Contraintes – déformations représentées sur les figures ci-dessous.

IV.3.1 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ du mélange N°1 (25%Argile+75% Sable)

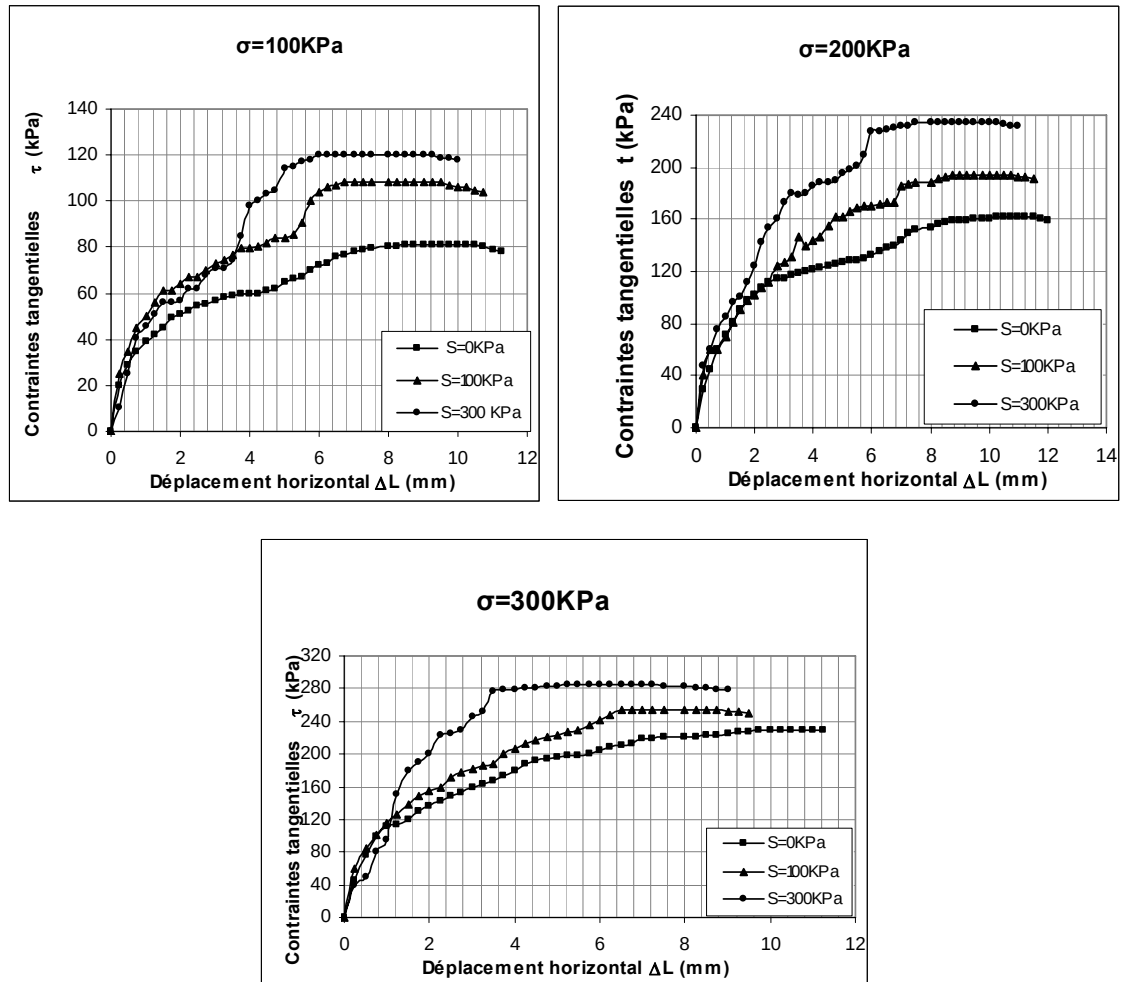


Figure 2.IV: Courbes Contraintes– Déformations du mélange N°1 à différentes suctions ($S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa), sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.

IV.3.2 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ du mélange N°2 (50%Argile+50% Sable)

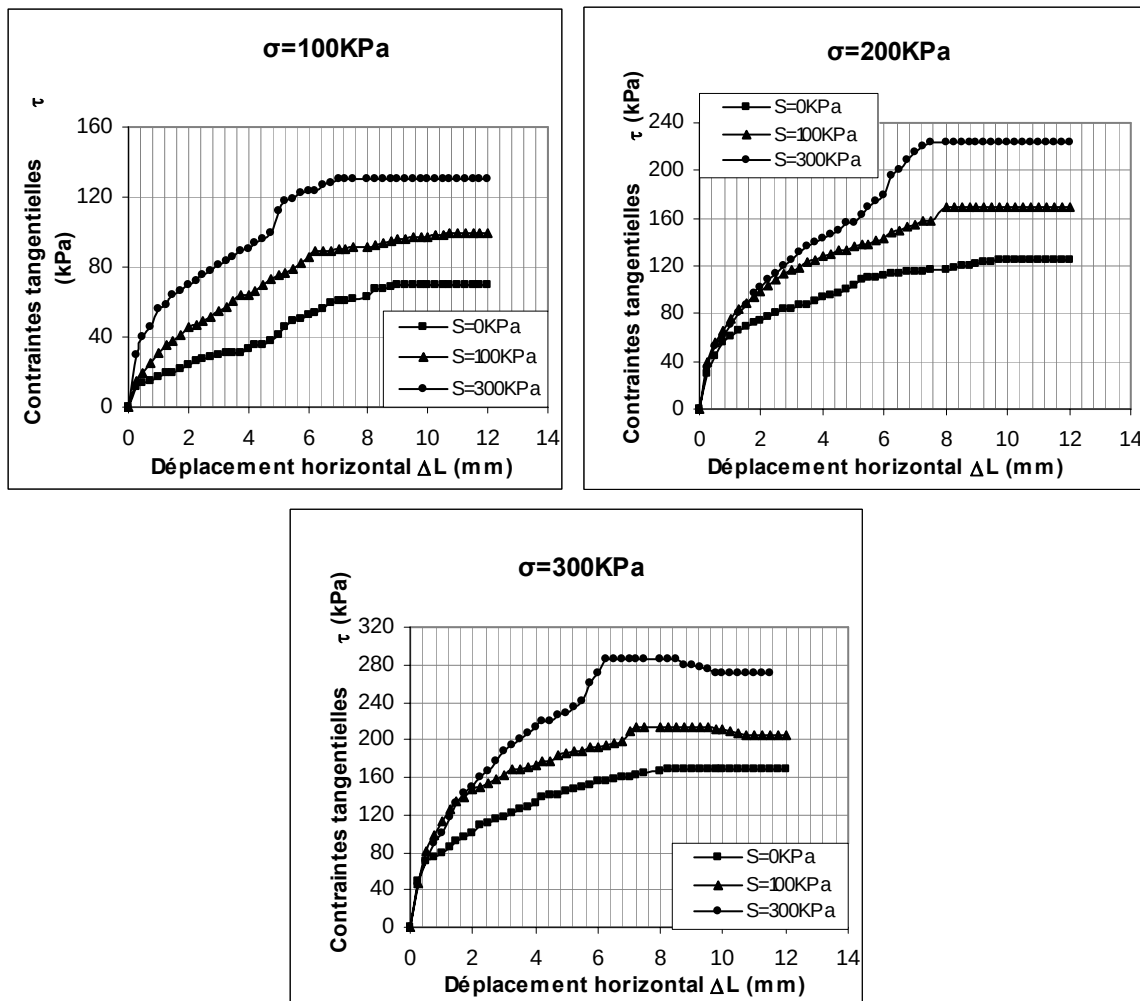


Figure 3.IV: Courbes Contraintes – déformations du mélange N°2 à différentes succions ($S=0$, $S=100$ et $S=300 \text{ kPa}$), sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 kPa.

IV.3.3 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ du mélange N°3 (75%Argile+25% Sable)

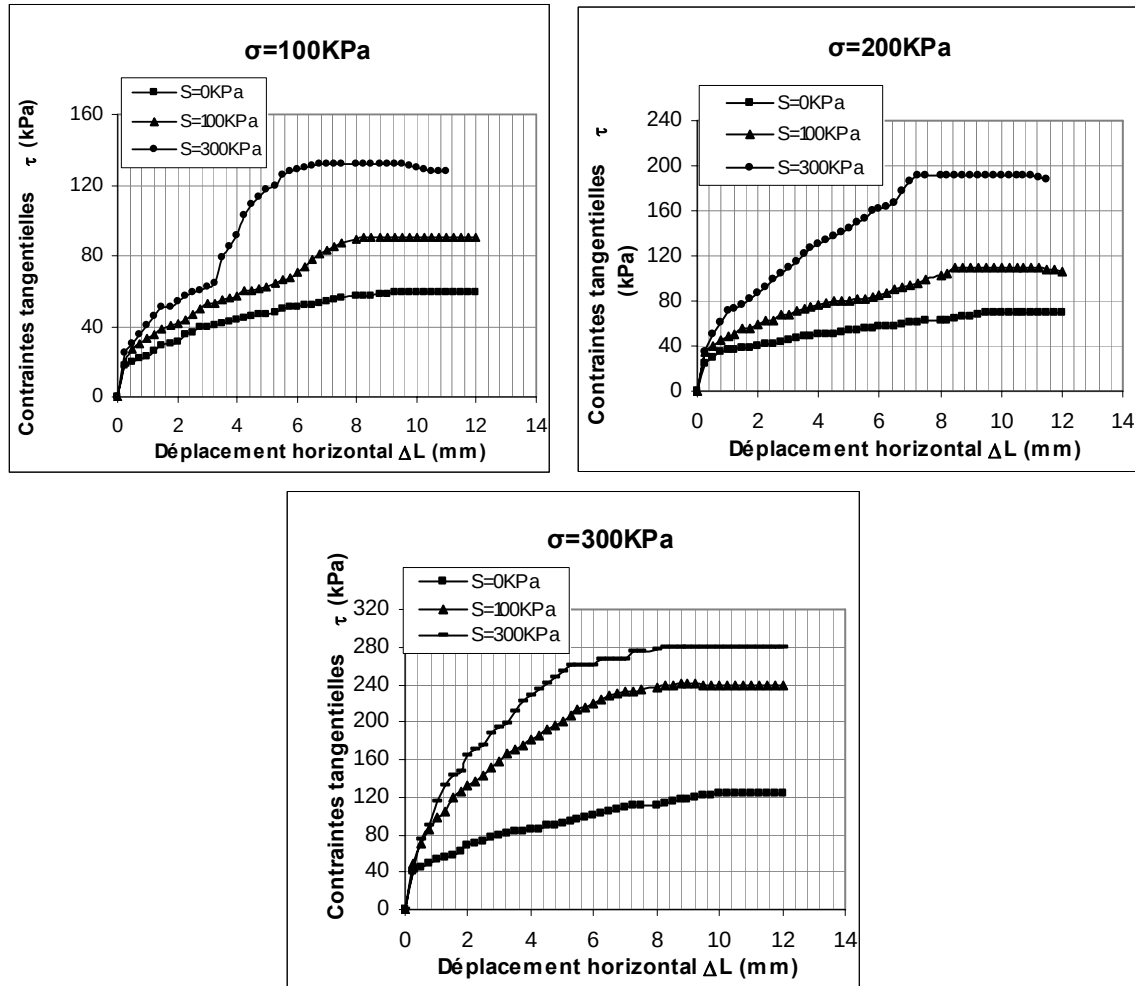


Figure 4.IV : Courbes contraintes – déformations du mélange N°3 à différentes succions ($S=0$, $S=100$ et $S=300 \text{ KPa}$), sous les contraintes de compression de 100, 200 et 300 KPa.

- Présentation des résultats et interprétation

D'après les courbes de contraintes- déformations obtenues et représentées dans les figures (2.IV, 3.IV, 4.IV), on constate que la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la succion, pour le mélange N°1 et à $S=0 \text{ KPa}$ (sol à l'état saturé) il y a réarrangement et déplacement des grains jusqu'à la rupture du mélange. La présence d'eau a facilité les glissements des grains;

A $S=100$ KPa la contrainte de cisaillement augmente au niveau de palier de 80 à 110 KPa et continue à augmenter, elle passe de 110 à 120 KPa pour $S=300$ KPa. Donc plus la pression de succion augmente, plus la contrainte de cisaillement augmente.

L'analyse des résultats obtenus montre qu'il y a un accord entre la résistance du sol à l'état saturé et celle à l'état non saturé, ceci signifie que l'application d'une succion élevée à un sol saturé améliore sa résistance. Quelque soit les pourcentages de sable ou d'argile dans les trois mélanges, les résultats obtenus dans cette étude concordent avec ceux obtenus par Delage et al (1987).

On remarque aussi que plus la contrainte normale augmente, plus l'écart entre les différentes succions se réduit et tend à se confondre pour le mélange N°1. Par contre pour les autres mélanges l'écart entre les différentes succions ne change pas sous l'effet de l'augmentation de la contrainte normale. Ceci peut s'expliquer par le pourcentage élevé du sable dans le mélange N°1 qui présente plus de vides et qui engendre des frottements plus importants entre les grains.

