

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben Bouali de

Chlef Faculté de Génie Civil et

d'Architecture Département de

Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique et Structures

Par

Khayreddine DOUMI

Thème :

ETUDE DU COMPORTEMENT EN CONDITION NON DRAINEE DES SABLES LIMONEUX NON SATURES : INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES

Soutenue le 22/11/2025, devant le jury composé de :

DELLA Nouredine

KRIM Abdellah

ARAB Ahmed

CHEMMAM Mohammed

MAHMOUDI Youcef

Professeur

Professeur

Professeur

MCA

MCA

UHB Chlef

UIK Tiaret

UHB Chlef

UAZ Relizane

UHB Chlef

Président

Examineur

Examineur

Examineur

Rapporteur

Avant propos

Ce travail a été réalisé au sein du Laboratoire des Sciences des Matériaux et de l'Environnement, rattaché au département de Génie Civil de l'Université de Chlef, dans le cadre des essais relatifs aux caractéristiques physiques. Il a également bénéficié d'une collaboration avec le Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de la Faculté de Génie Civil de l'Université de Bochum en Allemagne, notamment pour les essais triaxiaux et la colonne d'eau suspendue du sable de Chlef.

Je souhaite exprimer ma sincère gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce modeste travail. Leur soutien, leurs conseils avisés et leur intérêt pour cette recherche ont été essentiels à son aboutissement. Je tiens à remercier plus particulièrement :

Mon directeur de thèse, le Docteur Mahmoudi Youcef, maître de conférences classe A à l'Université Hassiba Ben Bouali, pour son appui inestimable, ses orientations éclairées et ses précieux conseils, qui ont largement contribué à la réussite de ce travail. Je lui adresse mes plus profonds remerciements pour la confiance qu'il m'a accordée.

Le Professeur Belkhatir Mostefa, qui m'a offert l'opportunité de mener à bien cette recherche. Je le remercie chaleureusement pour ses encouragements constants et ses conseils pertinents, particulièrement durant les phases les plus difficiles.

Monsieur Cherif Taiba Abdellah, maître de conférences classe A à l'Université de Chlef, pour ses recommandations constructives et son soutien précieux.

Le Professeur Tom Schanz, qui m'a accueilli avec bienveillance dans son laboratoire lors de mon séjour en 2017, en m'apportant assistance et encouragements, ainsi que le docteur Wiebke Baille, qui m'a accompagné au cours de mes différents séjours en 2018 et 2019, sans oublier les techniciens, notamment Monsieur Michael Skubisch, du Laboratoire de Mécanique des Sols et Roches de l'Université de Bochum.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude au Professeur DELLA Noureddine, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse.

J'adresse également mes remerciements les plus sincères à Monsieur ARAB Ahmed, Professeur à l'Université de UHB Chlef, ainsi qu'à Messieurs KRIM Abdellah, Professeur à

l'Université de UIK Tiaret et CHEMMAM Mohammed, Maîtres de conférences à l'Université de UAZ Relizane, pour avoir accepté d'évaluer ce travail et pour l'intérêt qu'ils lui ont porté.

À tous mes collègues de l'option Structures et Géotechnique, ainsi qu'au Dr Mohammed Megrouse, pour leur soutien précieux et le réconfort qu'ils m'ont apporté tout au long de ce parcours.

Dédicace

Avant toute chose, je rends grâce à ALLAH, qui m'a accordé la force, la persévérance et la volonté nécessaires pour entreprendre et mener à bien mes études post-graduées en Génie Civil.

Je dédie ce travail :

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant et leurs prières bienveillantes.

À mes frères, mon épouse, pour leur présence, leur patience et leur encouragement tout au long de ce parcours ainsi qu'à mes enfants, Akram et Rami.

Enfin, à toutes celles et ceux qui m'ont soutenu, inspiré ou encouragé tout au long de ce parcours doctoral, je vous adresse ma sincère et profonde reconnaissance.

Sommaire

Résumé	I
Abstract	II
الملخص	III
Liste des symboles	IV
Introduction générale	1

CHAPITRE 01

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction.....	5
1.2 Notion du comportement non drainé.....	6
1.2.1 Comportement non drainé et leurs types	6
1.2.2 Contractance et dilatance	8
1.2.3 État caractéristique	8
1.2.4 Etat critique	9
1.2.5 Etat permanent de déformation (état stationnaire)	10
1.2.6 Instabilité des matériaux granulaires	10
1.2.7 Phénomène de liquéfaction statique	12
1.3 Effet du degré de saturation sur le comportement non drainé	14
1.4 Effet des caractéristiques granulométriques	19
1.5 Influence des conditions initiales sur le comportement mécanique des sols non drainée	24
1.5.1 Densité relative initiale	24
1.5.2 Pression de confinement	27
1.5.3 Technique de reconstitution d'échantillons	29
1.5.4 Rapport de surconsolidation OCR	30
1.6 Influence de la teneur en fines	33
1.7 Notion sur les sols non saturé	35
1.7.1 Courbe caractéristique sol-eau (SWCC)	36

1.7.2 Caractéristiques du SWCC (zones identifiables du SWCC)	37
1.7.3 Influence du type de sol et la teneur en fines sur le comportement des sols non saturés	38
1.7.4 Modélisation de la courbe de rétention d'eau du sol.....	39
1.8 Conclusion	40

CHAPITRE 02

PROCEDURE EXPERIMENTALE ET MATERIAUX UTILISES

2.1 Introduction.....	43
2.2 Dispositif expérimental	43
2.2.1 Essai triaxial	43
2.2.2 Principe de l'essai.....	44
2.2.3 Types d'essais triaxiaux	45
2.2.4 La cellule triaxiale	46
2.2.5 Contre pression d'eau interstitielle	48
2.2.6 Capteurs de déplacement et de force	49
2.2.7 Mesure des paramètres de l'essai	49
2.2.8 Préparation des éprouvettes d'échantillons.....	50
2.2.9 Calcul de la masse d'échantillon.....	50
2.2.10 Montage d'éprouvette dans la cellule	51
2.2.11 Saturation de l'échantillon	53
2.2.12 Consolidation	54
2.2.13 Cisaillement.....	54
2.3 Colonne d'eau suspendue	54
2.3.1 Principe de l'essai.....	54
2.3.2 Objectif et paramètres mesurés	55
2.3.3 Procédure	55
2.4 Matériaux utilisés	55
2.5 Conclusion	59

CHAPITRE 03

INFLUENCE DU DEGRE DE LA SATURATION SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE EN CONDITION NON DRAINEE DES SOLS SABLEUX

3.1 Introduction.....	62
3.2 Résultats des essais mécaniques non drainée	63
3.2.1 Diamètre efficace ; ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$)	63
3.2.2 Diamètre efficace ; ($D_{10} = 0.08 \text{ mm}$)	66
3.3 Effet de paramètre de Skempton sur la réponse mécanique ultime non drainée	70
3.3.1 Résistance au cisaillement ultime non drainée	70
3.3.2 Pression interstitielle	71
3.4 Relation entre le paramètre de Skempton et l'angle de frottement interne ultime mobilisé des sols sableux	72
3.5 Effet de paramètre de Skempton sur l'angle de frottement en état stable des sols sableux	73
3.6 Impact de paramètre de Skempton sur l'indice de frottement des sols sableux	75
3.7 Relation entre le paramètre de Skempton et le potentiel d'écoulement des sols sableux	76
3.8 Impact de paramètre de Skempton sur l'indice de fragilité des sols sableux	77
3.9 Relation entre l'indice de frottement et la pression d'eau interstitielle des sols sableux	78
3.10 Conclusion	79

CHAPITRE 04

INFLUENCE DES DIAMETRE MAXIMAL ET EFFICACE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS SABLEUX PARTIELLEMENT SATUREES

4.1 Introduction.....	82
4.2 Impact du diamètre maximal sur le rapport des vides des sols sableux	83
4.3 Résultats des essais mécaniques non drainées	84
4.3.1 Effet de diamètre efficace D_{10}	84
4.3.1.1 Echantillons (A_1, A_2) avec $D_{\max} = 4 \text{ mm}$	84
4.3.1.2 Echantillons (B_1, B_2) avec $D_{\max} = 2 \text{ mm}$	87
4.3.1.3 Echantillons (C_1, C_2) avec $D_{\max} = 1 \text{ mm}$	90
4.3.2 Effet de diamètre maximal.....	94
4.3.2.1 Groupe 1 (A_1, B_1 et C_1 avec $D_{10} = 0.25 \text{ mm}$).....	94
4.3.2.2 Groupe 2 (A_2, B_2 et C_2 avec $D_{10} = 0.08 \text{ mm}$).....	98
4.4 Effet des diamètres efficace et maximal sur la résistance au cisaillement ultime non drainé	102
4.5 Effet des diamètres efficace et maximal sur l'indice de fragilité des sols sableux.....	104

4.6 Influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement à l'état stable des sols sableux.....	105
4.7 Influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement d'instabilité des sols sableux.....	106
4.8 Influence du diamètre maximal des particules sur l'indice de frottement des sols sableux ..	107
4.9 Influence du diamètre maximal des particules sur le potentiel d'écoulement des sols sableux	108
4.10 Effet du diamètre efficace relatif sur la résistance au cisaillement ultime non drainé	110
4.11 Relation entre l'indice de fragilité et le diamètre efficace relatif	111
4.12 Conclusion	112

CHAPITRE 05

INFLUENCE DES CONDITIONS INITIALES SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS SABLEUX PARTIELLEMENT SATUREE

5.1 Introduction.....	116
5.2 Effet de la densité relative initiale.....	116
5.2.1 Résultats des essais mécaniques non drainée.....	116
5.2.2 Influence de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement maximale	120
5.2.3 Influence de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement maximale	121
5.3 Effet de la pression de confinement initial	122
5.3.1 Résultats des essais mécaniques non drainée.....	123
5.3.2 Effet de la pression de confinement initiale sur la résistance au cisaillement maximale	126
5.3.3 Effet de la pression de confinement initiale sur la pression interstitielle maximale	128
5.4 Conclusion	129

CHAPITRE 06

Effet de la teneur en fines sur le comportement mécanique des sols non saturé en utilisant de la courbe caractéristique sol-eau (SWCC)

6.1 Introduction.....	131
6.2 Effet de teneur en fine sur SWCC	132
6.3 Relation entre SWCC lors du séchage et les paramètres d'ajustement	134
6.4 Conclusion	137
Conclusion générale et perspectives	139
Références bibliographiques.....	143

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1.1 : Schéma de types de comportement non drainé du sable (a) dans le plan $p'-q$ (b) dans le plan $\varepsilon -q$ (D'après Bobei, 2004).	7
Figure 1.2 : Comportement mécanique d'un sable dense et lâche dans un essai non drainé.	8
Figure 1.3 : Etat caractéristique (Luong 1978).	9
Figure 1.4 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al., 1958).	9
Figure 1.5 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro., 1969).	10
Figure 1.6 : Lignes instabilité et surface d'effondrement, Sladen et al. (1985)	
(a) Lignes instabilité, (b) surface d'effondrement	11
Figure 1.7 : Détermination de la ligne et région d'instabilité Lade (1993).	11
Figure 1.8 : État permanent et quasi-permanent de déformation (Vaid et al. 1990)	12
Figure 1.9 : Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c: état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).	13
Figure 1.10 : Réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, $OCR=1$, $Dr=52\%$, DH) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2018).	14
Figure 1.11 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles, pour trois coefficients de Skempton différents (Sherif et al. 1977)	15
Figure 1.12 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al. 1978)	16
Figure 1.13 : Effet du coefficient de Skempton sur : a) la résistance au cisaillement non drainée, b) la pression interstitielle, c) la résistance résiduelle au cisaillement en conditions non drainées (Arab et al. 2016)	16
Figure 1.14 : Résultats des essais de compression triaxiale non drainée partiellement saturée, (Tsukamoto 2018); (a)- Chemin de contrainte, (b) - Evolution du déviateur de contrainte	17
Figure 1.15 : Résistance au cisaillement maximal en fonction de paramètre de Skempton (Merabet et al. 2020)	18
Figure 1.16 : Résistance au cisaillement maximal en fonction de paramètre de Skempton (Krim et al. 2021)	18
Figure 1.17 : Augmentation de la pression interstitielle pour un échantillon saturé (a) et un échantillon non saturé (b)	20

Figure 1.18 : Influence du coefficient d'uniformité sur la résistance au cisaillement non drainée des Matériaux granulaires. (a) sable d'Hostun (b) billes de verre. Liu et al. (2014).	20
Figure 1.19 : Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement non drainée d'un sable limoneux. Cherif Taiba et al. (2016).	21
Figure 1.20 : Évolution du CRR en fonction des coefficients d'uniformité et de la teneur en fines : a) pour $D_r = 30\%$, b) pour $D_r = 60\%$. Monkul et al. (2021)	22
Figure 1.21 : Variation de l'angle de frottement interne selon la taille moyenne des grains et la proportion de fibres de doum, Megrouse et al. (2024).	23
Figure 1.22 : Angle de frottement interne des matériaux testés varie : a-angle de frottement interne par rapport à D_{50} , b- angle de frottement interne par rapport à la teneur en CWG Megrouse et al. (2025)	24
Figure 1.23 : Evolution du comportement non drainé avec l'augmentation de la densité relative (Yoshimine et Ishihara., 1998).	25
Figure 1.24 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction a) Sable d'Hostun Rf, b) sable de Rass(Arab et Shahrour., 2010).....	25
Figure 1.25 : Effet de la densité relative pour différentes valeurs du coefficient de Skempton (B) (Krim et al. 2021).	26
Figure 1.26: Effet de la pression de consolidation sur le comportement non drainé du sable de Toyoura Verdugo (1992).	27
Figure 1.27: Impact de la pression de confinement sur la liquéfaction statique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001)	28
Figure 1.28: Réponse non drainée du sable de Chlef ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2018)).	28
Figure 1.29: Influence du mode de préparation sur la résistance au cisaillement non drainée. Mulilis et al., (1977).	29
Figure 1.30: Influence de la méthode de déposition sur la réponse cyclique non drainée du sol de Toyoura, (a)- $D_r=20\%$, (b)- $D_r=50\%$, Sze et al., (2014).	30
Figure 1.31: Définition de la surconsolidation sous conditions K_0 (Ishihara et Takatsu., 1979).30	
Figure 1.32: Effet du rapport de surconsolidation sur le comportement mécanique non drainé du sable de Chlef (Série 1, $\sigma'_c=100$ kPa) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2024).	32
Figure 1.33 : Effet du rapport de surconsolidation sur le comportement mécanique non drainé du sable de Chlef ; (Série 2, $\sigma'_p=800$ kPa) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2024)).	33

Figure 1.34: Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure (Lade et Yamamuro., 1997).	34
Figure 1.35: Influence de la teneur en fines plastiques sur la résistance au pic de déviateur (Abedi et Yasrobi 2010).	34
Figure 1.36: Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en fines (Karimian et Hassanlourad 2018).	35
Figure 1.37: Représentation de différentes zones le long de la courbe de dessèchement	38

CHAPITRE 2

Figure 2.1 : Appareil triaxial.	44
Figure 2.2 : Embase inférieure	46
Figure 2.3 : Embase supérieure.	47
Figure 2.4 : Cellule triaxiale	47
Figure 2.5 : Couvercle et piston	48
Figure 2.6 : Régulateur de pression	48
Figure 2.7 : Capteur de déplacement (LDVT).....	49
Figure 2.8 : Equipements de l'appareil triaxial (Système multi amplificateur de mesure).	49
Figure 2.9 : présentation de méthodes de préparation	51
Figure 2.10 : Emplacement de l'embase supérieur sur la membrane	51
Figure 2.11 : Application de contre-pression	52
Figure 2.12 : Emplacement de l'enceinte cylindrique	53
Figure 2.13 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés (a) $D_{10}=0.25$ mm, (b) $D_{10}=0.08$ mm, (c) mélange sable-limon.	58
Figure 2.14 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés (a) $D_{10}=0.25$ mm, (b) $D_{10}=0.08$ mm, (c) mélange sable-limon.	59

CHAPITRE 3

Figure 3.1 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : A1) ($D_{10}=0.25$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	64
Figure 3.2 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : B1) ($D_{10}=0.25$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	65
Figure 3.3 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : C1) ($D_{10}=0.25$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	66
Figure 3.4 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : A2) ($D_{10}=0.08$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	68
Figure 3.5 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : B2) ($D_{10}=0.08$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	69

Figure 3.6 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : C2) ($D_{10}=0.08$ mm, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	70
Figure 3.7 : Résistance ultime au cisaillement en fonction du paramètre de Skempton pour sol sableux ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	71
Figure 3.8 : Effet de paramètre de Skempton sur la pression interstitielle ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	72
Figure 3.9 : Angle de frottement interne ultime mobilisé (ϕ_u) en fonction de paramètre de Skempton (B) ($Dr = 25\%$, $P'_c=100$ kPa).	73
Figure 3.10 : Effet de paramètre de Skempton sur angle de frottement en état stable ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	74
Figure 3.11 : Effet de paramètre de Skempton sur l'indice de frottement ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	75
Figure 3.12 : Effet de paramètre de Skempton sur potentiel d'écoulement ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	77
Figure 3.13 : Influence de paramètre de Skempton sur l'indice de fragilité ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	78
Figure 3.14 : Relation entre l'indice de frottement et la pression d'eau interstitielle ($Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa).	79

CHAPITRE 4

Figure 4.1 : Rapport d'indice des vides extrêmes en fonction du diamètre maximal des particules. a)- Groupe 1 ($D_{10}=0,25$ mm) b)- Groupe 2 ($D_{10}=0,08$ mm).	83
Figure 4.2 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, A2) ($B=20\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	85
Figure 4.3 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B1, B2) ($B=20\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	86
Figure 4.4 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C1, C2) ($B=20\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	87
Figure 4.5 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, A2) ($B=50\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	88
Figure 4.6 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B1, B2) ($B=50\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	89
Figure 4.7 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C1, C2) ($B=50\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	90
Figure 4.8 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, A2) ($B=90\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	91
Figure 4.9 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B1, B2) ($B=90\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $q - u$ (c) – $q - p'$	92
Figure 4.10 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C1, C2) ($B=90\%$, $Dr=25\%$, $P'_c=100$ kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p'$	94

Figure 4.11 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, B1, C1) (B=20%, Dr=25%, P'c=100 kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	96
Figure 4.12 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, B1, C1) (B=50%, Dr=25%, P'c=100 kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	97
Figure 4.13 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A1, B1, C1) (B=90%, Dr=25%, P'c=100 kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	98
Figure 4.14 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A2, B2, C2) (B=20%, Dr=25%, P'c=100 kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	100
Figure 4.15 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A2, B2, C2) (B=50%, D ₁₀ =0.08 mm, Dr=25%, P'c=100 kPa) (a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	101
Figure 4.16 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A2, B2, C2) (B=90%, D ₁₀ =0.08 mm, Dr=25%, P'c=100 kPa) ((a) – $q - \varepsilon$ (b) – $u - \varepsilon$ (c) – $q - p' - \varepsilon$	102
Figure 4.17 : Effet des diamètres efficace et maximal sur la Résistance ultime au cisaillement des sols sableux a)- B=20% b)- B=50%% c)- B=90%).....	103
Figure 4.18 : Effet des diamètres efficace et maximal sur l'indice de fragilité au cisaillement des sols sableux a)- B=20% b)- B=50%% c)- B=90%.....	105
Figure 4.19 : Influence de diamètre maximal sur l'angle de frottement à l'état stable des sols sableux a)- Group 1 (D ₁₀ = 0.25 mm) b)- Group 2 (D ₁₀ = 0.08 mm).....	106
Figure 4.20 : Influence de diamètre maximal sur l'angle de frottement d'instabilité des sols sableux a)- Group 1 (D ₁₀ = 0.25 mm) b)- Group 2 (D ₁₀ = 0.08 mm).....	107
Figure 4.21 : Influence de diamètre maximal sur l'indice frottement des sols sableux a)- Group 1 (D ₁₀ = 0.25 mm) b)- Group 2 (D ₁₀ = 0.08 mm).....	108
Figure 4.22 : Influence de diamètre maximal sur potentiel d'écoulement des sols sableux a)- Group 1 (D ₁₀ = 0.25 mm) b)- Group 2 (D ₁₀ = 0.08 mm).....	109
Figure 4.23 : Effet de diamètre efficace relatif sur Résistance au cisaillement ultime non drainée a)- Group 1 (D ₁₀ =0.25 mm) b)- Group 2 (D ₁₀ =0.08 mm)	111
Figure 4.24 : Indice de fragilité en fonction du diamètre efficace relatif des sols sableux a)- Groupe 1 (D ₁₀ =0.25 mm) b)- Groupe 2 (D ₁₀ =0.08 mm).....	112

CHAPITRE 5

Figure 5.1 : Courbes de contraintes-déformations de sable de Chlef à différentes densités initiales (P'c=100 kPa, DH) (a)-Fc= 0%, (b) - Fc= 10%, (c) - Fc= 20%.	118
Figure 5.2 : Courbe de pression interstitielle par rapport au déformation axial sable de Chlef à différentes densités initiales (P'c=100 kPa, DH) (a)-Fc= 0%, (b) - Fc= 10%, (c) - Fc= 20%.....	119
Figure 5.3 : Courbe de Chemin des contraintes du sable de Chlef à différentes densités initiales (P'c=100 kPa, DH) (a)-Fc= 0%, (b) - Fc= 10%, (c) - Fc= 20%.....	120
Figure 5.4 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de la densité relative initiale ...	121
Figure 5.5 : Pression interstitielle maximal en fonction de la densité relative initiale	122
Figure 5.6 : Courbes contrainte-déformation du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes (a)-Fc= 0%, (b) - Fc= 10%, (c) - Fc= 20%	124

Figure 5.7 : Pression interstitielle par rapport au déformations axiaux du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes (a)- $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$	125
Figure 5.8 : Courbe de chemin de contraintes du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes (a) (- $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$	126
Figure 5.9 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de l'angle de frottement d'instabilité ($D_r = 25\%$)	127
Figure 5.10 : Pression interstitielle maximale en fonction de l'angle de frottement d'instabilité ($D_r = 25\%$).....	128

CHAPITRE 6

Figure 6.1 : Schéma de principe du SWCC.....	132
Figure 6.2 : Teneur en eau volumique en fonction de la succion pour des mélanges sables-limon.	133
Figure 6.3 : Relation entre les paramètres de simulation de la SWCC et la teneur en fines : (a) en fonction de F_c ; (b) b en fonction de F_c ; (c) c en fonction de F_c	136
Figure 6.4 : Relation entre la teneur en eau volumétrique saturée et la teneur en fines	137

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 - Propriétés physiques des échantillons de sol.....	58
Tableau 5.2 - Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.1).....	121
Tableau 5.2 - Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.2).....	127
Tableau 5.3 - Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.3).....	128
Tableau 6.1 - Paramètres du modèle de Fredlund-Xing ajustant les courbes de rétention en eau des sables limoneux avec différentes teneurs en fines.	137

Résumé

Dans le domaine du génie civil, la liquéfaction statique constitue un phénomène dévastateur pouvant compromettre la stabilité des ouvrages soumis à des chargements monotones en condition non-drainée. Cette recherche doctorale se concentre sur l'évaluation expérimentale de l'influence de certaines conditions initiales sur le comportement mécanique non drainé de sols sableux partiellement saturés. Pour ce faire, une campagne d'essais de compression triaxiale monotone non drainée a été réalisée sur des échantillons de sable de Chlef en vue d'étudier l'impact de degré de saturation en termes de coefficient de Skempton B ($20\% \leq B \leq 90\%$). Les échantillons ont été reconstitués en laboratoire avec des diamètres maximaux variant de 1 à 4 mm et deux diamètres efficaces (0,08 mm et 0,25 mm), à une densité relative constante de 25 % et soumis à une pression de confinement initiale de 100 kPa. Des essais complémentaires ont été menés sur des mélanges sable-limon contenant jusqu'à 20 % de fines, préparés avec un coefficient de Skempton B fixé à 50 % pour l'objet d'évaluer l'effet de certaines conditions initiales (pression de confinement et densité relative initiale). Par ailleurs, des courbes de rétention d'eau (SWCC) ont été établies pour des mélanges incluant jusqu'à 40 % de fines afin de caractériser le comportement hydromécanique des sols non saturés. Les résultats montrent que la densité relative initiale et la pression de confinement influencent significativement la résistance à la liquéfaction statique, la première augmentant la dilatance et la résistance au cisaillement tout en réduisant la pression interstitielle. Le diamètre efficace et le diamètre maximal des particules affectent de manière marquée la résistance au cisaillement non drainée ainsi que le développement des surpressions interstitielles. En particulier, la résistance au cisaillement augmente avec le diamètre efficace, notamment à faible paramètre de Skempton ($B = 20\%$). Le coefficient de Skempton lui-même agit sur la résistance ultime au cisaillement, qui décroît avec l'augmentation de B , ainsi que sur les angles de frottement et le potentiel d'écoulement. Enfin, l'augmentation de la teneur en fines modifie notablement les courbes de rétention d'eau (SWCC), influençant le comportement hydromécanique et la susceptibilité à la liquéfaction des sols partiellement saturés. Ces résultats contribuent systématiquement à une meilleure compréhension des différents mécanismes qui gouvernent la liquéfaction statique dans les sols sableux partiellement saturés et soulignent l'importance de considérer conjointement la granulométrie, la saturation et la densité relative pour l'évaluation du comportement mécanique en condition non drainée sous chargement monotone.

Mots-clés : Liquéfaction statique, sols partiellement saturés, compression triaxiale monotone non drainée, granulométrie, coefficient de Skempton, courbes de rétention d'eau (SWCC).

Abstract

In civil engineering, static liquefaction is a devastating phenomenon that can severely compromise the stability of structures subjected to monotonic loadings in undrained conditions. This doctoral research focuses on the experimental evaluation of the influence of some initial conditions on the undrained behavior of partially saturated sandy soils. A comprehensive series of monotonic undrained triaxial compression tests were conducted on laboratory-reconstituted samples of Chlef sand, in order to study the impact of the degree of saturation in terms of Skempton coefficient B ($20\% \leq B \leq 90\%$) with maximum particle sizes ranging from 1 to 4 mm and two effective particle sizes (0.08 mm and 0.25 mm) prepared at a constant relative density of 25% and subjected to an initial confining pressure of 100 kPa. Additional tests were performed on sand-silt mixtures containing up to 20% fines, with a Skempton's pore pressure parameter (B) fixed at 50% for the purpose of evaluating the effect of certain initial conditions (confining pressure and initial relative density). Furthermore, soil-water characteristic curves (SWCC) were established for mixtures containing up to 40% fines to characterize the hydro-mechanical behavior of partially saturated soils. The obtained results demonstrate that both the initial relative density and confining pressure significantly influence static liquefaction resistance, with increased density enhancing dilatancy and shear strength while reducing pore water pressure. The effective and maximum particle sizes markedly affect the undrained shear strength and the development of pore pressures. In particular, shear strength increases with effective particle size, especially at lower Skempton parameter values ($B = 20\%$). The Skempton parameter itself strongly impacts the ultimate shear strength, which decreases with increasing B , as well as the internal friction angles and flow potential. Moreover, increasing fines content substantially alters the soil-water retention curves, thereby affecting the hydro-mechanical response and consequently, the susceptibility of partially saturated sandy soils to liquefaction phenomenon. These findings contribute systematically to a deeper understanding of the mechanisms governing static liquefaction in partially saturated sandy soils and thus, emphasizing the necessity of considering jointly the granulometry, degree of saturation, and relative density in assessing the sandy soil mechanical behavior under monotonic loading conditions.

Keywords: Static liquefaction, partially saturated soils, monotonic undrained triaxial compression, granulometry, Skempton parameter, soil-water characteristic curves (SWCC)

ملخص

في الهندسة المدنية، يعد التميع الساكن ظاهرة مدمرة يمكن أن تُعرض استقرار المنشآت لخطر جسيم عند تعرضها لأحمال رتيبة في ظروف غير مصروفة. تركز هذه الأطروحة على التقييم التجريبي لتأثير بعض العوامل الأولية على السلوك الميكانيكي غير المصروف للتربة الرملية غير المشبعة جزئياً. تم إجراء سلسلة شاملة من اختبارات الضغط ثلاثي المحاور غير مصروف في إطار تحميل رتيب على عينات معاد تشكيلها في المختبر من رمل الشلف، لدراسة تأثير درجة التشبع من خلال معامل سكينبتون (B) ضمن النطاق $(20\% \leq B \leq 90\%)$ ، مع أقطار قصوى للحبيبات تتراوح بين 1 إلى 4 مم، قطرين فعالين (0.08 مم و 0.25 مم)، أُعدت جميعها بكثافة نسبية ثابتة قدرها 25% وتحت ضغط حصر أولي مقداره 100 kpa. كما تم تنفيذ اختبارات إضافية على خلطات من الرمل والطمي تحتوي على نسبة من الطمي تصل إلى 20%، مع تثبيت معامل سكينبتون (B) عند 50%، بغرض تقييم تأثير بعض العوامل الأولية مثل ضغط الحصر والكثافة النسبية الابتدائية. بالإضافة إلى ذلك، تم تحديد منحنيات خصائص التربة-الماء (SWCC) لخلطات تحتوي على ما يصل إلى 40% من المواد الطمي، بهدف توصيف السلوك الهيدروميكانيكي للتربة غير المشبعة جزئياً. أظهرت النتائج المحصلة أن كلاً من الكثافة النسبية الابتدائية وضغط الحصر لهما تأثير كبير على مقاومة التميع الساكن؛ حيث تؤدي الزيادة في الكثافة إلى تعزيز ظاهرة التمدد ومقاومة القص، مع تقليل الضغط المسامي. كما تؤثر أقطار الحبيبات الفعالة والقصوى بشكل ملحوظ على مقاومة القص غير مصروفة وتطور ضغط المسام، حيث تزداد مقاومة القص بزيادة قطر الفعال للحبيبات، خاصة عند انخفاض قيمة معامل سكينبتون ($B = 20\%$) كما أن معامل سكينبتون نفسه له تأثير قوي على مقاومة القص النهائية، إذ تنخفض هذه المقاومة مع زيادة B، وينطبق الأمر ذاته على زوايا الاحتكاك الداخلي و الجهد الهيدروليكي. علاوة على ذلك، فإن زيادة نسبة الطمي يُحدث تغييراً كبيراً في منحنيات خصائص التربة-الماء، مما يؤثر على الاستجابة الهيدروميكانيكية وبالتالي على قابلية التربة الرملية غير المشبعة جزئياً للتعرض لظاهرة التميع. تُسهم هذه النتائج بشكل منهجي في تعميق الفهم لآليات التميع الساكن في التربة الرملية غير المشبعة، مما يبرز أهمية أخذ كل من التدرج الحبيبي ودرجة التشبع والكثافة النسبية بعين الاعتبار عند تقييم السلوك الميكانيكي للتربة الرملية تحت الأحمال الرتيبة.

Symbole

A, C = Coefficients d'équation

a,b,c = des paramètres

A₁, B₁, C₁ = Echantillons du groupe 1

A₂, B₂, C₂ = Echantillons du groupe 2

AEV = la succion d'entrée d'air

B = Coefficient de Skempton

C_c = Coefficient de courbure

CD = Essai consolidé – drainé

C_u = Coefficient d'uniformité

CU = Essai consolidé – non drainé

D = Diamètre d'échantillon

D₀ = Diamètre initial

D₁₀ = Diamètre efficace

D₅₀ = Diamètre moyen

DH = Damage humide

D_{max} (mm) = Diamètre maximal

D_{min} (mm) = Diamètre minimal

Dr = Densité relative initiale

e = Indice des vides global

e_{max} = Indice des vides maximal

e_{min} = Indice des vides minimal

F = La force axiale

F_c = Teneur en fines

FI = Rapport des angles de frottement à l'état stable et à l'instabilité

G_s = Poids volumique des grains solide

H = Hauteur d'échantillon

H/D = Rapport d'hauteur sur diamètre d'échantillon

H₀ = La hauteur corrigée

ΔH = La variation de hauteur de l'éprouvette

IB = indice de fragilité

m_s = Masse de l'échantillon

OCR = Rapport de surconsolidation

P' = Pression moyenne effective

P'_c = Pression de confinement initiale

P'_{ss} = Pression moyenne effective à l'état stable PS = Pluviation à sec

PAE = La pression d'air d'entrée

q = Déviateur de contrainte

q_{ins} = Résistance au cisaillement d'instabilité

q_{max} = Résistance au cisaillement non drainée maximale

q_{peak} = Résistance au cisaillement maximale (point d'instabilité dans le plan du chemin de contrainte)

q_u = Résistance au cisaillement ultime non drainée

R^2 = Coefficient de détermination

RED = Rapport de diamètre des particules

S_c = La surface corrigée

S_r = La degré de saturation

S_{us} = Résistance au cisaillement résiduelle non drainée

SWCC = la courbe caractéristique sol - eau

u = Pression interstitielle

u_{max} = Pression interstitielle maximale

USCS = Unified Soil Classification System u = Pression interstitielle

UU = Essai non consolidé - non drainé

V_f = Le potentiel d'écoulement

V_t = Volume total d'échantillon

ΔV = La variation du volume d'eau

w = La teneur en eau gravimétrique

γ_d = Poids volumique sec du sol

γ_{dmax} = Poids volumique sec maximal du sol

γ_{dmin} = Poids volumique sec minimal du sol

Δq = variation de contrainte

Δu = surpression interstitielle

Δu_{max} = La variation de la pression interstitielle maximale

ϵ_a = Déformation axiale

θ = La teneur en eau volumique

θ_r = La teneur en eau volumétrique résiduelle

θ_s = La teneur en eau volumétrique saturée

φ'_{ins} = Angle de frottement d'instabilité

φ_{ss} = Angle de frottement inter particules mobilisé à l'état stable

φ_u = Angle de frottement ultime mobilisé

Ψ = La succion

ω = Teneur en eau

ω_{opt} = La teneur en eau optimale



Introduction générale



Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, et plus particulièrement en géotechnique, la compréhension du comportement des sols sous différentes sollicitations constitue un enjeu fondamental pour assurer la stabilité et la durabilité des ouvrages. La conception et la mise en œuvre de fondations, digues, remblais ou infrastructures en zones sismiques exigent une maîtrise approfondie des propriétés géotechniques des matériaux en place, souvent soumis à des chargements monotones ou cycliques. Dans ces conditions, la réponse mécanique des sols peut conduire à des phénomènes critiques, au premier rang desquels figure la liquéfaction, un processus par lequel le sol perd brutalement sa résistance au cisaillement, entraînant ainsi, des mouvements de terrain, des tassements importants ou encore des affaissements structuraux.

Traditionnellement, les recherches sur la liquéfaction se sont concentrées sur des sols saturés, en particulier des dépôts de sols granulaires lâches, tels que les sables. Toutefois, dans de nombreux contextes naturels ou anthropiques, les sols ne sont que partiellement saturés, ce qui modifie significativement leur comportement mécanique. Dans ces cas, la présence d'air dans les pores agit sur la compressibilité globale du milieu, sur les mécanismes de génération de pression interstitielle, et par conséquent sur la résistance globale à la liquéfaction. Le degré de saturation, exprimé par exemple à travers le coefficient de Skempton (B), devient alors un facteur clé, bien que son rôle précis demeure encore non identifié dans de nombreux cas.

Parallèlement, la granulométrie des sols, définie par des paramètres tels que le diamètre maximal ($D_{\max}$), le diamètre efficace (D_{10}) ou encore la distribution des tailles de grains peuvent influencer considérablement la compacité, la perméabilité, le développement de pressions interstitielles et par conséquent, les mécanismes de rupture. Or, les études combinant ces aspects granulométriques avec les effets de la saturation partielle restent rares. De plus, il convient de considérer l'effet des conditions initiales du sol, telles que la pression de confinement appliquée et la densité relative (ou plus généralement, l'état initial de compactage), qui jouent un rôle déterminant dans la résistance au cisaillement non drainée et éventuellement, la susceptibilité à la liquéfaction.

Ainsi, au croisement de ces variables, émerge une problématique scientifique encore peu exploitée :

Comment les interactions entre le degré de saturation, la granulométrie, et les conditions initiales affectent-elles le comportement mécanique en condition non drainée et la résistance à la liquéfaction des sols, qu'ils soient sableux purs ou mélangés avec des fractions fines peu plastiques (limon) ?

Cette thèse s'inscrit dans cette problématique en explorant de manière systématique l'effet combiné de plusieurs facteurs :

- Le degré de saturation, exprimé par le coefficient de Skempton, B .
- Les caractéristiques granulométriques, notamment $D_{\max}$, D_{10} et leur rapport $RED = D_{10}/D_{\max}$,
- Les conditions initiales de l'échantillon, incluant la densité relative et la pression de confinement,
- La présence de fines dans le sol (mélanges sable-limon), en relation avec le comportement non saturé (via les courbes de rétention d'eau).

L'objectif global de ce travail de recherche est donc de mieux comprendre le comportement mécanique des sols partiellement saturés sous sollicitation non drainée, en identifiant les mécanismes de dégradation de la résistance, les conditions favorisant l'occurrence de la liquéfaction considérant les interactions entre granulométrie, saturation et état initial. À travers une campagne expérimentale menée principalement sur des sols sableux et sable-limon de la région de Chlef (Algérie), des essais triaxiaux monotones et des mesures de succion ont permis de produire une base de données originale et de mettre en évidence des tendances prometteuses des sols de la région de Chlef.

Cette thèse est structurée en six chapitres.

- Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique approfondie portant sur les travaux existants dans la littérature, en particulier ceux traitant de la réponse mécanique des sols en conditions non drainées, notamment, la résistance à la liquéfaction. Cette revue met également en lumière l'influence de divers paramètres sur le comportement des sables, tels que le degré de saturation, la granulométrie, la densité relative, la pression de confinement initial et les méthodes de reconstitution des échantillons, ainsi qu'une revue sur la réponse des sols non saturés.

- Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des dispositifs expérimentaux de notre programme de recherche. Il expose de manière détaillée les équipements utilisés pour la réalisation des essais, en précisant leurs caractéristiques techniques et leur mode de fonctionnement. Enfin, les techniques de caractérisation employées pour évaluer les propriétés physiques des échantillons considérés.
- Le troisième chapitre a pour objectif d'évaluer l'influence du degré de saturation, exprimé par le paramètre de Skempton B , sur la résistance au cisaillement non drainée de six échantillons de sols sableux granulaires. Ces échantillons sont répartis en deux groupes selon leur granulométrie : le groupe 1, composé des échantillons A1, B1 et C1, présente un diamètre maximal compris entre 1 mm et 4 mm, avec un diamètre effectif constant $D_{10} = 0,25$ mm ; et le groupe 2, constitué des échantillons A2, B2 et C2, ayant les mêmes diamètres maximaux mais un diamètre efficace plus faible, $D_{10} = 0,08$ mm.
- Le quatrième chapitre est dédié à la présentation et à l'analyse des résultats des essais triaxiaux non drainés, réalisés afin d'évaluer l'influence des diamètres maximal et efficace D_{10} sur le comportement mécanique de sols. Les essais ont été menés selon la méthode de damage humide, en comparant deux groupes de matériaux granulaires caractérisés par un diamètre maximal variant entre 1 mm et 4 mm, et un diamètre minimal constant de 0,0016 mm. Le groupe 1, à un diamètre efficace " $D_{10} = 0.25$ mm", Le groupe 2, ayant un diamètre efficace " $D_{10} = 0.08$ mm". Pour l'ensemble des essais, la densité relative a été maintenue constante à $Dr = 25$ %, trois coefficients de Skempton ($B = 20\%$, 50% et 90%) et la pression de consolidation initiale fixée à $P'_c = 100$ kPa.
- Le cinquième chapitre présente une analyse de l'influence de deux paramètres sur la réponse mécanique non drainée : la densité relative et la pression initiale de confinement, appliquées à des mélanges sable-limon partiellement saturés.
- Le sixième chapitre propose une analyse de l'influence de la teneur en fines sur le comportement non saturé des sols (courbe de rétention d'eau), en mettant notamment à profit les mesures réalisées à l'aide de la colonne d'eau suspendue.



Etude bibliographique



1.1. Introduction :

Le comportement mécanique des sols saturés et non saturés est un domaine de recherche intensif en géotechnique, compte tenu de sa complexité et de son rôle crucial dans l'évaluation de la stabilité des structures sous des conditions extrêmes. Dans les sols granulaires saturés, l'un des phénomènes les plus critiques est la liquéfaction, qui se manifeste par une perte soudaine de résistance au cisaillement sous l'effet d'un chargement sismique ou statique. Ce phénomène est intimement lié aux conditions non drainées, où l'incapacité du sol à drainer l'eau interstitielle provoque une élévation de la pression interstitielle et une diminution de la contrainte effective.

Dans les environnements partiellement saturés, la coexistence des phases solide, liquide et gazeuse altère considérablement la réponse mécanique. L'importance du degré de saturation, de la succion et des processus de transfert interphases devient alors déterminant. L'étude du comportement en régime non drainé exige une compréhension approfondie des principes rhéologiques pertinents, lesquels permettent de simuler les phénomènes de déformation, de redistribution des contraintes et de résistance. Plusieurs éléments impactent ce comportement, notamment la densité relative, la distribution granulométrique, la pression de confinement et les variations des pressions interstitielles. La combinaison de ces facteurs forme une base essentielle pour comprendre la réaction des sols granulaires face aux sollicitations cycliques ou statiques, et pour guider les approches de prévention des instabilités.

Dans ce chapitre, nous proposons une synthèse des principales recherches menées dans la littérature sur le comportement mécanique des sols saturés et non saturés. Nous débutons par une présentation du phénomène de liquéfaction dans les sols granulaires, suivie d'un aperçu du comportement mécanique en conditions non drainées, ainsi que des concepts rhéologiques associés. Enfin, à partir de cette revue bibliographique, nous mettons en lumière les effets des différents facteurs influençant ce comportement non drainé la réponse des sols granulaires, tels que rapportés dans la littérature scientifique.

1.2. Notion du comportement non drainé

1.2.1. Comportement non drainé et leurs types

Le comportement non drainé fait référence à un état où l'évacuation de l'eau interstitielle est entravée, souvent en raison de la vitesse des sollicitations mécaniques ou de la faible perméabilité du sol. Dans ces conditions, l'eau présente entre les grains du matériau ne peut s'échapper, ce qui engendre une augmentation de la pression interstitielle. Ainsi, pendant l'application des sollicitations, l'eau reste piégée à l'intérieur de la structure poreuse du sol, ce qui modifie significativement sa réponse mécanique. Pour étudier ce comportement, on s'appuie sur l'approche en contraintes effectives, qui distingue la pression totale appliquée de la contribution exercée par l'eau interstitielle. Grâce à la mesure des surpressions interstitielles générées durant les sollicitations, il est possible d'évaluer les contraintes réellement transmises à la structure solide du sol, permettant une évaluation plus exacte de la stabilité et de la déformation du matériau en conditions non drainées.

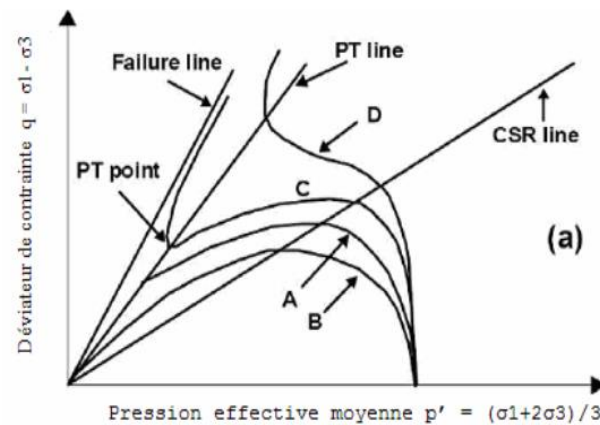
Il est possible de distinguer quatre catégories de comportement non drainé (Bobei, 2004), illustrées dans la figure schématique 1.1 (a et b) par les courbes A, B, C et D. Sur cette figure (1.1.a), le type A se caractérise par un pic ($q = q_{pic}$) du déviateur de contraintes dans le plan (p' - q). Au-delà de ce pic, le matériau poursuit sa déformation. Cette déformation post-pic se manifeste par une réduction de la résistance et de la pression moyenne effective. En revanche, la pression interstitielle continue son augmentation.

Dans la figure 1.1 b (type A), on constate que le matériau continue à se déformer après avoir atteint le pic du déviateur, sans variation de contrainte ($dq = 0$). Étant donné que l'essai est réalisé en conditions non drainées, la variation de volume est également nulle ($dv = 0$). Dans ce contexte, le matériau atteint un état permanent tel que défini par Poulos et al. (1985). Cet état est interprété différemment selon les auteurs. Ce phénomène est assimilé à un comportement d'effondrement par Sladen et al. (1985), à une liquéfaction statique d'après Castro et Poulos (1977), et à une instabilité non drainée selon Yamamuro et Lade (1997).

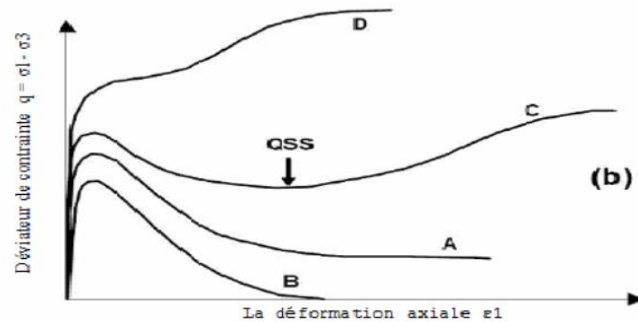
Dans les figures 1.1a et b, la courbe B illustre un cas de perte complète de résistance du matériau lorsque q atteint zéro, ce qui correspond à une liquéfaction totale. Pour le cas représenté par la courbe C, la résistance du matériau augmente initialement jusqu'à une valeur maximale ($q = q_{max}$), avant de diminuer de manière similaire aux cas A et B. Toutefois, au-delà d'un certain point, la résistance recommence à croître, entraînant un déplacement de l'état de

contraintes vers la ligne d'état permanent. Ce phénomène, décrit par Ishihara et al. (1975) dans des conditions drainées, correspond à une phase de transition au cours de laquelle le comportement du sol évolue d'un état contractant vers un état dilatatant. En conditions non drainées ($dv = 0$), il est identifié soit comme l'état associé à la pression effective moyenne minimale ($p' = p'_{\min}$ et $dp' = 0$), selon Lade et al. (1997), soit comme celui correspondant à la pression interstitielle maximale ($u = u_{\max}$ et $du = 0$).

Ce dernier mode de réponse est représenté par la courbe D, où, à la différence des cas A, B et C, le matériau ne manifeste pas de pic du déviateur. La résistance augmente de façon continue durant le cisaillement jusqu'à atteindre la ligne d'état permanent.



(a)



(b)

Figure 1. 1 : Schéma de types de comportement non drainé du sable
(a) Dans le plan $p'-q$ (b) dans le plan $\varepsilon-q$ (D'après Bobei, 2004).

1.2.2. Contractance et dilatance

Lors d'un essai triaxial en compression monotone non drainée effectué sur un échantillon de sable saturé, le volume de l'échantillon demeure constant. Néanmoins, une fluctuation de la pression interstitielle est constatée durant l'essai, caractérisée par deux étapes distinctes : la phase de contractance et la phase de dilatance. La phase de contractance se manifeste par une élévation de la pression interstitielle, alors que la phase de dilatance est associée à une réduction de la pression interstitielle

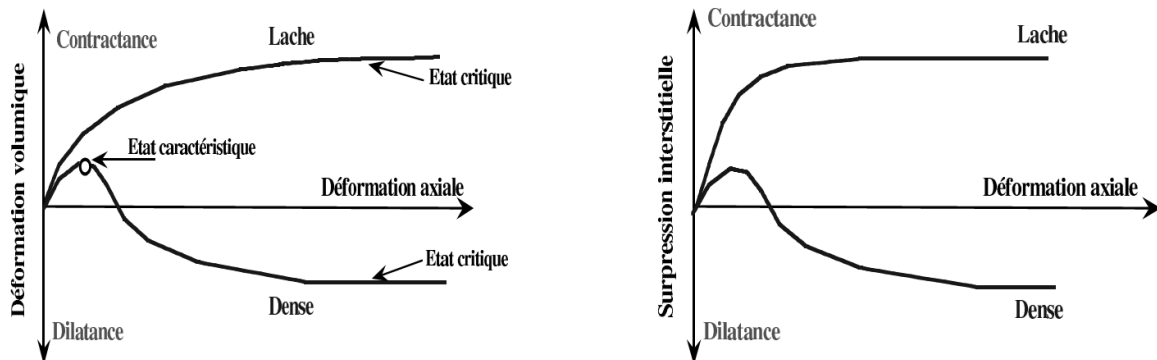


Figure 1.2 : Comportement mécanique d'un sable dense et lâche dans un essai non drainé.

1.2.3. État caractéristique

L'état caractéristique, tel que défini par Luong (1978, 1982), désigne le point de transition d'un comportement contractant à un comportement dilatant sous l'effet d'un chargement en cisaillement, que ce soit en conditions drainées ou non drainées. Dans le plan (q, p') , cet état est matérialisé par une droite issue de l'origine, dont l'inclinaison est définie par $\eta_c = (q/p')$ c. Cette droite, dénommée ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975) sépare le domaine subcaractéristique, associé à un comportement contractant, du domaine surcaractéristique, lié à un comportement dilatant (Figure 1.3).

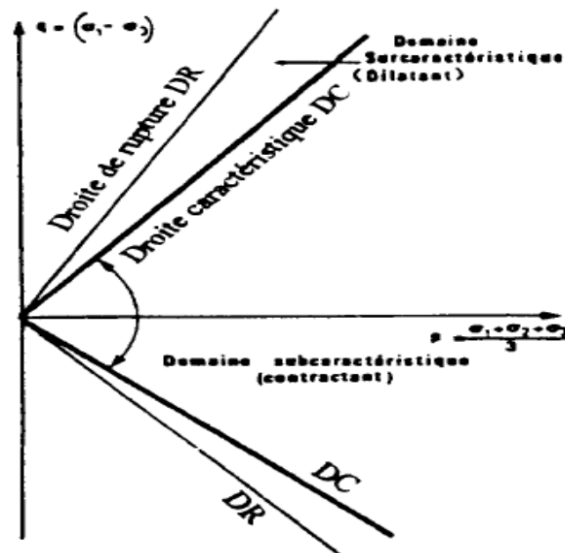


Figure 1.3 : Etat caractéristique (Luong 1978).

1.2.4. Etat critique

Casagrande (1975) a suggéré que le comportement non drainé à l'état critique puisse être comparé à celui d'une structure en écoulement, il a par ailleurs démontré l'existence d'une corrélation singulière entre la contrainte radiale effective à l'état stable et l'indice des vides, laquelle se manifeste par une courbe distinctive dans le plan $(e - \log \sigma')$. La figure 4 1 illustre l'état critique d'après les résultats menés par (Roscoe et al.,1958)

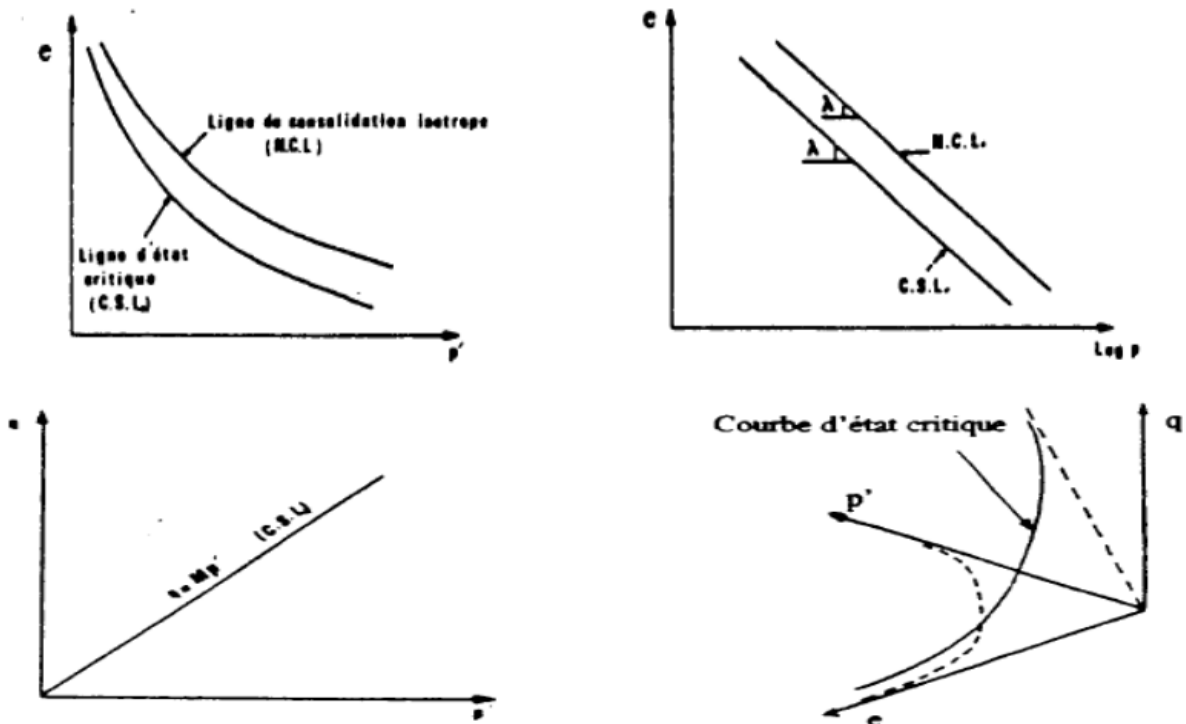


Figure 1.4 : Représentation de l'état critique (Roscoe et al.,1958)

1.2.5. Etat permanent de déformation (état stationnaire)

Castro (1969), à travers une série d'essais triaxiaux non drainés, a introduit la notion d'état de déformation permanent, qu'il définit comme l'état atteint après le pic de résistance. Dans cette phase, le sable subit une déformation sous des conditions de volume, de contraintes et de pression interstitielle qui demeurent constantes. Cet état résiduel correspond à une condition d'équilibre stable, également appelée état stationnaire (figure 1.5). Selon Poulos (1981), il s'agit d'une situation où une masse de matériau continue de se déformer tout en maintenant constants son volume, son état de contrainte ainsi que sa vitesse de déformation.

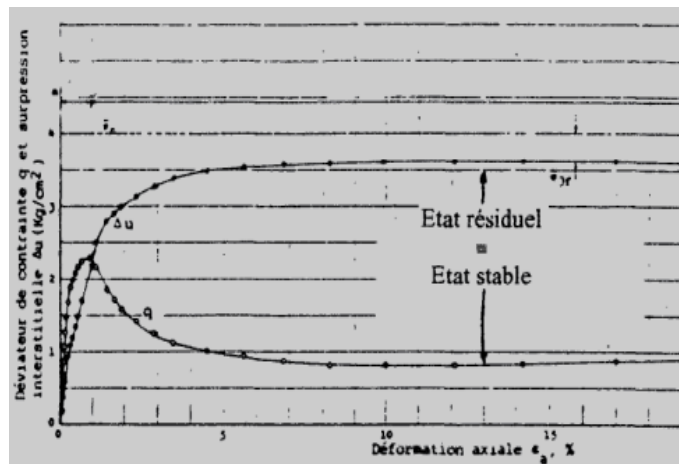


Figure 1.5 : Représentation de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro., 1969).

1.2.6. Instabilité des matériaux granulaires

Sladen et al. (1985) ont introduit la notion de surface d'effondrement dans l'espace des variables (p' - q - e). Ils ont démontré que pour des échantillons ayant un indice des vides initial identique mais exposés à diverses pressions de confinement initiales, les valeurs maximales du déviateur de contrainte dans le plan (p' - q) se positionnent sur une seule et même droite. Pour d'autres valeurs de l'indice des vides, ces lignes changent, formant ainsi, dans l'espace tridimensionnel (p' - q - e), une surface dite d'effondrement. Les matériaux tendent à se liquéfier lorsque leur état de contrainte se situe à proximité de cette surface ou directement dessus (Figure. 1.6).

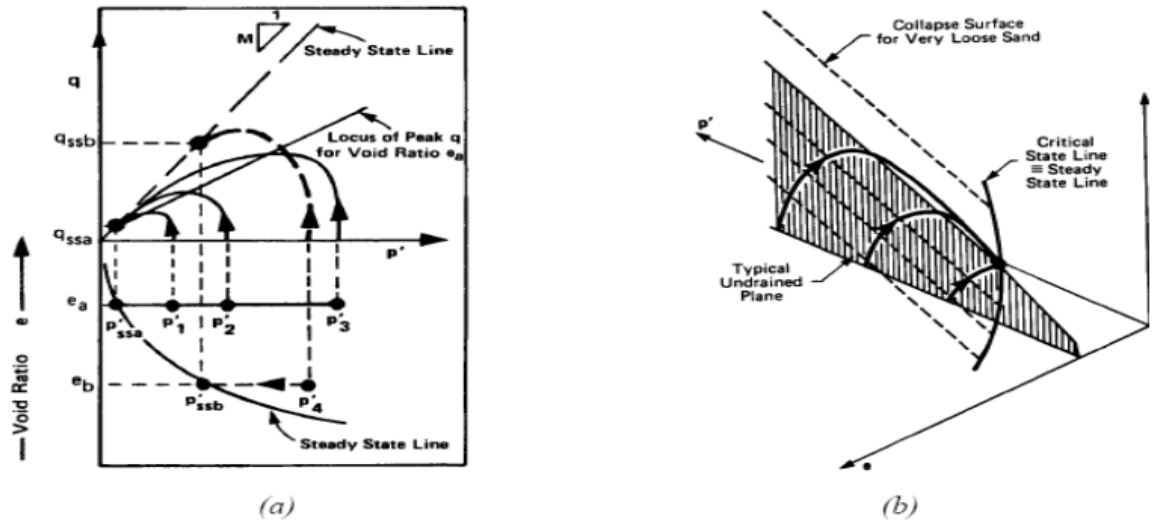


Figure 1. 6 : Lignes d'instabilité et surface d'effondrement, Sladen et al. (1985)

(a) Lignes d'instabilité, (b) surface d'effondrement

Lade et al. (1988) ont ultérieurement proposé un critère d'instabilité pour les sables peu denses en conditions non drainées, désigné sous le terme de « ligne d'instabilité ». Celle-ci est figurée dans le plan des contraintes effectives (p' - q) par une ligne droite émanant de l'origine et reliant les points correspondant aux pics du déviateur de contrainte.

Lade (1993) illustre, dans la Figure 1.7(b), une série de chemins de contraintes effectives pour un sable lâche soumis à diverses pressions de consolidation. Les points culminants de ces trajectoires s'alignent le long d'une droite (ligne d'instabilité) qui traverse l'origine du plan (q - p'). Cette droite marque la limite inférieure de la zone d'instabilité potentielle, tandis que la ligne de rupture présente la limite supérieure. Il a identifié une région d'instabilité potentielle, une région d'instabilité temporaire, et une région de comportement stable.

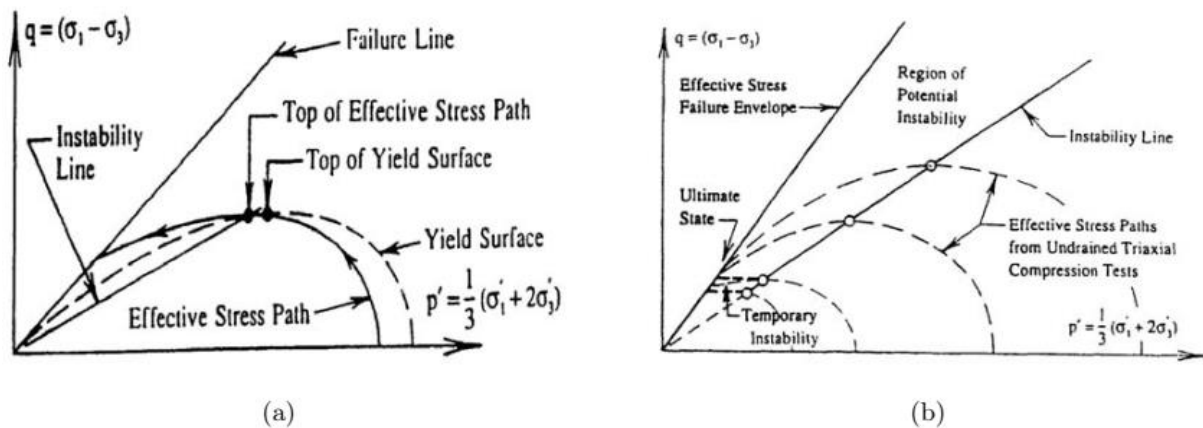


Figure. 1.7 : Détermination de la ligne et région d'instabilité Lade (1993)

Vaid et Chern (1985), Vaid et al. (1990), ainsi que Vaid et Thomas (1995) établissent une comparaison entre la ligne d'état permanent, identifiée pour un comportement de type "liquéfaction", et la ligne d'état quasi-permanent, déterminée pour un comportement de type "liquéfaction limitée". Les coordonnées associées à ces états dans le plan ($q - p'$) tracent une ligne droite singulière qui traverse l'origine, sans dépendre de la densité, de la contrainte initiale ou du mode de sollicitation. Il en découle que l'angle de frottement du sable est unique et identique pour ces deux états (Figure 1.8).

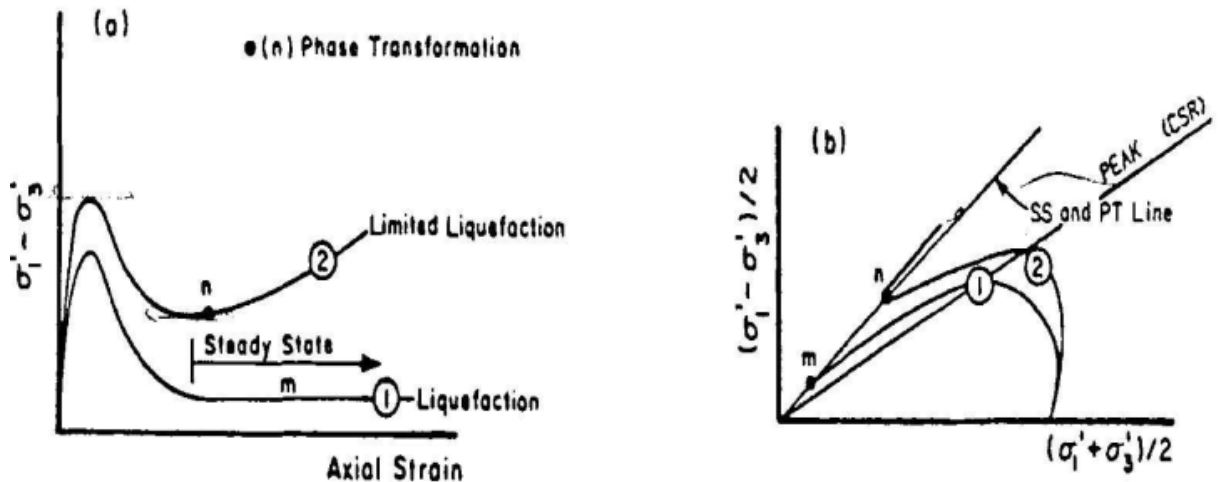


Figure. 1.8 : État permanent et quasi-permanent de déformation (Vaid et al. 1990)

1.2.7. Phénomène de liquéfaction statique

Le terme « liquéfaction » désigne, au sens littéral, le passage d'une matière à l'état liquide. En mécanique des sols, ce concept est utilisé pour caractériser le comportement de matériaux granulaires, lâches et saturés en eau, lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations monotones ou cycliques, dans des conditions de drainage fermé.

L'emploi du terme "liquéfaction" trouve son origine historique chez Hazen (1920), qui l'a utilisé pour élucider la défaillance du barrage de Calaveras en Californie, événement au cours duquel plus de 700 000 m³ de matériaux formant le pied amont de l'ouvrage furent déplacés sur une distance de 100 m., qui l'a défini comme un processus caractérisé par une augmentation progressive de la surpression interstitielle dans le sol, entraînant une réduction des forces intergranulaires entre les particules solides (Figure 1.9).

La liquéfaction découle de l'anéantissement complet des forces de contact intergranulaires, se traduisant par une perte totale de cohésion entre les grains de sable

constituant la phase solide de la couche sableuse (Johansson, 2000). La disparition des forces de contact intergranulaires est provoquée par l'annulation de la contrainte moyenne effective, définie comme la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle $\sigma' = \sigma_T - u$. Cette situation est réalisée par l'accroissement de la pression interstitielle.

Cas de liquéfaction statique complète ($u = \sigma_T$ et $\sigma' = 0$). On peut représenter la liquéfaction schématiquement par la figure 1.9.

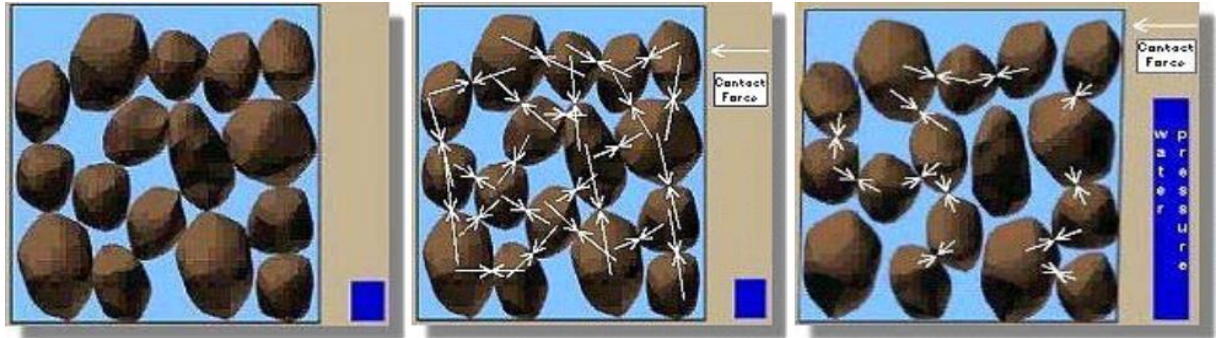


Figure 1.9 : Représentation de liquéfaction ; a et b : état initial, c: état à la liquéfaction (d'après Johansson, 2000).

Le phénomène de liquéfaction statique a été principalement étudié à travers des essais triaxiaux non drainés (CU), menés sur des échantillons reconstitués par pluviation dans l'eau ou par méthode de damage humide. Parmi les contributions majeures à ce sujet, on peut citer les travaux de Castro (1969), Castro et al. (1982), Chern (1985), Canou (1989), Ishihara (1993), Benahmed (2001), Hareb (2009), Nguyen (2014), ainsi que ceux plus récents de Mahmoudi et al. (2014, 2018, 2024). La Figure 1.10 présente plusieurs cas représentatifs de liquéfaction statique, issus des résultats expérimentaux sur des échantillons du sable de Chlef sous chargement monotones obtenus par Mahmoudi et al. (2018).

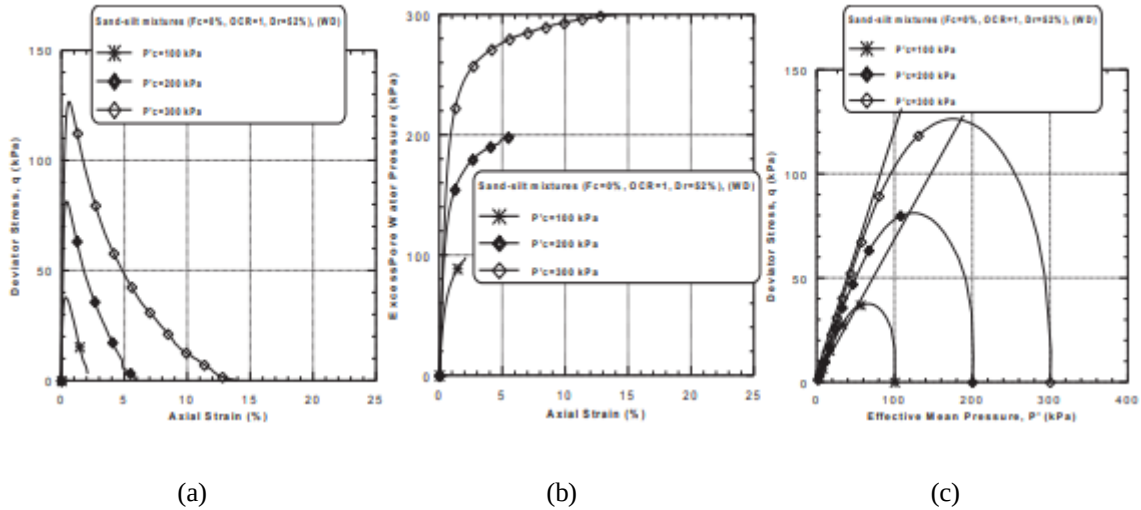


Figure 1.10 : Réponse non drainée du mélange sable-limon de Chlef ($F_c=0\%$, $OCR=1$, $Dr=52\%$, DH) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2018)).

1.3. Effet du degré de saturation sur le comportement non drainé

Deux coefficients, désignés par A et B, ont été définis par Skempton en 1954 (Skempton, 1954) dans le but de mesurer la corrélation entre les fluctuations de la pression interstitielle et celles des contraintes totales. Cette corrélation est formulée par l'équation ci-après :

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (1.1)$$

Où A et B représentent les coefficients de Skempton, et $\Delta \sigma_1$ et $\Delta \sigma_3$ désignent les variations des contraintes totales principales, majeure et mineure. Les utilisations de ces coefficients de Skempton sont variées. Ils ont notamment été mis à profit dans les analyses de stabilité des constructions en terre. (Bishop 1954).

L'application la plus fréquente de ces coefficients demeure l'estimation de la saturation des spécimens triaxiaux. Dans ce contexte, les échantillons sont assujettis à une pression isotrope. Il en résulte que le second terme de l'équation A ($\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3$) est nul. C'est pourquoi, dans le cadre de l'essai triaxial, la quantification de la saturation d'un échantillon est réalisée au moyen du coefficient de Skempton B :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (1.2)$$

L'influence du degré de la saturation sur le comportement mécanique non a été largement étudiée dans la littérature publiée. En effet, de nombreux chercheurs ont indiqué que la réponse mécanique en condition non drainée des sols est fortement affectée par le degré de saturation qui est exprimé en termes de paramètre de Skempton (B) ; (Yoshimiet al. (1989) ; Kokusho, T. (2000) ; Yang, J., Sato, T. (2001); Mathiroban, S., Grozic, J. (2004); Merabet et al. (2019)).

(Sherif et al. 1977) sont parmi les pionniers à examiner le comportement cyclique d'un sable en modifiant son niveau de saturation initial. Leurs expérimentations sont conduites sur un dispositif à cylindre creux, et ils parviennent à divers niveaux de saturation en ajustant le volume d'eau circulant à travers l'échantillon durant la phase de saturation. Ayant constaté que le degré de saturation constitue un indicateur plus pertinent que le coefficient de Skempton pour évaluer la saturation des échantillons, ils emploient une corrélation entre le coefficient de Skempton et le degré de saturation.

Les chercheurs examinent trois spécimens, chacun caractérisé par une valeur distincte de B : $B = 0,90$; $B = 0,40$ et $B = 0,25$. La Figure 1.11 illustre la variation de la pression interstitielle, normalisée par la contrainte de confinement, en fonction du nombre de cycles. Dès que le rapport u/σ_c atteint l'unité, l'échantillon subit une liquéfaction. Il est observé qu'une valeur élevée du coefficient de Skempton est corrélée à une vitesse accrue de génération des surpressions interstitielles. En d'autres termes, une réduction du degré de saturation du matériau peut ralentir l'apparition de l'instabilité de liquéfaction. Cependant, cette figure révèle également que la pression interstitielle des trois échantillons finit par égaler la pression de confinement, indiquant une liquéfaction pour chacun d'eux, y compris ceux présentant de faibles valeurs de B . Il est à noter qu'ils n'indiquent pas le degré de saturation correspondant à ces trois valeurs du coefficient de Skempton.

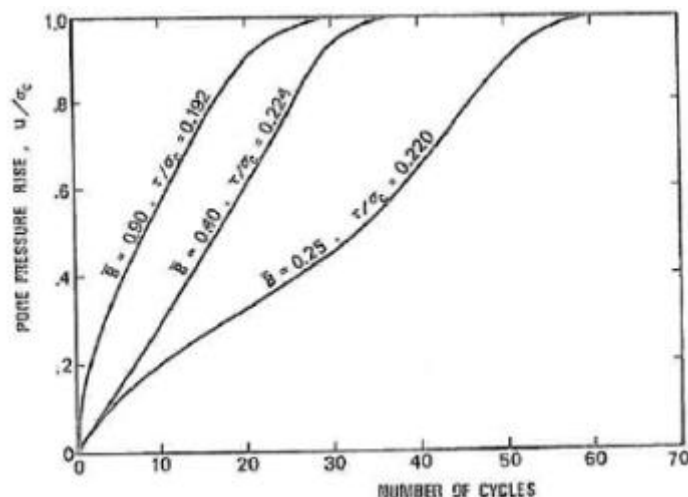


Figure 1.11 : Evolution des surpressions interstitielles en fonction du nombre de cycles, pour trois coefficients de Skempton différents (Sherif et al. 1977)

Shérif et al. (1977), un sol sableux ou argileux peut être considéré comme saturé lorsque le coefficient de Skempton B dépasse 0,8. Chaney (1978) a affiné ce critère en indiquant qu'un sol est pleinement saturé lorsque B est supérieur à 0,96. Par ailleurs, Giroud et Cordary (1976) ont observé qu'un coefficient B supérieur à 0,85 correspond généralement à un degré de saturation très proche de l'unité. Martin et al. (1978) ont observé que la résistance à la liquéfaction s'accroît de manière significative à mesure que le degré de saturation diminue.

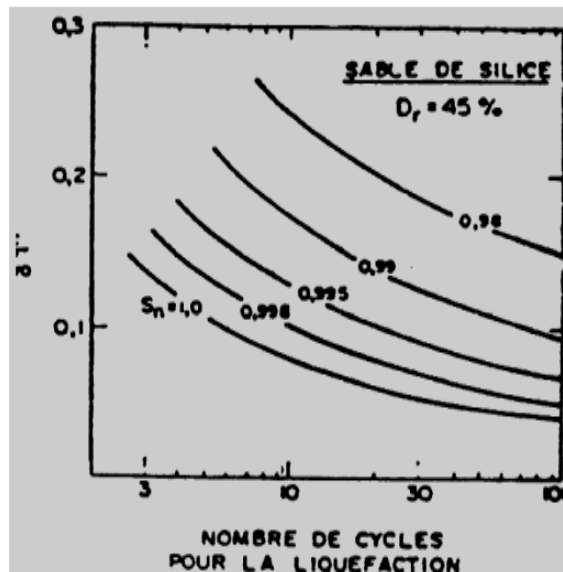


Figure 1.12 : Influence de la saturation sur la résistance au cisaillement cyclique (Martin et al. 1978)

Della et al. (2011) ont indiqué que l'accroissement du paramètre de Skempton B diminue la dilatance du sol et, par voie de conséquence, accentue la phase de contractance. Arab et al. (2016) ont signalé qu'une élévation du paramètre de Skempton (B) de 89 % à 95 % entraînait une réduction de la rigidité initiale du sol et de sa résistance au cisaillement, ce qui, en retour, amplifiait la phase de contraction, menant à une augmentation notable de l'excès de pression d'eau interstitielle dans les sols granulaires examinés (Figure 1.13).

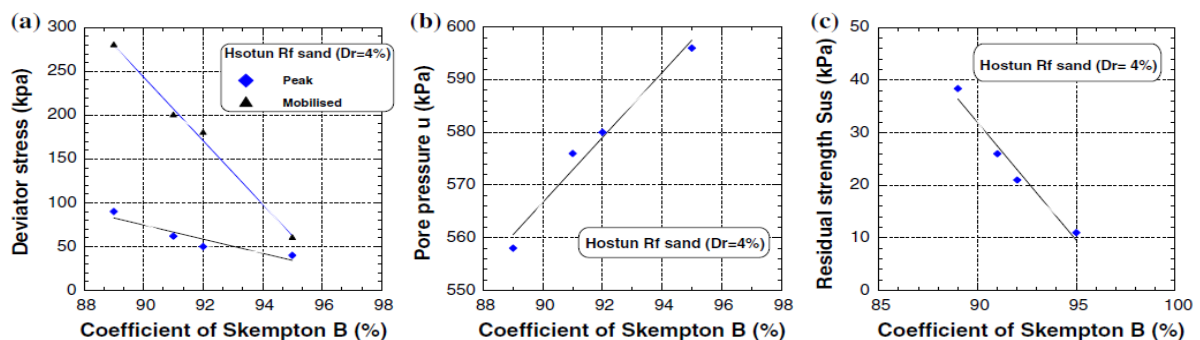


Figure 1.13 : Effet du coefficient de Skempton sur : a) la résistance au cisaillement non drainée, b) la pression interstitielle, c) la résistance résiduelle au cisaillement en conditions non drainées (Arab et al. 2016)

Tsukamoto (2018) expose les résultats d'essais de compression triaxiale non drainée sur du sable partiellement saturé, comme illustré à la Figure 1.14. Il est clairement établi qu'une réduction du coefficient de Skempton (B) se traduit par une augmentation de la résistance au cisaillement. Par ailleurs, il a constaté qu'il n'y aurait qu'une seule enveloppe de rupture unique dans les diagrammes p' - q , bien que les chemins de contraintes effectives diffèrent considérablement selon les valeurs de B , en raison des différences dans le développement des pressions interstitielles excessives, lesquelles seraient influencées par la compressibilité de l'eau interstitielle.

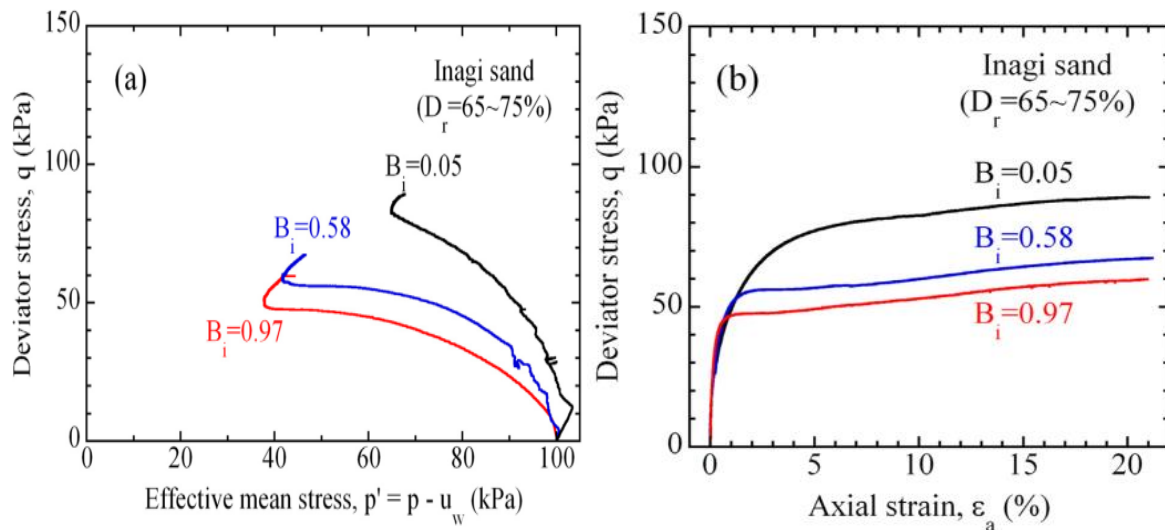


Figure 1.14 : Résultats des essais de compression triaxiale non drainée partiellement saturée, (Tsukamoto 2018);
(a)- Chemin de contrainte, (b) - Evolution du déviateur de contrainte

Merabet et al. (2020) et Krim et al (2021) ont analysé l'influence du degré de saturation sur la résistance à la liquéfaction du sable de Chlef, au moyen d'une série d'essais triaxiaux non drainés. Les résultats expérimentaux révèlent qu'une augmentation du degré de saturation conduit à une réduction de la résistance au cisaillement du sable. Il est toutefois constaté que la résistance maximale au cisaillement (q_{max}) diminue. Linéairement avec l'augmentation du coefficient de Skempton (B) (figure 1.15, 1.16)

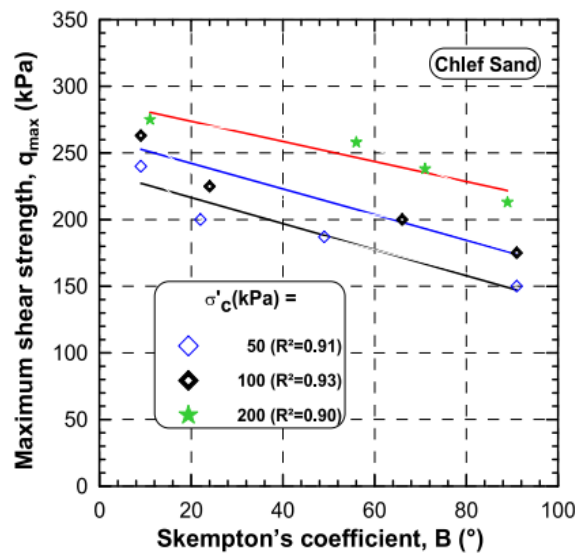


Figure. 1.15 : Résistance au cisaillement maximal en fonction de paramètre de Skempton (Merabet et al. 2020)

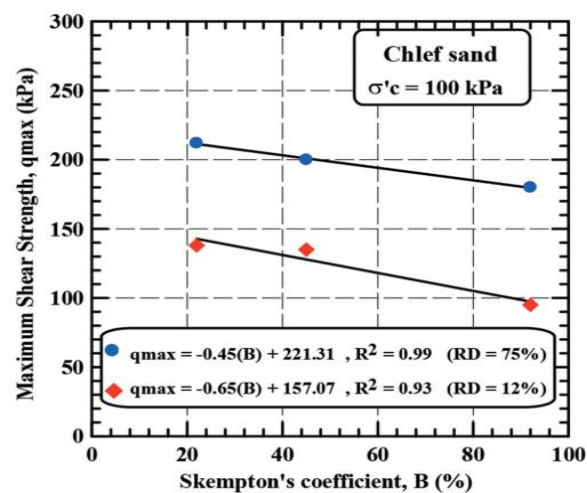


Figure. 1.16 : Résistance au cisaillement maximal en fonction de paramètre de Skempton (Krim et al. 2021)

Tran et al. (2022) présente deux essais avec un degré de saturation de 0,97 pour l'essai entièrement saturé et un B de 0,6 pour l'essai non saturée sur le sable de Hostun. Les observations révèlent que le degré de saturation initial a un impact considérable sur le comportement du spécimen. Une réduction de la valeur de B de 0,97 à 0,6 conduit à une augmentation du CSR de 0,25 à 0,35 ainsi qu'une augmentation du nombre de cycles avant la liquéfaction, passant de 222 cycles à 432 cycles comme indique dans la figure 1.17. L'augmentation de la pression interstitielle à la liquéfaction révèle un mécanisme à deux pics pour les essais saturés et non saturés. Cela signifie que, lors d'un cycle, l'échantillon transite à

deux reprises de la phase de dilatance à celle de contractance. Ceci constitue une propriété de la mobilité cyclique, propre à la liquéfaction du sable en état dense.