IV.3.4 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=0$ KPa

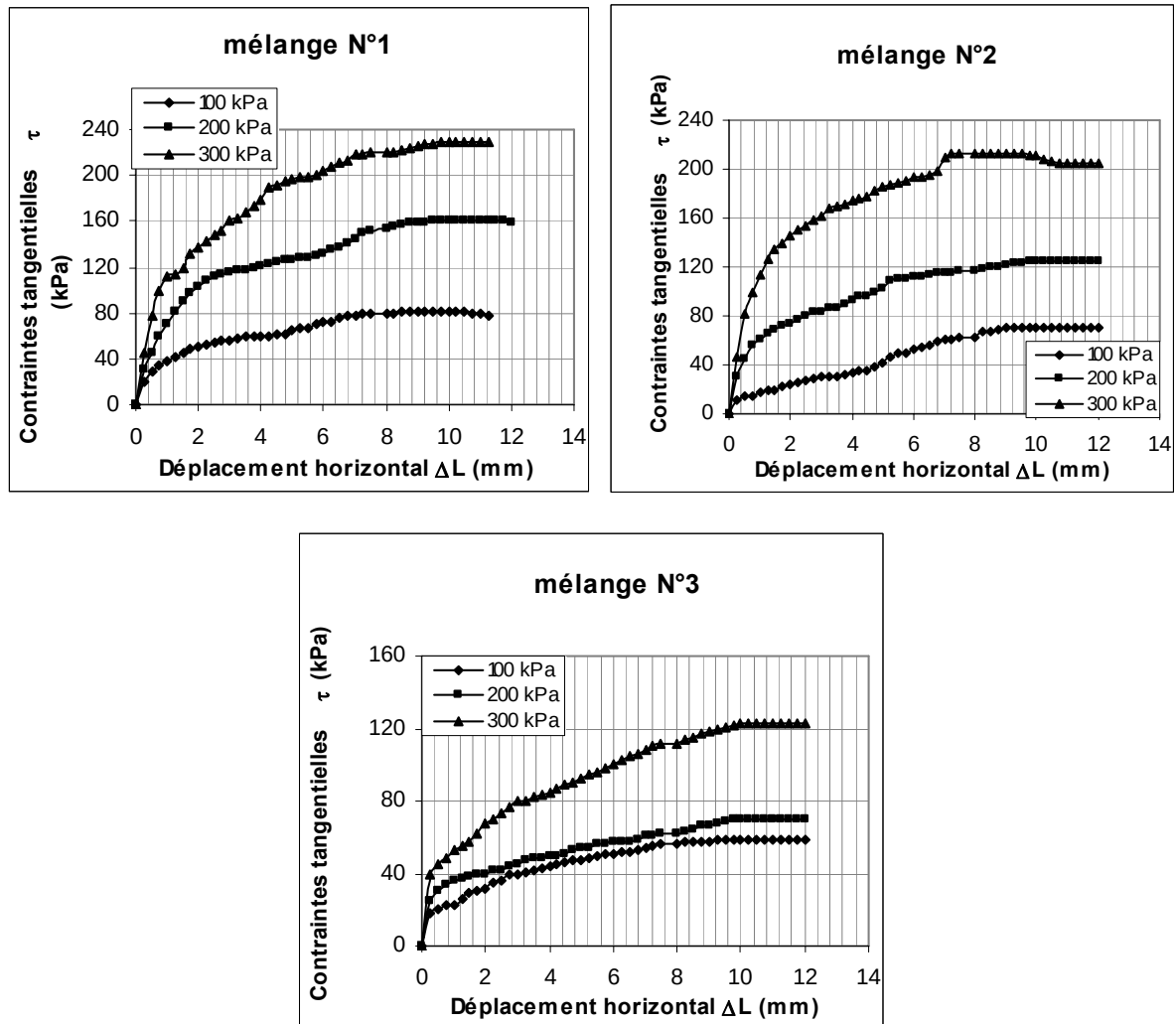


Figure 5.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à $S=0$ KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa

IV.3.5 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=100$ KPa

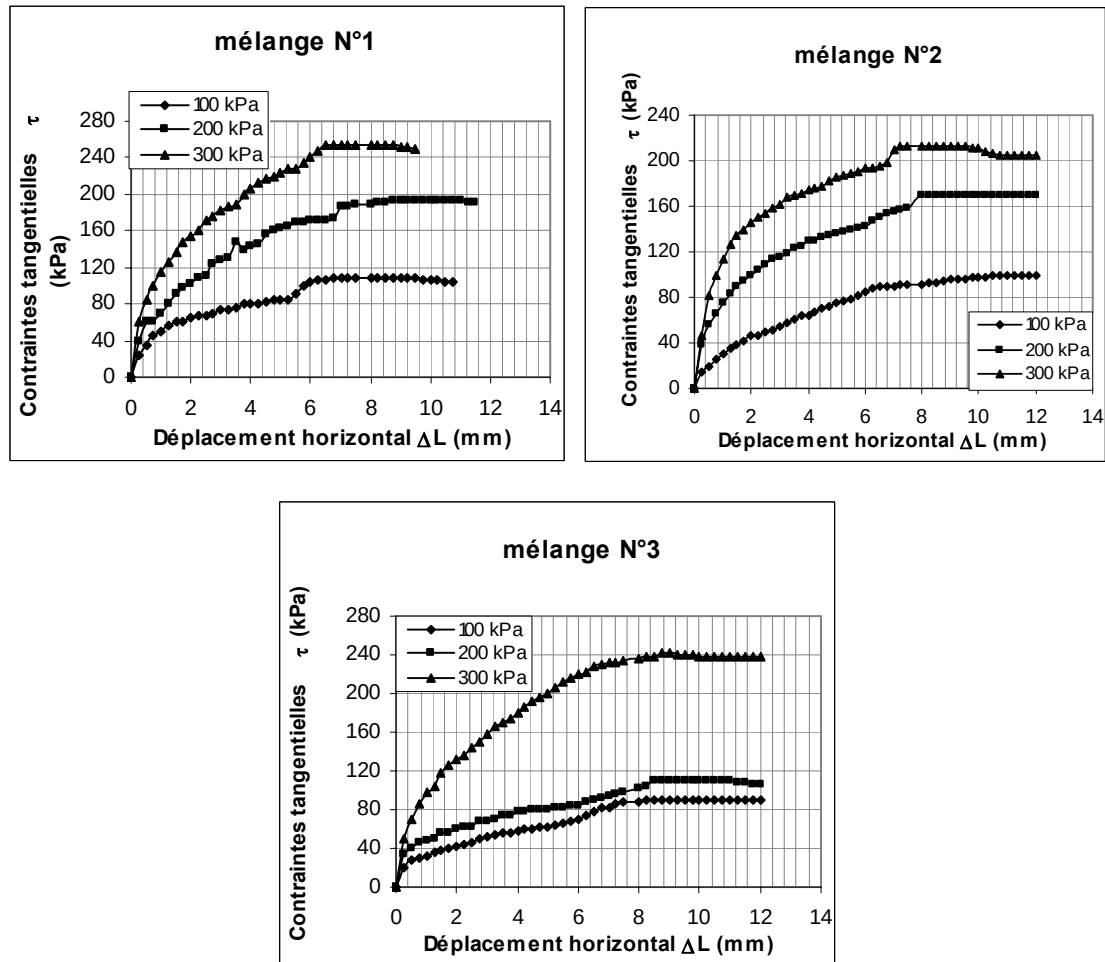


Figure 6.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à $S=100$ KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.

IV.3.6 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à $S=300$ KPa

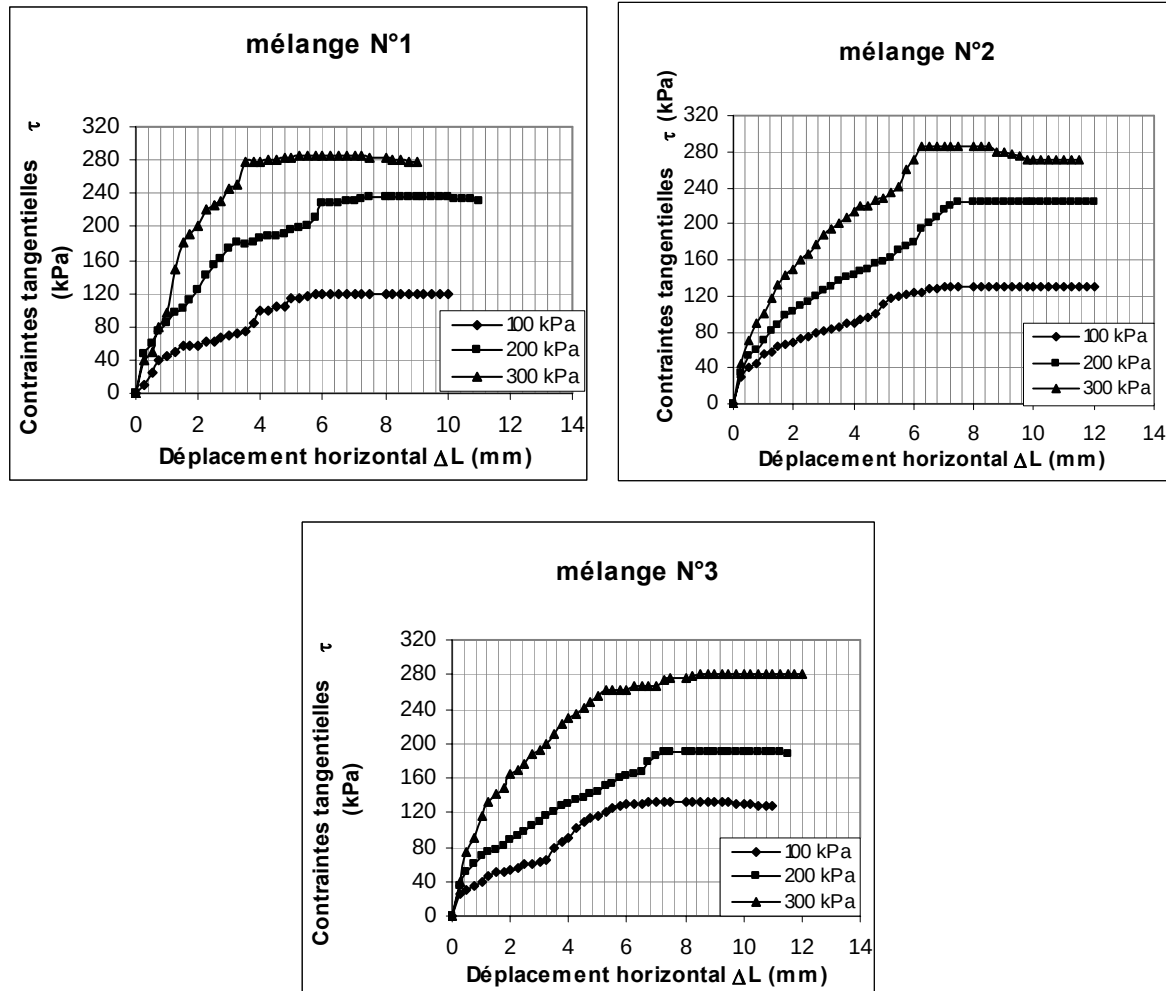


Figure 7.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à $S = 300$ KPa sous les contraintes de compression de 100, 200, 300 KPa.

- Présentation des résultats et interprétation

D'après les courbes de contraintes- déformations représentées sur les figures (5.IV, 6.IV, 7.IV), on remarque que quelque soit la succion, les contraintes de cisaillement augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale. L'application d'une contrainte normale de plus en plus importante engendre un serrage des grains donc une meilleure compacité du mélange et donc un échantillon plus résistant.

Les contraintes les plus élevées sont obtenus pour le mélange N°1 (25% d'argile + 75% sable). En effet, plus le pourcentage d'argile diminue, plus le pourcentage de sable augmente et plus la contrainte de cisaillement augmente.

Les résultats obtenus montrent que l'augmentation du pourcentage de sable dans le mélange développe un effort entre les grains en contact les uns des autres qui permet de rigidifier le mélange sableux. Par contre, la diminution du pourcentage du sable dans le mélange ne suffit pas pour créer un frottement assez important. Ceci a été montré sur la figure 8.IV en fixant la contrainte de compression à 200 KPa.

IV.3.7 Courbes $\tau = f(\Delta L)$ des trois mélanges à différentes suctions sous une contrainte de compression de 200 KPa.

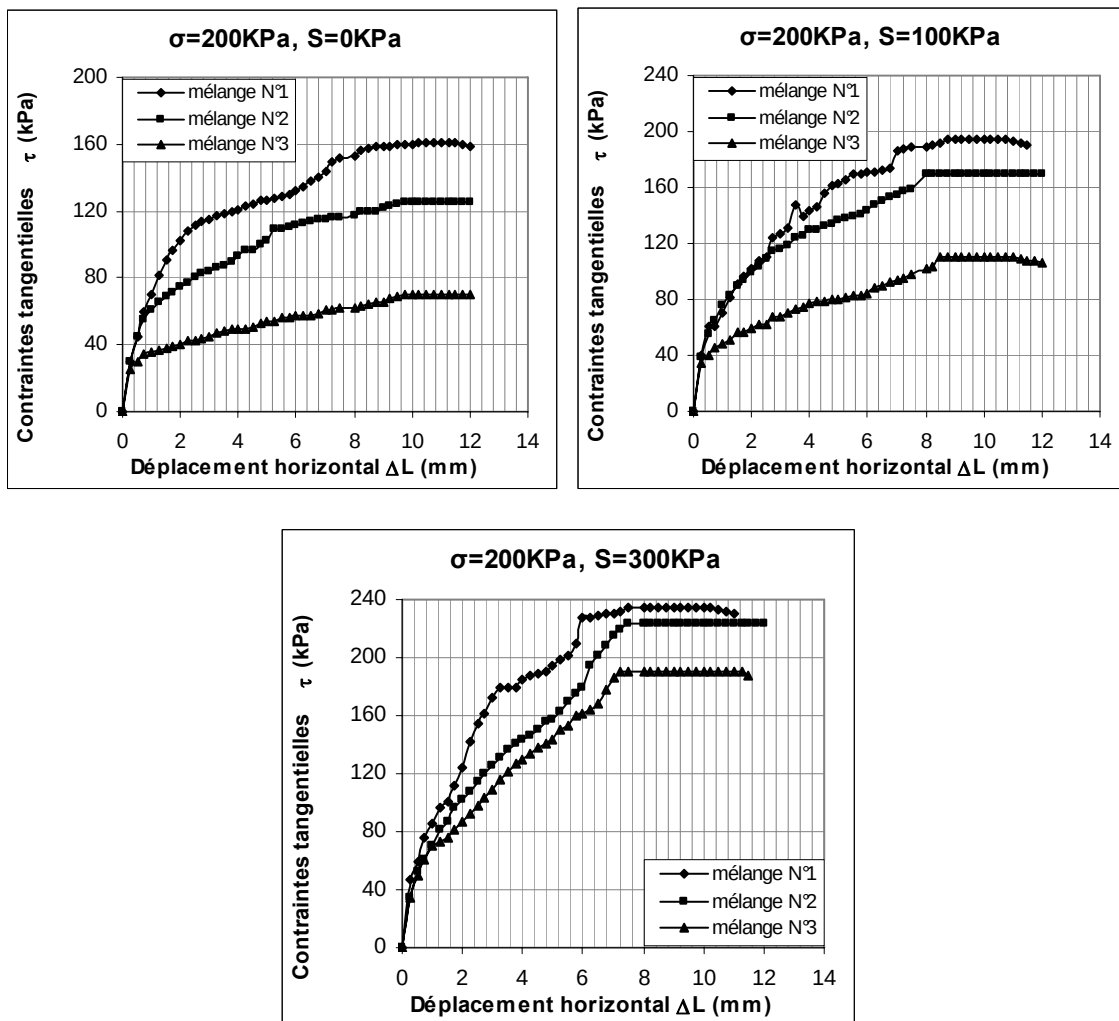


Figure 8.IV : Courbes Contraintes – Déformations des trois mélanges à différente succion sous une contrainte de compression de 200 KPa.