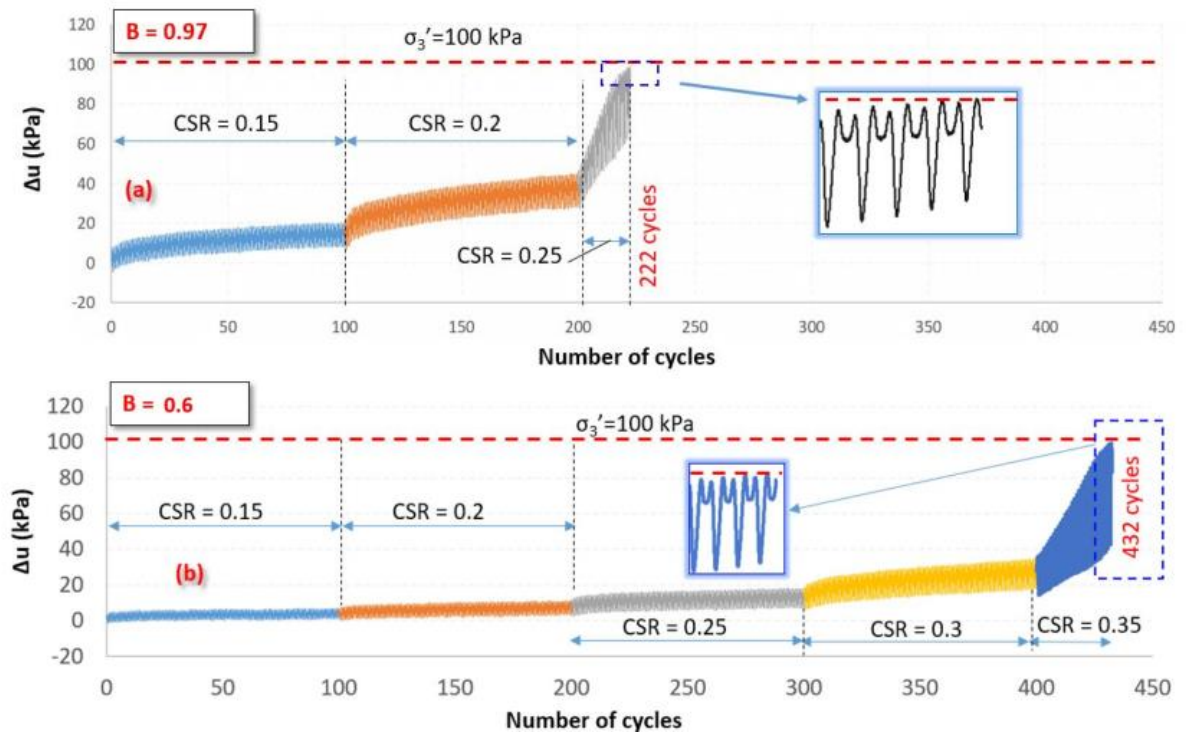


Figure 1.17: Augmentation de la pression interstitielle pour un échantillon saturé (a) et un échantillon non saturé (b)

1.4. Effet des caractéristiques granulométriques

La granulométrie est un facteur crucial pour la résistance au cisaillement non drainée des sols, particulièrement pour les matériaux granulaires comme les sables et les mélanges sable-fines. Des recherches récentes ont souligné l'impact des propriétés granulométriques, telles que la répartition des tailles, la dimension des particules et la morphologie des grains, sur le comportement mécanique des sols Azaiez et al (2021) ; Hazout et al (2022). Typiquement, les sols à gros grains génèrent une résistance au cisaillement plus élevée grâce à l'augmentation et à la diminution des indices de vide par enchevêtrement Zuo et al (2023) ; Taibi et al (2023) ; Cherif Taiba et al (2023).

Liu et al. (2014) ont réalisés d'essais triaxiaux sur deux matériaux "billes de verre et sable d'Hostun" dans le but d'étudier l'influence de la granulométrie en termes du coefficient d'uniformité sur le comportement mécanique des matériaux étudiés. Leurs spécimens ont été préparé avec une densité relative initiale ($D_r=42\%$). Ils ont trouvé que la résistance au cisaillement non drainée diminue avec l'augmentation du coefficient d'uniformité du mélange

De 1.1 à 20. De plus, ils ont trouvé la présence des relations polynomiales avec des coefficient des détermination ($R^2=0.98$ et 0.99) entre la résistance au cisaillement non drainée et le coefficient d'uniformité (C_u) des sols testés comme indique la (Figure 1.18).

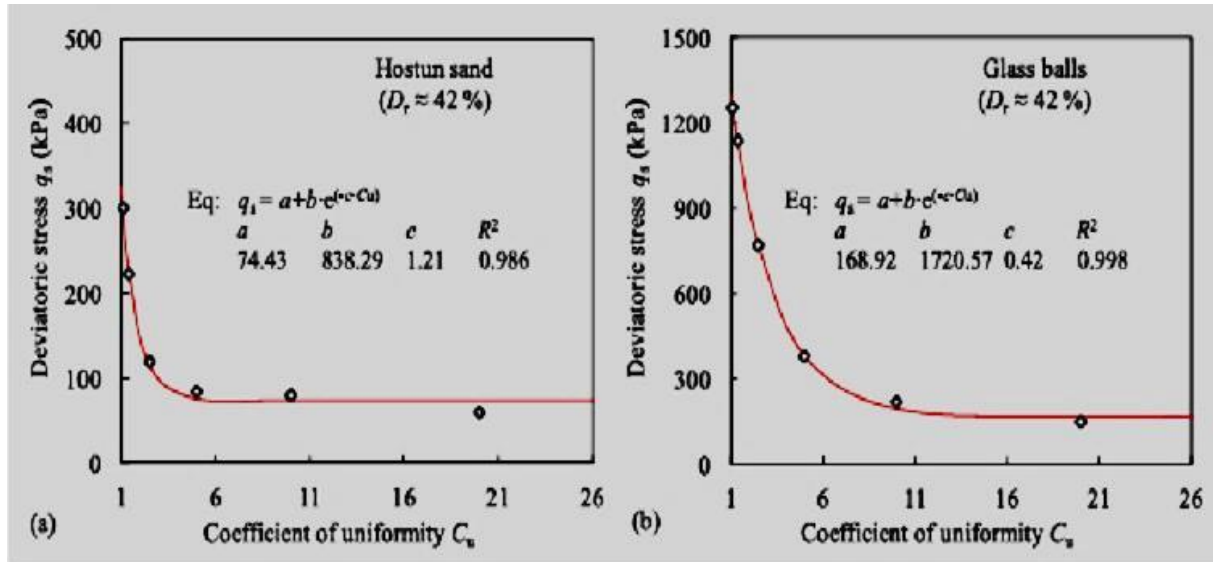


Figure 1.18 : Influence du coefficient d'uniformité sur la résistance au cisaillement non drainée des Matériaux granulaires. (a) sable d'Hostun (b) billes de verre. Liu et al. (2014).

La Figure 1.19 illustre les résultats d'essais de cisaillement non drainé effectués sur des mélanges de sable de Chlef et de sable de Fontainebleau, incorporant des fines faiblement plastiques, pour des proportions de fines (F_c) allant de 0 à 40 %, une densité relative constante ($D_r = 52\%$) et une pression de confinement de 100 kPa (P'_c). Ces essais, menés par Cherif Taiba et al. (2016), visaient à évaluer l'influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement des mélanges étudiés. Ils ont observé une diminution progressive et quasi linéaire de la résistance non drainée avec l'augmentation du coefficient d'uniformité (C_u) et de la teneur en fines (F_c), en particulier dans le cas du mélange sable de Fontainebleau–limon. Cette tendance était moins marquée pour le mélange sable de Chlef–limon. En parallèle, les paramètres granulométriques caractéristiques (D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60}) confirment cette influence.

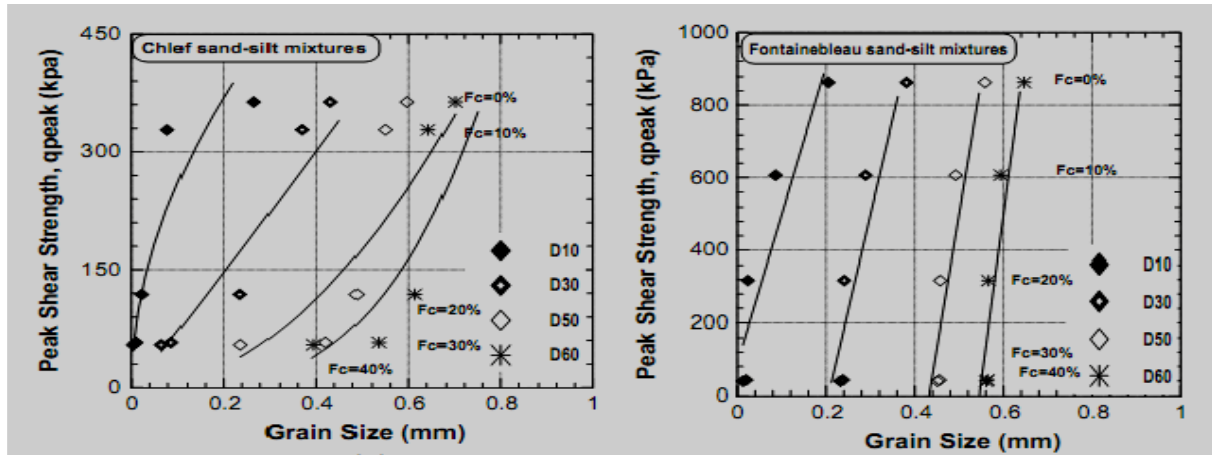
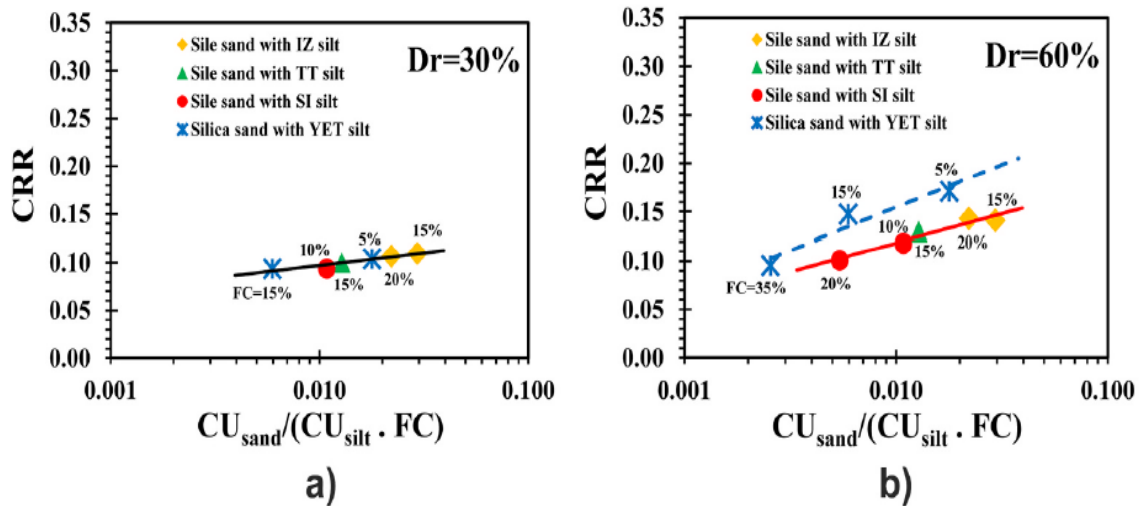


Figure 1.19 : Influence des caractéristiques granulométriques sur la résistance au cisaillement non drainée d'un sable limoneux. Cherif Taiba et al. (2016)

Yang et Wei (2012) ont rapporté que l'ajout de fines à forme arrondie au sable hôte réduisait l'angle de frottement maximal. De plus, Xiao et al (2017). Ont constaté que la teneur en fines des sables moyennement denses avait une influence appropriée sur l'angle de frottement maximal et excessif. Par ailleurs, Deng et al (2021) ont examiné l'influence de la dimension des particules sur les angles de frottement des sables. Leurs recherches ont révélé qu'une augmentation de la taille des particules entraînait une réduction des angles de frottement et de dilatation maximaux, en raison du phénomène de flambage des colonnes de particules, lui-même affecté par la finesse de la colonne de grains.

L'effet de la distribution granulométrique au moyen du coefficient d'uniformité est également étudié dans la littérature, mais pas autant que l'influence de la teneur en fines. Dans l'étude effectué par Monkul et al. (2021), ils ont trouvé que une nouvelle équation a été développée afin de prédire la résistance à la liquéfaction cyclique du sable limoneux en tenant compte des coefficients d'uniformité des fractions de sable (CU_{sand}) et de limon (CU_{silt}) qui composent le sol, ainsi que de sa teneur en fines (figure 1.20). De plus il existe en effet une corrélation remarquablement bonne entre la résistance à la liquéfaction cyclique des sables limoneux et leur distribution granulométrique sous la forme d'une relation logarithmique donnée par L'équation (1.3) :

$$CRR = M_1 \ln\left(\frac{CU_{sand}}{CU_{silt} \cdot FC (\%)}\right) + M_2 \quad 1.3$$



Dans leur étude approfondie, Wang et al. (2022) ont analysé l'impact de la granulométrie sur les propriétés de cisaillement des sols soumis à de grands déplacements, en intégrant également les effets d'un traitement thermique. Leurs résultats ont clairement démontré que la distribution des tailles de particules constitue un paramètre fondamental gouvernant la résistance au cisaillement. Plus précisément, la présence accrue de fines confère au sol une résistance résiduelle significativement supérieure, attribuée à une meilleure réorganisation des particules et à une densification locale favorisant la mobilisation d'une résistance post-rupture plus élevée. Megrousse et al. (2024) ont conduit une série de 99 essais de cisaillement direct à la boîte afin d'étudier le comportement mécanique de sols sableux présentant divers diamètres moyens de grains ($D_{50} = 2,00$ mm, $1,00$ mm et $0,63$ mm). Chaque spécimen incorporait de 0 à 0,8 % de fibres de doum brutes et de 0 à 1 % de fibres de doum traitées, avec un intervalle de 0,2 %. Les échantillons ont été préparés avec une densité relative élevée ($Dr = 87\%$) et soumis à trois niveaux de contraintes normales (100, 200 et 400 kPa). Les données expérimentales révèlent qu'une augmentation de la taille moyenne des grains est corrélée à une élévation de l'angle de frottement interne, aussi bien pour les échantillons renforcés non traités que pour ceux ayant fait l'objet d'un traitement. De plus, La tendance observée concernant l'évolution de l'angle de frottement interne est attribuée à l'augmentation de la taille moyenne des grains, laquelle entraîne un grossissement significatif des particules. Ou, une granulométrie moyenne de $D_{50} = 2$ mm conduit à des échantillons constitués de particules plus grossières que ceux préparés avec une taille moyenne de 1 mm, cette différence devenant encore plus marquée en comparaison avec les échantillons reconstitués à partir d'un $D_{50} = 0,63$ mm comme illustre dans la figure 1.21.

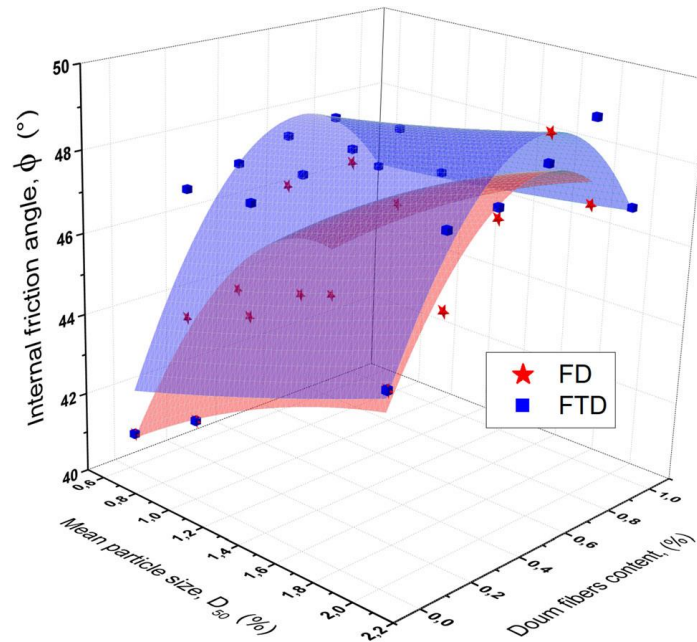


Figure 1.21 : Variation de l'angle de frottement interne selon la taille moyenne des grains et la proportion de fibres de doum, Megrousse et al. (2024).

Megrousse et al. (2025) ont conduit une série d'expériences de cisaillement direct sur trois types de sable de rivière, chacune ayant une granulométrie moyenne différente ($D_{50} = 2,00$ mm, 1,00 mm et 0,63 mm). Ces sables ont été mélangés à des quantités variables de déchets de verre concassés ($CWG = 0, 10, 20$ et 30%) et soumis à trois contraintes normales différentes : 50, 200 et 400 kPa. Leurs résultats démontrent que l'angle de frottement interne s'accroît pour les sables purs et les mélanges à mesure qu'augmentent le D_{50} et les pourcentages de déchets de verre concassés. De plus, il convient de noter que pour $D_{50} = 2,00$ mm, une augmentation de la teneur en verre concassé jusqu'à 30% entraîne un angle de frottement interne plus élevé (figure 1.22). Cela signifie que les combinaisons contenant des particules de sable plus grosses et une proportion plus élevée de verre concassé présentent des angles de frottement interne plus élevés que les mélanges contenant des particules de sable plus petites et une proportion plus faible de CWG.

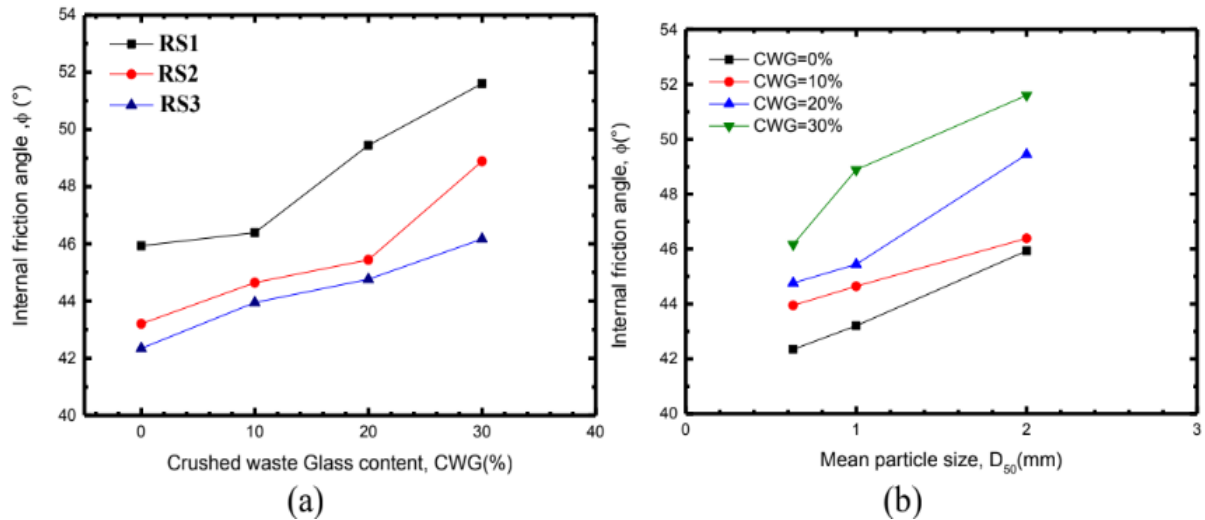


Figure 1.22: Angle de frottement interne des matériaux testés varie :

a- angle de frottement interne par rapport à D_{50} , b- angle de frottement interne par rapport à la teneur en CWG Megrouse et al. (2025)

1.5. Influence des conditions initiales sur le comportement mécanique des sols non drainée

1.5.1. Densité relative initiale

Castro (1969) ait mis en évidence l'impact de la densité relative initiale sur le comportement à la liquéfaction, plusieurs chercheurs ont depuis confirmé ses conclusions en explorant d'autres types de matériaux et en adoptant diverses méthodes expérimentales. Des essais triaxiaux menés par Verdugo (1992) ont permis d'analyser l'effet de la densité relative sur le comportement du sable de Toyoura. Ces travaux ont ensuite été discutés par Yoshimine et Ishihara (1998), qui ont mis en évidence une transition progressive du comportement contractant vers un comportement dilatant à mesure que la densité relative augmente (Figure 1.23). Des résultats similaires ont été rapportés par plusieurs chercheurs, notamment Benahmed (2001), Rees (2010), ainsi que Nguyen (2014).

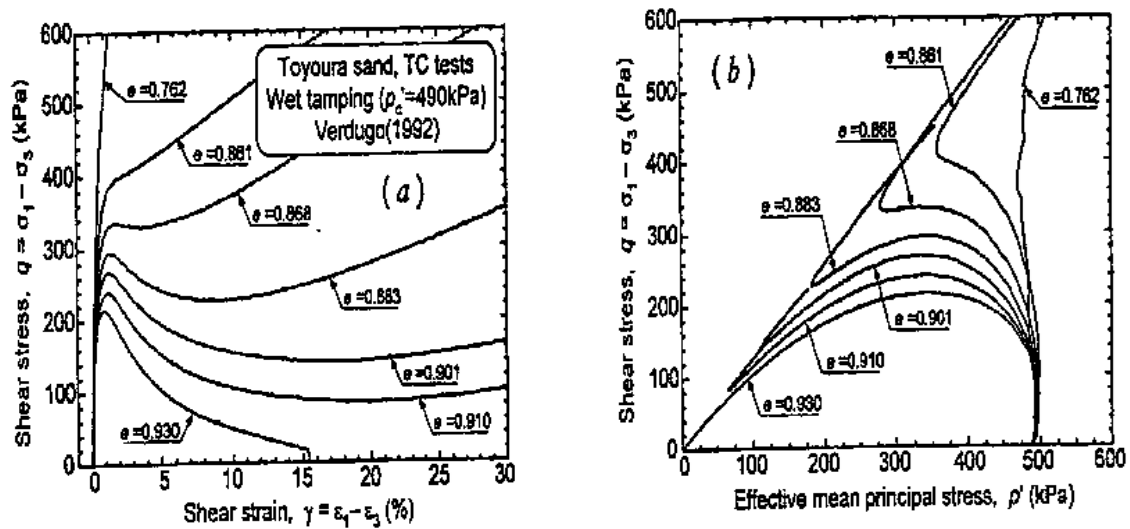


Figure 1.23 : Evolution du comportement non drainé avec l'augmentation de la densité relative (Yoshimine et Ishihara., 1998).

Arab A. et Shahrour I. (2010) ont mené des essais en laboratoire afin d'analyser l'influence de la densité relative sur le potentiel de liquéfaction de trois variétés de sable : Hostun RF, Chlef et Rass. Cette recherche repose sur des essais triaxiaux non drainés effectués sur des spécimens affichant des densités relatives de $I_d = 0,15, 0,5$ et $0,65$, sous une pression de confinement initiale de 100 kPa (Figure 1.24). Les données recueillies démontrent de manière évidente qu'une augmentation de la densité relative induit une amélioration notable de la résistance à la liquéfaction des sables. Il a été observé que le sable d'Hostun RF possède une résistance à la liquéfaction supérieure à celle des sables de Chlef et de Rass. Cette supériorité s'explique par la nature dilatante du sable d'Hostun RF, contrairement aux sables de Chlef et de Rass, qui présentent un comportement contractant.

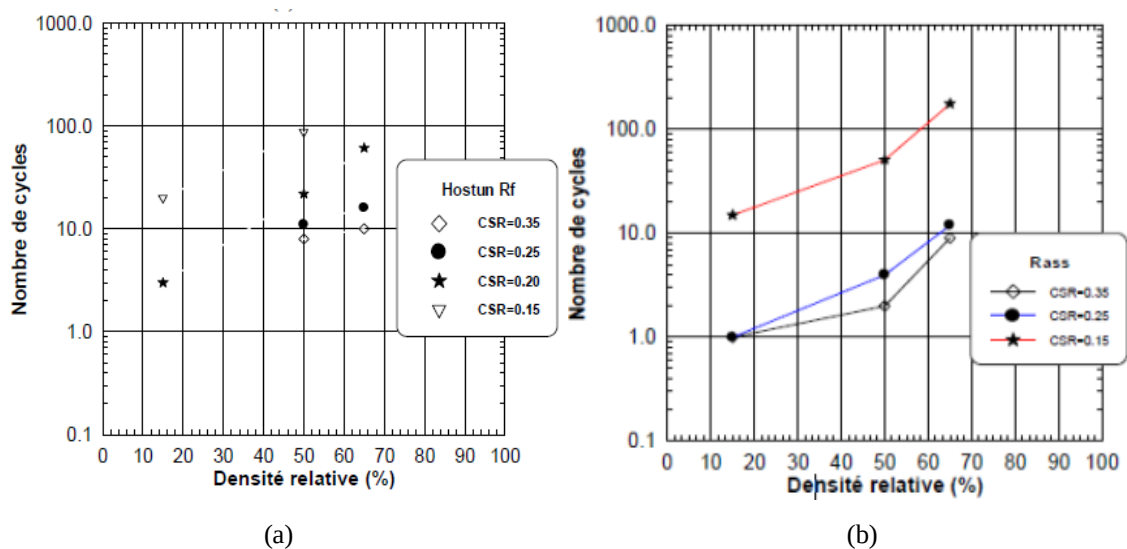


Figure 1.24 : Influence de la densité initiale sur la liquéfaction

a) Sable d'Hostun Rf, b) sable de Rass (Arab et Shahrour., 2010)

Krim et al. (2021) ont mené une série d'essais triaxiaux non drainés afin d'évaluer l'impact de la densité relative initiale ($D_r=12\%$ et 75%) sur la résistance au cisaillement du sable de Chlef. Ces essais ont été effectués sous une pression de confinement constante de 100 kPa , en prenant en compte trois niveaux du coefficient de Skempton $B=22, 45$ et 92% . La Figure 1.25 expose les résultats expérimentaux, mettant en lumière l'influence conjointe de la densité initiale et du degré de saturation sur le comportement mécanique en régime non drainé. Ces données révèlent de manière évidente que la résistance au cisaillement maximale et résiduelle s'accroît avec l'augmentation de la densité relative, de 12% à 75% , ainsi qu'avec l'accroissement du coefficient de Skempton. Néanmoins, la pression interstitielle décroît à mesure que la densité relative augmente et que le coefficient de Skempton diminue.

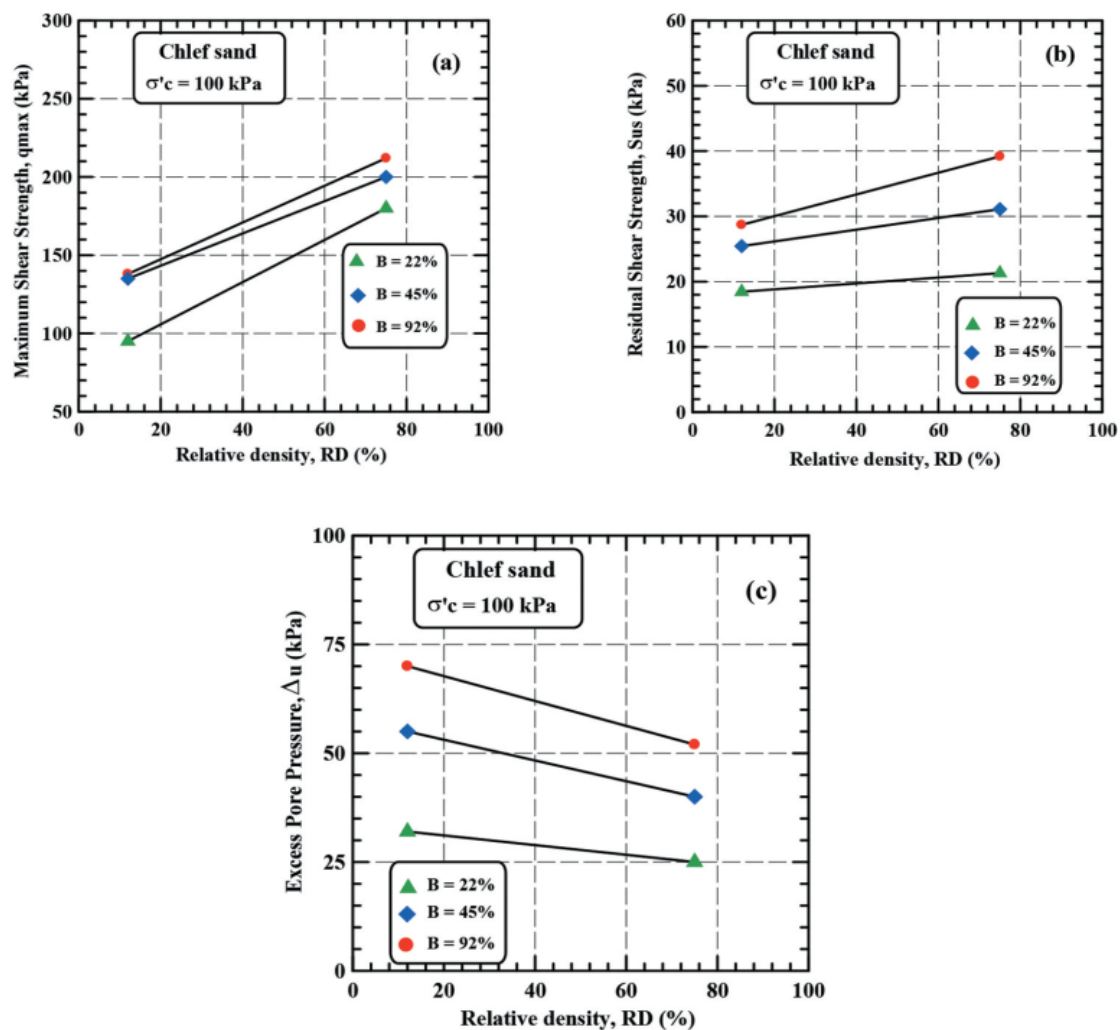


Figure 1.25 : Effet de la densité relative pour différentes valeurs du coefficient de Skempton (B) (Krim et al. 2021).

1.5.2. Pression de confinement

L'influence de la pression de confinement sur le comportement des sables vis-à-vis de la liquéfaction fait l'objet de débats et d'investigations depuis de nombreuses années dans la littérature publiée (Vaid et Chern., 1985, Sladen., 1985, Riemer et Seed., 1997, Yamamuro et Lade., 1997, Rees., 2010 et Nguyen., 2014, Mahmoudi et al., 2018). Une série d'essais réalisés par Verdugo (1992) est représentée sur la Figure 1.26. Les échantillons présentant un indice des vides identique et soumis à diverses pressions de confinement. Il est manifestement constaté qu'à de faibles niveaux de pression de confinement, les échantillons exhibent un comportement dilatant. La Figure 1.26a révèle que le déviateur de contraintes atteint un sommet pour de faibles déformations, puis s'accroît de manière continue jusqu'à une valeur stable. Le chemin de contraintes correspondante (Figure 1.26b) progresse à droite de la pression de confinement. L'accroissement du niveau de contrainte a pour conséquence d'accentuer le caractère contractant du matériau, avec un pic plus prononcé et plus élevé. Le déviateur diminue transitoirement avant d'atteindre la même résistance finale. Dans cette situation, le chemin de contraintes effectives indique une réduction de la contrainte moyenne effective jusqu'à des déformations importantes, où une récupération de la résistance est constatée. Tous les échantillons parviennent au même état de résistance ultime, correspondant à l'état stable de déformations "steady state".

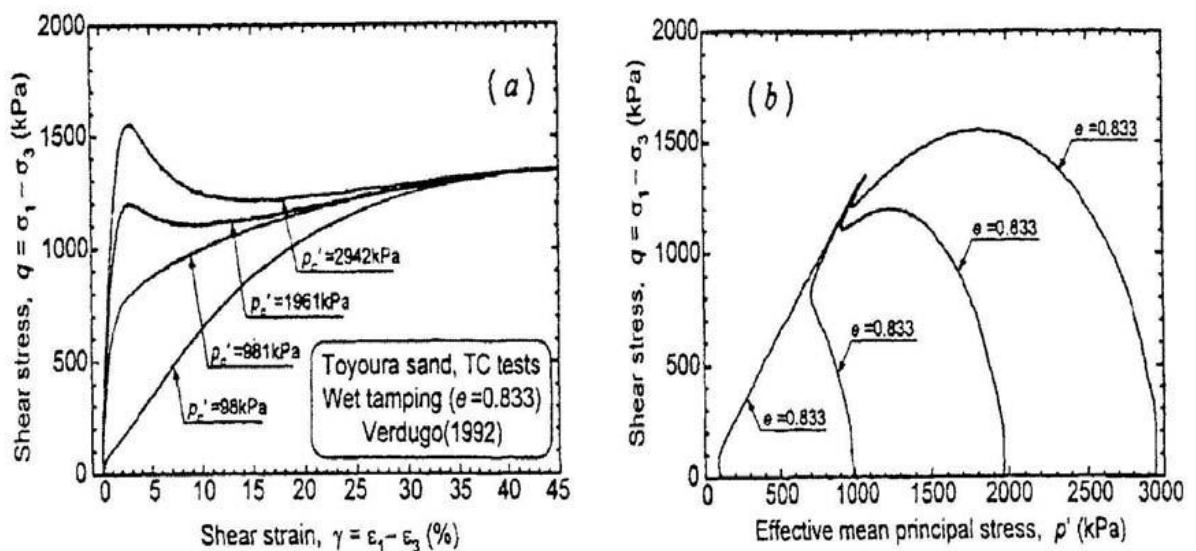


Figure. 1.26 : Effet de la pression de consolidation sur le comportement non drainé du sable de Toyoura Verdugo (1992).

Benahmed (2001) a mis en évidence que l'augmentation du niveau de pression de confinement contribue à stabiliser le matériau face à l'initiation de la liquéfaction, en

augmentant sa résistance au pic à partir duquel l'instabilité se manifeste. Elle observe que, dans le cas des sables très lâches, les chemins de contraintes effectives sont homothétiques et forment une surface orientée vers l'origine des axes (Figure 1.27).

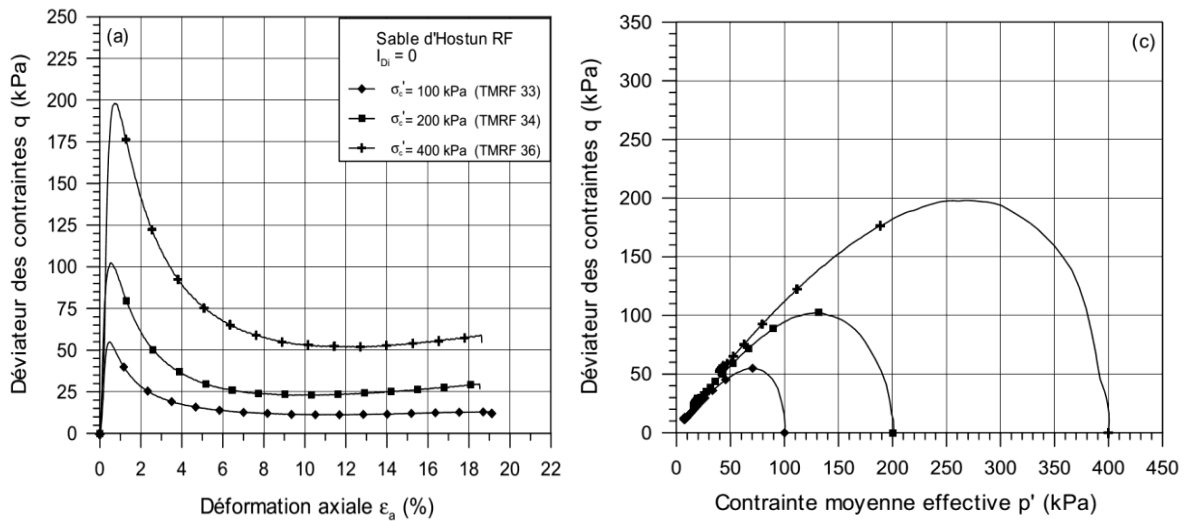


Figure 1.27 : Impact de la pression de confinement sur la liquéfaction statique du sable d'Hostun RF (Benahmed N., 2001)

Une étude récente menée par Mahmoudi et al. (2018) a examiné le comportement mécanique du sable de Chlef au moyen d'essais triaxiaux monotones non drainés, effectués sur des échantillons reconstitués en laboratoire par pluviation sèche, avec une densité relative initiale constante de 52 % (Figure 1.28). Les observations ont révélé que la pression de confinement initiale a un impact significatif sur la résistance au cisaillement. En effet, un accroissement de la pression de confinement a entraîné une amélioration notable de la résistance au cisaillement développée par le matériau.

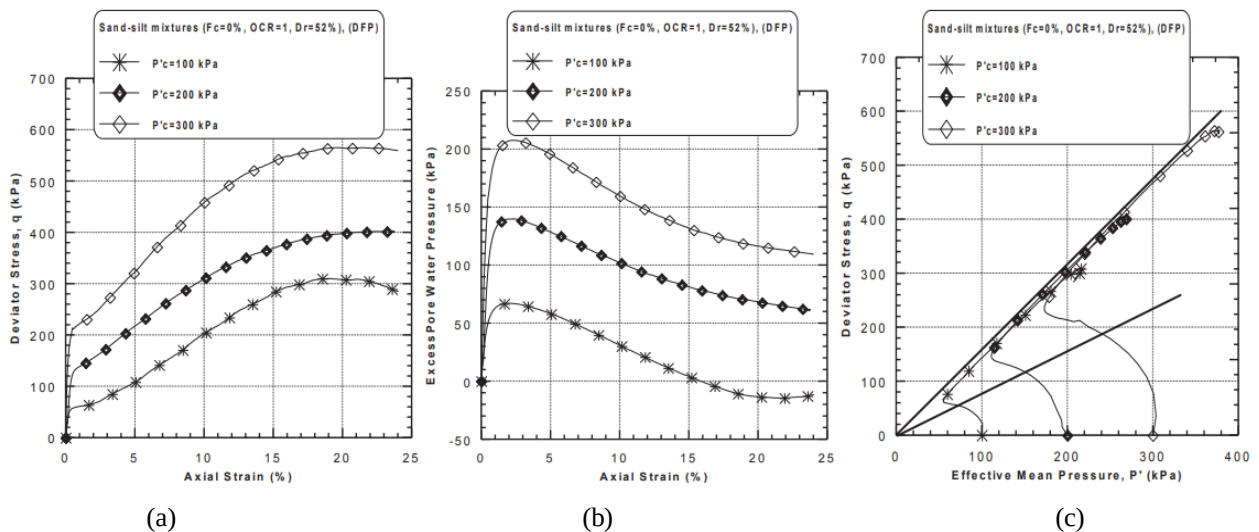


Figure 1.28 : Réponse non drainée du sable de Chlef ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2018).

1.5.3. Technique de reconstitution d'échantillons

La préparation des échantillons en laboratoire constitue une étape cruciale, car elle influence directement l'agencement géométrique des grains, conférant ainsi une structure particulière au squelette granulaire. Plusieurs méthodes de mise en place sont couramment utilisées, telles que la pluviation à sec, damage humide, sédimentation et technique sous compaction humide (De Gregorio., 1990, Ladd., 1974, Lade et Hernandez.,1977).

Mulilis et al. (1977) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur le sable de Monterey, reconstitué en laboratoire selon deux techniques distinctes : la pluviation à sec et le damage humide, en maintenant une densité relative constante de 50 % et une pression de confinement effective $P_c' = 54$ kPa. Les résultats ont montré que la résistance au cisaillement non drainée est plus élevée pour les échantillons préparés par damage humide que pour ceux reconstitués par pluviation à sec, comme le montre la Figure 1.29.

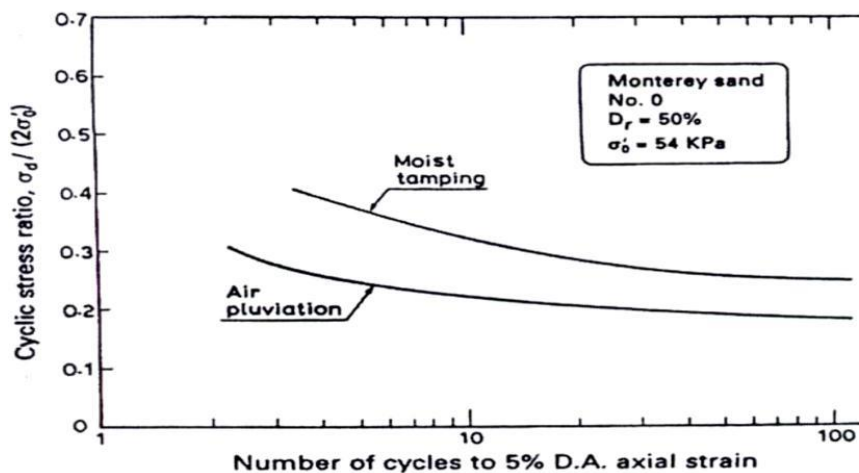


Figure 1.29 : Influence du mode de préparation sur la résistance au cisaillement non drainée. Mulilis et al., (1977).

De plus plusieurs études ont indiqué que les échantillons préparés avec la méthode de sédimentation présentent une résistance à la liquéfaction plus élevée que celle des échantillons préparés avec d'autres méthodes, telles que la pluviation sèche et le damage humide (Zlatovic et Ishihara 1997). Ces résultats sont cohérents avec d'autres travaux expérimentaux réalisés par d'autres chercheurs (Yamamuro et Wood.,2004, Benahmed et al., 2004) observent que les spécimens élaborés par compactage humide affichent une résistance à la liquéfaction supérieure à celle des spécimens préparés par pluviation sèche.

Sze et al. (2014) ont mené des essais cycliques sur des échantillons de sable de Toyoura préparés selon deux procédés distincts, à savoir la pluviation à sec et le compactage humide. Les tests ont été réalisés à deux densités relatives différentes ($Dr = 20\%$ et $Dr = 50\%$) afin d'analyser l'effet de la méthode de mise en place sur le comportement cyclique du sable de Toyoura., ils

ont montré que la résistance cyclique des échantillons préparé par damage humide est plus grande par rapport au échantillons préparé par pluviation à sec comme illustre dans la Figure1.30.

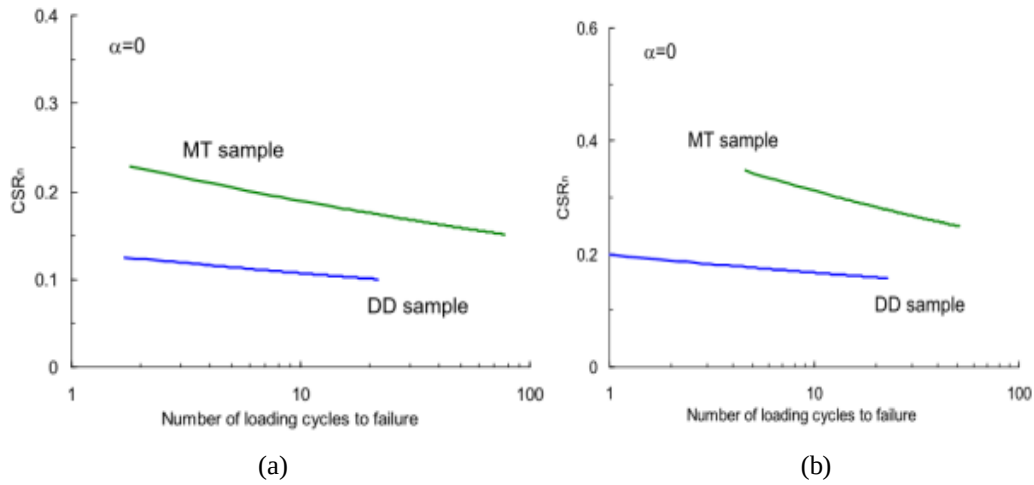


Figure 1.30: Influence de la méthode de déposition sur la réponse cyclique non drainée du sol de Toyoura, (a)- $Dr=20\%$, (b)- $Dr=50\%$, Sze et al., (2014).

1.5.4. Rapport de surconsolidation OCR

De nombreux chercheurs se sont penchés sur le comportement en cisaillement des sols surconsolidés et ont mis en évidence l'influence notable de la surconsolidation sur la réponse en cisaillement non drainé de ces sols (Ishihara et Takatsu, 1979 ; Khin et al., 2007 et 2009 ; Mahmoudi et al., 2016 et 2024).

Ishihara et Takatsu (1979) ont mené des essais cycliques sur des échantillons de sable surconsolidé, en prenant en compte la variation du coefficient des terres au repos K_0 . Ils ont défini le rapport de surconsolidation (OCR) comme le quotient entre la contrainte verticale maximale appliquée et celle présente à la fin du processus de surconsolidation (Figure. 1.31).

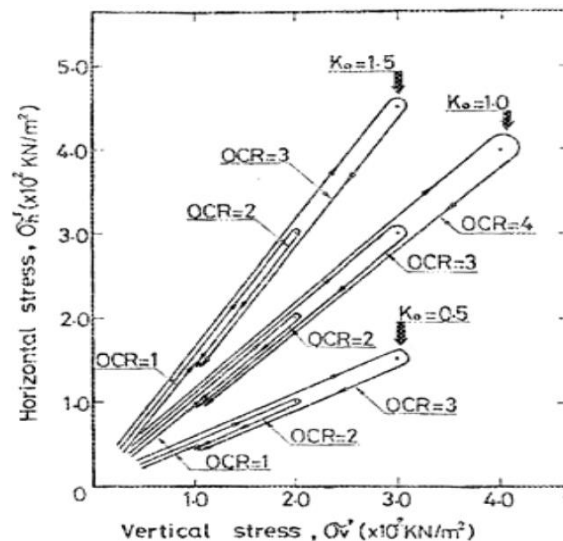
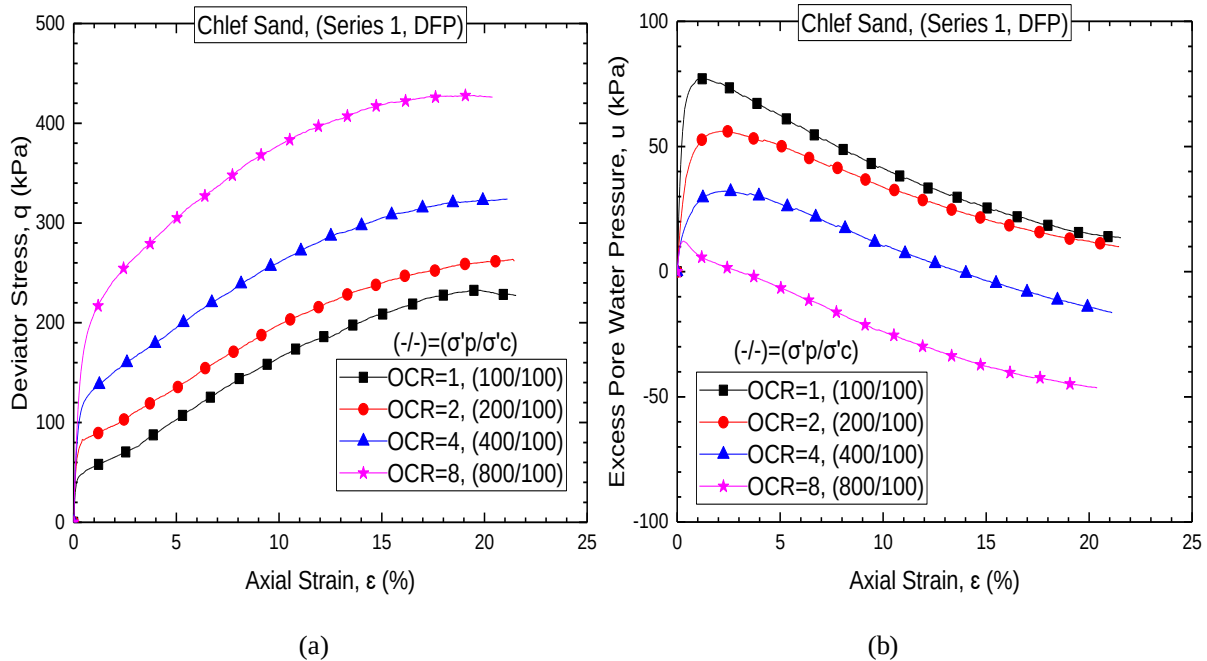
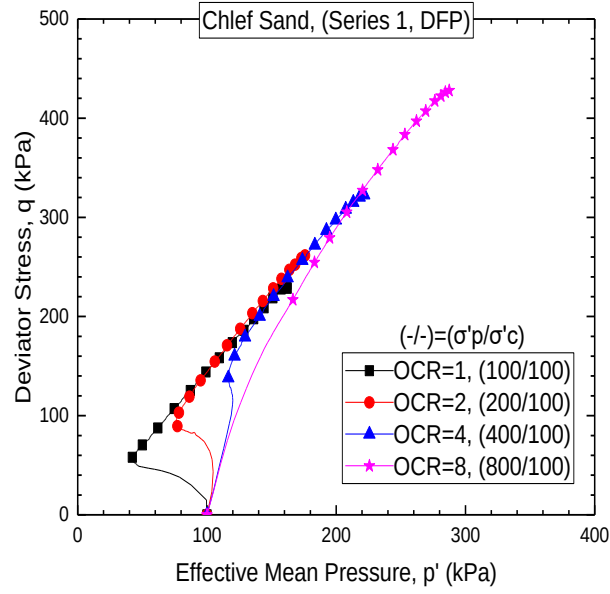


Figure 1.31 : Définition de la surconsolidation sous conditions K_0 (Ishihara et Takatsu., 1979).

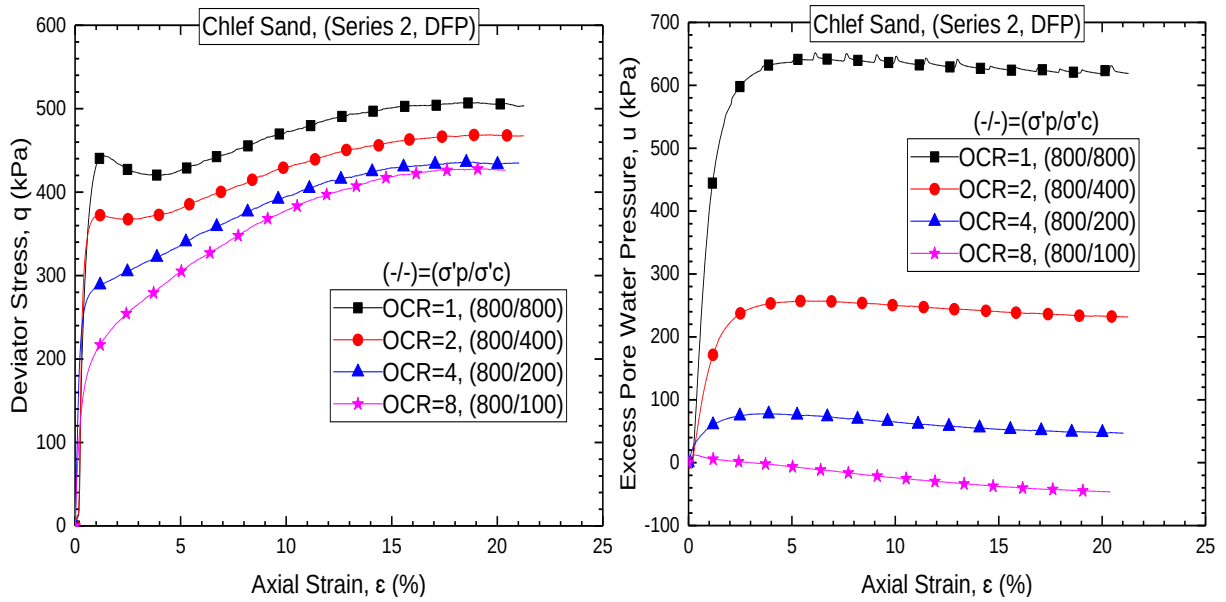
(Mahmoudi et al. 2024) ont mené deux séries d'essais de compression triaxiale ont été réalisées afin d'examiner et de comparer l'influence de OCR (OCR = 1, 2, 4 et 8) sur la réponse mécanique du sable de Chlef. Au cours de la première série, OCR a été réalisée en consolidant les échantillons à une pression de préconsolidation effective ($\sigma'_p = 100, 200, 400$ et 800 kPa) et en les déchargeant ensuite à une pression de confinement effective constante de 100 kPa (Figure 1.32). Dans la deuxième série d'essais, tous les échantillons ont été consolidés jusqu'à une pression de préconsolidation effective maximale constante de $\sigma'_p = 800$ kPa, puis soumis à un cisaillement sous différentes pressions de confinement effectives ($\sigma'_c = 800, 400, 200$ et 100 kPa), comme illustré à la Figure 1.33 en recourant à deux méthodes distinctes de préparation des échantillons, à savoir la pluviométrie à sec et le compactage humide. Les résultats expérimentaux ont montré une augmentation significative de la résistance au cisaillement corrélée à l'accroissement de l'OCR dans la première série d'essais, avec la tendance opposée observée dans la pression interstitielle. Pour la deuxième série, une augmentation du paramètre OCR a permis de minimiser la résistance au cisaillement et la pression interstitielle (bien que la tendance de l'évolution de la pression d'interstitielle n'ait pas vraiment reflété le comportement de la contrainte déviatorique pour cette série).





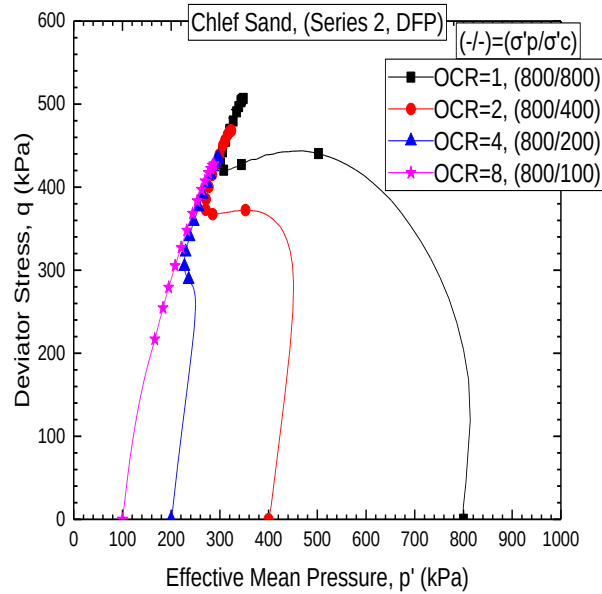
(c)

Figure 1.32: Effet du rapport de surconsolidation sur le comportement mécanique non drainé du sable de Chlef (Série 1, $\sigma'_c=100$ kPa) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2024)).



(a)

(b)



(c)

Figure 1.33: Effet du rapport de surconsolidation sur le comportement mécanique non drainé du sable de Chlef ; (Série 2, $\sigma'_p=800$ kPa) ; (a) - Evolution du déviateur de contrainte, (b) - Evolution de la pression interstitielle, (c) - Chemin de contrainte de liquéfaction, (Mahmoudi et al. (2024)).

1.6. Influence de la teneur en fines

L'impact des fines sur le comportement non drainé des mélanges sable-limon est bien documenté dans la littérature, bien que les conclusions des chercheurs soient souvent divergentes. Certaines études ont indiqué que la résistance à la liquéfaction s'accroît avec l'augmentation de la teneur en fines dans le mélange (Pitman et al., 1994 ; Polito et Martin, 2001), tandis que d'autres ont observé une réduction de cette résistance en fonction de l'augmentation des fines (Yamamuro et Lade, 1997). Par ailleurs, certains travaux ont montré que la résistance à la liquéfaction du sable diminue initialement lorsque la teneur en limon augmente, atteignant un seuil minimal avant d'évoluer différemment, puis augmentait de nouveau à mesure que la teneur en limon continuait d'augmenter Koester (1994).

Lade et Yamamuro (1997) ont mis en évidence que l'interaction entre la matrice sableuse et celle des particules fines engendre une structure spécifique, particulièrement compressible, résultant de l'agencement entre les particules grossières et les fines du sol. Initialement, les fines s'installent aux points de contact entre les grains de sable. Suite à un cisaillement, ces particules fines tendent à se déplacer et à occuper les vides compressibles du sable lâche, en particulier lorsque leur pourcentage reste faible (Figure 1.34).

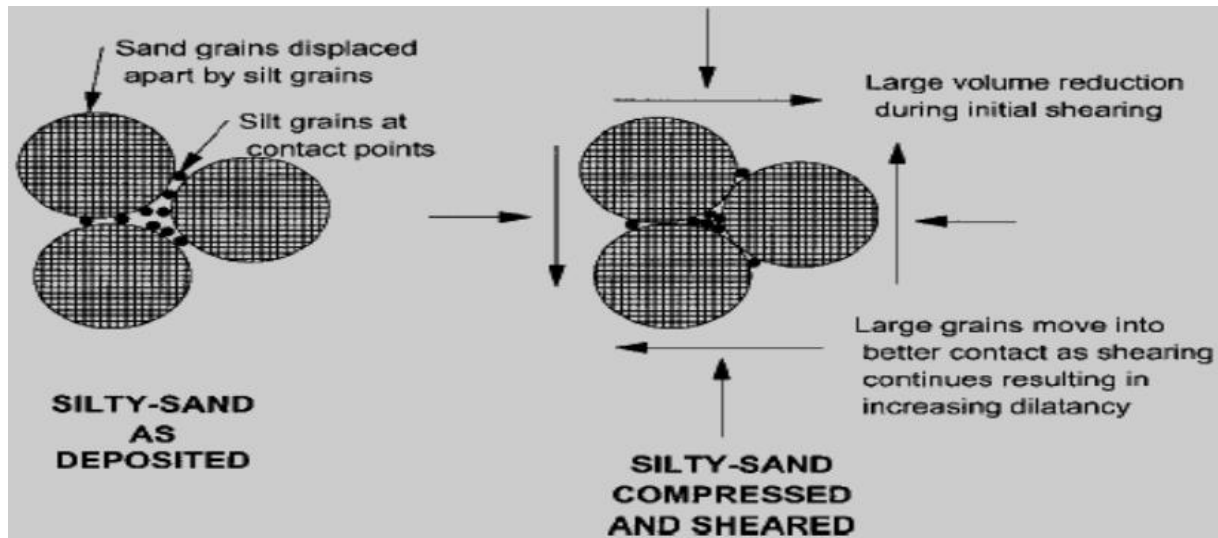


Figure 1.34 : Schématisation de la densification après le cisaillement de la structure (Lade et Yamamuro., 1997)

Abedi et Yasrobi (2010) ont réalisé des essais triaxiaux non drainés sur des sables purs ainsi que sur des mélanges sable-kaolinite, préparés de manière à obtenir des indices des vides globaux similaires (voir Figure 1.35). Leurs résultats ont révélé que la résistance maximale au cisaillement des échantillons diminue proportionnellement à l'augmentation de la teneur en fines, cette tendance étant constante sur toute la gamme des teneurs en fines examinées, mais le taux de réduction de la résistance devient moins prononcé au-delà de 10 % de fines, et tend à se stabiliser autour de 20 %, indiquant une influence marginale supplémentaire au-delà de ce seuil.

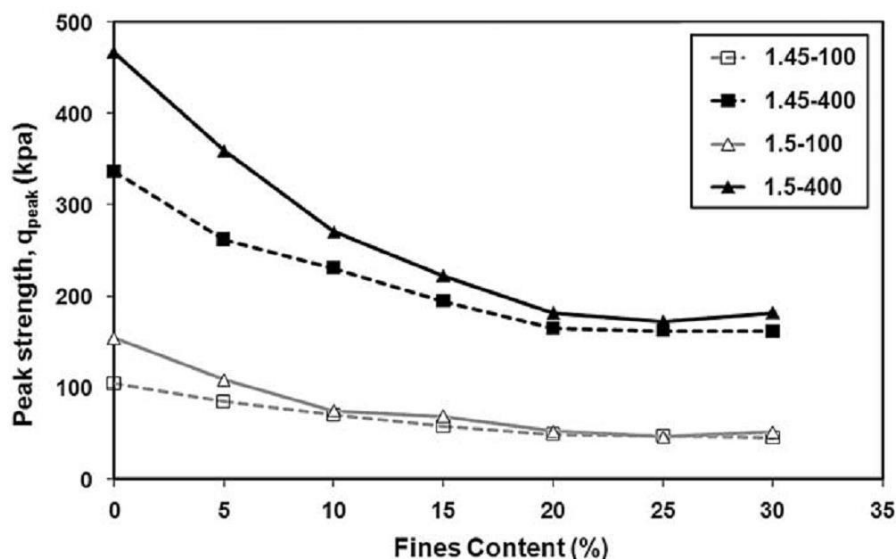


Figure 1.35 : Influence de la teneur en fines plastiques sur la résistance au pic de déviateur (Abedi et Yasrobi 2010)

Karimian et Hassanlourad (2018) ont étudié le comportement au cisaillement non drainé d'un mélange sable-limon, des échantillons ont été préparés avec des teneurs en limon de 0 %, 10 %, 20 %, 40 %, 60 % et 80 %, puis testés sous des pressions de confinement de 50, 100, 150 et 300 kPa comme indique à la figure 1.36. Les résultats des essais ont montré que les indices de vide minimum étaient atteints pour les mélanges contenant entre 20 % et 30 % de limon. La présence de limon jusqu'à 40 % modifie le comportement contrainte-déformation et pression interstitielle-déformation du sol, tandis qu'une augmentation supplémentaire de la teneur en limon n'a pas d'effet significatif sur le comportement du mélange. Par ailleurs, la présence de particules de limon entre les grains de sable augmente l'angle de frottement interne effectif du sol à l'état critique.

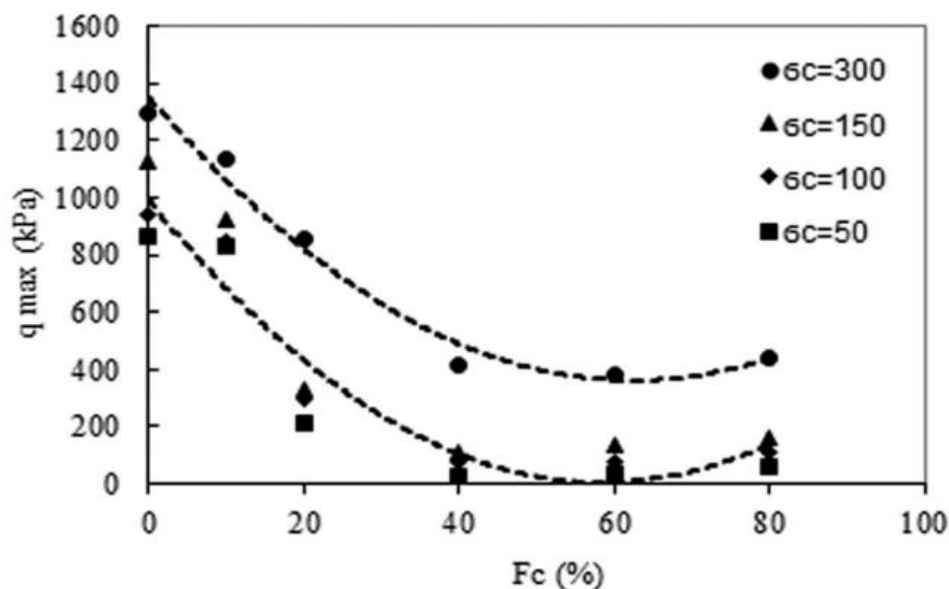


Figure 1.36 : Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en fines (Karimian et Hassanlourad 2018)

1.7. Notion sur les sols non saturé

Pour de nombreuses applications géotechniques conventionnelles, les sols sont supposés être saturés. Un sol saturé est considéré comme ayant deux phases, à savoir les phases solides (sol) et liquide (l'eau), et tous les pores d'un sol saturé sont occupés par l'eau. Le comportement en ingénierie des sols saturés peut être décrit en termes d'une variable d'état de contrainte unique, ($\sigma' = \sigma - u_w$) Terzaghi (1943). Un sol qui est dans un état non saturé consiste en quatre phases différentes. Deux phases qui coulent sous l'influence du gradient de contrainte (l'air et l'eau) et deux phases qui arrivent à l'équilibre sous l'influence du gradient de contrainte, les

particules de sol formant un arrangement structurel et la peau contractile formant une partition entre les phases fluides (Fredlund et Morgenstern., 1977, Fredlund et Rahardjo., 1993).

1.7.1. Courbe caractéristique sol-eau (SWCC)

Le comportement des sols non saturés dépend fortement de l'intensité de la succion du sol, laquelle est elle-même influencée par la teneur en eau du sol pour un sol donné. La courbe caractéristique sol-eau (SWCC) représente la capacité d'un sol à retenir l'eau sur une gamme de valeurs de succion Fredlund (2002). La courbe caractéristique de succion de l'eau dans les sols (SWCC) établit la relation entre la quantité d'eau contenue dans les pores du sol — généralement exprimée par la teneur en eau gravimétrique (w), la teneur en eau volumique (θ) ou le degré de saturation (S_r) — et la succion exercée par le sol. Ces trois paramètres fournissent une information équivalente si le volume initial de l'échantillon de sol reste constant. La SWCC peut être établie en équilibrant un échantillon de sol à une série de succions appliquées différentes ou en utilisant plusieurs échantillons équilibrés chacun à une succion différente Fredlund et al., (2001). La succion matricielle et la succion totale, notamment dans les domaines de succion plus élevés, sont souvent tracées ensemble pour générer la courbe SWCC complète. Les SWCC sont généralement déterminées en laboratoire à l'aide d'extracteurs à plaques poreuses et de tests utilisant des solutions salines.

La relation englobe à la fois les processus de désorption (ou de séchage) et d'absorption (ou d'humidification). La courbe de séchage diffère de la courbe d'humidification en raison de l'hystérésis, laquelle peut être expliquée par la nature complexe de la structure des pores du sol. Ce phénomène est causé par plusieurs facteurs, tels que l'irrégularité géométrique des pores individuels, les variations de l'angle de contact durant le séchage et l'humidification, l'air piégé dans les vides, et le développement de l'interface air-eau pendant les processus de séchage ou d'humidification Fredlund et Rahardjo., (1993).

La courbe caractéristique sol-eau (SWCC) est reconnue comme une relation clé pour évaluer le comportement des sols non saturés. Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer les variations de volume, la résistance au cisaillement, le coefficient de perméabilité, ainsi que des phénomènes tels que la diffusion, l'adsorption, le transfert de vapeur, la conductivité thermique, et d'autres propriétés caractéristiques des sols non saturés, en se basant en partie sur les informations fournies par la SWCC (Fredlund et Rahardjo., 1993, Fredlund., 2000).

1.7.2. Caractéristiques du SWCC (zones identifiables du SWCC)

Les principaux paramètres utilisés pour définir la courbe de rétention d'eau du sol (SWCC) incluent : la succion d'entrée d'air (AEV) et la teneur en eau résiduelle (θ_r). L'AEV d'un sol peut être définie comme la valeur de la succion à laquelle l'air commence à pénétrer dans les plus grands pores du sol. La teneur en eau résiduelle correspond à la quantité d'eau dans le sol pour laquelle une augmentation significative de la succion est nécessaire afin d'extraire davantage d'eau (Fredlund et Xing, 1994). Autrement dit, c'est la teneur en eau au-delà de laquelle une hausse de la succion n'entraîne plus de variation notable de cette teneur.

Une courbe caractéristique de rétention d'eau typique (SWCC) présente différentes zones le long de la courbe de dessèchement. (White et al., 1970, Vanapalli.,1994 et Lu & Likos 2004) ont défini trois zones de désaturation comme suit (Figure. 1.37) :

- La zone d'effet de bord (zone de saturation), où presque tous les pores du sol sont remplis d'eau et le sol reste saturé ;
- La zone de transition (zone de désaturation), où le sol commence à se désaturer et la teneur en eau ou le degré de saturation diminue de manière significative avec l'augmentation de la succion ;
- La zone résiduelle se caractérise par une augmentation significative de la succion qui provoque seulement de faibles variations de la teneur en eau ou du degré de saturation du sol, en raison d'une phase aqueuse discontinue. La teneur en eau du sol au début de cette zone est généralement désignée comme la teneur en eau résiduelle ;

Il est admis qu'une répartition similaire s'applique à la courbe d'humidification (Fredlund., 2000).

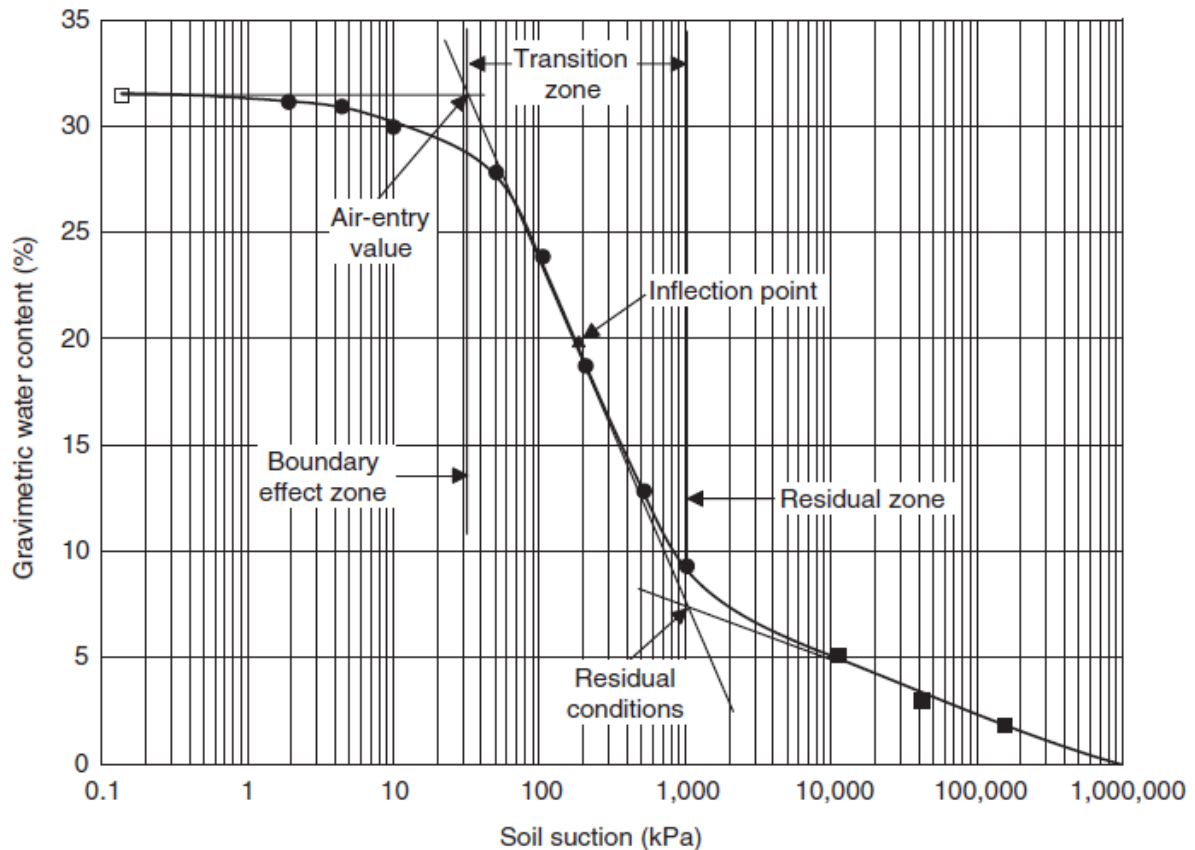


Figure 1.37 : Représentation de différentes zones le long de la courbe de dessèchement

1.7.3. Influence du type de sol et la teneur en fines sur le comportement des sols non saturés

Les sols constitués de particules plus petites, comme le limon et l'argile, présentent généralement un espace poral plus réduit et une surface spécifique relative plus élevée, ce qui les amène à se désaturer plus lentement (Vanapalli et al. 1999). En revanche, les sols grossiers, comme le sable, possèdent une pression d'air d'entrée (PAE) plus faible et présentent un point distinct à partir duquel ils commencent à se désaturer rapidement à mesure que la succion augmente. Le taux de désaturation dépend de la distribution des pores dans le sol. Une étude menée par Cote & Konrad (2002) a montré que la taille maximale des pores est contrôlée par le pourcentage de fines plutôt que par la fraction grossière du matériau, ce qui influence à son tour la courbe de rétention d'eau (SWCC). Indrawan et al. (2006) ont étudié les effets de l'ajout de sols grossiers à un sol résiduel sur la courbe de rétention lors du séchage, et ont constaté que la PAE ainsi que la succion résiduelle diminuent avec l'augmentation des teneurs en sable graveleux et en sable moyen. Ils ont également rapporté que les pentes des courbes de rétention lors du séchage des mélanges de sols ont tendance à augmenter avec la proportion de fractions

grossières. Yang et al. (2004) ont observé que la courbe de rétention lors du séchage est étroitement liée à la distribution granulométrique du sol. Les valeurs de PAE et de succion résiduelle de différents sols peuvent varier selon le pourcentage de fines dans le sol et l'orientation des particules (Miller et al., 2002 , Nam et al., 2010).

1.7.4. Modélisation de la courbe de rétention d'eau du sol

Plusieurs modèles empiriques, analytiques et statistiques ont été développés pour ajuster les données expérimentales et décrire la courbe de rétention d'eau (SWCC). La plupart des équations de la SWCC sont de nature empirique et basées sur la forme de la SWCC. Leong et Rahardjo (1997) ainsi que Sillers et al. (2001) ont présenté un résumé complet et une évaluation de ces modèles. Les modèles SWCC les plus couramment utilisés sont ceux proposés par Van Genuchten (1980) et Fredlund & Xing (1994).

i. Modèle de van Genuchten

Van Genuchten (1980) a proposé un modèle en forme fermée à trois paramètres pour la SWCC (Eq. 1.3).

$$\Theta = \frac{\Theta - \Theta_r}{\Theta_s - \Theta_r} = \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n} \right\}^m \quad (1.3)$$

Où Θ est la teneur en eau volumétrique normalisée ou le degré effectif de saturation (Se), θ_w est la teneur en eau volumétrique, θ_{res} est la teneur en eau volumétrique résiduelle, θ_s est la teneur en eau volumétrique saturée, Ψ est la succion du sol (kPa), et a , n et m sont des paramètres d'ajustement.

Le modèle est largement utilisé et s'ajuste à la courbe SWCC sur toute la plage de la succion du sol en utilisant trois paramètres d'ajustement (a , n et m). Les paramètres a , n et m sont liés respectivement à l'inverse du AEV, à la distribution de taille des pores du sol (taux de variation de la pente de la courbe) et à la forme asymétrique de la courbe. Les avantages du modèle de van Genuchten (1980) sont Sillers et al., (2001) : (i) il offre une grande flexibilité, lui permettant de mieux s'ajuster aux données de divers types de sols, (ii) les paramètres du modèle ont une signification physique, (iii) l'effet d'un paramètre du sol peut être distingué de celui des autres paramètres.

ii. Modèle de Fredlund & Xing

Fredlund & Xing (1994) ont proposé un modèle basé sur la forme de la courbe SWCC, qui est fonction de la distribution de taille des pores du matériau. Ils ont introduit une fonction de correction, $C(\psi)$, dans l'équation pour forcer la courbe SWCC à passer par une succion du sol de 106 kPa à teneur en eau nulle. Ce modèle est sous une forme similaire à celui de van Genuchten (1980), cependant, il a été observé que l'équation de Fredlund & Xing (1994) offrait le meilleur ajustement aux données expérimentales et nécessitait moins d'itérations pour déterminer les valeurs des paramètres afin d'ajuster les données expérimentales (Leong & Rahardjo, 1997; et Sillers, 2001). Le modèle est exprimé comme suit :

$$w(\psi) = C(\psi) \frac{w_s}{\{ \ln[e + (\frac{\psi}{a})^n] \}^m} \quad (1.4)$$

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \frac{\psi}{\psi_r})}{\ln[1 + (\frac{10.6}{\psi_r})]} \quad (1.5)$$

Où w_s est la teneur en eau saturée, ψ est la succion du sol (kPa), e est le nombre naturel ($e = 2,71828$), $C(\psi)$ est le facteur de correction, ψ_r est la succion du sol (kPa) correspondant à la teneur en eau résiduelle, et a , n , et m sont des paramètres d'ajustement.

Les paramètres du modèle (a , n et m) dans les équations 1.4 et 1.5 ont la même signification que ceux mentionnés par Van Genuchten (1980). Les avantages du modèle de Fredlund et Xing (1994) sont les suivants (Sillers et al., 2001) : (i) il est continu sur toute la plage de succion du sol, (ii) le modèle offre une grande flexibilité pour s'ajuster à une grande variété de jeux de données, (iii) les paramètres du sol sont significatifs, et (iv) l'effet d'un paramètre peut être distingué de l'effet des deux autres paramètres.

1.8. Conclusion

Ce chapitre a proposé une synthèse approfondie des principales recherches consacrées au comportement mécanique des sols granulaires saturés et non saturés. Après avoir introduit les concepts fondamentaux relatifs au comportement non drainé et aux modèles rhéologiques associés, une attention particulière a été portée au phénomène de liquéfaction statique dans les sols sableux, ainsi qu'aux particularités des milieux partiellement saturés, souvent négligées dans les approches traditionnelles.

Cette revue de la littérature a permis de mettre en évidence l'effet significatif de plusieurs paramètres sur la réponse non drainée des sols granulaires, tels que soulignés dans les travaux antérieurs. Parmi les facteurs identifiés comme influents, on retrouve notamment le degré de saturation, la distribution granulométrique, la pression de confinement, la densité relative, la structure initiale du sol, le rapport de surconsolidation (OCR), ainsi que la teneur en fines. Ces paramètres interagissent de manière complexe pour conditionner la susceptibilité à la liquéfaction et le comportement global sous chargement cyclique ou monotone.

Les chapitres suivants s'appuient sur cette base théorique pour présenter en détail les matériaux retenus dans le cadre de cette recherche, ainsi que la méthodologie expérimentale adoptée. Les essais mécaniques réalisés visent à quantifier l'effet individuel et combiné des paramètres susmentionnés sur la réponse non drainée des sols sableux, en vue de mieux comprendre les mécanismes sous-jacents à la résistance à la liquéfaction dans des conditions de saturation partielle.