IV.4 Courbes d'état critique à différentes suctions : $\tau = f(\sigma)$

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sous forme de Courbes d'état critique, présentant les allures suivantes:

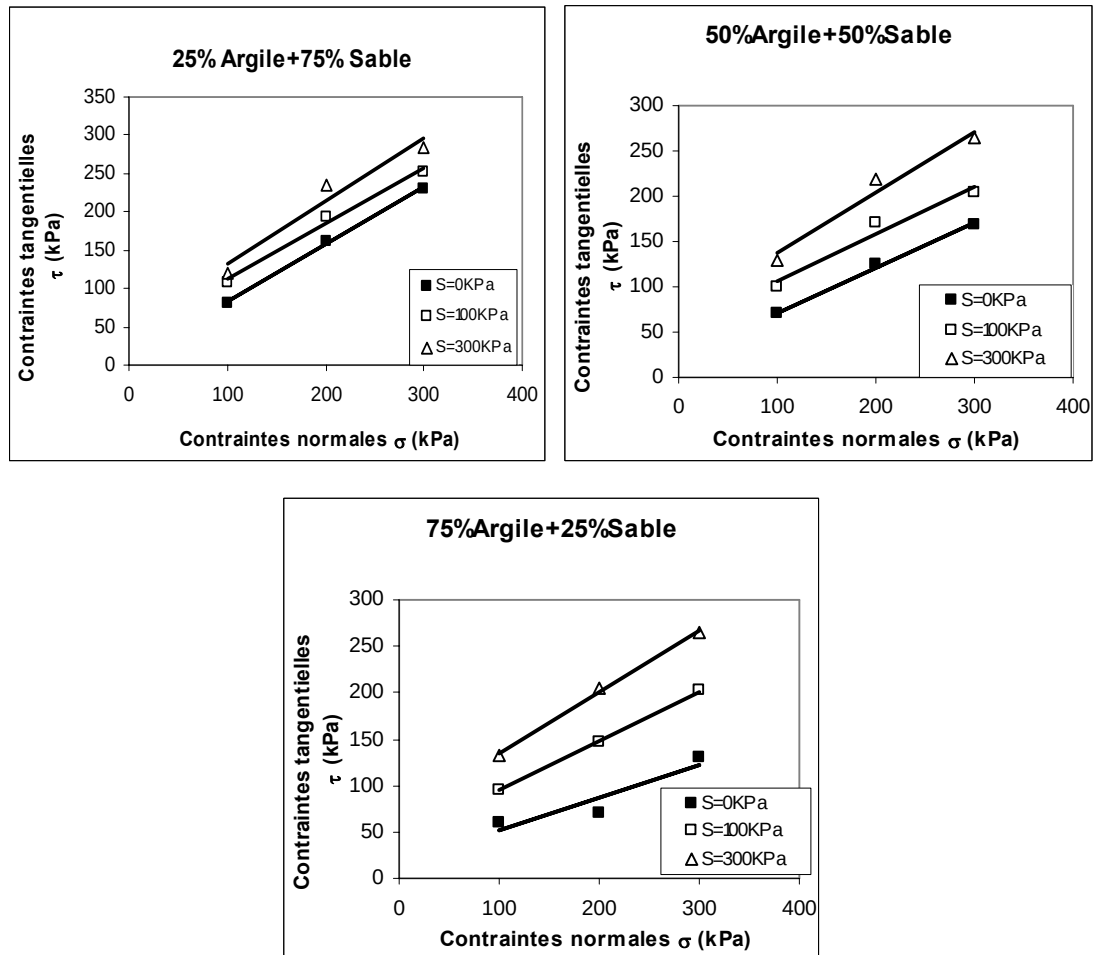


Figure 9.IV : Courbes d'état critique des trois mélanges à différentes suctions ($S=0$, $S=100$ et $S=300$ kPa)

- Présentation des résultats et interprétation

Les Courbes d'état critique présentées sur la figure 9.IV, nous permettent de déduire deux principales caractéristiques de cisaillement : la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ). L'évolution de ces deux caractéristiques pour les trois mélanges en fonction des différentes succions, est présentée sur les figures (10.IV, 11.IV).

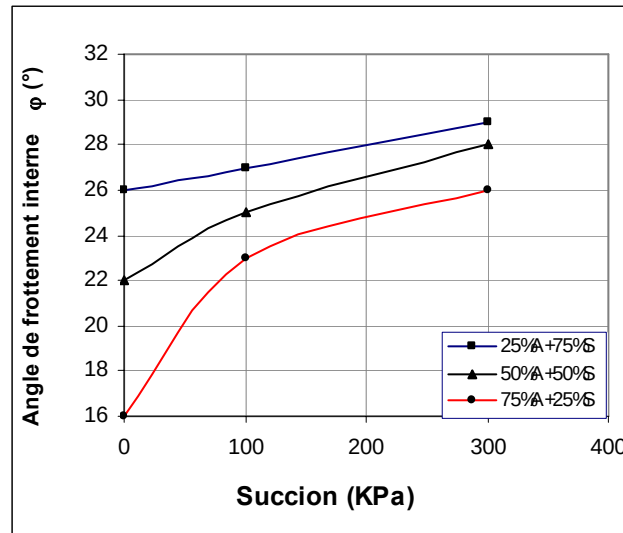


Figure 10.IV : Evolution de l'angle de frottement interne (ϕ) en fonction de la succion et du pourcentage de sable et d'argile

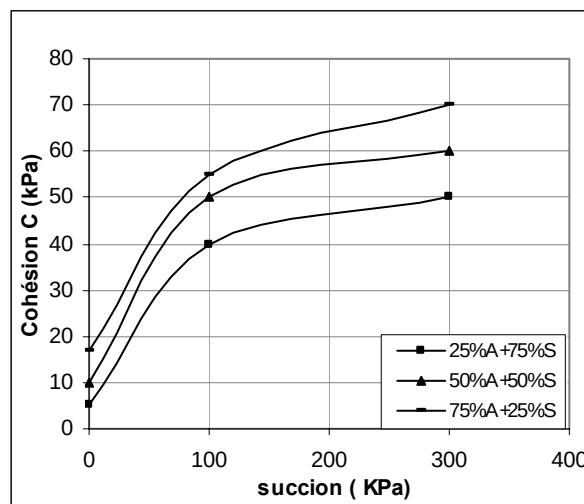


Figure 11.IV : Evolution de l'angle de la cohésion (C) en fonction de la succion et du pourcentage de sable et d'argile

On remarque sur la figure 10.IV que lorsque la succion augmente, l'angle de frottement augmente. Ce qui explique que les matériaux deviennent de plus en plus résistants avec l'augmentation de la succion. Ceci confirme la thèse de Delage et Cui (2001) qui a montré que l'effet de succion augmente les caractéristiques mécaniques des sols non saturés. On outre, on constate une diminution de l'angle de frottement avec l'augmentation du pourcentage d'argile dans les mélanges qui s'explique par le décroissement de la fraction sableuse (génératrice de frottement).

Sur la figure 11.IV, on remarque une augmentation de la cohésion avec l'accroissement du taux d'argile en passant de 25% à 75%. Ceci peut s'expliquer par la présence des particules fines à l'intérieur des mélanges qui génèrent de plus en plus de liaisons entre les grains de sable et les particules fines. En outre, on constate une augmentation de la cohésion avec l'accroissement de la succion qui s'explique par la diminution des pores qui augmente les liaisons entre les grains de sable et les particules d'argile.

IV.5 Conclusion

Deux paramètres essentiels pouvant influencer les caractéristiques mécaniques des sols non saturés. Ce sont la variation du pourcentage sable/argile du mélange et la succion.

Les résultats obtenus montrent que la résistance des sols non saturés dépend de la succion et de la contrainte de compression appliquée.

L'augmentation de la succion a une influence significative sur le comportement des sols non saturés du point de vue de leur résistance.

CHAPITRE V

ESSAIS OEDOMETRIQUES

V.1 Introduction

La principale caractéristique qu'il convient de maîtriser, pour reproduire le comportement mécanique des sols, plus particulièrement les sols non saturés, est la compressibilité.

Pour cela, ce chapitre traite des essais de compressibilité à l'oedomètre à différentes succions pour les trois mélanges suivants: (25% Argile + 75% Sable, 50% Argile + 50% Sable et 75% Argile + 25% Sable).

V.2 APPAREILLAGE

L'appareil œdométrique comporte:

- un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.
- une cellule ou enceinte œdométrique de consolidation: moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors des essais.
- deux bases de pierres poreuses permettant le drainage de l'échantillon en cours d'essai et éviter au sein du matériau l'apparition de pression interstitielle.
- un couvercle pour répartir l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon.
- un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements.

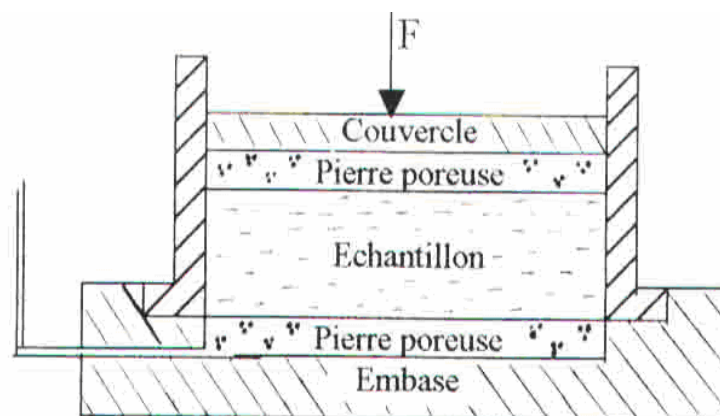


Figure 1.V : Coupe schématique d'une cellule œdométrique.

V.3 Principe et mode opératoire

Les principaux points du déroulement des essais œdométriques sont:

- Une fois le mélange est prêt, placer le dans la cellule entre deux pierres poreuses. L'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.

- Appliquer sur le mélange, des charge doublées toutes les 24 heures de :
 - 0,5 à 64 Kg pour les oedomètres de 50x20mm (bras de levier 1/9) et
 - 1 à 128 Kg pour les oedomètres de 75x30mm (bras de levier 1/10)

De telle sorte à avoir la contrainte croissante de 20 à 2900 KPa pour les deux types d'oedomètres.

- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes de 2900 à 20 KPa.
- La durée des paliers de chargement et de déchargement est de 24 heures.
- Pour chaque palier, effectuer sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon.
- Après la dernière lecture, cela fera la durée de 14 jours pour chaque essai.

V.4 Caractéristiques obtenues à l'oedomètre

L'essai oedométrique permet de déterminer :

- l'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai (e_i) et son évolution au cours de la consolidation.
- les principaux paramètres d'identification à savoir : la teneur en eau initiale, le poids volumique initial et le poids volumique initial du sol sec.
- la contrainte de pré consolidation.

V.4.1 Indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

$$e = \frac{H - h_p}{h_p} \quad 1. V$$

Avec:

H: hauteur de l'échantillon.

h_p : hauteur des grains solides.

Pour la première méthode l'expression de h_p est donnée par la relation (2.IV), et pour la seconde, elle est donnée par la relation (3.IV).

$$h_p = \frac{m_s}{\gamma_s S} \quad 2. V$$

avec:

m_s : poids du mélange sec,
 γ_s : poids volumique des grains solides,
 S : section droite de l'enceinte.

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\gamma_w S} \quad 3. V$$

avec:

H_0 : hauteur initiale du mélange,
 m_h : poids initial humide du mélange,
 m_s : poids du mélange sec,
 γ_w : poids volumique de l'eau (1 g/cm^3),
 S : section droite de l'enceinte.

V.4.2 Paramètres d'identification :

Le mélange soumis à l'essai sera caractérisé par les paramètres suivants :

- Teneur en eau initiale du mélange : $w = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \quad 4.V$
- Poids volumique initial du sol sec: $\gamma_d = \frac{m_s}{H_0 S} \quad 5.V$
- Poids volumique initial : $\gamma = \frac{w_h}{H_0 S} \quad 6.V$

V.4.3 Caractéristiques de compressibilité

a- Courbe de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme (e -Log σ') en reliant les points (e_i, σ_i'), e_i étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge σ_i' .