Procédure expérimentale et matériaux utilisés



2.1. Introduction :

Ce chapitre présente en détail les dispositifs expérimentaux mis en œuvre dans le cadre de cette recherche, ainsi que la méthodologie suivie pour l'élaboration et l'exécution des essais. Deux types d'essais ont été réalisés : des essais triaxiaux pour l'analyse du comportement mécanique des sols, et la technique de la colonne de suspension pour la mesure de la succion dans des échantillons partiellement saturés.

La première phase expérimentale a été consacrée aux essais triaxiaux, visant à étudier l'influence de la granulométrie et du degré de saturation sur le comportement non drainé de sables de Chlef. Les échantillons étudiés présentaient différentes tailles caractéristiques, notamment des diamètres effectifs des grains ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$ et 0.08 mm) ainsi que des diamètres maximaux $D_{\max} = 4,00 \text{ mm}$, $2,00 \text{ mm}$ et $1,00 \text{ mm}$. Trois niveaux de pression interstitielle initiale ont été considérés afin d'évaluer l'effet du paramètre de Skempton (B) sur la réponse mécanique du sol sous conditions saturées et partiellement saturées.

Dans une seconde étape, des mélanges sable-limon ont été étudiés pour évaluer l'effet des conditions initiales, notamment la teneur en fines ($F_c = 0 \%$, 10% et 20%), sur le comportement mécanique en saturation partielle. Une série complémentaire d'essais a été ensuite menée sur des mélanges similaires avec des teneurs en fines de 0% , 10% , 20% et 40% , mais cette fois en état non saturé, afin d'approfondir l'analyse de l'effet couplé de la granulométrie et de la succion sur la résistance à la liquéfaction. Pour ces essais non saturés, la technique de la colonne de suspension a été utilisée afin de mesurer la succion matricielle des échantillons, offrant ainsi une évaluation précise de l'état de saturation partielle et de ses implications sur le comportement mécanique global.

2.2. Dispositif expérimental

2.2.1. Essai triaxial

L'étude du comportement mécanique d'un matériau granulaire peut être réalisée à l'aide de divers essais en laboratoire, tels que l'essai triaxial, l'essai œdométrique ou encore les essais de cisaillement (direct, annulaire, etc.). Parmi ces méthodes, l'essai triaxial est particulièrement privilégié car il permet d'analyser le comportement mécanique du sol dans des conditions proches de celles rencontrées sur le terrain, tout en fournissant des paramètres caractéristiques essentiels.

2.2.2. Principe de l'essai

Le concept de cet essai est d'introduire un tube cylindrique contenant du sol dans une cellule pleine de liquide. L'échantillon est d'abord inséré dans une membrane souple et étanche, puis introduit dans la cellule d'essai. Lors de l'essai triaxial de compression, l'éprouvette est soumise à deux types de sollicitations :

1. Une pression de confinement hydrostatique appliquée uniformément dans toutes les directions à l'aide du liquide contenu dans la cellule (généralement de l'eau).
2. Une contrainte verticale croissante exercée par un piston, créant ainsi un déviateur de contraintes.

Cette charge est progressivement augmentée jusqu'à provoquer le cisaillement de l'échantillon.

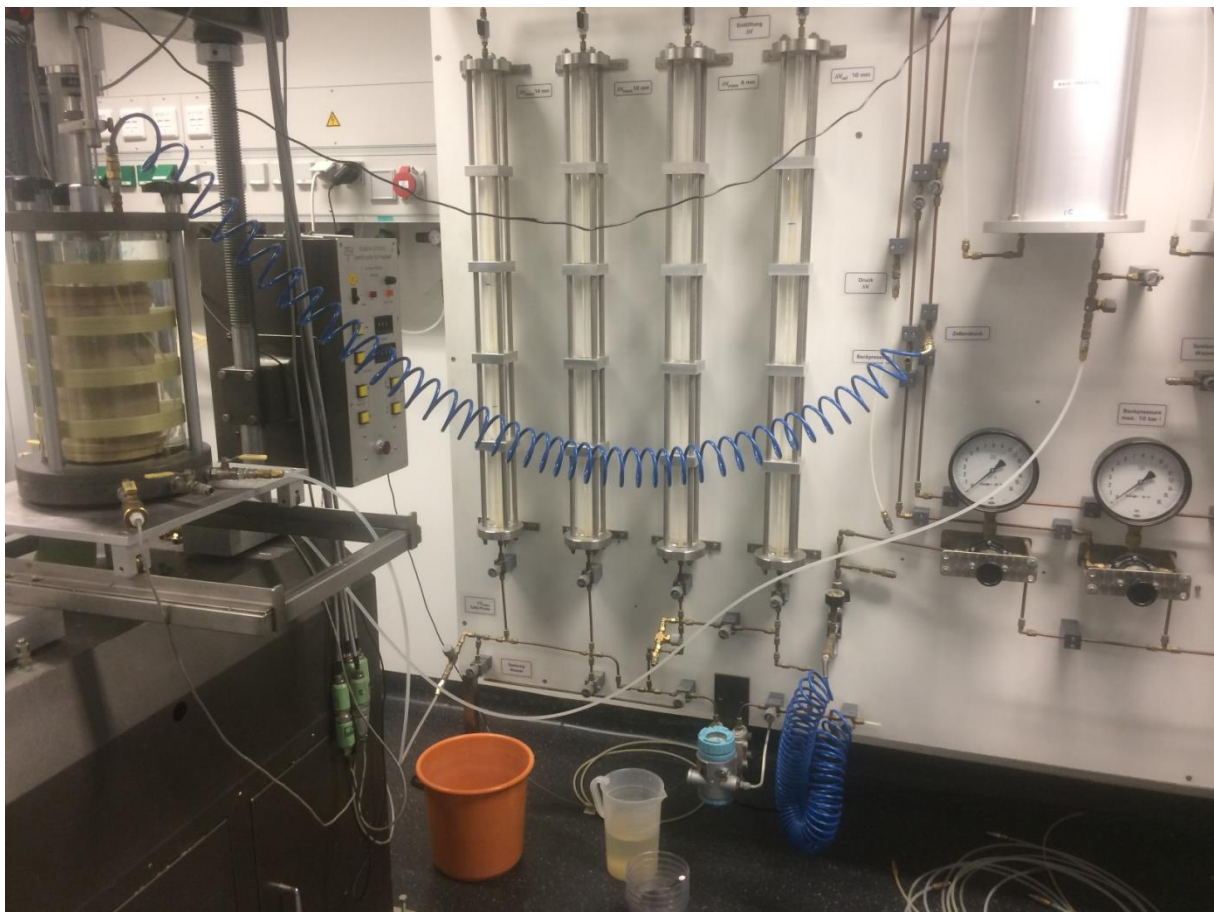


Figure 2.1 : Appareil triaxial

L'éprouvette, qui présente une forme cylindrique et une section circulaire, est placée sur une base rigide à l'intérieur d'un espace hermétique. Une membrane douce et étanche protège sa face latérale. Une base rigide est aussi placée sur le dessus de l'éprouvette, généralement en contact avec un piston. Les deux embases sont connectées à des circuits externes afin d'éviter tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur. Au cours de l'essai, en fonction du type d'essai réalisé, différentes mesures sont effectuées :

- La force axiale F ;
- La surface corrigée S_c ;
- La hauteur corrigée H_0 ;
- La variation de hauteur de l'éprouvette ΔH ;
- La variation du volume d'eau ΔV ;
- La déformation axiale ϵ ;
- Les déformations radiales et les volumes d'eau absorbés ou expulsés par l'éprouvette ;
- Les pressions de l'eau interstitielle régnant dans l'éprouvette u ;
- La pression radiale.

Le dispositif triaxial est composé de différents éléments qui doivent remplir les fonctions suivantes :

- Appliquer à une éprouvette cylindrique, de section circulaire, des sollicitations à la fois axiales et radiales ;
- Mesurer les déformations axiales et radiales, ainsi que le volume d'eau absorbé ou expulsé par l'éprouvette ;
- Mesurer l'effort vertical appliqué ainsi que la pression radiale exercée ;
- Évaluer la pression de l'eau interstitielle présente dans l'éprouvette.

2.2.3. Types d'essais triaxiaux

- En considération de l'état de drainage de pression interstitielle et du niveau de consolidation de l'échantillon, on peut identifier trois types d'essais :
- Essai non consolidé - non drainé (UU) : L'échantillon est cisailé sans consolidation préalable et sans drainage. L'eau interstitielle est bloquée dans l'échantillon, la pression interstitielle peut évoluer librement, et le volume de l'échantillon demeure constant durant l'essai.

- Essai consolidé - drainé (CD) : Après une consolidation complète de l'échantillon, le cisaillement est réalisé en maintenant le drainage ouvert. Cela permet à l'eau de s'évacuer, induisant ainsi des variations de volume. Dans ce cas, la surpression interstitielle reste nulle à tout moment ($\Delta u = 0$).
- Essai consolidé - non drainé (CU) : L'échantillon est d'abord consolidé sous une contrainte isotrope, puis cisailé avec le drainage fermé. L'eau interstitielle ne peut donc pas s'échapper pendant le cisaillement.

2.2.4. La cellule triaxiale

La cellule triaxiale utilisée dans notre étude est conçue pour accueillir un échantillon de sol mesurant 200 mm de hauteur et 100 mm de diamètre, placé entre deux embases, l'une inférieure et l'autre supérieure. Elle permet également d'appliquer une pression de confinement uniforme sur l'ensemble de l'échantillon. Cette cellule est constituée d'une base, d'une enceinte cylindrique et d'un couvercle.

- **Base et embase inférieure** : La base est constituée d'une embase inférieure en métal, traitée pour résister au frottement. Son diamètre correspond exactement à celui de l'éprouvette. L'embase supérieure, quant à elle, intègre une pierre poreuse en bronze destinée à assurer le drainage de l'échantillon. Elle est également équipée de sorties hydrauliques munies de vannes, permettant d'isoler l'éprouvette des circuits extérieurs.



Figure 2.2 : Embase inférieure

- **Embase supérieure** : L'embase supérieure, ayant un diamètre identique à celui de l'éprouvette, est équipée de circuits de drainage et d'une pierre poreuse en bronze assurant le rôle de drainage et est indéformable sous les contraintes.



Figure 2.3 : Embase supérieure

- **Enceinte cylindrique** : L'enceinte est transparente et elle peut résister à une pression de 1.7 MPa. Elle a un diamètre permettant la déformation de l'éprouvette au cours du cisaillement.

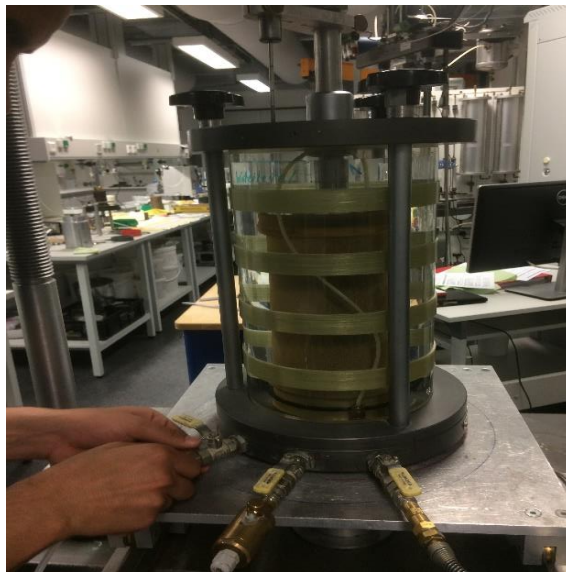


Figure 2.4 : Cellule triaxiale

- **Couvercle et piston** : Le couvercle est équipé d'un mécanisme de purge qui facilite le remplissage. Le piston doit être en mesure de glisser avec un minimum de friction et sans déperdition excessive du fluide cellulaire, tout en demeurant propre et graissé.



Figure 2.5 : Couvercle et piston

- **Liquide cellulaire** : Le liquide utilisé doit être sans effet néfaste sur la membrane. En général, on utilise de l'eau désaérée. Il est important que la température du liquide soit proche de celle de la salle d'essai.
- **Membrane** : La membrane sert à isoler l'éprouvette du liquide cellulaire. Elle doit être imperméable, flexible, élastique, et offrir une légère résistance aux déplacements. Généralement fabriquée en caoutchouc, son épaisseur de 0.45 ou 1.1mm selon la grosseur du sable utilisé. Pour garantir des conditions optimales, une membrane neuve doit être utilisée à chaque essai.

2.2.5. Contre pression d'eau interstitielle

Le dispositif de contre-pression facilite la transmission d'une pression à l'eau interstitielle présente dans le tube d'essai.



Figure 2.6 : Régulateur de pression

2.2.6. Capteurs de déplacement et de force

Les pressions et le déplacement axial sont mesurés par des capteurs de déplacement analogiques extérieurs. Ces capteurs sont fixés sur le couvercle de cellule. (LDVT : Linear Variable Differential Transformer).



Figure 2.7 : Capteur de déplacement (LDVT)

2.2.7. Mesure des paramètres de l'essai

L'évaluation de l'effort axial se réalise grâce à un détecteur installé à l'intérieur de la cellule, qui quantifie la force axiale, la déformation axiale et la pression interstitielle en millivolts.



Figure 2.8 : Equipements de l'appareil triaxial (Système multi amplificateur de mesure).

2.2.8. Préparation des éprouvettes d'échantillons

Les éprouvettes utilisées dans le cadre de notre étude, sont cylindriques à section droite circulaire d'un diamètre égal à 100 mm et d'une hauteur égale à 200 mm. Les échantillons sont en général préparés par la méthode de damage humide. Pour cela on utilise une membrane en latex de 0,45 mm d'épaisseur. Cette dernière est placée dans un moule qui est positionné et fixé directement sur l'embase inférieure de la cellule de l'appareil.

Dans cette étude, nous avons utilisé la méthode de damage humide pour préparer les échantillons de sable. Cette technique consiste à déposer du sol humidifié dans un moule préalablement préparé, en respectant une teneur en eau initiale. Le sol est placé délicatement en plusieurs couches successives, chacune recevant un nombre constant de coups pour garantir une structure homogène et isotrope. L'épaisseur de chaque couche est systématiquement mesurée afin d'assurer qu'elle reste identique pour les cinq couches (Figure 2.6). Pour cette étude, la teneur en eau a été fixée à 5 %. La teneur en eau optimale (ω_{opt}) a été déterminée à l'aide de l'essai Proctor, correspondant à la densité sèche maximale (γ_{dmax}). Cette méthode s'avère particulièrement pratique pour la préparation des échantillons de sable, car elle permet d'obtenir une large gamme d'indices des vides.

2.2.9. Calcul de la masse d'échantillon

Pour s'assurer que des résultats représentatifs et précis ont été obtenus à partir de l'essai triaxial, un procédé spécifique était déterminé et suivi.

$$\text{Densité relative : } Dr = \gamma_{dmax} / \gamma_d * (\gamma_d - \gamma_{dmin}) / (\gamma_{dmax} - \gamma_{dmin}) * 100\%$$

Ou :

Dr : Densité relative en pourcentage

γ_d : Poids volumique sec du sol

γ_{dmax} : Poids volumique sec maximal du sol

γ_{dmin} : Poids volumique sec minimal du sol

Pour déterminer le poids volumique sec du sol pour fabriquer l'échantillon, On utilise l'équation suivante :

$$\gamma_d = W_s / \pi (D_s)^2 * (H_s) / 4$$

Ou :

γ_d : Poids volumique sec du sol

W : Masse sèche d'échantillon

D : Diamètre d'échantillon

H : Hauteur d'échantillon

2.2.10. Montage d'éprouvette dans la cellule

L'installation de l'éprouvette dans la cellule se déroule par une inspection de l'intégrité de la membrane, garantissant qu'elle est exempte de toute perforation avant son emploi. La membrane est ensuite placée dans un moule, lui-même fixé directement sur l'embase inférieure de la cellule triaxiale. Une dépression comprise entre 10 kPa et 20 kPa est appliquée pour coller la membrane au moule, en respectant certaines étapes essentielles.

1. Le sable, préalablement mélangé à de l'eau désaérée selon une proportion normalisée de 5 %, est déposé délicatement à l'aide d'une cuillère, une hauteur de chute nulle. L'échantillon est ensuite constitué en cinq couches successives, chacune ayant une épaisseur d'environ 4 cm.



Figure 2.9 : présentation de méthodes de préparation

2. Lorsque le moule rempli, nous plaçons la seconde embase supérieure sur laquelle nous plions la membrane qui sera fixée à l'aide de joints en latex.



Figure 2.10 : Emplacement de l'embase supérieur sur la membrane

3. Après avoir vérifié l'horizontalité de l'embase supérieure à l'aide d'un niveau, une contre-pression est exercée à l'intérieur de l'échantillon afin de le stabiliser et permettre son démoulage.

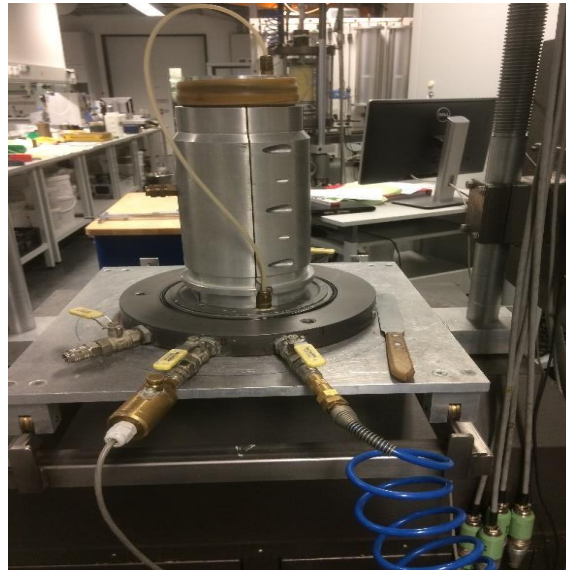


Figure 2.11 : Application de contre-pression

4. Après démoulage, les dimensions de l'éprouvette sont mesurées à l'aide d'un pied à coulisse. Le diamètre initial D_0 est obtenu en faisant la moyenne de cinq mesures prises selon trois axes perpendiculaires dans un plan diamétral proche de la base de l'échantillon. La hauteur initiale H_0 est déterminée à partir de la moyenne de mesures effectuées dans trois plans perpendiculaires. Ces mesures permettent ensuite d'apporter les corrections nécessaires pour calculer l'indice des vides réel après consolidation.

5. Positionnez précisément l'enceinte cylindrique en vous assurant que l'éprouvette, l'embase et le piston sont parfaitement alignés, pour permettre un mouvement fluide du piston. Cela garantira le contact entre le piston de la cellule et la tête de l'échantillon, ainsi qu'entre le piston et celui de la presse.



Figure 2.12 : Emplacement de l'enceinte cylindrique

6. Remplir la cellule par l'eau désaérée, puis appliquer une pression de quarante (40) kPa dans la cellule le plus rapidement afin de pouvoir maintenir notre échantillon et enfin commencer la phase de saturation.

2.2.11. Saturation de l'échantillon

La saturation est une étape cruciale dans le processus expérimental, car la performance de cette phase a un impact direct sur la réaction de l'échantillon face à une charge monotone ou cyclique non drainée. Pour garantir cette qualité, on distingue généralement deux étapes lors de la saturation :

On fait appel à la technique au dioxyde de carbone élaborée par Lade et Duncan (1973) afin d'atteindre une saturation idéale. Cette méthode implique le passage de CO_2 à faible vitesse à travers les circuits de drainage et l'échantillon pendant une durée déterminée, dans le but de saturer tous les espaces vides et d'extraire l'air présent dans l'échantillon. Le gaz est insufflé à un débit très faible, fourni par une bouteille de CO_2 munie d'un manomètre qui permet de régler le débit. Celui-ci est contrôlé à la sortie de l'échantillon en observant les bulles formées lors du passage du gaz dans un récipient rempli d'eau. Cette étape nous permis de contrôle les valeurs du paramètre de Skempton.

L'eau désaérée et déminéralisée est injectée dans l'échantillon afin d'éliminer le gaz interstitiel et de prendre sa place. Toutefois, malgré ce processus, certains vides peuvent encore contenir du dioxyde de carbone. Grâce à sa forte solubilité, l'eau est capable de dissoudre le gaz carbonique lors de son passage, ce qui permet généralement d'atteindre la saturation de l'échantillon. La fin de cette étape est vérifiée par le calcul du coefficient de

Skempton $B = \Delta u / \Delta \sigma$, indicateur du degré de saturation des échantillons testés. Dans notre programme expérimental, tous nos échantillons sont partiellement saturés avec $B=20\%$, 50% et 90% . Après avoir vérifié le degré de saturation de l'échantillon, nous pouvons passer à l'étape suivante qui est en fait la première phase de l'essai triaxial.

2.2.12. Consolidation

La consolidation s'effectue de manière isotrope en augmentant la pression dans la cellule jusqu'à atteindre la pression souhaitée. Au cours de cette phase, on augmente simultanément la pression interstitielle et celle de cellule en maintenant un gradient de pression effectif de 20 kPa (entre les deux pressions) jusqu'à parvenir à une pression interstitielle de 200 kPa (adoptée dans cette recherche) et des pressions de cellule s'élevant respectivement à 200 kPa, 300 kPa et 400 kPa. Au cours de cette phase, on doit observer toute variation du volume de l'échantillon jusqu'à ce qu'elle devienne constante. Les échantillons des mélanges ont été consolidés avec les pressions de consolidation effectives isotropes de $P'_c=50$ kPa, 100 kPa et 200 kPa.

2.2.13. Cisaillement

Après la consolidation de l'échantillon, un cisaillement est réalisé en appliquant une charge axiale F (kN), tout en maintenant constante la pression latérale totale σ_3 . Le cisaillement débute immédiatement avec une vitesse de déplacement prédéterminée. Tous les essais sont effectués à une vitesse uniforme de 0,22 mm/min et se poursuivent jusqu'à atteindre 20 % de déformation axiale. Les pressions ainsi que les déformations appliquées et générées durant l'essai sont enregistrées à l'aide de capteurs et de contrôleurs. L'ensemble des données est collecté par un système Graphtec.

2.3. Colonne d'eau suspendue

2.3.1. Principe de l'essai

L'échantillon est placé sur un disque en verre fritté, dont la circonférence est scellée à l'extrémité inférieure d'un entonnoir de Büchner (burette en verre fritté). Une succion contrôlée (pression négative) par rapport à la pression atmosphérique est appliquée à l'eau contenue dans le sol au moyen d'une colonne d'eau suspendue. Le sol perdra de l'eau si la succion appliquée est supérieure à la succion de l'eau déjà présente dans le sol. L'eau extraite par cette succion est mesurée à l'aide d'une burette graduée reliée à l'autre extrémité de la colonne d'eau suspendue. Le débit de drainage dépendra, au départ, de la perméabilité du

disque en verre fritté, mais à mesure que le sol perd de l'eau, la conductivité hydraulique diminue, ce qui influence le débit de drainage. Finalement, le temps de drainage dépendra de la conductivité de l'échantillon de sol, de la hauteur de l'échantillon, de la succion appliquée, ainsi que de l'efficacité du contact.

2.3.2. Objectif et paramètres mesurés :

L'essai à pour but de mesure la succion dans les plages faible (0,1 kPa–100 kPa). En effet, ils permettent de déterminer la courbe caractéristique sol-eau (SWCC).

2.3.3. Procédure

La colonne d'eau suspendue se compose d'un disque en verre fritté (plaque poreuse) fixé à une ampoule de Büchner (entonnoir en verre fritté), avec un long tuyau flexible et transparent raccordé à l'extrémité de l'entonnoir.

1. Remplir entièrement l'appareil avec de l'eau exempte d'air (désaérée), sans aucune bulle d'air sous la plaque poreuse. L'eau désaérée peut être obtenue en faisant bouillir de l'eau distillée puis en la laissant refroidir.
2. Prélever un échantillon de sol non perturbé sur le terrain et le placer sur un papier filtre dans l'entonnoir.
3. Saturer l'échantillon dans l'entonnoir en amenant le niveau d'eau de la burette au même niveau que la surface du sol.
4. Retirer tout excès d'eau présent dans l'entonnoir et laisser l'échantillon atteindre un équilibre pendant 24 heures. Relever la lecture initiale sur la burette.
5. Abaisser l'extrémité libre du tube en abaissant la burette de 1 cm par rapport au point milieu de l'échantillon. Laisser reposer pendant une heure et relever la lecture sur la burette. Calculer la différence, qui indique l'eau drainée sous cette succion.
6. Effectuer à nouveau l'étape précédente en baissant le bout du tube à divers niveaux et enregistrer les notes sur la réduction de la hauteur de la burette (H) ainsi que les valeurs relevées sur la burette (V).

2.4. Matériaux utilisés

Dans cette recherche, les échantillons de sable ont été collectés dans le cours d'eau de Chlef. D'après le système de classification unifié des sols (USCS). La Figure 2.13 montre les

différents échantillons de l'étude. Les propriétés physiques sont présentées dans le tableau 2.1. Les courbes granulométriques sont représentées sur la Figure 2.14. Les échantillons testés ont été préparés en deux types.

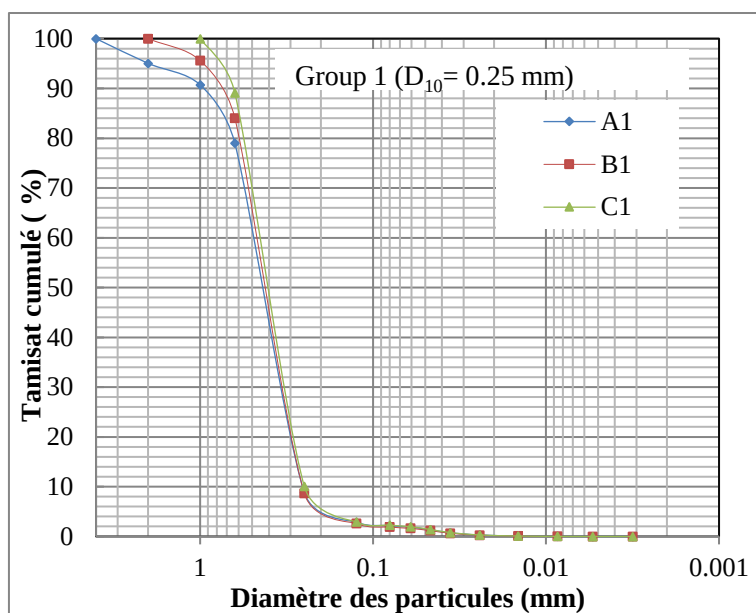
➤ Selon leurs diamètres extrêmes " $D_{\max}$ et $D_{\min}$ " et leurs diamètres efficace " D_{10} ", tels que : $D_{\max}$ est le diamètre maximal des particules, " $D_{\min}$ " est le diamètre minimal des particules et " D_{50} " est le diamètre efficace. Ces échantillons ont été divisés en deux groupes, comme suit:

Groupe 1 : Ces échantillons, qui sont nommés " A_1 ", " B_1 " et " C_1 ", ont pour diamètre maximal $1.0 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4.0 \text{ mm}$, pour diamètre minimal $D_{\min} = 0.0016 \text{ mm}$ et pour diamètre efficace $D_{10} = 0.25 \text{ mm}$.

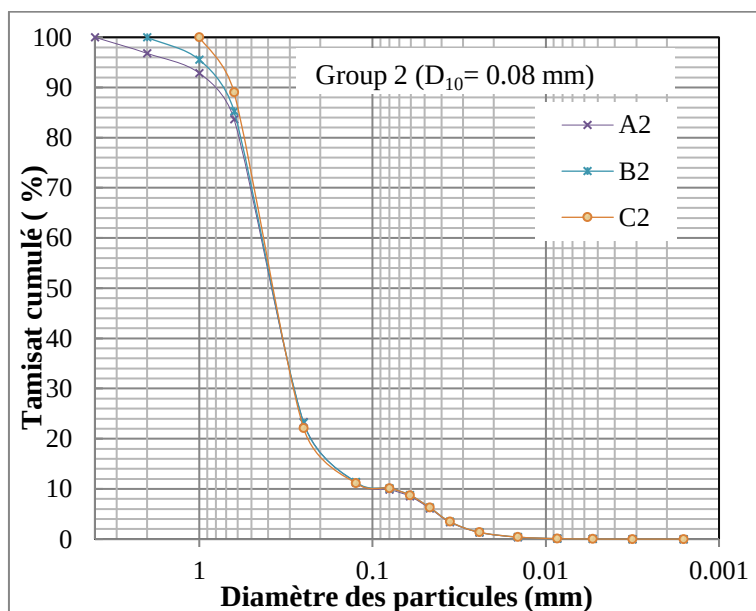
Groupe 2 : Ces échantillons, qui sont nommés " A_2 ", " B_2 " et " C_2 ", ont pour diamètre maximal $1.0 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4.0 \text{ mm}$, pour diamètre minimal $D_{\min} = 0.0016 \text{ mm}$ et pour diamètre efficace $D_{10} = 0.08 \text{ mm}$.

➤ Selon teneur en fine, le mélange du sable de Chlef avec des fractions des fines (limon de Chlef) peu plastiques varié entre 0% à 20% pour diamètre maximal $D_{\max} = 2.0 \text{ mm}$ et diamètre minimal $D_{\min} = 0.0016 \text{ mm}$.

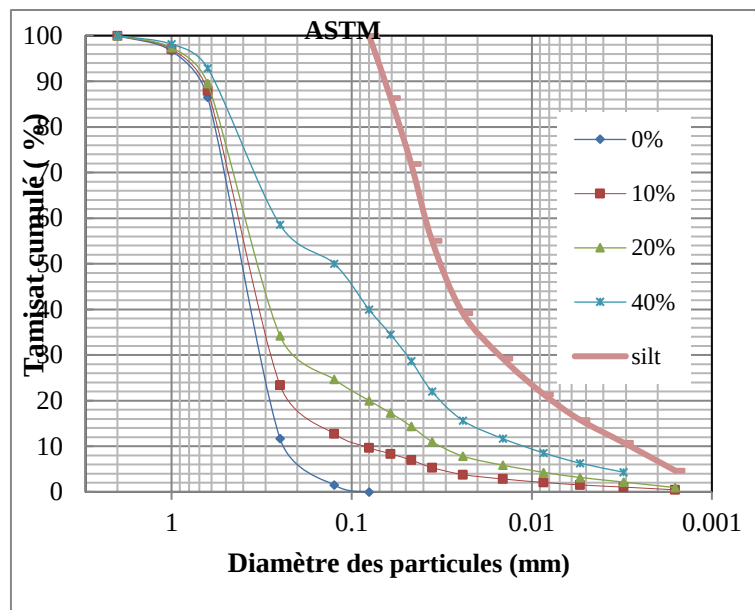
La Figure 2.14 présente les courbes des indices des vides en fonction de diamètre des particules pour mélange sable de chlef avec les fines et Group 1 ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$) ; Group 2 ($D_{10} = 0.08 \text{ mm}$). On constate que les valeurs des indices des vides maximal ($e_{\max}$ et $e_{\min}$) et minimal tendent à décroître avec l'augmentation du diamètre efficace (Figure 2.14a, b), et ce pour des teneurs en fines variant de 0 % à 20 % (Figure 2.14c). Cette évolution peut être représentée de façon appropriée par une relation linéaire.



(a)



(b)



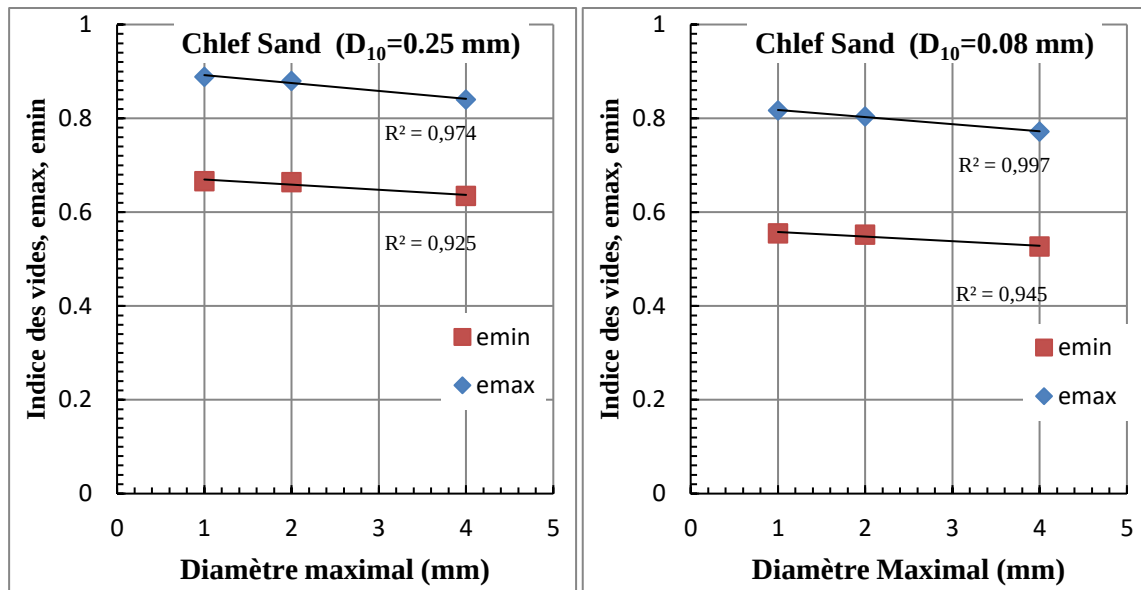
(c)

Figure 2.13 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés

(a) $D_{10}=0.25$ mm, (b) $D_{10}=0.08$ mm, (c) mélange sable-limon

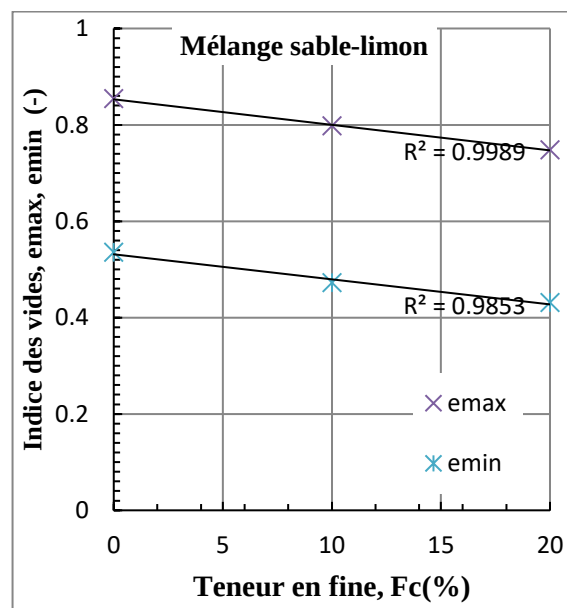
Tableau 2.1 : Propriétés physiques des échantillons de sol

	Sable	Gs	$D_{\max}$ (mm)	$D_{\min}$ (mm)	D_{10} (mm)	C_U	C_c	$e_{\max}$	$e_{\min}$
Groupe 1	A ₁	2.674	4.00	0.016	0.25	2.080	1.053	0.84	0.635
	B ₁	2.675	2.00	0.016	0.25	1.960	1.058	0.88	0.664
	C ₁	2.675	1.00	0.016	0.25	1.920	0.963	0.889	0.666
Groupe 2	A ₂	2.683	4.00	0.016	0.08	5.750	2.446	0.772	0.52
	B ₂	2.684	2.00	0.016	0.08	5.875	2.237	0.804	0.552
	C ₂	2.679	1.00	0.016	0.08	5.625	2.336	0.817	0.555
Fc	0 %	2.68	2.00	0.125	0.24	1.003	2.000	0.854	0.535
	10 %	2.682	2.00	0.016	0.08	2.500	5.625	0.798	0.472
	20%	2.684	2.00	0.016	0.03	3.585	13.667	0.748	0.431
	40%	2.686	2.00	0.016	0.05	17.333	0.641	0.732	0.478



(a)

(b)



(c)

Figure 2.14 : Courbes granulométriques des matériaux utilisés

(a) $D_{10}=0.25$ mm, (b) $D_{10}=0.08$ mm, (c) mélange sable-limon

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons exposé de manière détaillée la méthodologie adoptée ainsi que le dispositif expérimental mis en œuvre pour mener à bien cette étude. L'accent a été mis, dans un premier temps, sur la description du système triaxial utilisé pour l'analyse du comportement mécanique en conditions non drainées d'échantillons reconstitués en laboratoire. Ces essais ont été réalisés en tenant compte de différentes caractéristiques granulométriques, notamment les diamètres maximaux (D_{max}), minimaux (D_{min}) et effectifs

(D_{10}), ainsi que de proportions variables de fines dans les mélanges sable-limon, correspondant à des teneurs en fines ($F_c = 0 \%$, 10% et 20%). Le protocole expérimental adopté a été rigoureusement suivi afin d'assurer l'homogénéité des échantillons préparés et la reproductibilité des résultats obtenus.

Par la suite, le dispositif de la colonne d'eau suspendue a été utilisé pour établir les courbes caractéristiques sol-eau (SWCC) des différents mélanges sable-limon, incluant des teneurs en fines de 0% , 10% , 20% et 40% . Ce dispositif a permis de caractériser le comportement de rétention en eau des matériaux testés. Enfin, une présentation des matériaux utilisés ainsi que de leurs principales propriétés physiques a été effectuée, afin de fournir un cadre clair et complet pour l'interprétation des résultats expérimentaux à venir.



Influence du degré de saturation sur le
comportement mécanique des sols sableux



3.1. Introduction :

L'influence du degré de la saturation a fait l'objet de recherches approfondies dans la littérature publiée. En effet, de nombreux chercheurs ont indiqué que la réponse mécanique en condition non drainée des sols est fortement affectée par le degré de saturation qui est exprimé en termes de paramètre de Skempton (B) ; (Chaney, R. C. (1978), Kokusho, T. (2000), Mathioban, S., Grozic, J. (2004), Pietruszczak et al. (2003), Sherif et al. (1977), Yang, J., Sato, T. (2001), Yoshimiet al. (1989), Merabet et al. (2019)).

Plusieurs études expérimentales en laboratoire ont mis en évidence que la résistance au cisaillement non drainé des sables tend à croître à mesure que leur degré de saturation diminue (Arab et al., 2011 ; Yoshimi et al., 1989 ; Ishihara et al., 2001 ; Ishihara et al., 2004 ; Martin et al., 1978). En particulier, Yoshimi et al. (1989) ont observé une augmentation de la résistance à la liquéfaction lorsque le paramètre B diminuait, même lorsque celui-ci restait proche de zéro. En effet, ils ont montré que pour un paramètre de Skempton $B \geq 80 \%$, il suffisait d'appliquer trois cycles pour obtenir la liquéfaction de l'échantillon ; Toutefois, la liquéfaction du sol n'a été observée qu'après huit cycles pour les échantillons présentant un paramètre B de Skempton avoisinant les 50 %. Della et al. (2011) Une hausse du paramètre de Skempton B tend à limiter la dilatation du sol, ce qui accentue le comportement contractant du matériau. Arab et al. (2016) Ils ont été observés qu'une élévation du paramètre B de Skempton, passant de 89 % à 95 %, entraînait une réduction de la rigidité initiale et de la résistance au cisaillement des sols. Cette évolution accentuait la phase de contraction, ce qui se traduisait par une augmentation notable de la pression interstitielle excédentaire dans les sols granulaires étudiés.

A cet effet, ce chapitre vise à analyser l'effet du degré de saturation, exprimé à travers le paramètre de Skempton B , sur la résistance au cisaillement non drainée en état stable (steady state) de six échantillons ont été classés dans deux groupes de sols sableux granulaires nommés A_1 , B_1 et C_1 avec un diamètre maximal ($1 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4 \text{ mm}$) et un diamètre efficace constant ($D_{10} = 0,25 \text{ mm}$) pour le groupe 1, A_2 , B_2 et C_2 avec un diamètre maximal ($1 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4 \text{ mm}$) et un même diamètre efficace ($D_{10}=0,08 \text{ mm}$) pour le groupe 2. Les échantillons ont été préparés en utilisant la méthode de damage humide ($w = 5\%$) à une densité relative initiale ($Dr=25\%$), testés sous trois valeurs de paramètre de Skempton ($B = 20\%$, 50% et 90%) et soumis à une pression de confinement constante ($P'_c=100 \text{ kPa}$).

3.2. Résultats des essais mécaniques non drainée

3.2.1. Diamètre efficace ; ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$)

Les Figures 3.1, 3.2 et 3.3 illustrent les essais de compression triaxiale monotone non drainée réalisés sur trois échantillons de sols sableux reconstitués en laboratoire appelés (A1, B1 et C1) avec le même diamètre effectif ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$), les diamètres maximaux varient entre 4,00 et 1,00 mm. Les échantillons ont été préparés en laboratoire selon la méthode de damage humide, avec une teneur en eau fixée à 5 %, une densité relative initiale de 25 %, et soumis à une pression de confinement initiale constante de 100 kPa. On peut observer sur ces figures que des cas de liquéfaction statique complète et limitée ont été enregistrés pour les différents échantillons testés sous différents paramètres de Skempton B avec une influence manifeste du diamètre maximal $D_{\max}$ sur la résistance au cisaillement non drainé. Par ailleurs, on observe nettement que la résistance au cisaillement non drainé des échantillons (A1, B1 et C1) augmente avec la diminution du paramètre de Skempton dans la plage de (50%-90%) et devient plus évidente pour le paramètre de Skempton le plus bas $B = 20\%$. En outre, les données obtenues indiquent que le pourcentage d'augmentation de la résistance au cisaillement est de (0,09%, 22% et 20%) pour la plage du paramètre de Skempton ($B = 50\% - 90\%$) et devient très significatif (87%, 55% et 53%) dans la plage du paramètre de Skempton ($B = 20\% - 50\%$) pour les échantillons sableux testés (A1, B1 et C1) respectivement. Cette évolution du comportement du sol peut être expliquée par un enchevêtrement accru des particules entre les grains grossiers des sols sableux, résultant d'une réduction du paramètre de Skempton. Cette diminution limite la phase de contractance observée lors des essais sur les échantillons. Par conséquent, la résistance au cisaillement non drainée maximale la plus élevée correspond au diamètre maximal le plus élevé ($D_{\max} = 4 \text{ mm}$) et au paramètre de Skempton le plus faible ($B = 20\%$). En contraste, la tendance inverse est observée pour les paramètres de Skempton plus élevés ($B = 50\%$ et $B = 90\%$) où ils présentent la résistance au cisaillement non drainée maximale la plus faible avec l'augmentation du diamètre maximal de $D_{\max} = 1 \text{ mm}$ à $D_{\max} = 4 \text{ mm}$ pour les matériaux testés. En outre, tous les échantillons (A1, B1 et C1) indiquent que la résistance ultime au cisaillement a été atteinte dans un intervalle de 10 à 20 % de déformation axiale (figures 3.1 a, 3.2 a et 3.3 a). Nos résultats sont en bon accord avec les observations de (Arab et al. (2011) et Della et al. (2011)). On constate que la pression interstitielle augmente avec l'augmentation de paramètre de Skempton (Figures 3.1b, 3.2b et 3.3b).

Le chemin de contrainte tracée dans le plan (p' , q) met en évidence l'influence du paramètre de Skempton ainsi que celle du diamètre maximal (B et $D_{\max}$) sur la réduction de la contrainte effective moyenne et de la contrainte déviatorique maximale (Figures 3.1 b, 3.2 b et 3.3b).

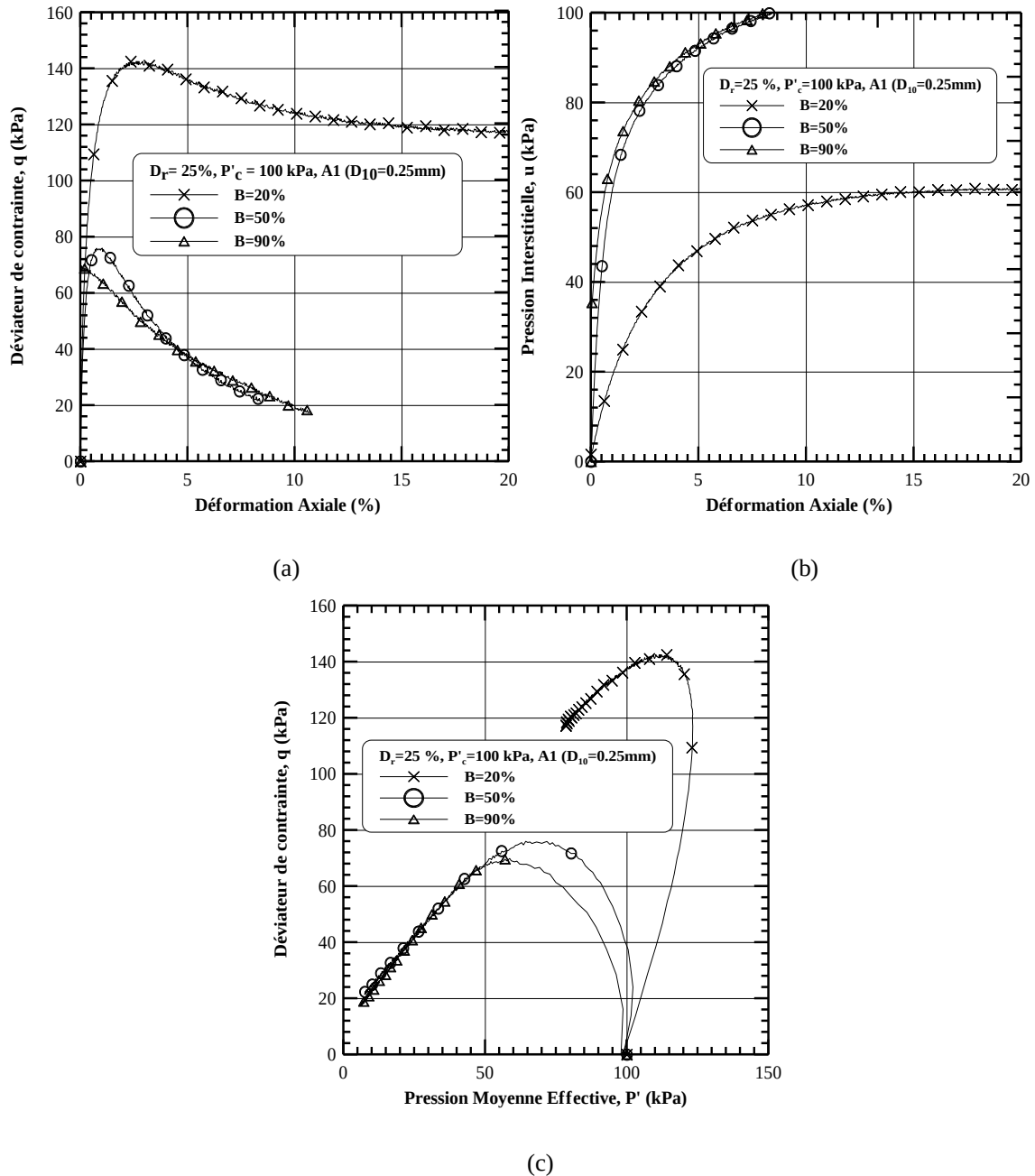


Figure 3.1: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : A_1)

($D_{10} = 0.25$ mm, $D_r = 25\%$, $P'_c = 100$ kPa)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

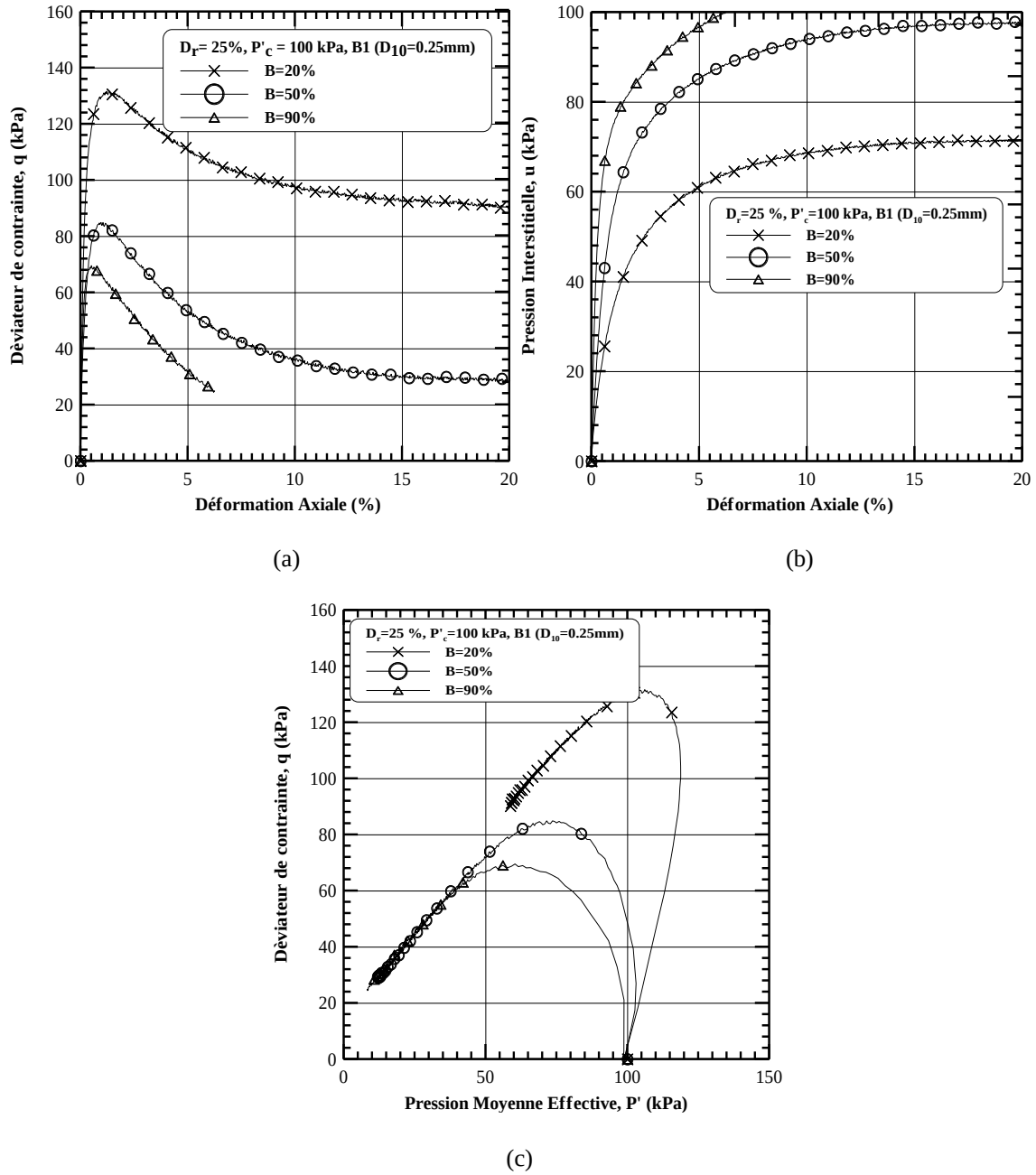


Figure 3.2: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : B₁)

(D₁₀=0.25 mm, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

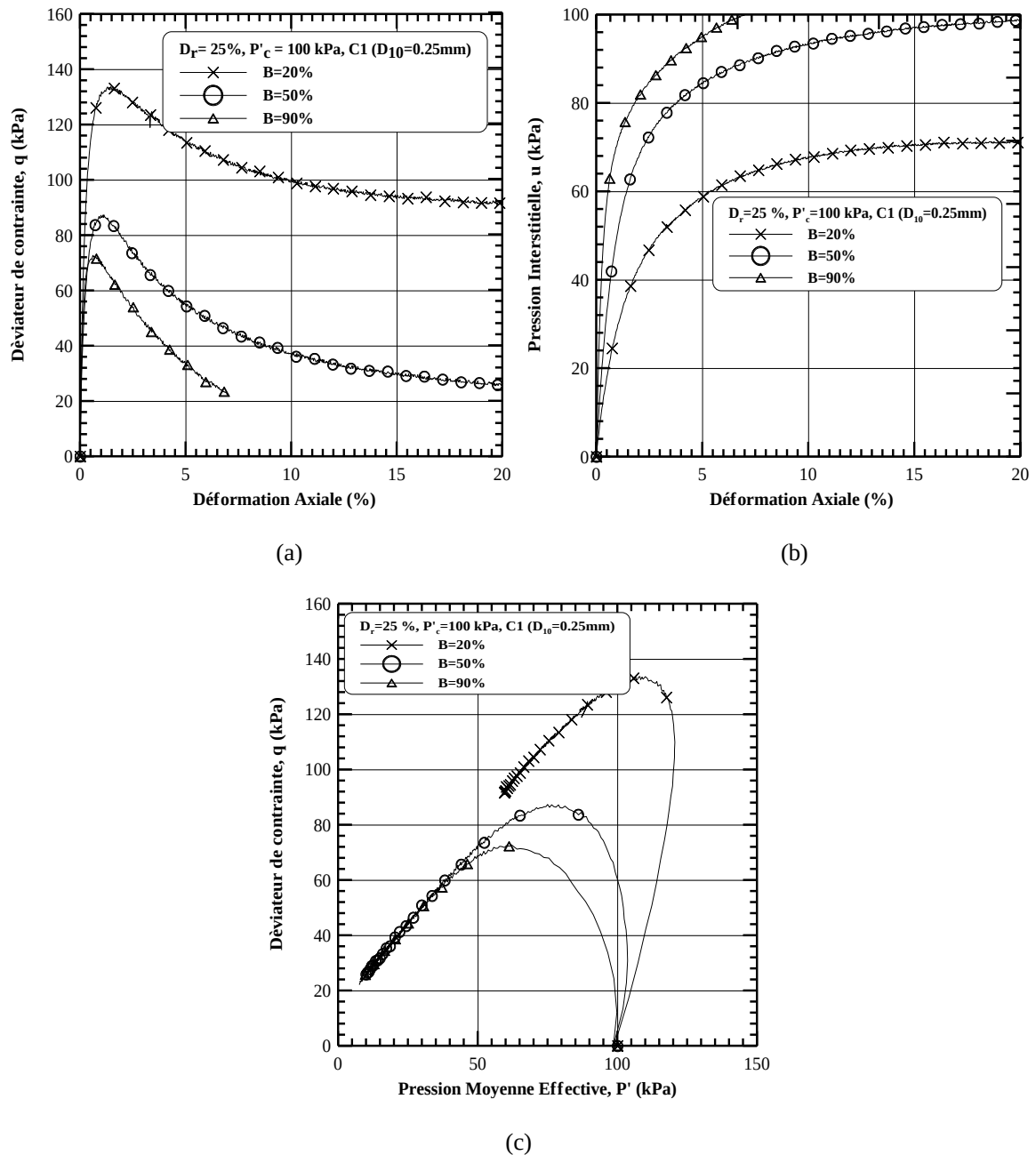


Figure 3.3: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : C1)

($D_{10}=0.25$ mm, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

a) - $q - \varepsilon$

(b) - $u - \varepsilon$

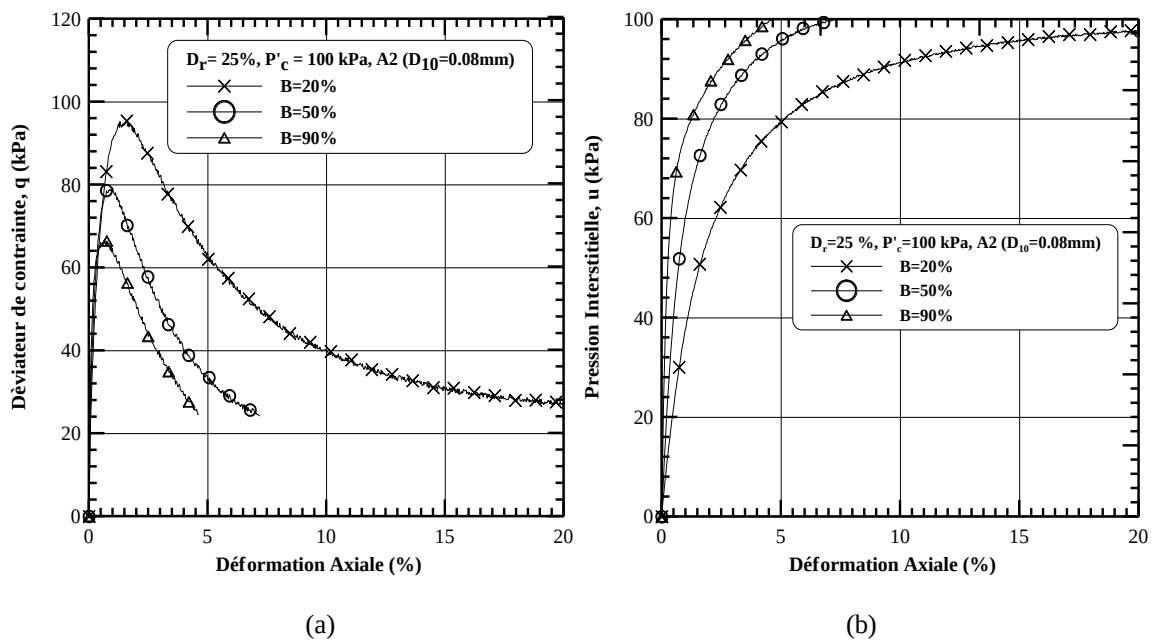
(c) - $q - p'$

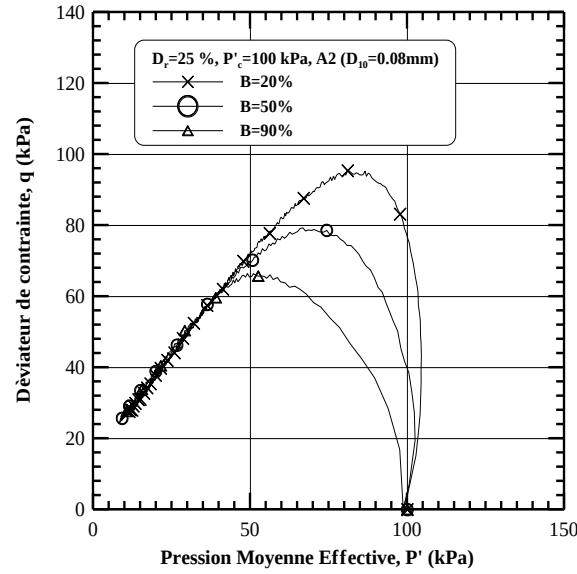
3.2.2. Diamètre efficace ; ($D_{10} = 0.08$ mm)

Les figures 3.4, 3.5 et 3.6 montrent la réponse à la résistance au cisaillement non drainée de trois sols sableux granulaires appelés (A_2 , B_2 et C_2) reconstitués avec un diamètre efficace de ($D_{10} = 0,08$ mm), les diamètres maximaux varient entre 4,00 et 1,00 mm. Les échantillons ont été préparés en laboratoire selon la méthode de damage humide, avec une teneur en

eau à 5 %, une densité relative initiale de 25 %, et soumis à une pression de confinement initiale constante de 100 kPa. Les essais effectués révèlent de manière évidente la présence de phénomènes de liquéfaction statique, complète et limitée ont été enregistrés pour les différents échantillons testés sous différentes valeurs du paramètre de Skempton ($B=20\%$, 50% et 90%) avec un impact clair du diamètre maximal $D_{\max}$ sur le comportement de la résistance au cisaillement non drainé. En générale, La résistance au cisaillement non drainé des échantillons (A_2 , B_2 et C_2). Par ailleurs, pour la plus faible valeur de ce coefficient ($B = 20 \%$), la résistance maximale est obtenue avec le plus grand diamètre de particules ($D_{\max} = 4 \text{ mm}$). Le comportement inverse est observé pour les valeurs plus élevées du paramètre de Skempton examinés ($B = 50 \%$ et $B = 90 \%$). Par conséquent, les données obtenues indiquent que la résistance ultime au cisaillement a été atteinte entre 4 et 20% de déformation axiale pour tous les échantillons sableux (A_2 , B_2 et C_2) Figures (3.4 a, 3.5 a et 3.6 a) respectivement. Les résultats obtenus sont en accord avec les résultats des recherches menés par (Arab et al. (2011) et Della et al. (2011)). En outre, les données révèlent que la pression interstitielle de l'eau tend à croître parallèlement à l'augmentation du paramètre de Skempton pour les échantillons A_2 , B_2 et C_2 (Figures 3.4b, 3.5b et 3.6b).

Le chemin des contraintes dans le plan (p' , q) met en évidence l'impact notable du paramètre de Skempton (B) sur la réduction de la contrainte effective moyenne et de la contrainte déviatorique maximale (voir figures 3.4 c, 3.5 c et 3.6 c).





(c)

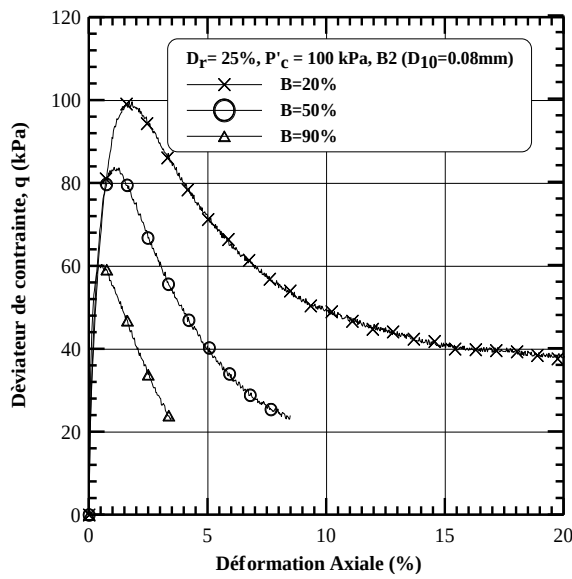
Figure 3.4: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : A2)

($D_{10}=0.08$ mm, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

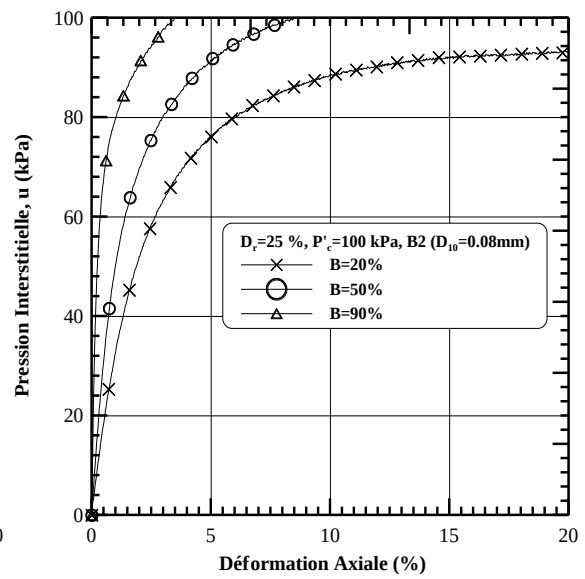
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

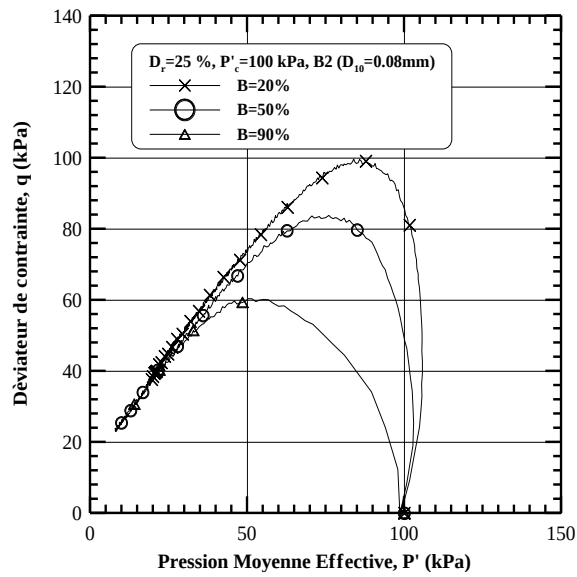
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

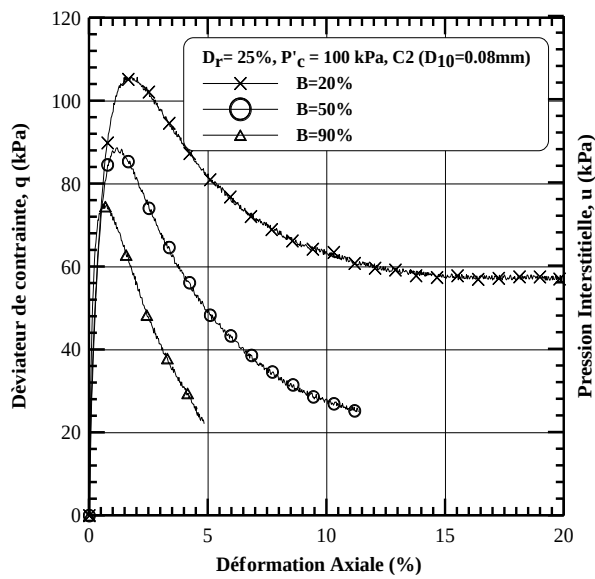
Figure 3.5: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillon : B₂)

($D_{10} = 0.08$ mm, $D_r = 25\%$, $P'_c = 100$ kPa)

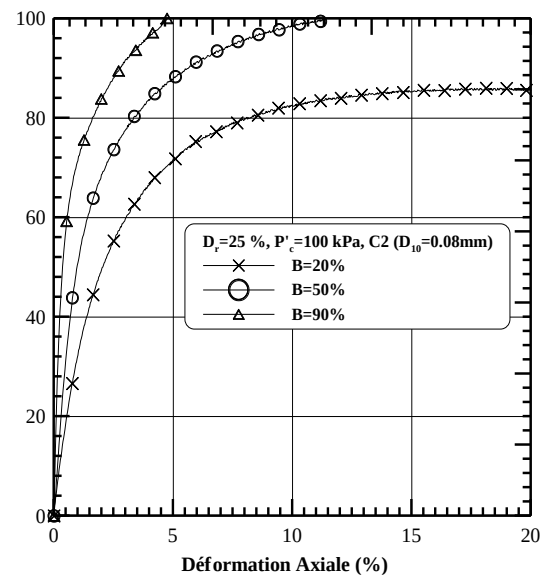
a) - $q - \varepsilon$

(b) - $u - \varepsilon$

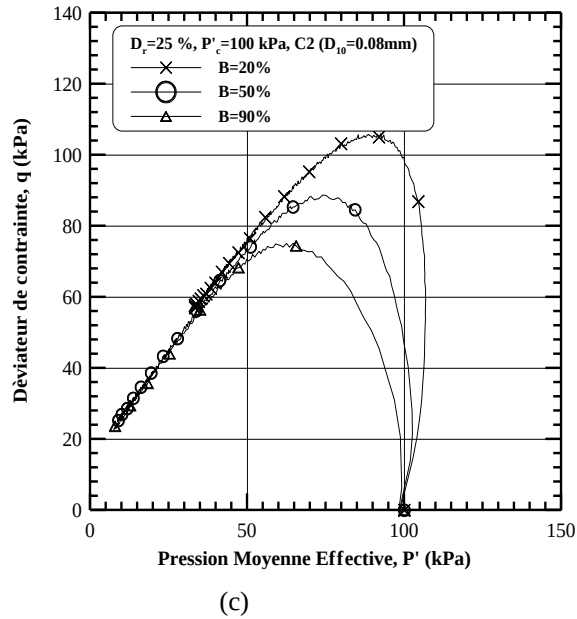
(c) - $q - p'$



(a)



(b)



3.3. Effet de paramètre de Skempton sur la réponse mécanique ultime non drainée

3.3.1. Résistance au cisaillement ultime non drainée

L'ensemble des données illustrées dans les figures 3.1 à 3.6 a été regroupé dans la figure 3.7 afin d'analyser l'effet de paramètre de Skempton sur la résistance au cisaillement ultime non drainée. Les échantillons ont été reconstitués avec trois paramètres de Skempton différents ($B = 20\%$, $B = 50\%$ et $B = 90\%$) de six échantillons de sols sableux (A₁, B₁, C₁, A₂, B₂ et C₂). La figure 3.7 résume l'effet du paramètre de Skempton. Elle montre clairement que la diminution du paramètre de Skempton entraîne une augmentation remarquable de la résistance au cisaillement ultime non drainée et devient plus significative pour le paramètre de Skempton le plus faible ($B = 20\%$) des échantillons de sols sableux testés. Les données obtenues indiquent que les échantillons de sols sableux avec un diamètre maximal plus élevé ($D_{\max} = 4\text{ mm}$) et un paramètre de Skempton plus faible ($B = 20\%$) présentent une résistance au cisaillement ultime non drainée plus élevée que celle induite par des paramètres de Skempton plus élevés ($B = 50\%$ et 90%) pour les échantillons testés du groupe 1.

En contraste, la tendance inverse a été observée dans le cas du groupe 2, où les échantillons de sols sableux avec un diamètre maximal plus élevé ($D_{\max} = 4\text{ mm}$) ont présenté

une résistance au cisaillement ultime non drainée plus faible pour le même paramètre de Skempton ($B = 20\%$) par rapport à des paramètres de Skempton plus élevés ($B = 50\%$ et 90%).

En outre, la résistance au cisaillement ultime des échantillons de sols sableux du groupe 1 est plus importante que celle du groupe 2. Ce comportement indique que l'augmentation du diamètre efficace entraîne une hausse notable de la résistance ultime non drainée (q_u) au cisaillement des sols sableux testés à cet effet. De plus, les échantillons de sols sableux du groupe 2 avec un diamètre efficace ($D_{10} = 0.08 \text{ mm}$) démontrent clairement que la présence de fines plastiques faibles entre les gros grains de (A_2 , B_2 et C_2) rend les sols sableux plus compressibles entraîne une réduction des forces interparticulaires, ce qui se traduit par une baisse de la résistance (q_u) des matériaux testés.

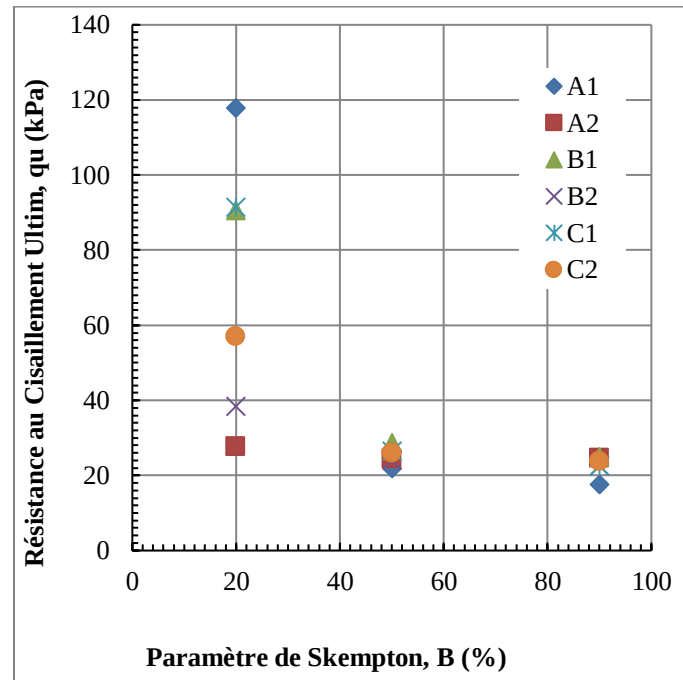


Figure 3.7: Résistance ultime au cisaillement en fonction du paramètre de Skempton pour sol sableux

($D_r = 25\%$, $P'_c = 100 \text{ kPa}$)

3.3.2. Pression interstitielle

Les figures 3.8 présentent l'effet du paramètre de Skempton sur la pression d'eau interstitielle de six sols sableux granulaires reconstitués au laboratoire avec une densité relative initiale ($D_r = 25\%$) pour des gammes des diamètres extrêmes ($4 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 1 \text{ mm}$) désignés A_1 , B_1 et C_1 ayant un diamètre efficace de $D_{10} = 0,25 \text{ mm}$ pour groupe 1, et A_2 , B_2 et C_2 , ayant un diamètre efficace de $D_{10} = 0,08 \text{ mm}$ pour groupe 2. On peut en conclure que la

pression interstitielle tend à croître de façon notable avec l'augmentation du paramètre de Skempton, selon une relation de type polynomial, présentant un coefficient de corrélation de $R^2=0,59$. Cette corrélation met en évidence une tendance significative, indiquant que le paramètre de Skempton constitue un bon indicateur pour appréhender l'évolution de la pression interstitielle dans les sols. En particulier, ce résultat suggère que, pour les sols sableux étudiés, il est possible d'estimer ou de prédire la pression interstitielle à partir du paramètre de Skempton.

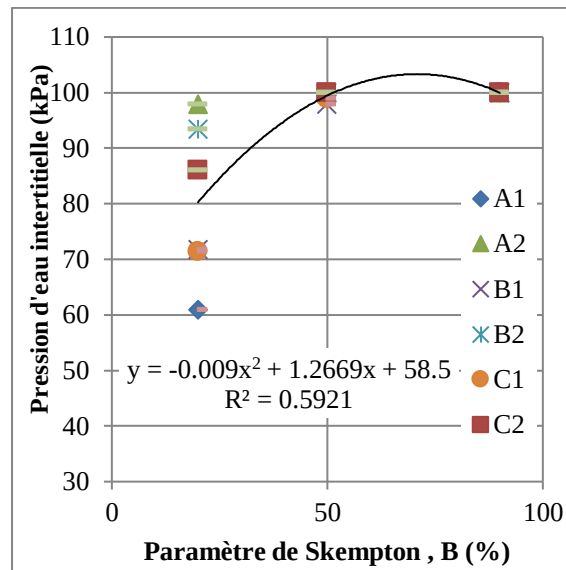


Figure 3.8: Effet de paramètre de Skempton sur la pression interstitielle
($D_r=25\%$, $P'_c=100\text{ kPa}$)

3.4. Relation entre le paramètre de Skempton et l'angle de frottement interne ultime mobilisé des sols sableux

La figure 3.9 illustre l'évolution de l'angle de frottement interne ultime mobilisé (ϕ_u) en fonction du paramètre de Skempton (B) pour les deux groupes (A_1 , B_1 et C_1) pour le groupe 1 et (A_2 , B_2 et C_2) pour le groupe 2.

Les données obtenues mettent en évidence une corrélation significative entre le paramètre de Skempton et l'angle de frottement interne ultime mobilisé (ϕ_u) par les matériaux testés. En effet, l'angle de frottement (ϕ_u) augmente de manière polynomiale ($R^2=0,83$) avec l'augmentation du paramètre de Skempton de ($B=20\%$ à $B=90\%$) des matériaux (A_1 , B_1 et C_1) pour le groupe 1 et (A_2 , B_2 et C_2) pour le groupe 2. En outre, la figure 3.9 montre clairement que le paramètre de Skempton le plus élevé ($B=90\%$) indique un angle de frottement interne

ultime mobilisé non drainé assez similaire pour tous les matériaux utilisés par rapport aux paramètres de Skempton les plus faibles ($B=20\%$ et 50%), où la tendance montre une plus grande plage entre les valeurs de l'angle de frottement interne ultime mobilisé des matériaux testés. Cette tendance confirme que le paramètre de Skempton a une influence significative sur la résistance au cisaillement non drainée, par conséquent, sur l'angle de frottement interne ultime mobilisé non drainé des sols sableux, où il a un effet remarquable sur l'augmentation des forces interparticulaires entre les grains grossiers et fins entraînant ainsi une hausse notable de l'angle de frottement (ϕ_u) des sols testés.

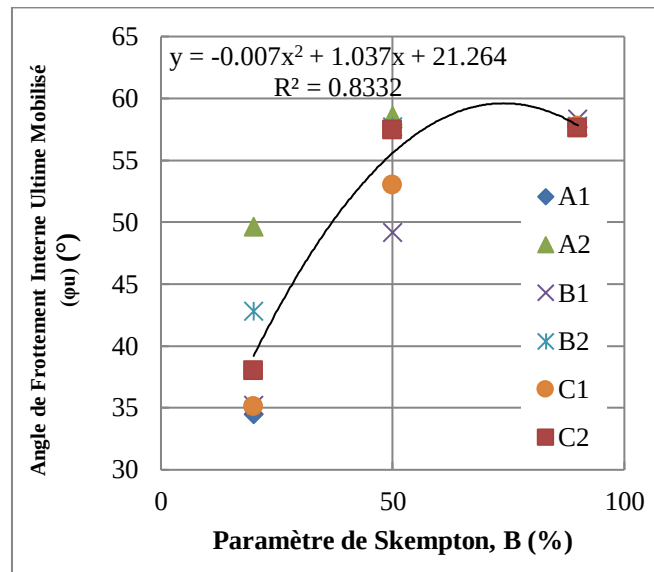


Figure 3.9: Angle de frottement interne ultime mobilisé (ϕ_u) en fonction de paramètre de Skempton (B)
($D_r = 25\%$, $P'_c = 100$ kPa)

3.5. Effet de paramètre de Skempton sur l'angle de frottement en état stable des sols sableux

La figure 3.10 présente l'effet du paramètre de Skempton sur l'angle de frottement en état stable pour six échantillons de sols sableux pour des diamètres variant entre 4 mm à 1 mm. Ils sont répartis en deux groupes. Le groupe 1, comprenant les classes A₁, B₁ et C₁, se caractérise par un diamètre efficace D_{10} de 0,25 mm et le groupe 2, formé des classes A₂, B₂ et C₂, présente quant à lui un diamètre efficace D_{10} plus fin, égal à 0,08 mm. On peut conclure que l'angle de frottement à l'état stable présente une augmentation notable en fonction de la hausse du paramètre de Skempton. Cette relation suit une tendance polynomiale bien définie, comme en témoigne le coefficient de corrélation relativement élevé ($R^2 = 0,80$), indiquant une forte cohérence entre les données expérimentales et le modèle ajusté. Cela suggère que le paramètre de Skempton joue

un rôle significatif dans le comportement mécanique du matériau, influençant directement sa résistance au cisaillement à l'état stable.

Toutefois, il convient de noter que certains points de données étaient très proches et semblaient se superposer pour le paramètre de Skempton le plus élevé des matériaux testés considérés. Les données obtenues indiquent que l'angle de frottement en état stable le plus faible correspond aux échantillons dont Les particules présentent un diamètre maximal important ($D_{max} = 4 \text{ mm}$), tandis que le paramètre de Skempton affiche sa valeur la plus basse avec $B = 20 \%$ par rapport à ($B = 50 \%$ et 90%) pour les échantillons testés du groupe 1. Toutefois, la tendance inverse a été observée dans le cas du groupe 2, où l'angle de frottement en état stable le plus faible correspond au diamètre maximal des particules le plus faible ($D_{max} = 1 \text{ mm}$) pour le même paramètre de Skempton ($B = 20 \%$).

Par ailleurs, les échantillons de sols sableux du groupe 1 présentent un angle de frottement en état stable inférieur à celui observé pour le groupe 2. Ce résultat suggère que l'augmentation de la taille maximale des particules contribue à accroître de manière significative l'angle de frottement en état stable des sols sableux testés à l'étude. En outre, les échantillons sableux du groupe 2 qui ont un diamètre efficace ($D_{10} = 0,08 \text{ mm}$) démontrent clairement que l'existence d'une quantité de fines à faible plasticité entre les gros grains du groupe 2, conduit à une diminution des forces inter particulaires entre eux ce qui conduit à une hausse pertinente de l'angle de frottement à l'état stable des matériaux analysés. Par conséquent, cette microstructure particulière contribue à renforcer l'angle de frottement à l'état stable des sols sableux examinés dans le cadre de cette étude.

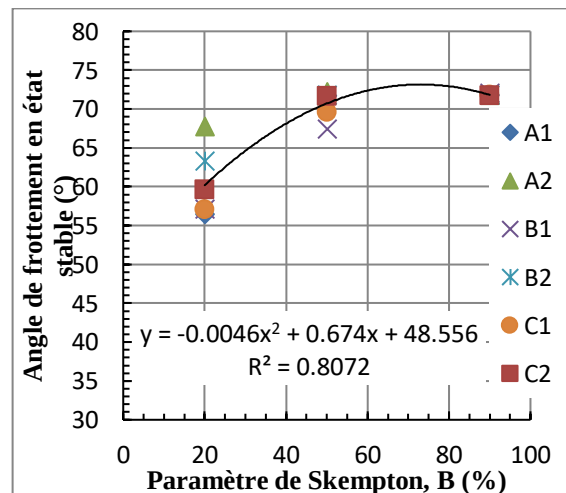


Figure 3.10: Effet de paramètre de Skempton sur angle de frottement en état stable
($D_r = 25 \%$, $P'_c = 100 \text{ kPa}$)

3.6. Impact de paramètre de Skempton sur l'indice de frottement des sols sableux

Dans le but d'examiner l'impact du coefficient de Skempton sur l'indice de frottement de six sols sableux, reconstitués en laboratoire avec une densité relative initiale de 25 % ($D_r = 25\%$), répartis en deux groupes selon leur diamètre efficace. Le groupe 1, comprenant les échantillons A₁, B₁ et C₁, possède un diamètre efficace D_{10} de 0,25 mm, tandis que le groupe 2, constitué des échantillons A₂, B₂ et C₂, présente un D_{10} de 0,08 mm. Les grains présentent des diamètres maximaux compris entre 1 mm et 4 mm ($1\text{ mm} \leq D_{\text{max}} \leq 4\text{ mm}$), et les essais sont réalisés en faisant varier le paramètre de Skempton ($B=20\%$, 50% et 90%).