La figure 2.IV illustre l'allure d'une courbe de compressibilité [$e_i = f(\sigma_i')$]. La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties : une partie droite avec une faible

pente suivie d'une partie courbée, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

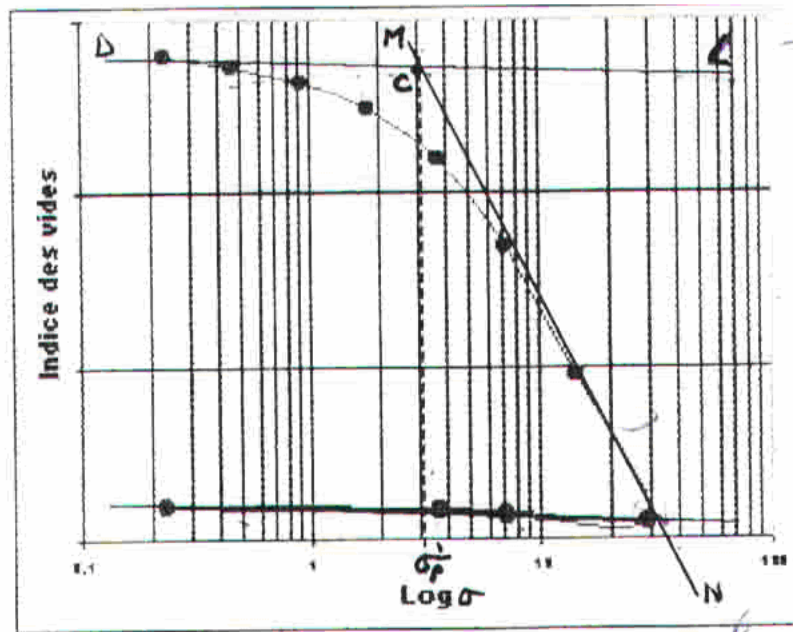


Figure 2.V : détermination graphique de σ'_p (F. Alkama)

b. Pression de préconsolidation :

Les droites (DL) et (MN) se coupent au point C. La contrainte σ' correspond au point C est appelé « Pression de préconsolidation » est notée (σ'_p).

c. Indice de compression et de gonflement :

Par définition, l'indice de compression, noté (C_c), est la pente de la droite (MN) qui est linéaire à la partie droite assez rectiligne de la courbe de chargement. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \Big|_{MN} \quad 7.V$$

L'indice de gonflement est, par définition, la pente de la droite (DL) parallèle à la droite AB de la figure 2.V (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-charge). Notée C_g , son expression est donnée par :

$$C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \Big|_{DL} \quad 8.V$$

V.5 Essai de compressibilité

Les essais œdométriques ont été réalisés à différentes succions ($S=0$ KPa (état saturé), $S=100$ KPa et $S=300$ KPa) sont effectués sur les trois mélanges (25% Argile + 75% Sable, 50% Argile + 50% Sable et 75% Argile + 25% Sable). Les trois succions ont été déterminées selon le mode opératoire décrit par A.Mermoud (2006) par la méthode de la plaque poreuse.

V.6 Courbe de compressibilité

Pour pouvoir tracer les courbes de compressibilité, il faut, en premier lieu, calculer les variations de l'indice des vides (Δe) en fonction Δh (tassement ou gonflement des échantillons) puis calculer les indices des vides correspondants. Le tableau 1.IV nous donne les résultats obtenus.

Tableau 1.V: Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction Δh

Etat de mélanges	S=0Ka			S=100KPa			S=300KPa		
Mélange N°	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Masse sèche del'échantillon : $m_s(g)$	58	64.4	72	59.2	65.3	73.1	63.5	69	75.1
Section du moule : $S(cm^2)$	19.62			19.62			19.62		
La hauteur initiale : $h_0 (mm)$	20			20			20		
$\gamma_d(g/cm^3)=m_s/Sh_0$	1.48	1.64	1.83	1..50	1.66	1.86	1.61	1.75	1..91
$\gamma_s(g/cm^3)$	2.75						2.75		
$e_0=\gamma_s/\gamma_d -1$	0.86	0.67	0..50	0.83	0.65	0.47	0.70	0..57	0.43
$1+e_0$	1.86	1.67	1..50	1.83	1.65	1.47	1.70	1..57	1.43
$\Delta e=[1+e_0)/h_0]\Delta h$	0.093 Δh	0.083 Δh	0.075 Δh	0.091 Δh	0.082 Δh	0.073 Δh	0.085 Δh	0.078 Δh	0.071 Δh

V.6.1 courbes de compressibilité à différentes suctions ($S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa) pour les trois mélanges.

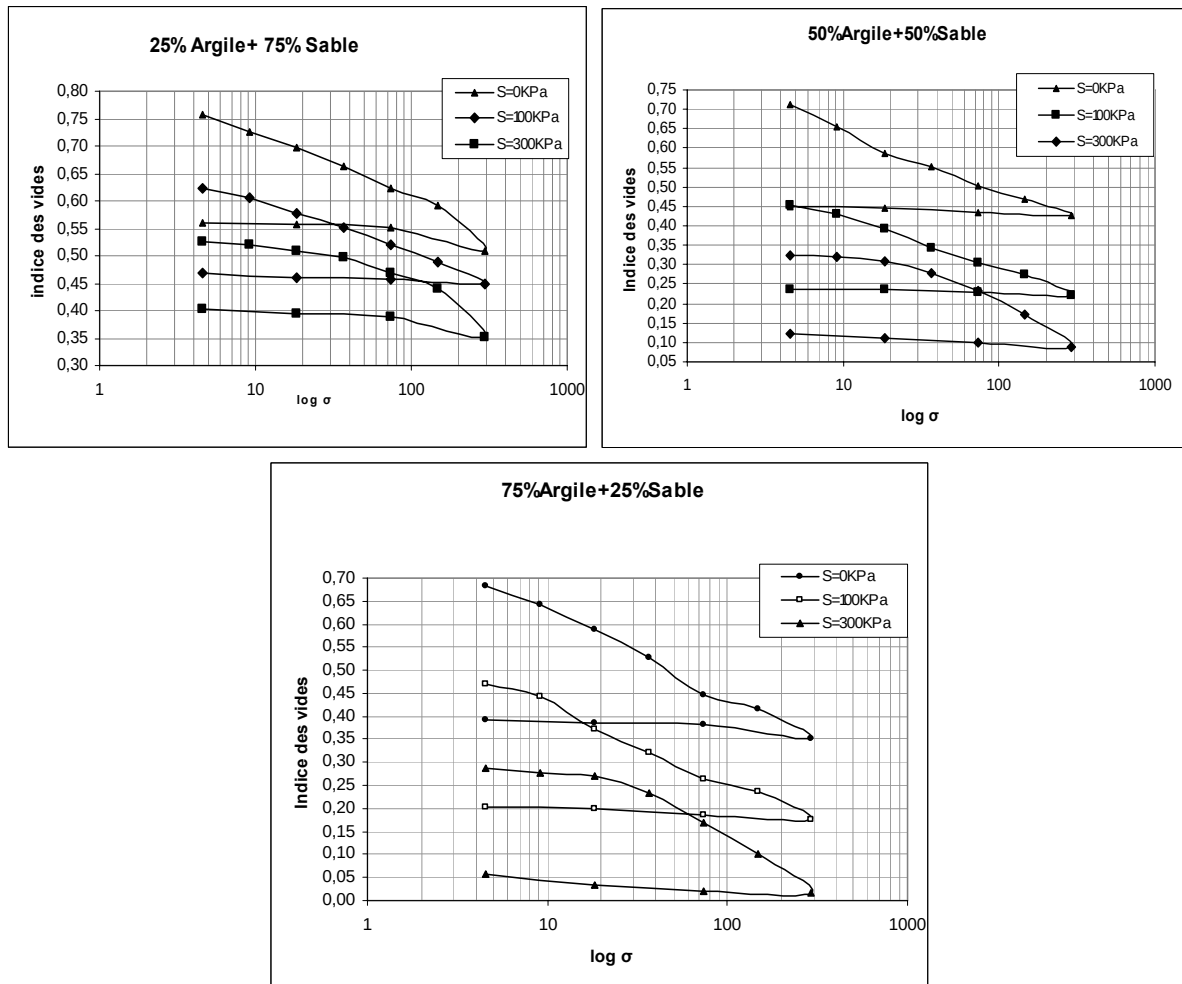


Figure 3.V: Essais œdométriques de compression à différentes suctions ($S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa) pour les trois mélanges.

V.6.2 courbes de compressibilité des trois mélanges à $S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa.

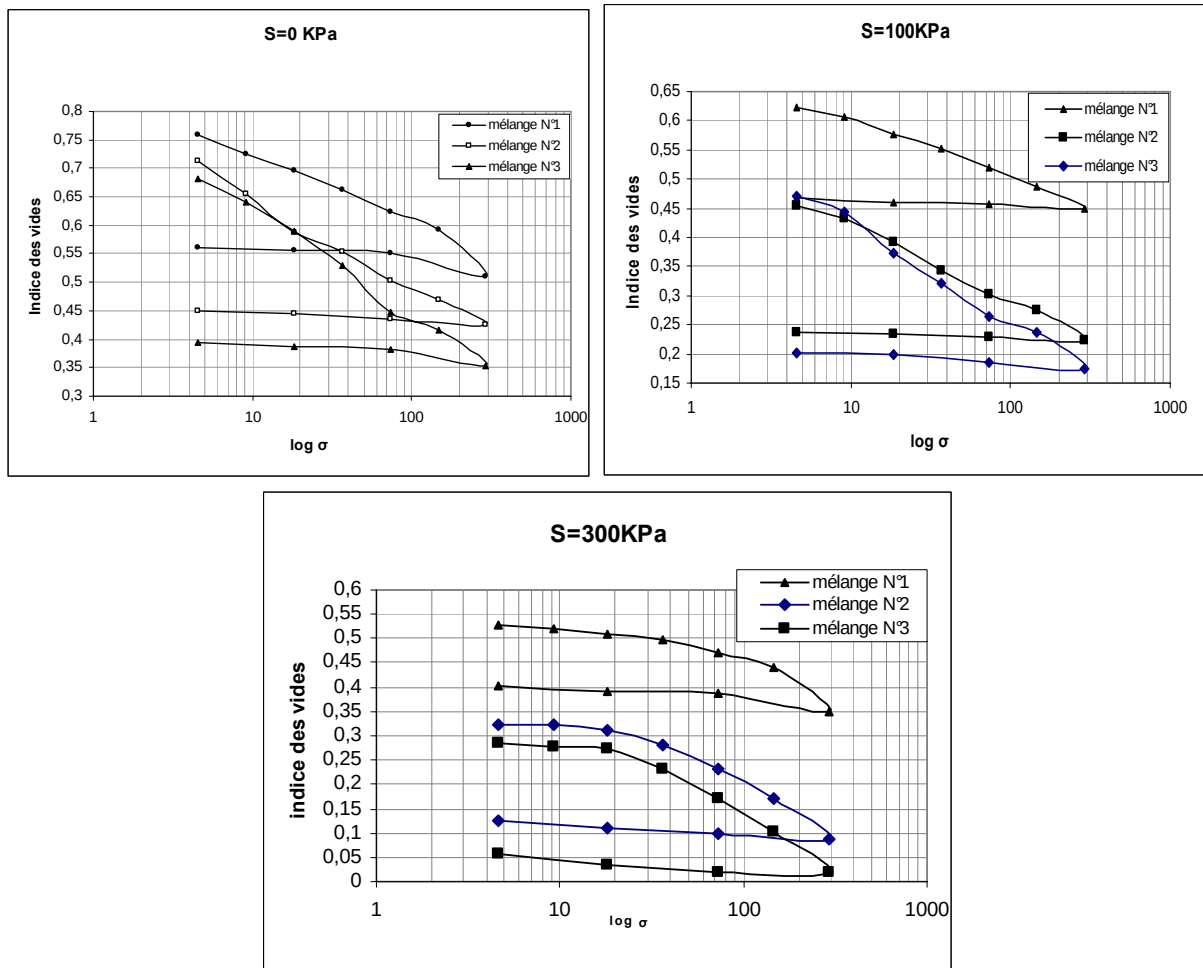


Figure 4.V: Essais œdométriques de compression pour les trois mélanges à $S=0$, $S=100$ et $S=300$ KPa.

V.7 Interprétation des résultats

D'après la figure 3.V, on remarque que lorsque la succion est nulle, les indices des vides sont grands et plus la succion augmente, plus les indices des vides deviennent petits. Dans le cas d'un sol saturé (la succion nulle), les déformations se traduisent par une expulsion d'eau et le sol devient non saturé. En effet, les grands pores se vident et sont donc la première cible de déformation pendant un chargement.

D'après la figure 4.V, on constate que les indices des vides diminuent en augmentant le pourcentage d'argile dans les mélanges. Par ce que les particules d'argile remplissent les vides qui existent entre les grains de sable dans les mélanges.

Donc, on peut interpréter les variations de la succion du sol à partir de l'évolution de la distribution de la taille des pores et de la distribution de l'eau dans les pores.

En effet si le calcul de la perméabilité se fait sans succion, la perméabilité croît rapidement et sera impossible à estimer, en particulier pour des valeurs importantes de succion. Donc la succion permet d'obtenir une très bonne estimation de la perméabilité.

Tableau 2.V: Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction de la succion

Succions Mélanges	S=0 KPa	S=100 KPa	S=300 KPa
1	0.198	0.155	0.125
2	0.263	0.215	0.2
3	0.289	0.269	0.230

D'après les valeurs de la variation de l'indice des vides récapitulées dans le tableau 2.V. On constate d'une part la diminution de la variation de l'indice des vides avec l'augmentation de la succion qui rigidifie le sol. En effet, en augmentant la succion, le sol se déforme moins pendant le chargement, d'autre part on constate que la variation de l'indice des vides augmente avec l'augmentation du pourcentage d'argile qui joue un rôle important des déformations du sol pendant le chargement.

Tableau 3.V: Evolution de la contrainte de pré consolidation σ_p' (KPa) en fonction de la Succion et de pourcentage d'argile.

Succions Mélanges	S=0 KPa	S=100 KPa	S=300 KPa
1	18	20	50
2	12	17	30
3	8	13	28

Le tableau 3.V, montre que l'augmentation de la succion traduit une augmentation de la contrainte de pré consolidation σ_p' , ce qui indique une augmentation de la rigidité du sol avec l'augmentation de la succion. D'autre part montre que plus le pourcentage d'argile est important, plus la contrainte de pré consolidation σ_p' diminue. Des résultats concordants ont été trouvés par Ramino et al (1999, 2000).

Tableau 4.V: Variation de l'Indice de compressibilité C_c en fonction de la Succion et de pourcentage d'argile.

Succions Mélanges	S=0 KPa	S=100 KPa	S=300 KPa
1	0.554	0.487	0.445
2	0.577	0.542	0.531
3	0.624	0.577	0.556

Tableau 5.V: Variation de l'indice de gonflement C_g en fonction de la succion et de pourcentage d'argile

Succions Mélanges	S=0 KPa	S=100 KPa	S=300 KPa
1	0.105	0.069	0.052
2	0.113	0.078	0.061
3	0.122	0.087	0.069

Les valeurs de l'indice de compressibilité C_c qui précise la sensibilité du sol au tassement et l'indice de gonflement C_g récapitulés dans les tableaux 4.V, 5.V montrent que les valeurs de C_c et C_g augmentent avec l'augmentation du pourcentage d'argile et diminuent avec l'augmentation de la succion. Donc le taux élevé de la fraction argileuse augmente la compressibilité des sols non saturés.

V.8.Conclusion

Ce chapitre a comporté une étude à l'oedomètre à différente succion, de l'effet de la succion sur le comportement des sols non saturés.

Les résultats obtenus montrent d'une part que l'augmentation de la succion introduit une faible déformation des sols non saturés, ce qui implique que la succion rigidifie le sol et augmente la pression de consolidation. La succion permet aussi d'obtenir une très bonne estimation de la perméabilité.

D'autre part les résultats montrent que l'augmentation de taux d'argile, augmente les déformations du sol, diminue sa rigidité et augmente la compressibilité des sols.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail a été réalisé dans le but de mieux comprendre le comportement des sols non saturés, à savoir l'influence de non saturation sur leur résistance et leur compressibilité. Afin de bien étudier ce comportement, les trois mélanges sont soumis aux essais d'identification et aux essais mécaniques à différentes valeurs de succion.

Les résultats obtenus permettent de conclure que:

- La perméabilité est influencée par le taux d'argile dans les mélanges et par le degré de saturation. Elle diminue avec l'augmentation du pourcentage d'argile, et croît en augmentant le degré de saturation.
- Les sols non saturés soumis aux essais de cisaillement présentés ici par des mélanges sable/argile, ont présenté des contraintes de cisaillement variables, qui s'accroissent en augmentant la succion et la contrainte normale appliquée et décroissent en fonction de l'augmentation du pourcentage de la teneur en eau.
- Dans les courbes de variations de volume, l'effet de la contractance apparaît dès le début de l'essai jusqu'à la fin. Plus le pourcentage d'argile augmente, plus les mélanges deviennent contractants.
- Parmi les principaux paramètres qui influent sur les caractéristiques mécaniques C et ϕ des sols non saturés, on trouve le pourcentage d'argile, la teneur en eau et la succion. L'argile a tendance à accroître la cohésion et à diminuer l'angle de frottement interne. L'augmentation de la teneur en eau conduit à la diminution de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Par contre l'augmentation de la succion conduit à l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne.
- Les essais oedométriques montrent l'effet de la succion sur le comportement des sols non saturés. L'augmentation de la succion introduit une faible déformation des sols non saturés, ce qui implique que la succion rigidifie le sol et augmente la pression de consolidation. La succion permet aussi d'obtenir une très bonne estimation de la perméabilité. L'augmentation de taux d'argile, augmente les déformations du sol, diminue sa rigidité et augmente la compressibilité des sols.

Le présent travail a apporté des éclaircissements au comportement des sols non saturés. Les résultats des essais réalisés méritent d'être complétés par une campagne d'essais triaxiaux pour bien étudier le comportement des sols non saturés.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **D. Sheng, A. Gens, D. Fredlund, S. Sloan (2008):** Unsaturated soils : from constitutive modelling to numerical algorithms, *Computers and Geotechnics*, Volume 35, Issue 6, Pages 810-824
- [2] **X. S. LI (2003):** Tensorial nature of suction in unsaturated granular soil, Member ASCE, 66th ASCE Engineering Mechanics Conference July 16-18, 20003, university of Washington, Seattle.
- [3] **M.J. Jiang S. Leroueil c, J.M. Konrad (2004):** Insight into shear strength functions of unsaturated granulates by DEM analysis. *Computers and Geotechnics* 31 (2004) 473–489
- [4] **A.N. Gitaum (2006):** Mécanique et hydraulique avancées des sols. Influence of soil water on stress-strain behaviour of a compacting soil in semi-arid kenya. *Soil & Tillage Research* 89 (2006) 144–154
- [5] **O ALSHIHABI, C MIEUSSENS, I SHAHROUR (2001):** L’effet de séchage humidification sur le comportement d’un sol compact. France, LILLE Villeneuve d’ascq, 3-4 mai 2001, pp 154-158,
- [6] **P.-Y. Hicher et al. (2007):** A microstructural elastoplastic model for unsaturated granular materials. *International Journal of Solids and Structures* 44 (2007), 2304–2323.
- [7] **Sala Georges-Henri, Tessier D. (1993):** Importance de l’état énergétique de l’eau sur l’aptitude au tassement de matériaux argileux non saturés. *Comptes-Rendus de l’Académie des Sciences.Série 2 : Mécanique...*, 316 (2), p. 231-236.
- [8] **Gerard B. et al (2000):** Retrait-gonflement et tassement des sols fins,. , *Bulletin des laboratoires des ponts chaussées* -229-Novembre-Décembre 2000-NT 4252-PP.105-114
- [9] **E, C Leong and H Rahardjo (1997):** Permeability functions for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 123, No. 12, December, 1997.
- [10] **Domenico Gallipoli a,*, Antonio Gens b, Guangjing Chen c, Francesca D’Onza (2008):** Modelling unsaturated soil behaviour during normal consolidation and at critical state. *Computers and Geotechnics* 35 (2008) 825–834.
- [11] **Octavio Coronado, et al. (2004):** Influence de la succion sur les propriétés de matériaux granulaires routiers. 57e Congrès canadien de géotechnique5e Congrès conjoint AIH-CNC/SCG Hôtel Hilton, 24-28 octobre 2004 Québec, Qc, Canada

- [12] **MRAD M., ABDALLAH A., MASROURI F. (2005):** Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, 2005, Vol 110, pp 1-8
- [13] **Ismail GUEYE (1993):** Résistance au cisaillement du sols non saturés et stabilité des pentes. Thèse de doctorat, ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE 1993.
- [14] **Vincent Richefeu et al (2007):** Experimental and computational modelling of granular materials. Shear strength of unsaturated soils: experimental, DEM simulation, and micromechanical analysis. *Theoretical and Numerical Unsaturated Soil Mechanics*, pp: 83-91m 2nd Weimar, Germany, 7-9 Mars – 2007.
- [15] **JOSHUA L. HANSON, et al. (2001):** Unsaturated interface shear strength properties for nonwoven geotextiles. *Geosynthetics Conference 2001*, pp 135-148
- [16] **Vincent Richefeu (2005):** Approche par éléments discrets 3D du comportement de matériaux granulaires cohésifs faiblement. CNRS: UMR5508-Université MontpellierII-Sciences et Techniques du Languedoc.
- [17] **G. T. HOULSB (2003):** The work input to an unsaturated granular material, *Geotechnique* 47, No. 1, 193-196.
- [18] **Xavier Chateau, Jean-Noël Roux and Yue Xu (2004):** A micromechanical approach to the behaviour of an unsaturated granular material. 17th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 13-16, 2004, university of Delaware Newark, DE
- [19] **A.Mermoud (Janvier 2006):** Cours de physique du sol. Etat de l'eau du sol. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [20] **O Boudlal (2006):** Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, , Mémoire de magister , université M M de Tizi Ouzou ,
- [21] **Alkama F (2003):** Etude expérimentale du comportement mécanique du matériau schiste en géotechnique routière, mémoire de magister université M. Mammeri de Tiziouzu .
- [22] **A. Modaressi (16 novembre 2004):** Mécanique et Hydraulique avancées des Sols. Master- MSROE. Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux. Ecole Centrale Paris.

- [23] **Husein Beydoun, François Lehmann (2006):** Expériences de drainage et estimation de paramètres en milieu poreux non saturé. C. R. Géoscience 338(2006)180-187. Géosciences de surface (Hydrologie- Hydrogéologie).
- [24] **A. Farouk, L. Lamboj, J. Kos (2004):** Influence of Matric Suction on the Shear Strength Behaviour of Unsaturated Sand, Acta Polytechnica Vol. 44 No. 4/2004.
- [25] **K BOUSSAID (2005):** Sols intermédiaires pour la modélisation physique: application aux fondations superficielles, thèse de doctorat, école centrale de Nantes, France.
- [26] **Dashnor Hoxha, Albert Giraud, Franc,oise Homand, Christophe Auvray (2007):** Saturated and unsaturated behaviour modelling of Meuse–Haute/Marne argillite, International Journal of Plasticity 23 733–766.
- [27] **Ning Lu, M.ASCE¹; and William J. Likos, M.ASCE² (2006):** Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 2, February 1, 2006.
- [28] **O ALSHIHABI (2002):** Etude en laboratoire du comportement d'un sol compact non saturé. Thèse de doctorat, université de Lille , France ;
- [29] **Hussein Beydoun 1, François Lehmann (2006):** Expériences de drainage et estimation de paramètres en milieu poreux non saturé; jour. of C. R. Geoscience 338 (2006) 180–187.
- [30] **A.Modaressi (2004):** Mécanique et Hydraulique avancées des Sols, Master-MSROE, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, Ecole Centrale Paris 16 novembre 2004.
- [31] **L. Boukemouche (2007):** Etude de l'influence des particules fines sur les couches de base et de fondation des assises de chaussées, Mémoire de magister, université A/Mira de Béjaia.
- [32] **Alonso, EE (1995) :** Unsaturated soils : sol non saturés, Paris, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1995 volume 1, volume2
- [33] **Jean Biarez- pierre-yves Hicher,** Elementary Mechanics of soil Behaviour – saturated remoulded soils **Behaviour –saturated Remoulded** soils
- [34] **Daniel cordary (1994):**– Mécanique des sols, Lavoisier, **ISBN-13:** 978-2852069879 (1 octobre 1994)

[35] LCPC (1985): Essais oedométrique- Méthodes d'essai, Laboratoire central des ponts et chaussées (1985), **ISBN-10:** 2720831301.

[36] Delage, Suraj De Silva G.P.R. et De Laure E (1987) : Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés, 9^{ième} ICSMFE, vol.1, Dublin.

[37] J.M Tchouani Nana (avril 1999), M.a.J par Callaud (décembre 2004): Cours mécaniques sols 1- Tome I, propriétés des sols. Institut international d'ingénieur de l'eau et de l'environnement, groupe EIER-ETSHER.

[38] Robertd.Holtz, Williamd, Kovacs Traduit par jean Lafleur (août 1991): introduction à la géotechnique. Edition Presses Internationales Polytechniques ISBN:978-2-553-0022269.

ANNEXES

Annexe1

Essais de perméabilité pour les trois mélanges

Sr (%)	W (%)	Ge	Hs	$K_w \cdot 10^{-4}$ (m/s) (25%A+75%S)	$K_w \cdot 10^{-4}$ (m/s) (50%A+50%S)	$K_w \cdot 10^{-4}$ (m/s) (75%A+25%S)
25	5,4	2,73	0,42	8,17	7,51	7,26
50	10,72	1,36	0,65	9,74	8,70	8,50
75	16	2,25	0,83	13,36	12,53	12,30
100	21,45	2,75	1	19,60	18,01	17,65

Annexe2

Essais de cisaillement à différente teneur en eau

Essais de cisaillement sur le mélange N°1 à W=6%

Mélange N°1 à W=6%						
σ (KPa)	$\sigma =100$		$\sigma =200$		$\sigma =300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	9,96	0,6	29,88	0,28	39,85	0,4
0,5	25	1	45,02	0,72	50,02	1
0,75	40,2	1,76	60,27	1,16	80,36	1,4
1	45,4	1,92	70,62	1,4	95,84	1,84
1,25	50,7	2,2	81,05	1,64	106,4	2,16
1,5	56	2,48	91,57	1,88	122,1	2,48
1,75	56,2	2,6	97,07	2,08	127,7	2,72
2	56,4	2,76	102,6	2,28	138,5	2,76
2,25	61,8	2,84	108,2	2,48	142,3	2,8
2,5	62,1	3	111,3	2,56	151,4	2,84
2,75	67,6	3,04	124,8	2,68	154,7	2,88
3	70,5	3,16	127,9	2,76	158	2,876
3,25	71,1	3,28	131,1	2,84	161,4	2,9
3,5	74,1	3,32	137	2,96	165,5	2,92
3,75	77,8	3,32	140,2	3,08	172,4	2,96
4	80,8	3,34	140,8	3,16	175,9	3
4,25	83,9	3,36	144,1	3,28	179,4	3,04
4,5	85,1	3,36	147,5	3,36	185,7	3,316
4,75	87,4	3,32	150,8	3,44	192,9	3,108
5	89,4	3,32	154,2	3,52	196,6	3,28
5,25	90,8	3,32	157,6	3,6	200,3	3,32
5,5	91,2	3,36	158,4	3,68	204	3,34
5,75	92,3	3,4	161,8	3,76	205	3,34
6	95,8	3,4	165,3	3,84	208,7	3,34
6,25	105	3,36	166,1	3,92	215,4	3,34
6,5	108	3,36	172,4	4	220,3	3,34
6,75	115	3,36	173,3	4,08	224,4	3,34
7	115	3,36	176,9	4,16	226,5	3,34
7,25	118	3,36	180,5	4,2	232,1	3,34
7,5	120	3,36	181,4	4,24	236,9	3,34
8	120	3,36	185,1	4,28	240,6	3,34
8,25	120	3,36	188,9	4,32	243,1	3,34
8,5	120	3,36	192,7	4,36	252,2	3,34
8,75	120	3,36	193,6	4,4	257,1	3,34
9	120	3,36	194,5	4,44	261,1	3,34
9,25	120	3,36	198,4		269,1	3,34
9,5	120		205,3		273,1	3,34
9,75	120		206,4		280,1	
10	120		210,4		284,2	
10,25	120		210,4		286,3	
10,5	120		210,4		290	
10,75	120		210,4		284,2	
11	120		210,4		284,2	
11,25	120		210,4		284,2	
11,5	120		210,4		284,2	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 1 à W=8%