La figure 3.11 illustre la corrélation entre le paramètre de Skempton et l'indice de frottement du sol sableux. Toutefois, il ressort clairement de cette figure que le paramètre de Skempton présente une bonne relation polynomiale avec l'indice de frottement des matériaux testés, Une corrélation notable a été observée avec un coefficient de détermination de $R^2 = 0,72$. Par ailleurs, il a été constaté que le paramètre de Skempton tend à croître en fonction de l'augmentation de l'indice de frottement pour l'ensemble des matériaux examinés.

Par conséquent, il convient de noter que les points de données montrent un écart plus important entre les valeurs du paramètre de Skempton le plus faible ($B = 20\%$) par rapport aux paramètres de Skempton les plus élevés et moyens ($B = 50\%$ et 90%). Les données obtenues indiquent que le paramètre de Skempton (B) pourrait être corrélé avec l'indice de frottement afin de prédire le comportement mécanique des matériaux testés.

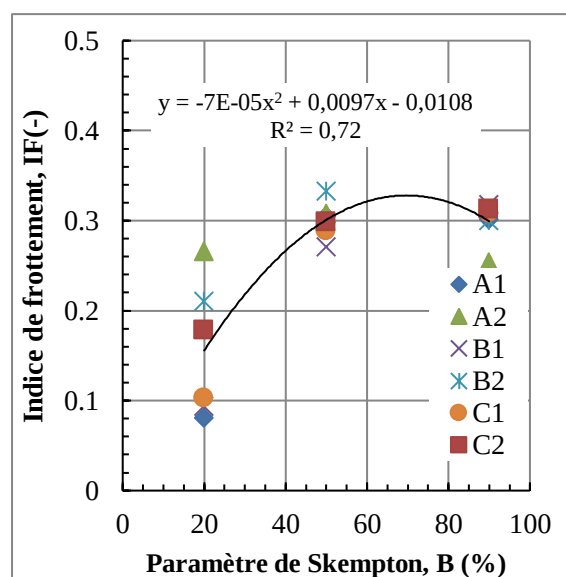


Figure 3.11: Effet de paramètre de Skempton sur l'indice de frottement
($D_r=25\%$, $P'_c=100\text{ kPa}$)

3.7. Relation entre le paramètre de Skempton et le potentiel d'écoulement des sols sableux

La figure 3.12 montre la relation entre le paramètre de Skempton et le potentiel d'écoulement [$V_f=1-(p'_{ss}/100)$] de deux groupes de sols sableux comme A₁, B₁ et C₁ avec un diamètre efficace constant ($D_{10}= 0,25$ mm) pour le groupe 1 et A₂, B₂ et C₂ avec un même diamètre efficace ($D_{10}= 0,08$ mm) pour le groupe 2.

De manière générale, les données expérimentales obtenues mettent en évidence que le paramètre de Skempton présente une relation de type polynomiale avec le potentiel d'écoulement, défini par l'expression $V_f=1-(p'_{ss}/100)$, pour l'ensemble des matériaux testés. Cette relation suggère une dépendance significative entre le niveau de pression interstitielle et la propension d'un sol à développer un écoulement. En particulier, il a été observé que le potentiel d'écoulement tend à augmenter avec la valeur du paramètre de Skempton, dans une plage comprise entre 20 % et 90 %. Cette tendance indique que plus le paramètre de Skempton est élevé, plus le matériau est susceptible de présenter un comportement proche de l'écoulement.

Il est intéressant de noter que dans la plage supérieure, allant de 50 % à 90 %, une tendance quasi-identique a été relevée pour tous les échantillons de sols sableux étudiés. Ce comportement homogène pourrait s'expliquer par un degré de saturation élevé des échantillons, ce qui réduit les différences de comportement entre les divers types de sable. La hausse du niveau de saturation tend à réduire les variations dans les réponses hydromécaniques des sols, accentuant ainsi la corrélation entre le paramètre de Skempton et le potentiel d'écoulement.

Ces résultats confirment la pertinence du paramètre de Skempton en tant qu'indicateur prédictif fiable du potentiel d'écoulement pour les sols sableux analysés.

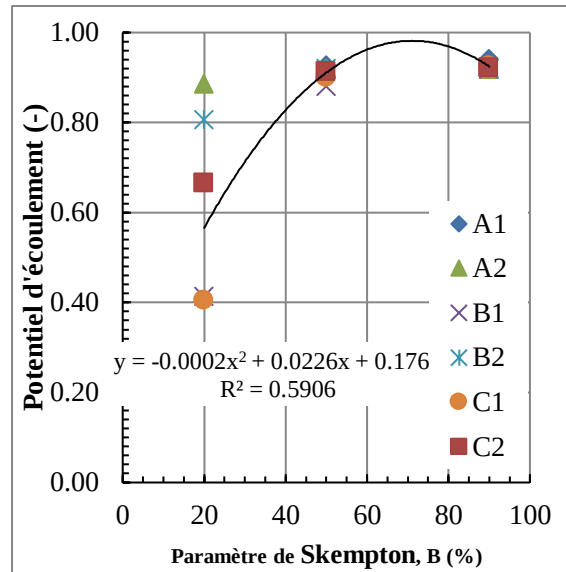


Figure 3.12: Effet de paramètre de Skempton sur potentiel d'écoulement
(Dr=25 %, P'_c=100 kPa)

3.8. Impact de paramètre de Skempton sur l'indice de fragilité des sols sableux

Dans le but d'évaluer le niveau de déformation sous chargement non drainé, Bishop, A. W. 1967 a introduit un nouveau paramètre appelé indice de fragilité (IB), destiné à caractériser ce comportement. Il est défini comme suit :

$$IB = \frac{q_{peak} - q_{ss}}{q_{peak}}$$

Où q_{peak} est la résistance au cisaillement maximale (point d'instabilité dans le plan du chemin de contrainte) et q_{ss} est la résistance au cisaillement en régime permanent. IB est compris entre $0 \leq IB \leq 1$. Si IB=1, le sol présente une réponse très fragile associée à une faible résistance au cisaillement en régime permanent (liquéfaction complète). En revanche, si IB=0, le sol présente une réponse non fragile ou une augmentation de la résistance à la déformation (sans écoulement). En se basant sur ces résultats, la figure 3.13 met en évidence l'impact du paramètre de Skempton sur l'indice de fragilité de six échantillons de sols sableux (A₁, B₁, C₁, A₂, B₂ et C₂) ont été reconstitués en utilisant trois valeurs différentes du paramètre de Skempton (B = 20 %, B = 50 % et B = 90 %) est clairement illustrée dans cette section, Les résultats montrent que l'augmentation du paramètre de Skempton entraîne une hausse de l'indice de fragilité pour tous les matériaux étudiés. Les écarts observés sont particulièrement prononcés pour les faibles valeurs de Skempton (B = 20 %), par rapport aux valeurs moyennes et élevées (B = 50 % et 90 %). Ces observations indiquent que le paramètre de Skempton pourrait être utilisé comme un indicateur pertinent pour

estimer l'indice de fragilité ainsi anticipé le comportement mécanique des matériaux testés.

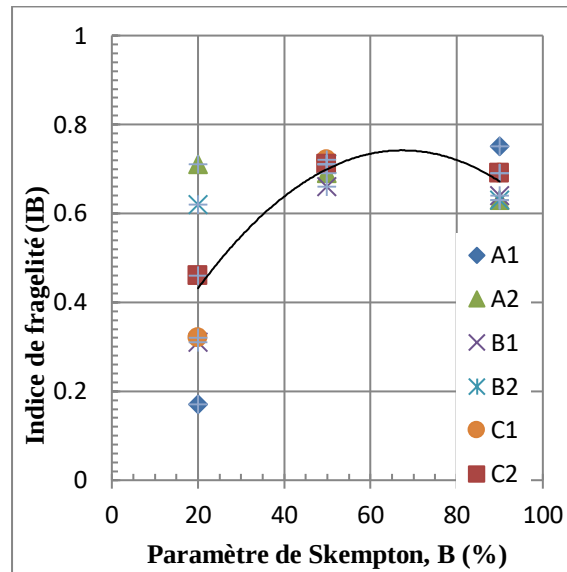


Figure 3.13: Influence de paramètre de Skempton sur l'indice de fragilité
($D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

3.9. Relation entre l'indice de frottement et la pression d'eau interstitielle des sols sableux

La figure 3.14 illustre la corrélation entre l'indice de frottement et la pression d'eau interstitielle dans les sols sableux. On observe que la pression d'eau interstitielle augmente de manière significative avec l'élévation de l'indice de frottement, suivant une tendance polynomiale bien marquée, caractérisée par un excellent coefficient de corrélation ($R^2 = 0,98$). Cette relation indique que l'augmentation de l'indice de frottement est étroitement conséquence directe de l'accroissement de la pression de l'eau interstitielle. Cet accroissement exerce par ailleurs une influence majeure sur le phénomène de liquéfaction des sols, en particulier dans les cas où les coefficients de Skempton atteignent 50 % et 90 %.

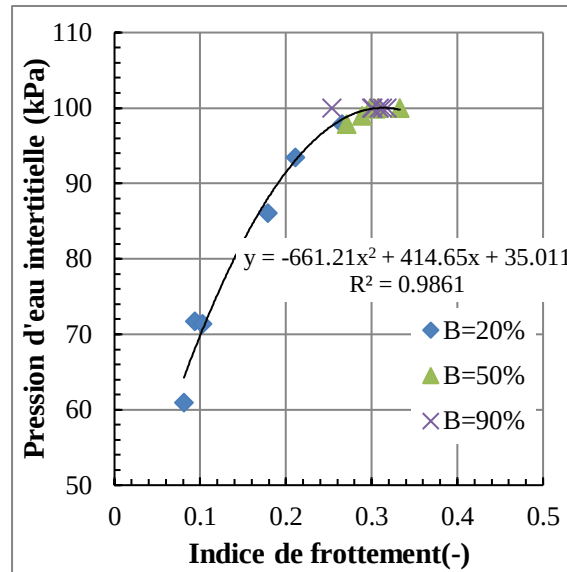


Figure 3.14: Relation entre l'indice de frottement et la pression d'eau interstitielle
($D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

3.10. Conclusion

Ce chapitre propose une analyse des données recueillies lors des essais de compression non drainée réalisés à l'aide d'un appareil triaxial statique. L'objectif est d'examiner l'influence du degré de saturation — mesuré à travers le paramètre de Skempton (B) — sur le comportement mécanique des sols sableux. Les échantillons testés avec différents diamètres maximaux ($4.00 \text{ mm} \geq D_{\max} \geq 1.0 \text{ mm}$) ont été divisés en deux groupes : A_1 , B_1 , C_1 avec un diamètre ($D_{10} = 0,25 \text{ mm}$) pour le groupe 1 et A_2 , B_2 , C_2 avec diamètre efficace ($D_{10} = 0,08 \text{ mm}$) pour le groupe 2. Ils ont été reconstitués par la méthode de dépôt humide ($w = 5\%$) à une densité relative initiale ($D_r=25\%$), examinés sous trois valeurs différentes du paramètre de pression interstitielle de Skempton ($B=20\%$, 50% et 90%) et soumis à une pression de confinement constante ($P'_c=100$ kPa).

L'analyse des résultats met en évidence l'impact significatif du paramètre de Skempton sur la résistance au cisaillement non drainée des sols sableux. Une diminution de ce paramètre, allant de 90% à 20% , s'accompagne d'une augmentation progressive de la résistance ultime au cisaillement et devient plus significative pour le diamètre efficace ($D_{10} = 0,25 \text{ mm}$). Des cas de réponse de liquéfaction statique complète et limitée ont été observés pour tous les échantillons de sols sableux testés.

Le chemin de contrainte (P' , q) illustre l'impact de paramètre de Skempton sur la réponse non drainée des sols sableux. Les échantillons préparés par paramètre de Skempton égale 20% montrent une augmentation significative des contraintes effectives

jusqu'à des valeurs maximales. À l'inverse, lorsqu'ils sont préparés par paramètre de Skempton égale 50 % et 90 %, ces mêmes matériaux présentent une diminution des contraintes effectives, aboutissant à un palier stable correspondant à une contrainte résiduelle. Ce phénomène reflète un comportement de radoucissement associé à la liquéfaction.

Le paramètre de Skempton a pu être corrélé avec l'angle de frottement interne ultime mobilisé, l'angle de frottement à l'état stable, l'excès pression d'eau interstitielle, l'indice de frottement, et le potentiel d'écoulement de deux groupes de sols sableux et ces facteurs augmentent avec l'augmentation du paramètre de Skempton.

Les résultats obtenus montrent que l'indice de fragilité constitue un paramètre particulièrement pertinent pour prédire le comportement mécanique non drainé des échantillons de sols sableux, en intégrant l'influence du paramètre de Skempton



Influence du diamètre maximal et le diamètre
efficace sur le comportement mécanique des
sables limoneux partiellement saturés



4.1. Introduction :

De nombreuses études se sont penchées sur le comportement mécanique des sols, révélant que la distribution granulométrique joue un rôle déterminant dans la résistance des sols à la liquéfaction (Lee et Fitton, 1968 ; Tsuchida, 1970 ; Seed et Idriss, 1971). Par ailleurs, la dimension des grains a également été identifiée comme un facteur clé influençant le comportement au cisaillement des sables limoneux.

Plusieurs études (Lim et al., 2012 ; Yang et al., 2012, 2015 ; Cherif Taïba et al., 2018) ont mis en évidence l'impact notable de la morphologie et des dimensions des particules sur le comportement mécanique des sables limoneux. D'autres travaux (Belkhatir et al., 2014 ; Cherif Taïba et al., 2016, 2017, 2019) soulignent quant à eux l'importance des caractéristiques morphologiques et granulométriques des grains dans la résistance au cisaillement ainsi que dans le comportement à l'interface des sables limoneux.

(Lim et al. 2012, Yang et al 2012, 2015 et Cherif Taiba et al 2018) ont montré que la forme et la taille des particules ont une influence significative sur les propriétés mécaniques des sables limoneux. (Belkhatir et al 2014, Prashanth et al 2015, Cherif Taiba et al 2016, 2017 et 2019) ont indiqué que la taille et les caractéristiques morphologiques des particules jouent un rôle essentiel dans la résistance au cisaillement et au cisaillement interfacial des sables limoneux. Monkul et al. (2016) ont indiqué que la granulométrie du sol de base avait un impact remarquable sur le potentiel de liquéfaction statique des sables propres et limoneux

La littérature scientifique comporte relativement peu de travaux se sont intéressées à l'influence de la taille des particules du sol sur les sols partiellement saturés, notamment en ce qui concerne le paramètre de Skempton et les propriétés de résistance au cisaillement des sables limoneux.

Dans ce chapitre, nous exposons les résultats expérimentaux obtenus en analysant l'influence de la nouvelle distribution granulométrique en terme du diamètre maximal des particules D_{max} et le diamètre efficace D_{10} et le diamètre efficace relatif ($RED = D_{10}/D_{max}$) de deux groupes de sols sableux nommés (A_1, B_1, C_1) avec un diamètre efficace ($D_{10}= 0,25$ mm) pour le groupe 1 et (A_2, B_2, C_2) avec un diamètre efficace ($D_{10}= 0,08$ mm) pour le groupe 2, les deux groupes ayant été préparés avec la même plage de diamètre maximal des particules ($1 \text{ mm} \leq D_{max} \leq 4 \text{ mm}$). Tous les échantillons ont été reconstitués par la méthode de dépôt

humide ($\omega=5\%$) à une densité relative initiale ($D_r= 25\%$), testés sous trois paramètres de Skempton ($B= 20\%, 50\%$ et 90%) et soumis à une pression de confinement constante ($P'_c= 100$ kPa).

4.2. Impact du diamètre maximal sur le rapport des vides des sables limoneux

L'influence du diamètre maximal des particules sur le rapport entre l'indice des vides maximal ($e_{\max}$) et minimal ($e_{\min}$) a été examinée pour deux groupes de sols sableux présentant une même plage de diamètres maximaux des particules de ($1 \text{ mm} \leq D_{\max} \leq 4 \text{ mm}$) avec deux diamètres efficaces ($D_{10}= 0,25 \text{ mm}$) et ($D_{10}= 0,08 \text{ mm}$) pour le groupe 1 et le groupe 2 sont montrés dans la figure 4.1. Comme on peut le voir sur ce graphique, les indices de vide extrêmes ($e_{\max}$ et $e_{\min}$) affichent de bonnes relations linéaires avec le diamètre maximal des particules ($R^2 \geq 0,9$) pour tous les matériaux testés considérés. En effet, les indices de vide maximum et minimum ($e_{\max}$ et $e_{\min}$) diminuent avec l'augmentation du diamètre maximum des particules des sols sableux sélectionnés à travers les diamètres efficaces ($D_{10}=0,25 \text{ mm}$ et $D_{10}=0,08 \text{ mm}$). Les données obtenues confirment que la gradation du sol en termes de diamètre maximal des particules a une influence significative sur la modification de la densité des sols sableux étudiés.

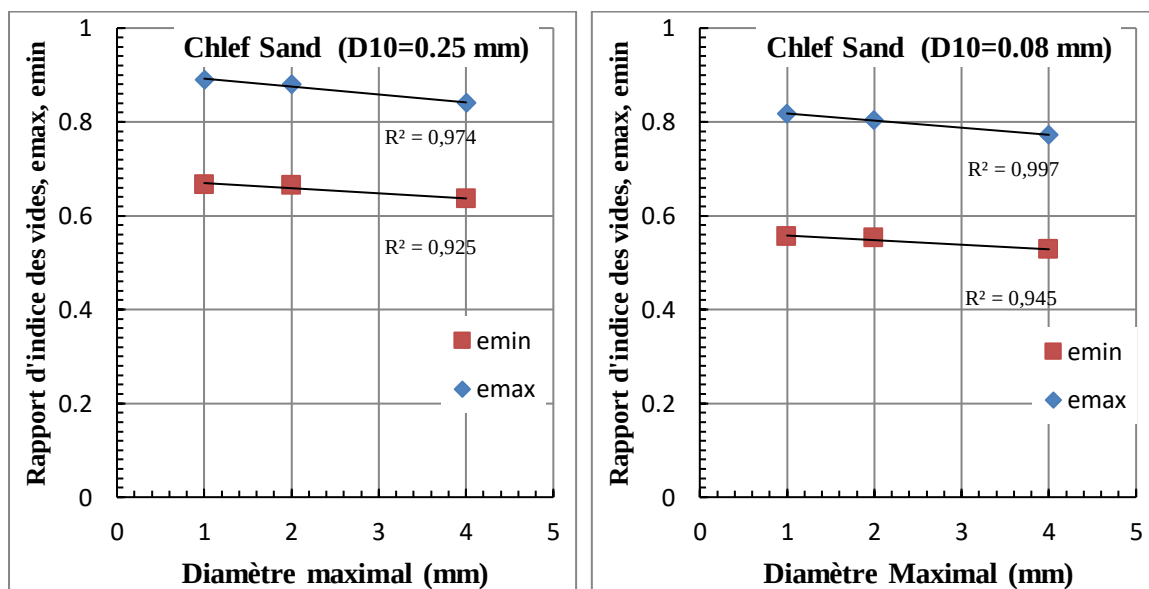


Figure 4.1 : Rapport d'indice des vides extrêmes en fonction du diamètre maximal des particules.

a)- Groupe 1 ($D_{10}=0,25$ mm) b)- Groupe 2 ($D_{10}=0,08$ mm)

4.3. Résultats des essais mécaniques non drainées

4.3.1. Effet de diamètre efficace D_{10}

Les figures (4.2 à 4.10) présentent la réponse mécanique non drainée des échantillons des sols sableux ayant deux différents diamètres efficace des particules : [$(D_{10}=0,25$ mm pour les échantillons A_1, B_1, C_1) et ($D_{10}=0,08$ mm pour les échantillons A_2, B_2, C_2) et des différents diamètres maximaux (4.00 mm, 2.00 mm, 1.00 mm) pour A_i, B_i, C_i respectivement. Les échantillons ont été reconstitués au laboratoire par la méthode de damage humide ont une densité relative ($D_r=25\%$), trois paramètres de Skempton ($B=20\%$, $B= 50\%$, $B= 90\%$) et soumis à une pression initiale de confinement constante ($P'_c=100$ kPa).

4.3.1.1. (Echantillons : A_1, A_2) avec $D_{max} = 4.00$ mm

Les figures (4.2 à 4.4) montrent que les échantillons A_i , caractérisés par un diamètre maximal de 4.00 mm et un diamètre efficace des particules $D_{10} = 0.25$ mm (A_1) et $D_{10} = 0.08$ mm (A_2), présentent une résistance mécanique non drainée plus élevée lorsque $D_{10} = 0.25$ mm. En effet, les valeurs maximales de contrainte déviatorique atteignent $q_{max} = 142.65$ kPa (A_1) contre seulement $q_{max} = 95.41$ kPa (A_2) pour un paramètre de Skempton $B = 20$ %. Pour $B = 50$ et 90 on a remarqué même résultats qui nous avons déjà montré précédemment

Ce comportement met en évidence l'importance de la granulométrie grossière dans l'amélioration de la résistance. Par ailleurs, la surgénération de pression interstitielle reste plus faible dans le cas des échantillons A_1 ($\Delta u_{max} = 60.97$ kPa) par rapport à A_2 ($\Delta u_{max} = 97.88$ kPa). Ainsi, la présence de la fraction granulométrique jusqu'à $D_{max} = 4$ mm favorise la stabilité mécanique en limitant l'accumulation de pression interstitielle et en améliorant la résistance au cisaillement.

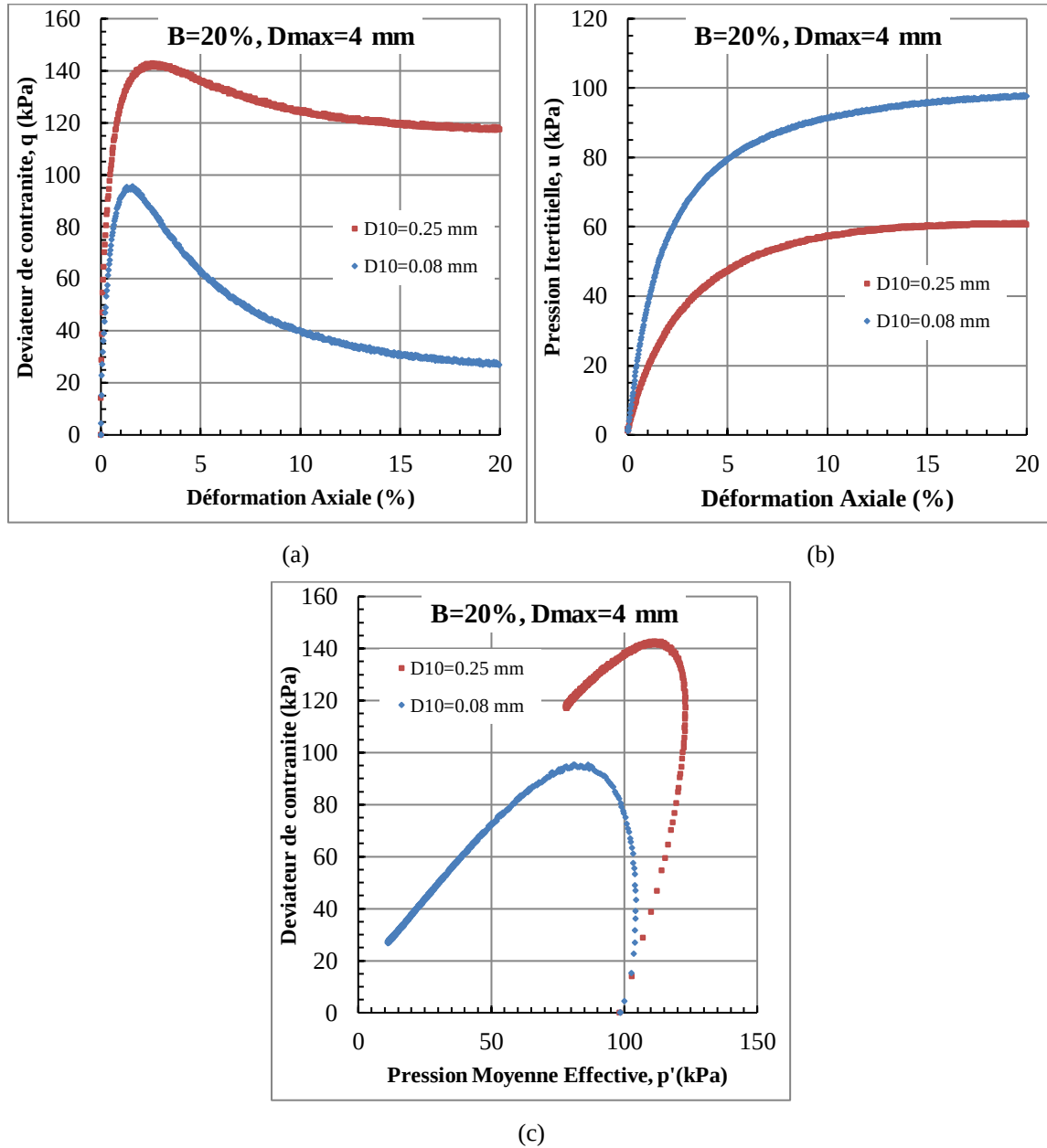


Figure 4.2: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A_1 , A_2)

($B=20\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100\text{ kPa}$)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

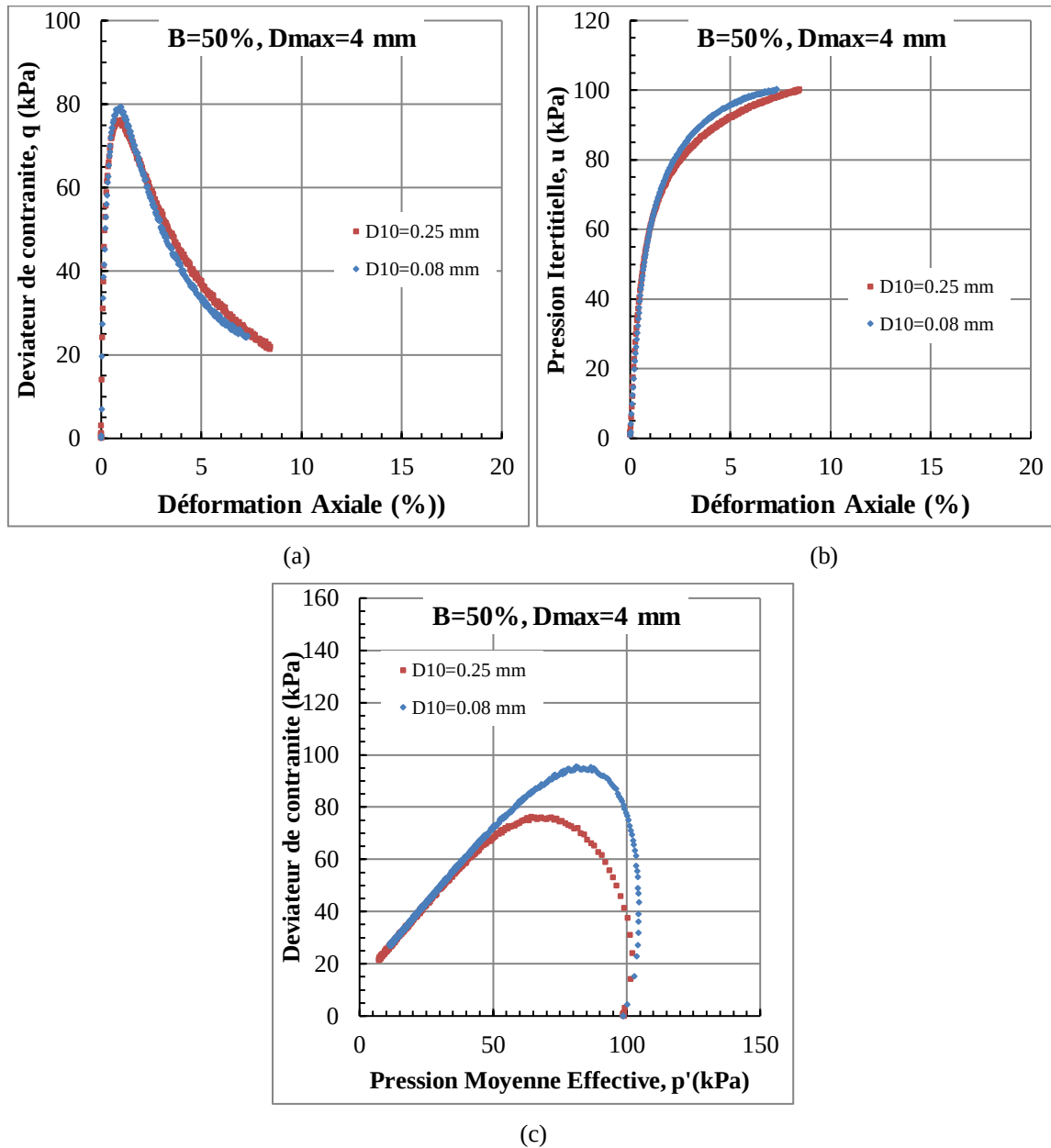


Figure 4.3: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A_1 , A_2)

($B=50\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100 \text{ kPa}$)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

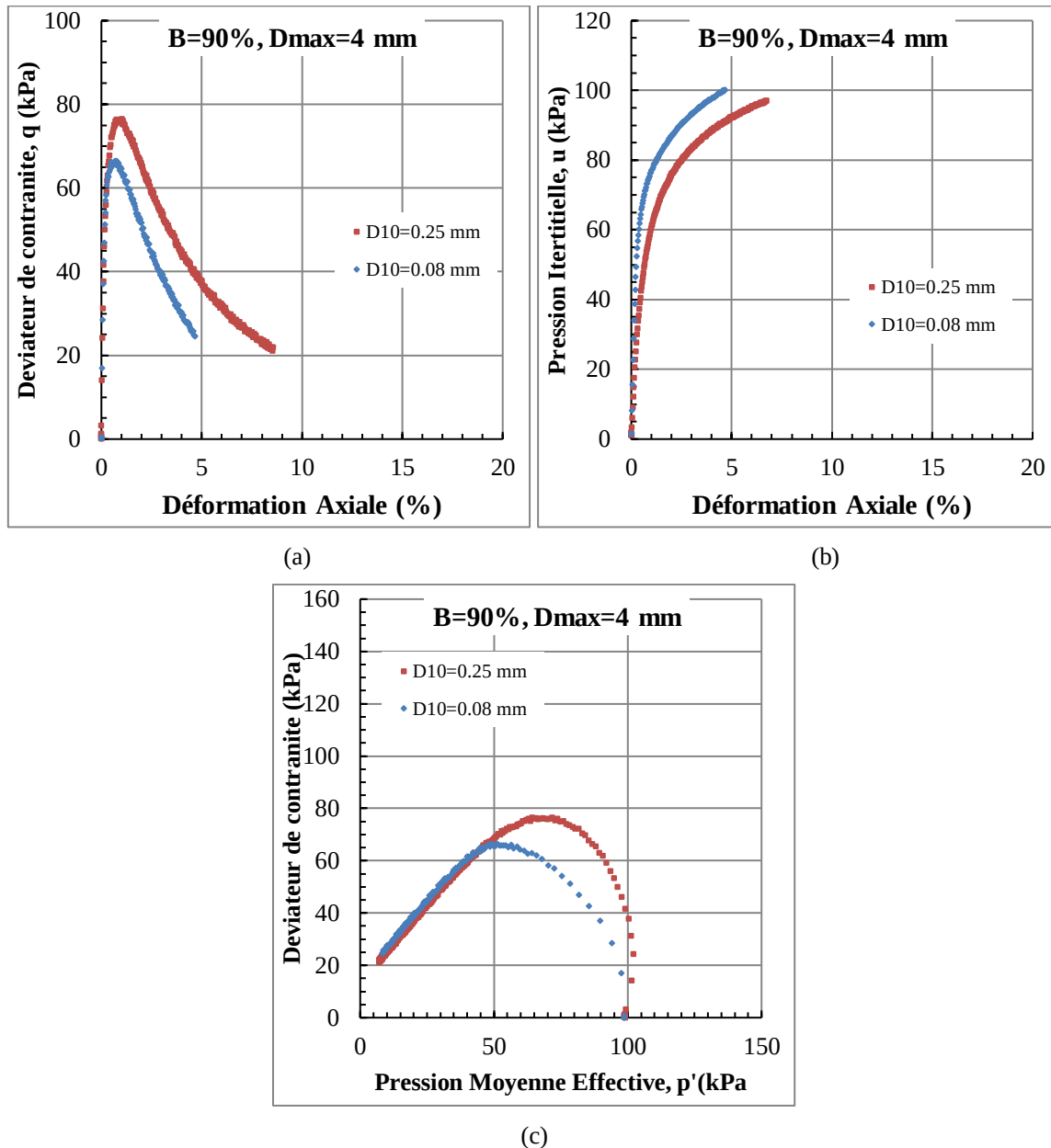


Figure 4.4: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A_1 , A_2)

($B=90\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100 \text{ kPa}$)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

4.3.1.2. (Echantillons : B_1 , B_2) avec $D_{max} = 2.00 \text{ mm}$

D'après les figures 4.5 , 4.6 , 4.7 les résultats montrent également une influence marquée du diamètre efficace D_{10} . De plus on a remarqué que les échantillons avec $D_{10} = 0.25 \text{ mm}$ (B_1) atteignent une résistance au cisaillement maximale de $q_{max} = 131.72 \text{ kPa}$, supérieure à celle obtenue pour $D_{10} = 0.08 \text{ mm}$ (B_2) ($q_{max} = 99.72 \text{ kPa}$). Toutefois, il est à noter que, comparativement aux séries A_i , la résistance des échantillons B_i est plus faible. Cela

s'explique par l'absence de la fraction de particules comprises entre 2 mm et 4 mm, qui aurait contribué à améliorer la structure granulométrique et la transmission des efforts. De plus, la pression interstitielle maximale enregistrée est plus élevée pour B₂ ($\Delta u_{\max} = 93.48$ kPa) que pour B₁ ($\Delta u_{\max} = 71.76$ kPa), confirmant l'effet défavorable de la réduction de D₁₀ et de la perte de la fraction grossière sur la stabilité mécanique.