Mélange N° 1 à W=8%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	19,92	0,4	34,9	0,2	39,85	0,4
0,5	30,01	0,8	45	0,6	60,02	0,68
0,75	35,16	1,24	60,3	1	80,36	0,8
1	40,35	1,56	70,6	1,32	95,84	1,24
1,25	37,99	1,84	76	1,56	106,4	1,52
1,5	48,33	2,08	78,9	1,84	111,9	1,76
1,75	51,09	2,32	86,9	2,04	122,6	2,04
2	53,88	2,52	89,8	2,32	138,5	2,24
2,25	56,69	2,68	97,9	2,48	144,3	2,48
2,5	56,93	2,84	104	2,6	155,3	2,68
2,75	62,38	3	109	2,72	166,3	2,8
3	65,26	3,16	115	2,8	172,3	2,92
3,25	68,17	3,32	121	2,92	178,3	3,04
3,5	71,11	3,44	126	2,96	181,7	3,16
3,75	74,07	3,56	132	3,04	190,5	3,28
4	77,06	3,68	133	3,12	196,6	3,4
4,25	77,4	3,76	139	3,24	202,9	3,48
4,5	80,43	3,88	142	3,36	214,5	3,6
4,75	80,8	3,92	145	3,44	220,8	3,68
5	83,87	4	149	3,48	227,3	3,76
5,25	86,97	4,04		3,56	231	3,8
5,5	88,46	4,16	153	3,6	234,8	3,82
5,75	90,51	4,2	156	3,62	241,4	3,84
6	90,93	4,28	160	3,64	248	3,9
6,25	94,12	4,36	163	3,68	250,8	3,9
6,5	95,12	4,44	167	3,72	254,7	3,93
6,75	97	4,46	173	3,76	258,7	3,93
7	98,26	4,48	180	3,84	262,7	3,98
7,25	101,6	4,5	183	3,88	269,5	
7,5	102	4,5	185	3,92	276,4	
8	102,5	4,52	186	3,92	283,4	
8,25	103		187	3,92	283,4	
8,5	103,5		190		283,4	
8,75	104		192		283,4	
9	104,5		193		283,4	
9,25	105		194		283,4	
9,5	107,1		195		283,4	
9,75	107,7		196		283,4	
10	108,2		197		283,4	
10,25	108,8		198		283,4	
10,5	109,3		199		283,4	
10,75	109,9		200		283,4	
11	110,5		200		283,4	
11,25	111		200		283,4	
11,5	111,6		200		283,4	
11,75	112,2		200		283,4	
12	112,8		200		283,4	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 1 à W=12%

Mélange N° 1 à W=12%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	24,9	0,12	44,83	0,16	59,77	0,16
0,5	35	0,28	70,02	0,28	80,03	0,36
0,75	45,2	0,4	80,36	0,4	100,5	0,64
1	55,5	0,56	95,84	0,48	116	0,84
1,25	58,3	0,64	101,3	0,6	116,5	1,04
1,5	61,1	0,72	107,3	0,68	127,2	1,24
1,75	63,9	0,8	112,4	0,8	143,1	1,4
2	66,7	0,88	118	0,92	153,9	1,56
2,25	69,6	0,92	123,7	1	159,8	1,68
2,5	72,8	0,94	129,4	1,04	165,6	1,76
2,75	75,7	0,94	132,6	1,08	176,7	1,8
3	78,7	0,94	135,8	1,08	182,7	1,88
3,25	79	0,92	139	1,088	188,8	1,92
3,5	82	0,9	142,2	1,092	200,2	1,96
3,75	82,7	0,888	148,1	1,092	206,3	1,992
4	83,1	0,888	151,5	1,072	209,9	2,04
4,25	83,9	0,88	154,8	1,072	218,9	2,08
4,5	84,6	0,88	158,2	1,06	222,5	2,12
4,75	85,4	0,872	161,6	1,06	226,2	2,16
5	86,2	0,84	165	1,02	230	2,152
5,25	87,9	0,832	168,5	1	233,7	2,152
5,5	89,1	0,78	169,3	0,92	237,5	2,14
5,75	90,5	0,76	172,8	0,9	241,4	2,14
6	92,3	0,74	173,6	0,9	242,5	2,14
6,25	94,1	0,72	174,4	0,9	249,2	2,14
6,5	95,6	0,72	175,2		250,3	2,14
6,75	96,3		176,9		252,7	2,14
7	97,2		177,7		253,9	2,14
7,25	98,3		178,6		255,1	2,14
7,5	98,4		179,4		256,3	2,14
8	99		180,3		258,8	
8,25	99,6		182		259	
8,5	102		182,9		260	
8,75	105		183,8		260	
9	108		187,5		260	
9,25	111		188,4		260	
9,5	111		189,4		260	
9,75	111		190,3		260	
10	111		191,3		260	
10,25	111		192,3		260	
10,5	111		192,3		260	
10,75	111		192,3		260	
11	111		192,3		260	
11,25	111		192,3		260	
11,5	111		192,3		260	
11,75	111		192,3		260	

Essais de cisaillement sur le mélange N°1 à W=14%

Mélange N°1 à W=14%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	24,9	0,2	39,85	0,08	59,77	0,2
0,5	35	0,36	60,02	0,16	85,03	0,44
0,75	45,2	0,48	75,34	0,28	100,5	0,68
1	50,4	0,64	85,75	0,32	116	0,84
1,25	55,7	0,8	96,25	0,4	126,6	1
1,5	61,1	0,88	101,7	0,44	137,4	1,16
1,75	61,3	0,92	107,3	0,48	148,2	1,28
2	64,1	1	112,9	0,5	153,9	1,36
2,25	67	1,08	118,5	0,52	159,8	1,48
2,5	67,3	1,12	124,2	0,56	170,8	1,56
2,75	70,2	1,14	130	0,6	176,7	1,6
3	73,1	1,14	133,1	0,64	182,7	1,68
3,25	74,5	1,14	136,4	0,68	185,7	1,72
3,5	76,4	1,14	142,2	0,74	188,8	1,76
3,75	79,4	1,128	145,5	0,76	200,2	1,8
4	79,7	1,12	148,8	0,8	206,3	1,84
4,25	80,1	1,12	154,8	0,82	212,6	1,88
4,5	81,5	1,12	155,5	0,832	216,2	1,92
4,75	83,9	1,12	161,6	0,84	219,9	1,94
5	84,3	1,116	162,3	0,872	223,5	1,94
5,25	85,2	1,116	165,8	0,98	227,3	1,928
5,5	87,6	1,116	169,3	1	228,3	1,928
5,75	88	1,06	170,1	1,05	234,8	1,928
6	88,5	1,06	170,8	1,1	235,9	1,94
6,25	89,3	1,048	171,6	1,15	242,5	1,96
6,5	89,7	1,072	172,4	1,21	246,4	1,98
6,75	91,4	1,08	173,3	1,25	250,3	1,992
7	93,3	1,08	174,1	1,3	251,5	1,992
7,25	95,1	1,08	174,9	1,34	252,7	1,992
7,5	98	1,08	175,7	1,4	253,9	1,992
8	102	1,08	176,6		253,9	
8,25	105	1,08	177,4		253,9	
8,5	106	1,08	178,3		253,9	
8,75	107		179,1		253,9	
9	108		180		253,9	
9,25	108		180,9		253,9	
9,5	108		184,5		253,9	
9,75	108		185,4		253,9	
10	108		186,4		253,9	
10,25	108		187,3		253,9	
10,5	108		188,3		253,9	
10,75	108		189,2		253,9	
11	108		190,2		253,9	
11,25	108		191,2		253,9	
11,5	108		192,2		253,9	
11,75	108		193,2		253,9	
12	108		194,2		253,9	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 2 à W=6%

Mélange N° 2 à W=6%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	29,9	0,2	34,87	0,2	44,83	0,36
0,5	40	0,4	52,52	0,6	70,02	0,72
0,75	45,2	0,72	60,27	1	90,41	1,08
1	55,5	0,8	70,62	1,2	100,9	1,36
1,25	58,3	0,96	81,05	1,4	116,5	1,64
1,5	63,6	1,12	86,48	1,64	132,3	1,96
1,75	66,4	1,28	97,07	1,88	143,1	2,16
2	69,3	1,36	102,6	2,08	148,8	2,4
2,25	72,2	1,44	108,2	2,2	159,8	2,6
2,5	75,1	1,52	113,9	2,36	165,6	2,76
2,75	78	1,56	119,6	2,48	176,7	2,96
3	80,9	1,6	125,3	2,72	188	3,08
3,25	83,9	1,68	131,1	2,88	194	3,16
3,5	85,3	1,72	137	3	200,2	3,24
3,75	89,4	1,76	140,2	3,1	206,3	3,32
4	90,3	1,8	143,5	3,16	212,6	3,4
4,25	93,4	1,84	146,8	3,36	218,9	3,48
4,5	96,5	1,86	150,1	3,52	219,9	3,56
4,75	99,7	1,88	156,2	3,6	226,2	3,64
5	103	1,88	156,9	3,76	227,3	3,68
5,25	106	1,88	160,4	3,84	233,7	3,72
5,5	106	1,86	163,8	3,96	240,3	3,84
5,75	110	1,84	170,1	3,5	241,4	3,88
6	110	1,82	170,8	3,65	248	3,96
6,25	114	1,8	171,6	3,78	249,2	4
6,5	116	1,72	178	3,83	255,9	4,08
6,75	117	1,68	181,6	3,91	255,9	4,2
7	118	1,64	182,5	4,02	255,9	4,28
7,25	119	1,6	186,2	4,04	255,9	4,32
7,5	122	1,56	189,9	4,32	255,9	4,32
8	123	1,52	193,7	4,4	262,7	4,32
8,25	124	1,48	200,3	4,76	266,7	4,32
8,5	127	1,44	207	4,8	266,7	4,32
8,75	128	1,4	208	4,84	266,7	4,32
9	129	1,36	209,1	4,88	270,8	4,32
9,25	130		210,1		270,8	4,32
9,5	130		217,3		270,8	
9,75	130		221,3		277,8	
10	130		222,5		277,8	
10,25	130		223,6		279,1	
10,5	130		223,6		285	
10,75	130		223,6		285,6	
11	130		223,6		285,6	
11,25	130		223,6		285,6	
11,5	130		223,6		285,6	
11,75	130		223,6		285,6	
12	130		223,6		285,6	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 2 à W=8%

Mélange N° 2 à W=8%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	14,94	0,48	24,9	0,48	44,83	0,48
0,5	25,01	1	40	0,92	70,02	0,88
0,75	30,14	1,4	50,2	1,32	85,39	1,28
1	32,8	1,76	60,5	1,76	105,9	1,64
1,25	37,99	2,12	57,8	2,04	114	1,88
1,5	40,7	2,36	78,9	2,36	127,2	2,16
1,75	45,98	2,64	84,3	2,6	132,8	2,4
2	48,74	2,84	87,2	2,8	144,3	2,6
2,25	51,53	3,04	92,8	3,08	150,1	2,72
2,5	54,34	3,24	98,3	3,32	156	2,74
2,75	57,18	3,4	104	3,52	162,6	2,76
3	59,1	3,44	110	3,64	168,6	2,76
3,25	62,4	3,48	115	3,76	172	2,78
3,5	67,6	3,52	121	3,88	175,4	2,78
3,75	70,02	3,54	127	4	181,5	2,8
4	73,18	3,54	130	4,16	184,3	2,84
4,25	77,9	3,56	133	4,28	186,4	2,88
4,5	83,3	3,56	139	4,36	187,3	2,92
4,75	86,2	3,56	145	4,56	189	2,96
5	90	3,56	149	4,6	191,3	2,98
5,25	92,05	3,56	152	4,64	193	3
5,5	95,3	3,56	156	4,68	195	3
5,75	98	3,56	159	4,72	200,3	3
6	103,6	3,56	163	4,76	203	3
6,25	105,5	3,56	166	4,8	205,3	3
6,5	107,3	3,56	172	4,84	209	3
6,75	108,3	3,56	175	4,92	213,7	3
7	109,2		178	4,96	216,2	
7,25	111		180	5,04	219	
7,5	113		182	5,08	224,1	
8	116,3		183		228	
8,25	117		185		230,5	
8,5	118		185		233	
8,75	120		185		236,6	
9	120		185		239,4	
9,25	120		185		242,6	
9,5	120		185		245	
9,75	120		185		245	
10	120		185		245	
10,25	120		185		245	
10,5	120		185		245	
10,75	120		185		245	
11	120		185		245	
11,25	120		185		245	
11,5	120		185		245	
11,75	120		185		245	
12	120		185		245	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 2 à W=12%

Mélange N° 2 à W=12%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	14,9	0,56	34,87	0,28	44,83	0,16
0,5	20	0,88	45,02	0,64	55	0,52
0,75	27,6	1,32	60,27	0,92	65,3	0,88
1	30,3	1,56	70,62	1	85,75	1,2
1,25	35,5	1,88	75,98	1,02	91,18	1,6
1,5	40,7	2,16	81,39	1,04	106,8	1,96
1,75	43,4	2,32	84,3	1,06	112,4	2,24
2	46,2	2,48	87,23	1,06	118	2,32
2,25	49	2,58	92,76	1,06	123,7	2,44
2,5	49,2	2,8	93,16	1,06	129,4	2,53
2,75	52	2,92	98,77	1,04	135,2	2,68
3	54,8	2,96	104,4	1,04	146,2	2,68
3,25	57,7	2,96	104,9	1,04	152,1	2,68
3,5	57,9	2,96	108	1,04	158	2,7
3,75	58,2	2,98	111,6	1,04	164	2,72
4	61,1	2,992	112,1	1,036	170,1	2,74
4,25	64,1	3	117,4	1,036	176,2	2,76
4,5	67	2,992	123,3	1,04	179,6	2,752
4,75	70	2,98	123,9	1,048	183,1	2,76
5	70,3	2,96	129,9	1,048	189,4	2,76
5,25	70,7	2,956	130,5	1,04	190,3	2,76
5,5	76,5	2,952	133,8	1,04	196,6	2,756
5,75	79,5	2,94	137,1	1,036	200,2	2,728
6	82,7	2,952	140,5	1,032	203,9	2,72
6,25	85,8	2,956	144		207,3	
6,5	90,2	2,96	144,6		210	
6,75	92,3	2,96	145,3		213	
7	96,5	2,96	146		214	
7,25	101	2,96	146,7		215	
7,5	104	2,932	147,4		215	
8	106	2,94	148,1		216	
8,25	108	2,96	148,8		217	
8,5	109		149,5		217	
8,75	110		150,2		218	
9	112		151		219	
9,25	114		151,7		220	
9,5	115		154,8		220	
9,75	115		155,5		220	
10	115		156,3		220	
10,25	115		157,1		220	
10,5	115		157,9		220	
10,75	115		158,7		220	
11	115		159,5		220	
11,25	115		160,4		220	
11,5	115		161,2		220	
11,75	115		162		220	
12	115		162,9		220	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 2 à W=14%

Mélange N° 2 à W=14%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	14,9	0,16	29,88	0,16	49,81	0,36
0,5	20	0,36	45,02	0,36	70,02	0,44
0,75	25,1	0,64	55,25	0,52	74,63	0,56
1	30,3	0,8	60,53	0,72	78,32	0,64
1,25	35,5	0,96	65,85	0,88	85,39	0,72
1,5	38,2	1,16	68,68	1	91,57	0,8
1,75	40,9	1,28	71,53	1,08	95,84	0,84
2	46,2	1,4	74,4	1,2	101	0,88
2,25	46,4	1,52	77,3	1,28	108	0,92
2,5	49,2	1,6	80,22	1,36	111,4	0,96
2,75	52	1,68	83,17	1,4	115,6	0,992
3	54,8	1,76	83,54	1,44	118,4	1
3,25	57,7	1,84	86,53	1,46	122,1	1,04
3,5	60,6	1,88	86,91	1,47	126	1,08
3,75	63,5	1,96	90	1,46	127,7	1,12
4	63,8	2	93	1,44	132,5	1,16
4,25	66,7	2,08	96,09	1,44	138,5	1,18
4,5	69,7	2,112	96,52	1,44	140,6	1,192
4,75	72,7	2,152	99,65	1,44	141,4	1,2
5	75,8	2,196	102,8	1,42	144,3	1,22
5,25	76,1	2,2	108,7	1,39	147	1,232
5,5	79,2	2,24	109,7	1,34	149	1,24
5,75	82,3	2,28	110,2	1,31	152,3	1,28
6	85,4	2,3	111,8	1,31	155,3	1,28
6,25	88,6	2,32	112,8	1,31	156	1,32
6,5	89	2,36	113,9	1,31	157	1,36
6,75	89,4	2,392	114,5	1,31	159	1,4
7	89,8	2,4	115	1,31	160,1	1,45
7,25	90,7	2,44	115,6	1,28	161,2	1,5
7,5	91,6	2,46	116,1		164	1,55
8	92		116,7		166,5	
8,25	92,9		119		167,8	
8,5	93,4		119,6		168,3	
8,75	95,2		120,2		169	
9	95,7		120,9		169	
9,25	96,2		121,5		169	
9,5	96,7		122,1		169	
9,75	97,2		122,7		169	
10	97,7		123,4		169	
10,25	98,2		124		169	
10,5	98,7		124,7		169	
10,75	99,2		125,3		169	
11	99,7		125,3		169	
11,25	100		125,3		169	
11,5	100		125,3		169	
11,75	100		125,3		169	
12	100		125,3		169	

Essais de cisaillement sur le mélange N°3 à W=6%

Mélange N° 3 à W=6%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	24,9	0,28	34,87	0,16	39,85	0,4
0,5	30	0,2	50,02	0,6	75,03	0,6
0,75	35,2	0,92	60,27	0,72	90,41	0,8
1	40,4	1,12	70,62	1,48	116	1,12
1,25	45,6	1,28	73,45	1,88	131,7	1,32
1,5	50,4	1,48	76,31	2,08	142,4	1,52
1,75	51,1	1,56	81,74	2,28	148,2	1,64
2	53,9	1,76	87,23	2,4	164,2	1,76
2,25	56,7	1,84	92,76	2,56	170,1	1,88
2,5	59,5	1,96	98,34	2,68	176	1,96
2,75	60	2,08	104	2,76	187,1	2,04
3	61	2,2	109,6	2,92	193,2	2,12
3,25	62,5	2,28	115,4	3	199,3	2,16
3,5	63	2,44	121,2	3,12	210,7	2,2
3,75	64	2,56	127	3,28	222,2	2,28
4	70	2,68	130,2	3,4	228,5	2,32
4,25	74	2,76	134,1	3,48	234,9	2,4
4,5	74	2,84	137,4	3,56	241,3	2,48
4,75	79	2,96	140,7	3,64	247,8	2,56
5	80	3	144	3,72	254,3	2,64
5,25	82	3	150,2	3,84	260,9	2,72
5,5	85	3,04	153,6	3,88	260,9	2,78
5,75	87	3,06	159,8	3,96	260,9	2,8
6	90	3,08	163,3	4	260,9	2,796
6,25	93	3,088	164,1	4,2	267,6	2,792
6,5	96	3,12	167,7	4,28	267,6	2,76
6,75	99	3,16	174,1	4,32	267,6	2,78
7	100	3,22	174,9	4,4	267,6	2,8
7,25	112	3,236	178,6	4,48	274,3	2,84
7,5	114	3,208	182,3	4,56	274,3	2,84
8	121	3,2	186	4,6	274,3	2,84
8,25	122	3,22	186,9	4,68	274,3	2,84
8,5	123	3,24	190,7	4,72	275,6	2,84
8,75	125	3,26	191,6	4,88	275,6	2,84
9	126	3,268	194,9	4,92	275,6	2,84
9,25	126	3,24	202,4		280,4	2,84
9,5	127	3,232	206,4		280,4	2,84
9,75	128	3,2	210,4		280,4	
10	128	3,16	211,5		280,4	
10,25	129	3,12	212,6		280,4	
10,5	130		213,7		280,4	
10,75	130		213,7		280,4	
11	131		213,7		280,4	
11,25	132		213,7		280,4	
11,5	132		213,7		280,4	
11,75	132		213,7		280,4	
12	132					

Essais de cisaillement sur le mélange N°3 à W=8%

Mélange N° 3 à W=8%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	19,92	0,32	29,9	0,48	44,83	0,32
0,5	27,51	0,68	40	0,84	65,02	0,52
0,75	35,16	1	55,3	1,24	80,36	1,12
1	42,87	1,32	60,5	1,56	93,32	1,52
1,25	45,59	1,6	65,9	1,92	106,4	1,76
1,5	45,78	1,92	71,2	2,24	124,6	2,16
1,75	51,09	2,2	76,6	2,52	127,7	2,4
2	56,44	2,52	79,5	2,8	133,4	2,72
2,25	59,26	2,72	85	3	144,3	3
2,5	62,11	2,84	93,2	3,24	155,3	3,2
2,75	64,98	3	98,8	3,44	161,2	3,32
3	67,87	3,16	104	3,6	167,1	3,48
3,25	70,79	3,28	110	3,76	173,1	3,52
3,5	73,74	3,36	113	4	176,5	3,54
3,75	75	3,52	116	4,12	179,9	3,58
4	79,71	3,64	122	4,52	183,3	3,6
4,25	81,4	3,76	128	4,6	186,8	3,6
4,5	85,79	3,88	131	4,76	190,4	3,62
4,75	88,88	4	135	4,88	193,9	3,64
5	91,99	4,16	138	4,88	200,2	3,66
5,25	92,3	4,24	141	5	203,8	3,68
5,5	95,12	4,28	145	5,08	207,5	3,68
5,75	97,3	4,32	148	5,16	213,9	3,68
6	98,29	4,4	152	5,24	214,9	3,68
6,25	100,3	4,44	155	5,32	221,5	3,68
6,5	101,5	4,52	159	5,36	221,5	3,68
6,75	103,1	4,6	162	5,44	221,5	3,68
7	104,7	4,64	166	5,48	221,5	3,68
7,25	108	4,68	169	5,56	221,5	3,68
7,5	108	4,712	176	5,6	221,5	3,68
8	108	4,72	182	5,64	221,5	
8,25	108		186	5,68	221,5	
8,5	108		190		221,5	
8,75	108		196		221,5	
9	108		196		221,5	
9,25	108		196		221,5	
9,5	108		196		221,5	
9,75	108		196		221,5	
10	108		196		221,5	
10,25	108		196		221,5	
10,5	108		196		221,5	
10,75	108		196		221,5	
11	108		196		221,5	
11,25	108		196		221,5	
11,5	108		196		221,5	
11,75	108		196		221,5	
12	108		196		221,5	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 3 à W=12%

Mélange N° 3 à W=12%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	29,9	0,12	39,85	0,28	44,83	0,24
0,5	40	0,36	45,02	0,68	60,02	0,6
0,75	42,7	0,6	60,27	1,12	70,32	0,96
1	45,4	0,76	65,57	1,4	80,71	1,32
1,25	50	0,96	73,45	1,72	96,25	1,52
1,5	53,4	1,16	76,31	1,96	101,7	1,72
1,75	56,2	1,28	81,74	2,24	107,3	1,96
2	56,4	1,48	87,23	2,44	112,9	2,16
2,25	61,8	1,56	92,76	2,64	116	2,32
2,5	64,7	1,64	95,75	2,76	119	2,4
2,75	67,6	1,72	98,77	2,92	124,8	2,48
3	70,5	1,8	99,2	3	130,5	2,56
3,25	70,8	1,88	104,9	3,12	131,1	2,64
3,5	73,7	1,96	108	3,2	134,3	2,72
3,75	74,1	2,04	111,1	3,32	137,6	2,76
4	77,1	2,12	111,6	3,44	143,5	2,84
4,25	77,4	2,2	114,8	3,52	146,8	2,88
4,5	80,4	2,28	118	3,64	150,1	2,96
4,75	83,5	2,32	121,2	3,68	153,5	3
5	83,9	2,36	121,8	3,72	156,9	3
5,25	84,3	2,396	125	3,76	160,4	3
5,5	84,6	2,42	128,3	3,8	163,8	2,996
5,75	85	2,44	131,7	3,84	167,3	2,992
6	85,4	2,472	137,8	3,88	170,8	2,98
6,25	85,8	2,52	138,4	3,92	171,6	3
6,5	86,2	2,52	139,1	3,94	171,6	3,02
6,75	86,6	2,52	139,7	3,96	172,4	3,04
7	87	2,52	140,4	3,98	172,4	3,06
7,25	87,9	2,52	141	4	173,3	3,06
7,5	88,3	2,52	141,7	4,04	173,3	3,06
8	90,5	2,52	142,4		174,1	3,06
8,25	92,3		143,1		174,1	
8,5	94,6		143,8		174,1	
8,75	97,5		144,5		174,9	
9	99		145,2		174,9	
9,25	100		145,9		174,9	
9,5	101		148,8		175,7	
9,75	102		148,8		175,7	
10	102		148,8		175,7	
10,25	102		148,8		175,7	
10,5	102		148,8		175,7	
10,75	102		148,8		175,7	
11	102		148,8		175,7	
11,25	102		148,8		175,7	
11,5	102		148,8		175,7	
11,75	102		148,8		175,7	
12	102		148,8		175,7	

Essais de cisaillement sur le mélange N° 3 à W=14%

Mélange N° 3 à W=14%						
σ (KPa)	$\sigma = 100$		$\sigma = 200$		$\sigma = 300$	
L	τ	v	τ	v	τ	v
0	0	0	0	0	0	0
0,25	19,9	0,36	34,87	0,2	39,85	0,24
0,5	27,5	0,76	40,01	0,6	45,51	0,48
0,75	30,1	1,2	45,21	0,92	48,21	0,88
1	32,8	1,48	47,92	0,96	52,96	1,24
1,25	35,5	1,72	50,66	1	55,72	1,56
1,5	38,2	1,92	55,96	1,04	57,97	1,76
1,75	40,9	2,16	56,2	1,06	61,84	1,96
2	41,1	2,4	59,01	1,072	67,28	2,2
2,25	43,8	2,56	61,84	1,08	70	2,32
2,5	46,6	2,6	62,11	1,08	73,42	2,52
2,75	49,8	2,68	67,58	1,08	76,38	2,64
3	52,7	2,8	67,87	1,08	79,71	2,72
3,25	53,1	2,92	70,79	1,08	80,43	2,84
3,5	55,4	3	73,74	1,1	82,67	2,92
3,75	56,2	3,12	74,07	1,116	83,83	2,96
4	57,2	3,2	77,06	1,116	84,63	3
4,25	59,8	3,28	78,1	1,1	86,26	3,02
4,5	60,7	3,4	79,18	1,1	89,28	3,02
4,75	61,7	3,48	79,91	1,1	90,18	3
5	62	3,56	80,66	1,1	92,52	3
5,25	64,1	3,6	81,8	1,1	94,29	3
5,5	66	3,64	82,19	1,1	96,1	3
5,75	67,3	3,66	83,39	1,1	98	3
6	70,4	3,72	84,61	1,1	100,3	3
6,25	74,2	3,76	87,8	1,1	102	3
6,5	78,2	3,8	89,9	1,1	103,3	3
6,75	81,4	3,84	91,85	1,1	105,6	3
7	82,9	3,88	93,49	1,1	108	3
7,25	85,4	3,96	95,1	1,1	112	3
7,5	87,3	4	98,6	1,1	115	
8	88,9	4,04	102,6		119	
8,25	90	4,04	103,9		120	
8,5	90		105,5		121	
8,75	90		107		122	
9	90		108,8		123	
9,25	90		110		123	
9,5	90		110		123	
9,75	90		110		123	
10	90		110		123	
10,25	90		110		123	
10,5	90		110		123	
10,75	90		110		123	
11	90		110		123	
11,25	90		110		123	
11,5	90		110		123	
11,75	90		110		123	
12	90		110		123	

Annexe 3

Essais de cisaillement à différente succion

Les valeurs de la contrainte de cisaillement τ de mélange N°1 à différente succion

σ L	S=0			S=100			S=300		
	100	200	300	100	200	300	100	200	300
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	19,8	29,8	44,6	24,9	39,85	59,77	9,96	47	39,85
0,5	28,8	45	76,9	35	60,02	85,03	25	60	50,02
0,75	34,7	60	99,2	45,2	60,34	100,5	40,2	75,27	80,36
1	38,7	70,6	112	50,4	70	116	45,4	85	95,84
1,25	42,2	81,1	114	55,7	81	126,6	50,7	96	150
1,5	45,1	91	120	61,1	91	137,4	56	101	180
1,75	49,6	97	131	61,3	97	148,2	56,2	112	190
2	50,6	102	137	64,1	102	153,9	56,4	124	200
2,25	52,1	108	142	67	108	159,8	61,8	142	222
2,5	54,6	112	148	67,3	111	170,8	62,1	154	225
2,75	55,6	114	152	70,2	124	176,7	67,6	161	230
3	56,5	115	160	73,1	127	182,7	70,5	173	245
3,25	58,5	117	163	74,5	131	185,7	71,1	180	251
3,5	59	118	168	76,4	147	188,8	74,1	179	277
3,75	59,5	120	173	79,4	140	200,2	85	180	278
4	59,5	121	179	79,7	144	206,3	98	185	279
4,25	60	123	189	80,1	146	212,6	100	188	280
4,5	61	124	192	81,5	155,5	216,2	103	189	281
4,75	62	126	195	83,9	161,6	219,9	105	190	282
5	65	127	197	84,3	162,3	223,5	114	195	283
5,25	66	128	198	85,2	165,8	227,3	115	198	284,2
5,5	67	129	199	91	169,3	228,3	117	201	284,2
5,75	70	130	200	100	170,1	234,8	118	210	284,2
6	72	132	204	104	170,8	242	120	227	284,2
6,25	73	135	208	106	171,6	248	120	228	284,2
6,5	76	138	211	107	172,4	253,9	120	229	284,2
6,75	77	140	213	108	173,3	253,9	120	230	284,2
7	78	144	218	108	186	253,9	120	231	284,2
7,25	79	149	219	108	187	253,9	120	232	284,2
7,5	79,5	152	220	108	189	253,9	120	235	283
8	80	153	221	108	189	253,9	120	235	282
8,25	80,3	156	221	108	191	253,9	120	235	281
8,5	80,7	157	222	108	192	253,9	120	235	280
8,75	81	159	223	108	194,2	253,9	120	235	279
9	81	159	225	108	194,2	252	120	235	278
9,25	81	159	227	108	194,2	251	120	235	
9,5	81	160	228	108	194,2	250	119	235	
9,75	81	160	229	107	194,2		119	235	
10	81	160	230	106	194,2		118	235	
10,25	81	161	230	106	194,2			234	
10,5	81	161	230	105	194,2			233	
10,75	80	161	230	104	194,2			232	
11	79	161	230		193			231	

**Les valeurs de la contrainte de cisaillement τ de mélange N°2 à différente
succion**

σ L	S=0			S=100			S=300		
	100	200	300	100	200	300	100	200	300
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	12	29,88	49,81	14,9	39,2	47,1	29,9	34,87	44,83
0,5	14	45,02	70,02	20	55,6	81,8	40	52,52	70,02
0,75	15	55,25	74,63	25,1	65	99,2	45,2	60,27	90,41
1	17	60,53	78,32	30,3	75,4	114	55,5	70,62	100,9
1,25	19	65,85	85,39	35,5	83,4	127	58,3	81,05	116,5
1,5	20	68,68	91,57	38,2	89,3	135	63,6	86,48	132,3
1,75	22	71,53	95,84	40,9	94,2	139	66,4	97,07	143,1
2	24	74,4	101	46,2	99,2	146	69,3	102,6	148,8
2,25	26	77,3	108	46,4	104	150	72,2	108,2	159,8
2,5	27	80,22	111,4	49,2	109	154	75,1	113,9	165,6
2,75	29	83,17	115,6	52	114	159	78	119,6	176,7
3	30	83,54	118,4	54,8	116	161	80,9	125,3	188
3,25	30,5	86,53	122,1	57,7	119	168	83,9	131,1	194
3,5	31	86,91	126	60,6	124	169	85,3	137	200,2
3,75	31,3	90	127,7	63,5	125	171	89,4	140,2	206,3
4	33	93	132,5	63,8	129	174	90,3	143,5	212,6
4,25	35	96,09	138,5	66,7	130	176	93,4	146,8	218,9
4,5	36	96,52	140,6	69,7	133	178	96,5	150,1	219,9
4,75	38	99,65	141,4	72,7	134	183	99,7	156,2	226,2
5	41	102,8	144,3	75,8	136	186	112	156,9	227,3
5,25	46	108,7	147	76,1	138	188	118	163	233,7
5,5	49	109,7	149	79,2	139	189	119	170	240,3
5,75	50	110,2	152,3	82,3	141	191	122	175	261
6	53	111,8	155,3	85,4	143	193	123	180	270
6,25	54	112,8	156	88,6	148	194	124	195	285,6
6,5	56	113,9	157	89	150	196	127	201	285,6
6,75	59	114,5	159	89,4	153	198	128	208	285,6
7	61	115	160,1	89,8	155	210	130	215	285,6
7,25	61	115,6	161,2	90,7	157	213	130	220	285,6
7,5	62	116,1	164	91,6	158	213	130	223,6	285,6
8	63	116,7	166,5	92	169	213	130	223,6	285,6
8,25	67	119	167,8	92,9	170	213	130	223,6	285,6
8,5	68	119,6	168,3	93,4	170	213	130	223,6	285,6
8,75	69	120	169	95,2	170	213	130	223,6	280
9	70	122	169	95,7	170	213	130	223,6	279
9,25	70	123	169	96,2	170	213	130	223,6	278
9,5	70	124	169	96,7	170	213	130	223,6	275
9,75	70	125	169	97,2	170	212	130	223,6	270,8
10	70	125,3	169	97,7	170	211	130	223,6	270,8
10,25	70	125,3	169	98,2	170	208	130	223,6	270,8
10,5	70	125,3	169	98,7	170	207	130	223,6	270,8
10,75	70	125,3	169	99,2	170	205	130	223,6	270,8
11	70	125,3	169	99,7	170	205	130	223,6	270,8
11,25	70	125,3	169	100	170	205	130	223,6	270,8
11,5	70	125,3	169	100	170	205	130	223,6	270,8
11,75	70	125,3	169	100	170	205	130	223,6	
12	70	125,3	169	100	170	205	130		

Valeurs de la contrainte de cisaillement τ de mélange N°3 à différente succion

σ L	S=0			S=100			S=300		
	100	200	300	100	200	300	100	200	300
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	18	25	39,85	19,9	34,87	49,6	24,9	34,87	39,85
0,5	20	30	45,51	27,5	40,01	69,4	30	50,02	75,03
0,75	22	34	48,21	30,1	45,21	85,3	35,2	60,27	90,41
1	23	36	52,96	32,8	47,92	99	40,4	70,62	116
1,25	26	37	55,72	35,5	50,66	104	45,6	73,45	131,7
1,5	29	38	57,97	38,2	55,96	119	50,4	76,31	142,4
1,75	30	39	61,84	40,9	56,2	126	51,1	81,74	148,2
2	31	40	67,28	41,1	59,01	133	53,9	87,23	164,2
2,25	35	42	70	43,8	61,84	136	56,7	92,76	170,1
2,5	36	42	73,42	46,6	62,11	144	59,5	98,34	176
2,75	39	44	76,38	49,8	67,58	151	60	104	187,1
3	40	45	79,71	52,7	67,87	158	62	109,6	193,2
3,25	41	47	80,43	53,1	70,79	166	64	115,4	199,3
3,5	42	48	82,67	55,4	73,74	171	79	121,2	210,7
3,75	43	49	83,83	56,2	74,07	174	85	127	222,2
4	44	50	84,63	57,2	77,06	181	91	130,2	228,5
4,25	45	50	86,26	59,8	78,1	186	103	134,1	234,9
4,5	46	51	89,28	60,7	79,18	193	109	137,4	241,3
4,75	47	53	90,18	61,7	79,91	196	113	140,7	247,8
5	47	54	92,52	62	80,66	201	117	144	254,3
5,25	48	54,5	94,29	64,1	81,8	206	120	150,2	260,9
5,5	50	56	96,1	66	82,19	212	126	153,6	260,9
5,75	50,5	56,5	98	67,3	83,39	216	128	159,8	260,9
6	51	57	100,3	70,4	84,61	221	129	162	260,9
6,25	52	57	103	74,2	87,8	223	130	164,1	267,6
6,5	52	58	105	78,2	89,9	228	131	167,7	267,6
6,75	53,2	59	106	81,4	91,85	230	132	178	267,6
7	54	61	108	82,9	93,49	232	132	186	267,6
7,25	55	61	110	85,4	95,1	233	132	190,7	274,3
7,5	55,9	62	111	87,3	98,6	234	132	190,7	275
8	56,7	62	112	88,9	102,6	237	132	190,7	277
8,25	57	63	114	90	103,9	238	132	190,7	279
8,5	57	64	115	90	110	238	132	190,7	280,4
8,75	58	66	117	90	110	242	132	190,7	280,4
9	58	66	118	90	110	242	132	190,7	280,4
9,25	59	68	120	90	110	241	132	190,7	280,4
9,5	59	69	121	90	110	240	132	190,7	280,4
9,75	59	70	122	90	110	240	131	190,7	280,4
10	59	70	123	90	110	239	130	190,7	280,4
10,25	59	70	123	90	110	239	129	190,7	280,4
10,5	59	70	123	90	110	239	128	190,7	280,4
10,75	59	70	123	90	110	239	128	190,7	280,4
11	59	70	123	90	110	239	128	191	280,4
11,25	59	70	123	90	109	239		190	280,4
11,5	59	70	123	90	108	239		188	280,4
11,75	59	70	123	90	107	239			280,4
12	59	70	123	90	106	239			280,4

Annexe 4

Essais oedométriques de compression à différentes succions

Les valeurs des indices des vides en fonction de $\text{Log}\sigma$

Succion Log σ	mélange N° 1			mélange N° 2			mélange N° 3		
	0	100	300	0	100	300	0	100	300
4,58	0,758	0,624	0,527	0,713	0,453	0,324	0,682	0,471	0,286
9,17	0,726	0,606	0,521	0,656	0,432	0,322	0,641	0,443	0,278
18,34	0,696	0,576	0,508	0,587	0,392	0,310	0,589	0,373	0,272
36,69	0,663	0,552	0,498	0,554	0,343	0,280	0,529	0,321	0,233
73,39	0,623	0,519	0,470	0,504	0,303	0,232	0,448	0,264	0,169
146,78	0,592	0,488	0,44	0,468	0,274	0,170	0,416	0,236	0,102
293,57	0,509	0,448	0,351	0,426	0,223	0,089	0,352	0,175	0,018
73,39	0,552	0,456	0,388	0,435	0,23	0,098	0,381	0,185	0,02
18,34	0,557	0,461	0,393	0,446	0,235	0,109	0,386	0,198	0,033
4,58	0,560	0,469	0,402	0,450	0,238	0,124	0,393	0,202	0,056

RESUME

Les calculs traditionnels ne considèrent que le sol à l'état sec ou à l'état saturé. En réalité, ils sont à l'état humide (partiellement saturés ou non saturés). Le travail de recherche comporte une étude expérimentale du comportement des matériaux non saturés. Il s'intéresse à l'effet de la variation de la teneur en eau, de la succion et la variation de taux d'argile sur ce comportement. L'étude a été réalisée en utilisant la boîte de cisaillement et un oedomètre.

Les résultats des essais réalisés à la boîte de cisaillement à différentes teneurs en eau et à différentes succions a pour but la détermination de l'évolution des caractéristiques mécaniques (c et ϕ), en fonction de la teneur en eau, de la succion et de la variation de taux de sable/argile.

Si l'argile a tendance à accroître la cohésion et à diminuer l'angle de frottement ; la teneur en eau, en augmentant, conduit à la diminution de la cohésion et de l'angle de frottement interne. En outre la succion augmente, la cohésion et l'angle de frottement interne augmentent; ce qui explique que les matériaux deviennent de plus en plus résistants en augmentant la succion.

L'étude réalisée à l'oedomètre à différentes succions, permet d'étudier l'influence de la succion sur la compressibilité des mélanges sable/argile. Les résultats obtenus montrent d'une part que l'augmentation de la succion introduit une faible déformation des sols non saturés, ce qui implique que la succion rigidifie le sol et augmente la pression de consolidation. Elle permet aussi d'obtenir une très bonne estimation de la perméabilité. D'autre part les résultats montrent que l'augmentation de taux d'argile, augmente les déformations du sol, diminue sa rigidité et augmente la compressibilité des sols.

MOTS CLES: argile, sable, teneur en eau, compacité, comportement au cisaillement, comportement à la succion.

Abstract

The traditional computations in materials considers only the soil in dried or saturated states. In reality, the soils are humid (partially saturated or unsaturated). Our research work involves an experimental study of the behavior of unsaturated materials. It examines the effect of the variation in water content, suction and the variation of the argil rate on this behavior. The study was conducted using the shear box and oedometer.

The results of tests realized with the shear box, considering a different percentages of water and at different suction have as objectifs, the determination of the changes in mechanical properties (c and ϕ), depending on water content, the suction and the variation of sand / clay.

If the clay tends to increase cohesion and reduce friction angle, the increasing water content, leads to the diminution of cohesion and the internal friction angle. In addition, when the suction increases the cohesion and internal friction angle increases, this explains that the materials become more and more resistant by increasing the suction.

The study realized with the oedometer for different suction, has allowed to study the influence of suction on the compressibility of the mixtures (sand / clay). The results of this study show both that the increase of suction introduces a small deformation of unsaturated soils, which implying that, the suction stiffens the soil and increases the consolidation pressure and also allows for a very good estimation of permeability. On the other hand, the results show that the increase of the clay rate increases the deformations and the soil compressibility and reduces their rigidity.

Keywords: clay, sand, water content, compactness, behaviour with shearing, behavior with suction.