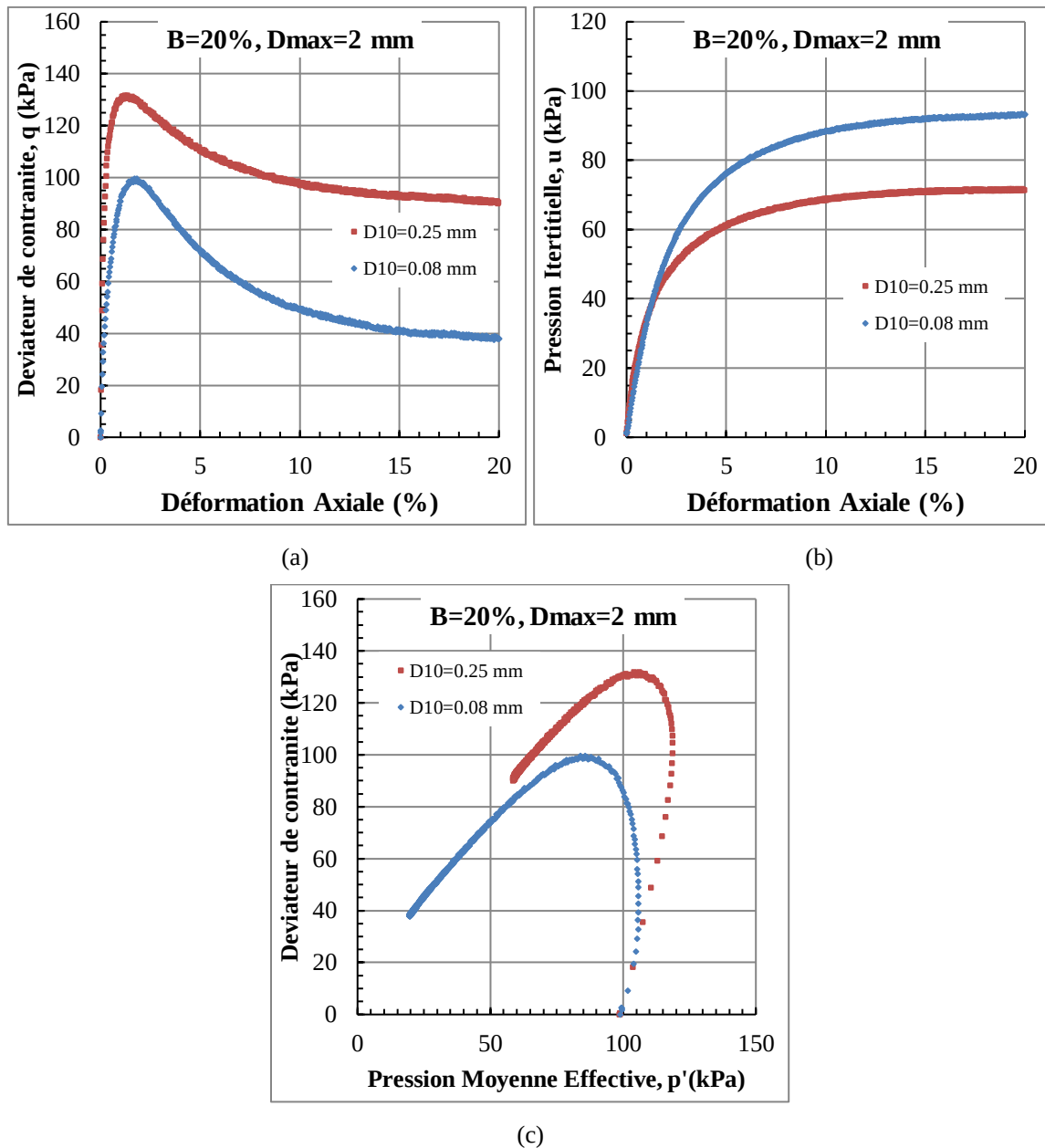


Figure 4.5: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B₁, B₂)

(B=20%, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

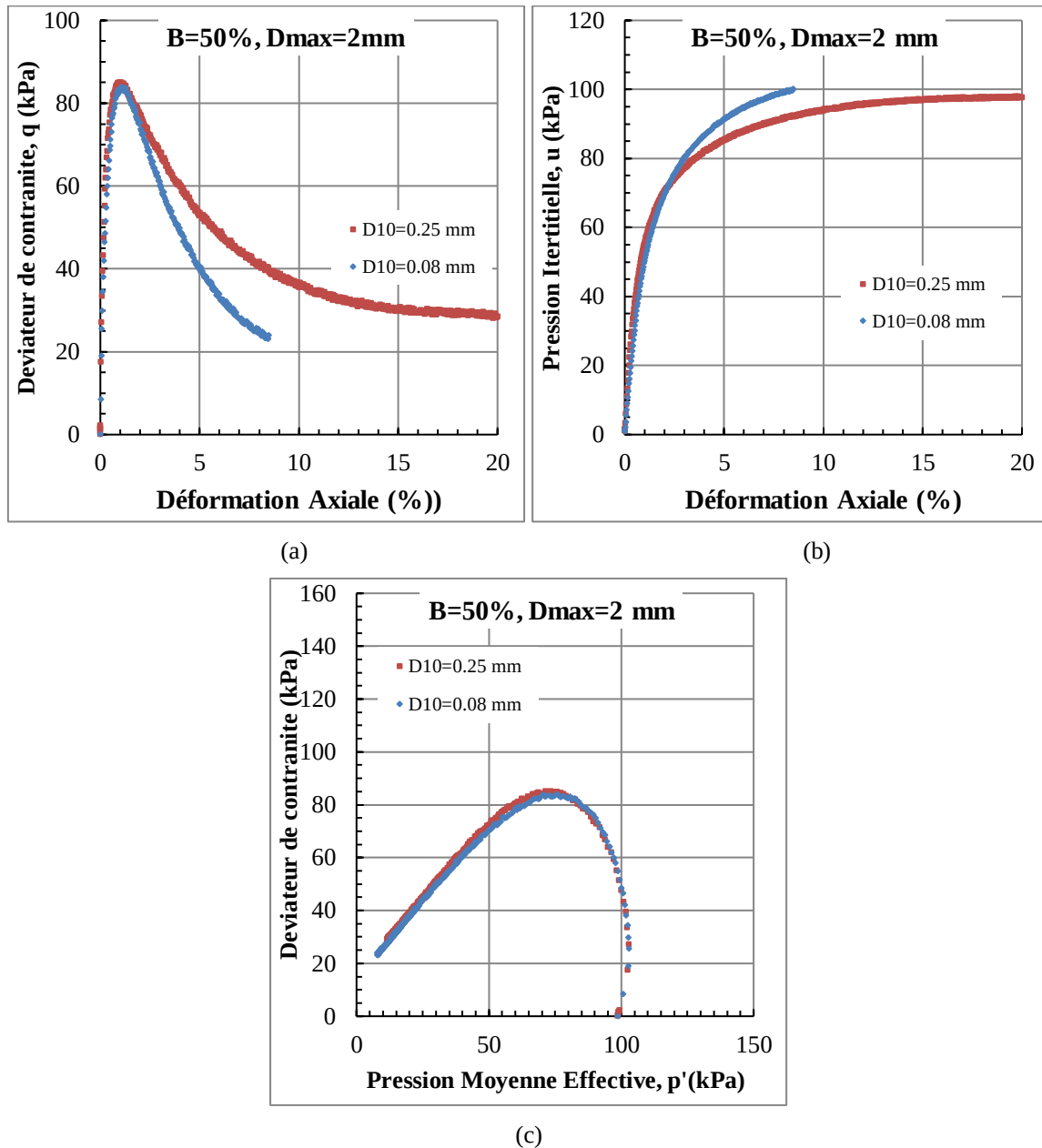


Figure 4.6: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B_1 , B_2)

($B=50\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100\text{ kPa}$)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

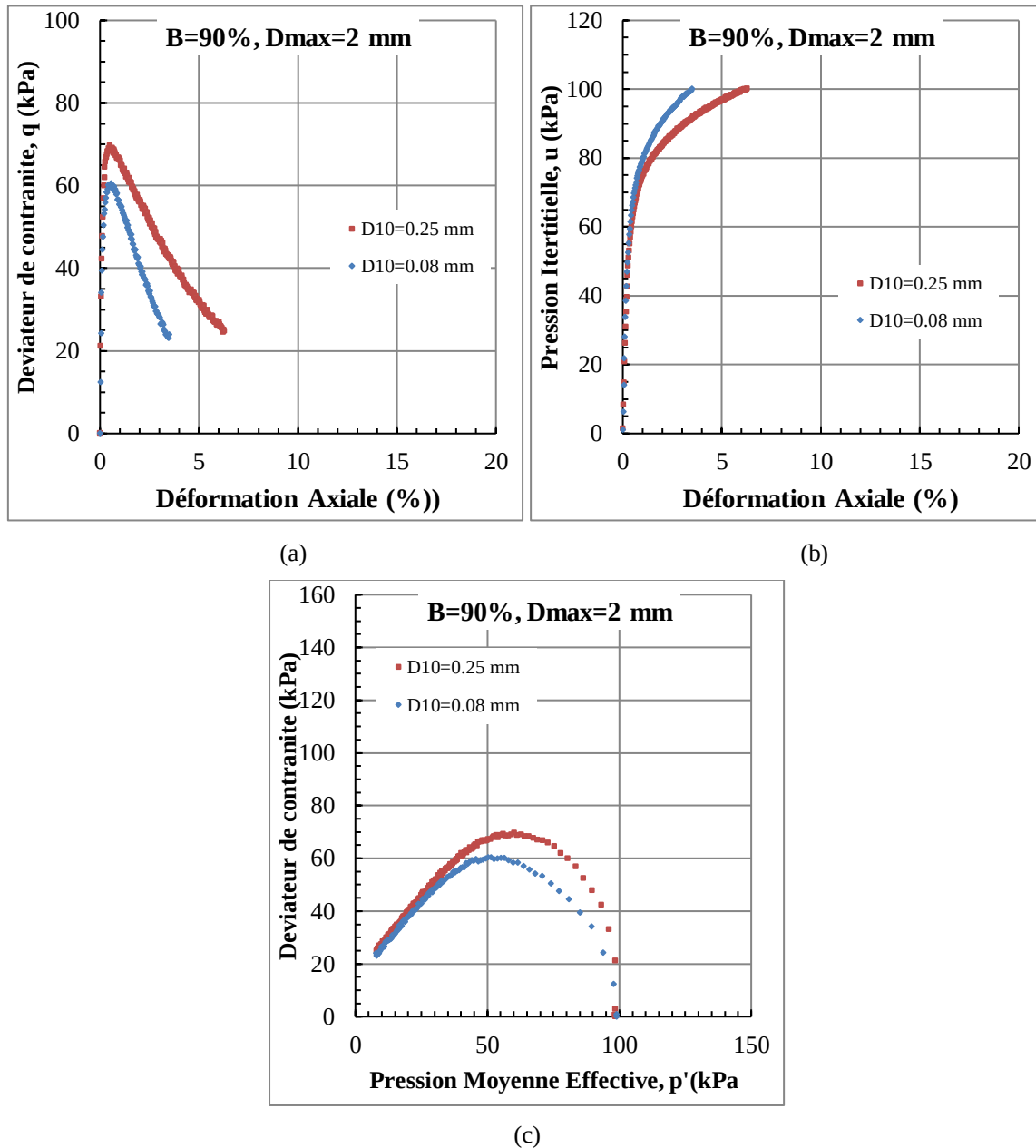


Figure 4.7: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : B₁, B₂)

(B=90%, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

(a) – q – ε

(b) – q – u

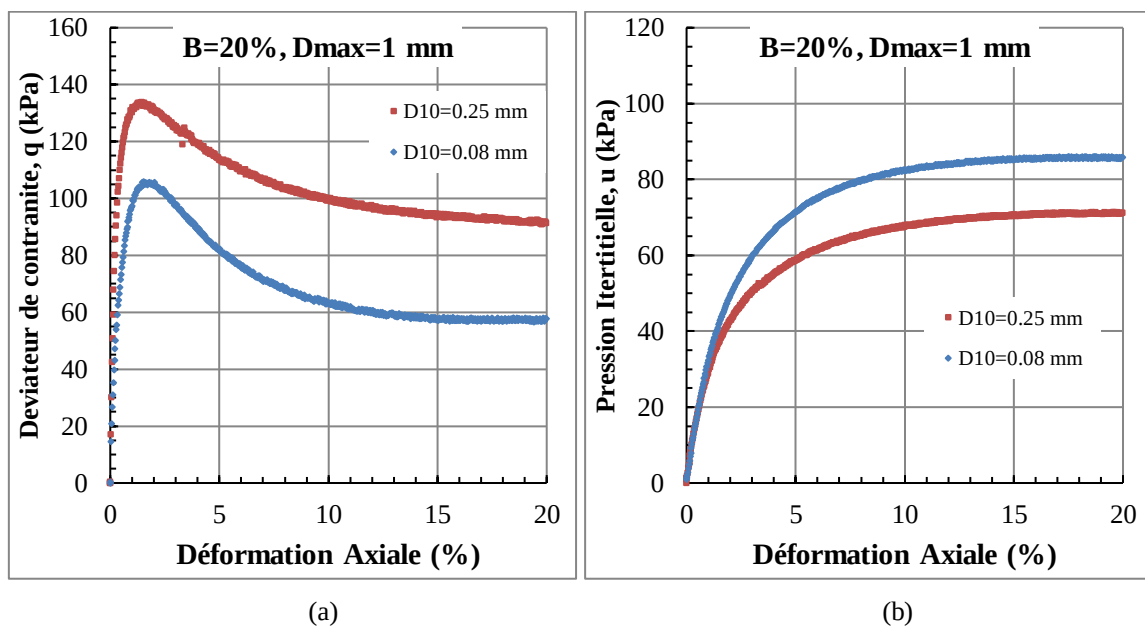
(c) – q – p'

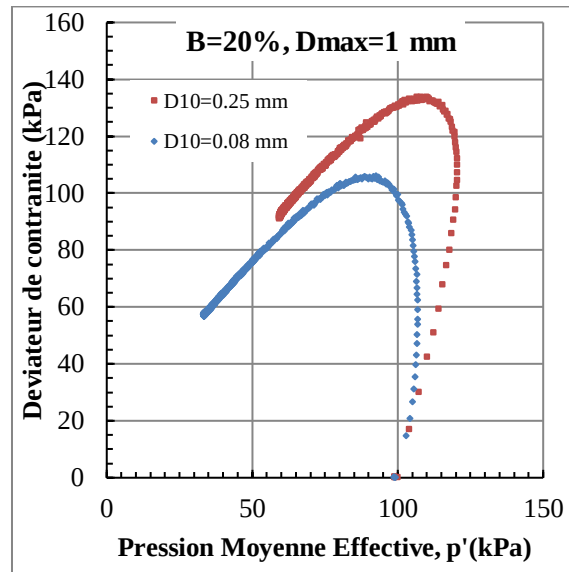
4.3.1.3. (Echantillons : C₁, C₂) avec D_{max} = 1.00 mm

Dans le cas des échantillons C_i, avec un diamètre maximal de 1.00 mm, la tendance est similaire à celle observée pour les autres séries. Les valeurs maximales de contrainte déviatorique atteignent $q_{\max} = 133.77$ kPa (C₁, D₁₀ = 0.25 mm) et $q_{\max} = 106.06$ kPa (C₂, D₁₀ = 0.08 mm). Toutefois, ces résistances demeurent inférieures à celles des échantillons A_i, ce qui met en évidence l'effet négatif de l'absence de la fraction granulométrique comprise entre

1 mm et 4 mm. Concernant la pression interstitielle, elle reste plus faible pour C_1 ($\Delta u_{\max} = 71.39$ kPa) comparativement à C_2 ($\Delta u_{\max} = 86.04$ kPa). Enfin, l'analyse des chemins de contrainte (p' , q) montre une diminution plus marquée de la pression moyenne effective pour les échantillons C_i , confirmant que la réduction du diamètre maximal des particules contribue à un affaiblissement progressif de la structure granulaire et donc à une plus grande susceptibilité à la liquéfaction.

Dans les trois cas étudiés, les sols sableux ayant un diamètre efficace $D_{10} = 0.25$ mm présentent systématiquement une meilleure résistance au cisaillement et une surgénération plus faible de la pression interstitielle que ceux avec $D_{10} = 0.08$ mm. L'influence du diamètre maximal est également déterminante : les échantillons A_i ($D_{\max} = 4$ mm) sont globalement les plus résistants, tandis que les séries B_i (2 mm) et surtout C_i (1 mm) révèlent une tendance à la diminution de la résistance mécanique et une plus grande vulnérabilité à la liquéfaction.





(c)

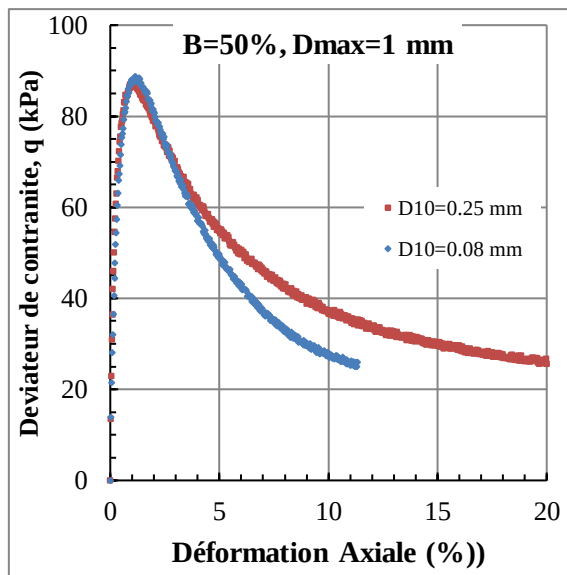
Figure 4.8: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C_1 , C_2)

($B=20\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

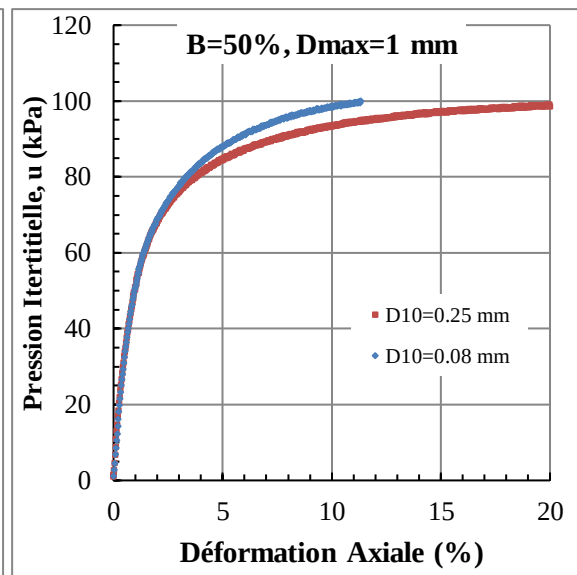
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

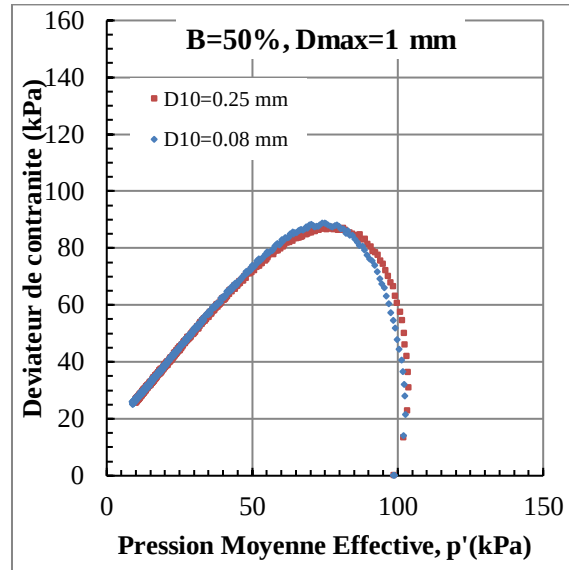
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

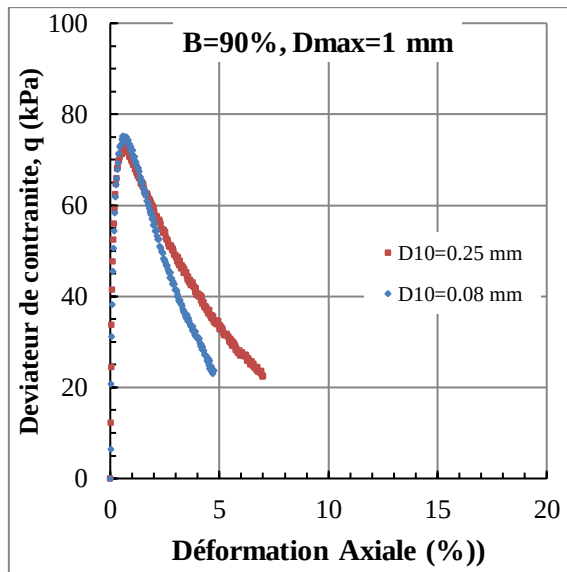
Figure 4.9: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C₁, C₂)

(B=50%, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

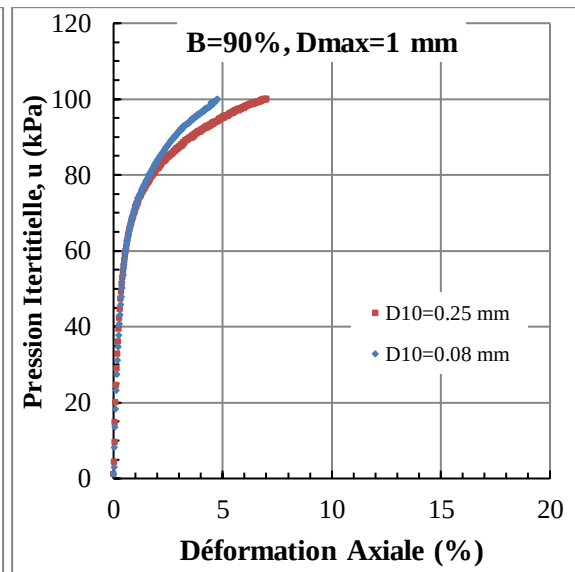
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

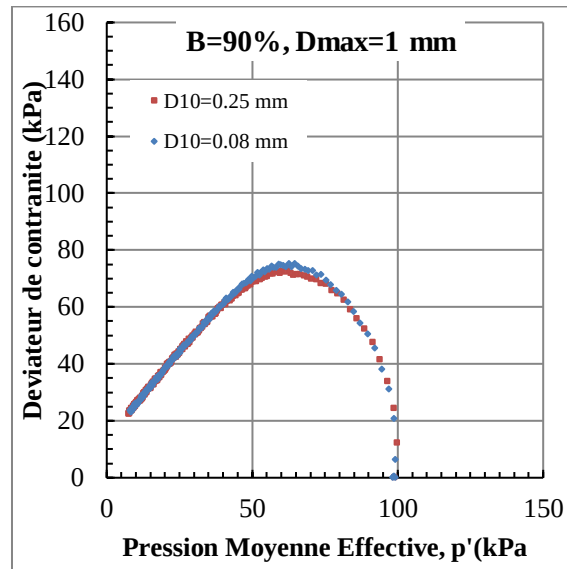
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

Figure 4.10: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : C₁, C₂)

(B=90%, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

4.3.2. Effet de diamètre maximal

4.3.2.1. Groupe 1 (A₁, B₁ et C₁ avec D₁₀ = 0.25 mm)

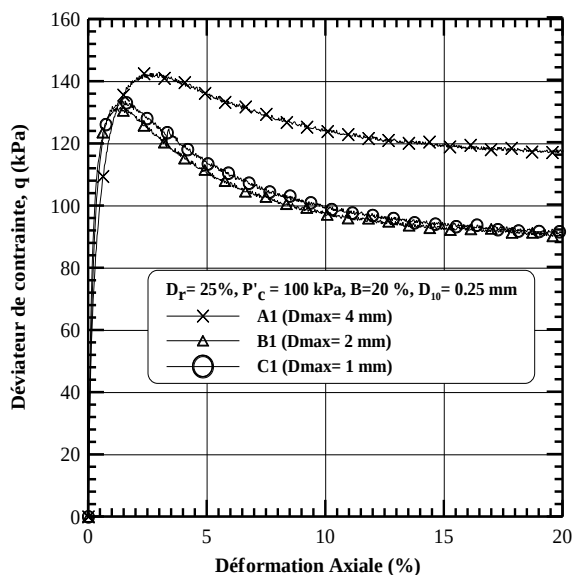
Les figures 4.11, 4.12 et 4.13 illustrent les résultats obtenus lors des essais de compression non drainée menés sur trois échantillons distincts de sols sableux (A₁, B₁ et C₁) préparés en laboratoire avec un diamètre efficace (D₁₀ = 0.25 mm) et trois diamètres maximaux de particules différents tels que (« D_{max} = 4 mm pour A₁, D_{max} = 2 mm pour B₁ et D_{max} = 1 mm pour C₁ ») pour une densité relative initiale (Dr= 25%), trois paramètres de Skempton (B=20%, 50% et 90%) et exposé à une contrainte de confinement de 100 kPa.

En général, on remarque sur ces figures que des cas de liquéfaction statique complète et limitée ont été enregistrés pour les différents échantillons testés sous différents paramètres de Skempton (B) avec un impact clair du diamètre maximal des particules D_{max} sur la réponse de la résistance au cisaillement non drainée. De plus, il est clair que la résistance au cisaillement non drainé des échantillons A₁, B₁ et C₁ augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des particules et devient plus évidente à un diamètre maximal des particules plus élevé (D_{max} = 4 mm) pour le paramètre de Skempton (B=20%). La tendance inverse a été observée pour les paramètres Skempton (B=50% et 90%). Ce résultat s'explique par l'effet conjugué du paramètre D_{max} et de celui de Skempton, qui favorisent l'augmentation de la résistance au

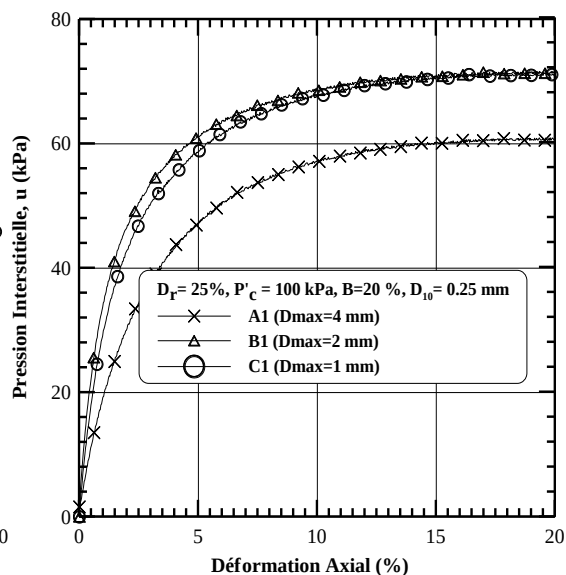
cisaillement non drainée des échantillons testés, en raison de l'imbrication des grains grossiers. En outre, les données obtenues indiquent que l'augmentation de la résistance au cisaillement est plus significative pour le paramètre de Skempton ($B=20\%$) que pour ($B=50\%$ et 90%) pour le même diamètre maximal de particule, cette tendance peut être attribuée à l'augmentation de l'imbrication des particules entre les grains grossiers des sols sableux en raison de la diminution du paramètre de Skempton qui réduit la contractilité des échantillons testés.

Les figures 4.11b, 4.12b et 4.13b montrent l'évolution de la pression d'eau interstitielle selon la déformation axiale. On observe que cette pression tend à croître à mesure que le diamètre maximal des particules diminue pour le paramètre de Skempton ($B=20\%$). En revanche, la tendance inverse a été observée et devient très prononcée pour le paramètre de Skempton ($B=50\%$ et 90%).

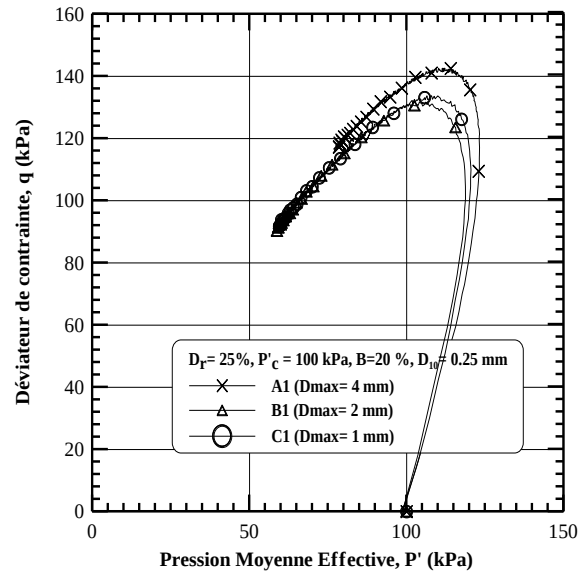
L'évolution de la contrainte dans le plan (p' , q) met en évidence l'influence du paramètre de Skempton ainsi que celle du diamètre maximal des particules (B et D_{max}) sur la réduction à la fois de la contrainte effective moyenne et de la contrainte déviatorique maximale (voir figures 4.11c, 4.12c et 4.13c).



(a)



(b)



(c)

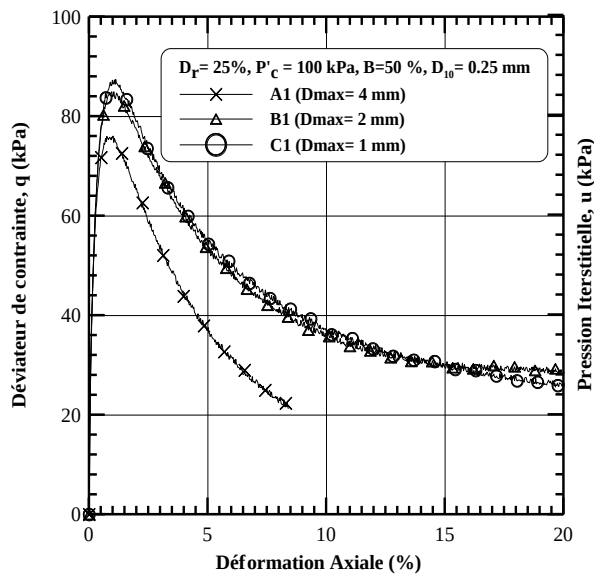
Figure 4.11: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₁, B₁, C₁)

($B = 20\%$, $D_r = 25\%$, $P'_c = 100$ kPa)

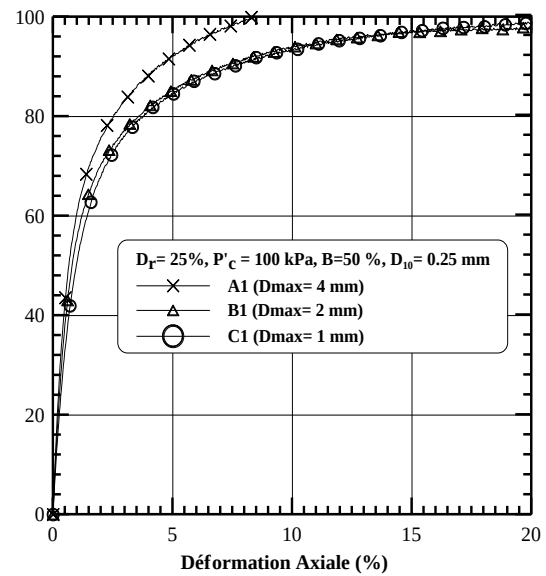
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

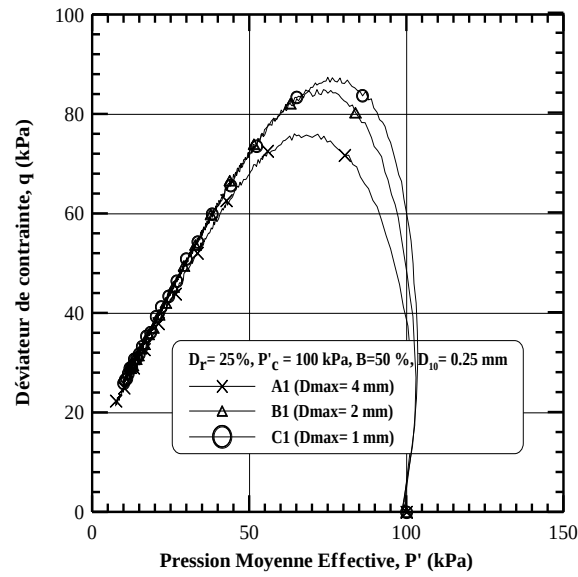
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

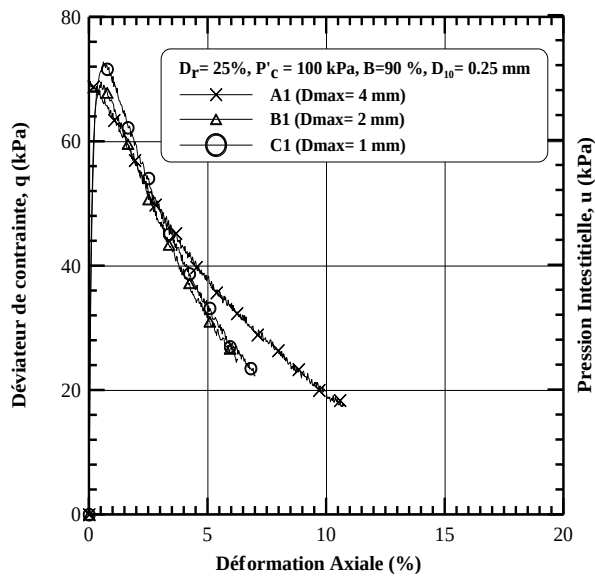
Figure 4.12: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₁, B₁, C₁)

($B=50\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

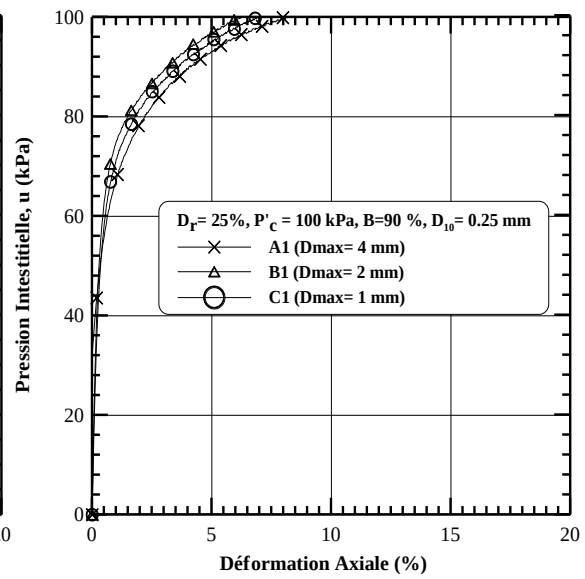
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

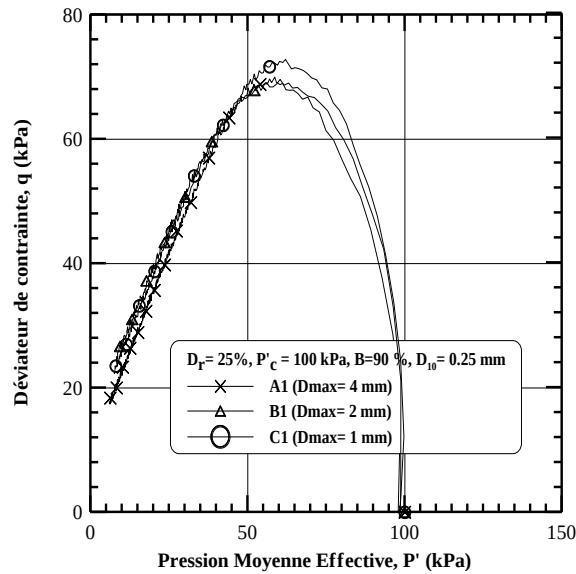
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

Figure 4.13: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₁, B₁, C₁)

(B=90%, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$

4.3.2.2. Groupe 2 (A₂, B₂ et C₂ avec D₁₀ = 0.08 mm)

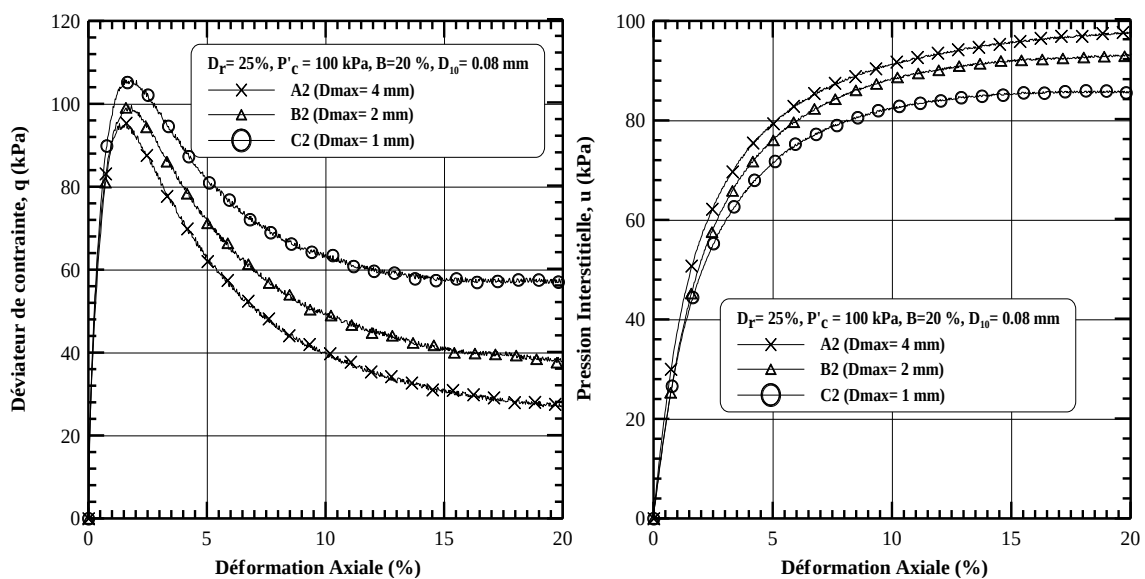
Les figures 4.14, 4.15 et 4.16 illustrent la réponse à la résistance au cisaillement non drainée de trois sols sableux appelés A₂, B₂ et C₂. Ces sols ont été reconstitués avec des diamètres maximaux de particules distincts respectivement 4 mm, 2 mm et 1 mm tout en conservant un diamètre effectif constant (D₁₀ = 0,08 mm). Tous les échantillons ont été préparés en laboratoire avec une densité relative initiale lâche (Dr = 25 %) et testés sous les paramètres de Skempton tels que (B = 20 %, 50 % et 90 %). Les échantillons de sols sableux ont été soumis à une pression de confinement constante (P'_c = 100 kPa).

Les résultats des tests démontrent clairement que des cas de liquéfaction statique complète et limitée ont été enregistrés pour les différents échantillons testés sous différents paramètres de Skempton (B=20%, 50% et 90%). En général, le diamètre maximal des particules joue un rôle important dans l'évolution de la résistance au cisaillement non drainé, notamment avec un impact approprié du paramètre de Skempton sur ce comportement. Par ailleurs, on observe que la résistance au cisaillement non drainé des échantillons A₂, B₂ et C₂ tend à s'accroître lorsque le diamètre maximal des particules diminue [(q_{peak}=106.06 kPa pour D_{max}=1 mm, q_{peak} =99.72 kPa pour D_{max} =2 mm et q_{peak} =95.42 kPa pour D_{max} =4 mm)] pour B=20% et [(q_{peak} =88. 74 kPa pour D_{max} =1mm, q_{peak} =83.87 kPa pour D_{max} =2 mm et q_{peak}

=79.34 kPa pour $D_{\max} = 4$ mm)] pour $B=50\%$ et [($q_{\text{peak}} = 66.48$ kPa pour $D_{\max} = 1$ mm, $q_{\text{peak}} = 60.46$ kPa pour $D_{\max} = 2$ mm et $q_{\text{peak}} = 75.18$ kPa pour $D_{\max} = 4$ mm)] pour $B=90\%$. Ce résultat s'explique par l'effet conjoint de $D_{\max}$ et des coefficients B sur l'amélioration de la résistance au cisaillement non drainée des échantillons testés. On peut relier cette augmentation à l'enchevêtrement des grains grossiers avec les grains fins, qui joue un rôle clé dans le comportement mécanique du matériau. De plus, les données montrent que l'augmentation de la résistance au cisaillement est plus marquée lorsque le paramètre de Skempton (B) est de 20 %, comparativement aux valeurs de $B=50\%$ et $B=90\%$, pour un même diamètre maximal de particule. Cette évolution peut s'expliquer par un enchevêtrement plus prononcé des particules dans les grains grossiers des sables limoneux, lié à la baisse du coefficient de Skempton. Cette dernière réduit la contractilité des échantillons testés, contribuant ainsi à renforcer leur résistance.

Les figures 4.14b, 4.15b et 4.16b montrent l'évolution de l'excès de pression d'eau interstitielle selon de la déformation axiale. Il est observable que cette pression excédentaire croît avec l'augmentation du diamètre maximal des particules pour les différents paramètres de Skempton ($B = 20 \%$, 50% et 90%). Cette tendance devient particulièrement marquée pour le paramètre $B = 90 \%$.

L'évolution de la contrainte dans le plan (p' , q) met en évidence du diamètre maximal des particules sur la réduction de la contrainte effective moyenne et de la contrainte déviatorique maximale (voir figures 4.14c, 4.15c et 4.16c).



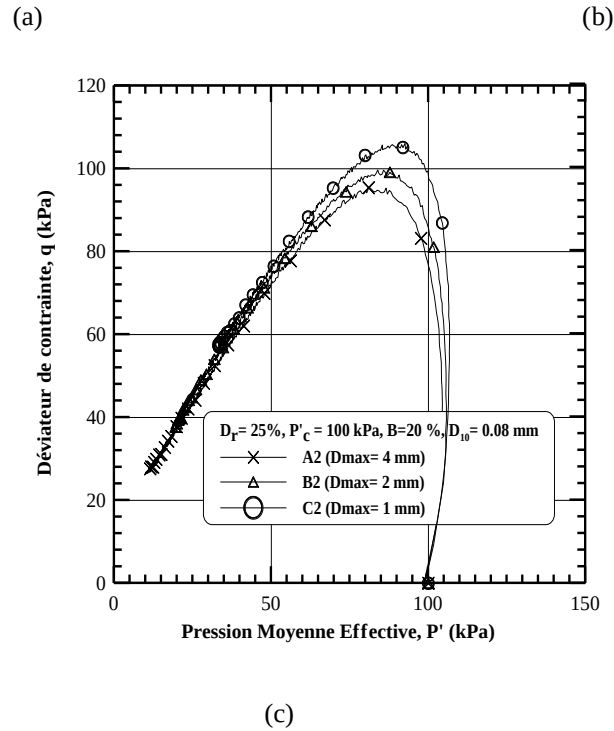


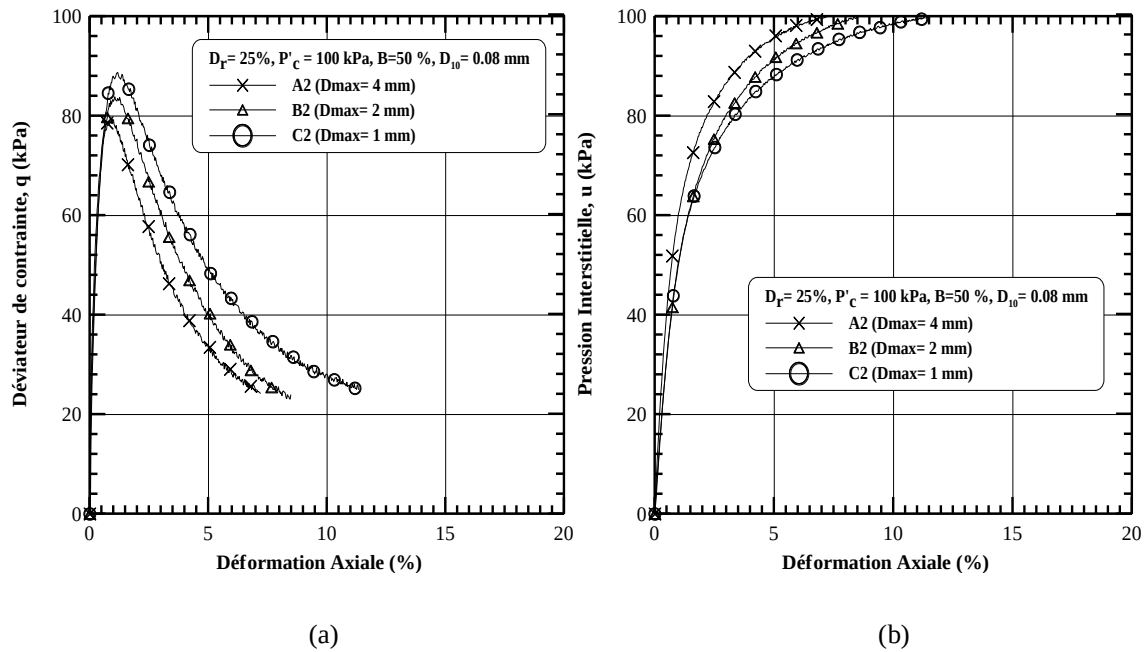
Figure 4.14: Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₂, B₂, C₂)

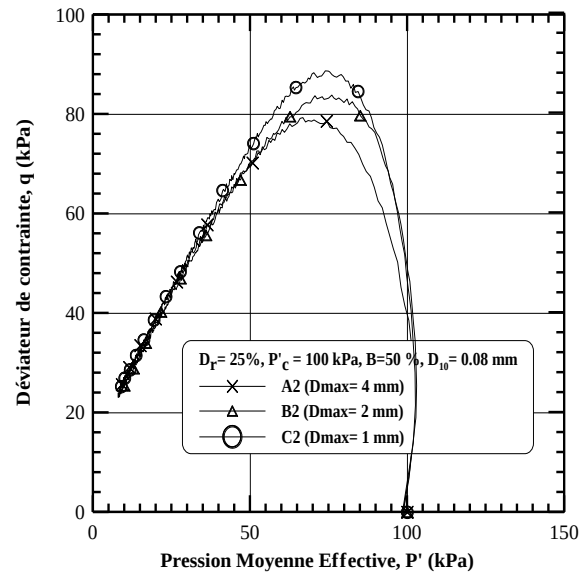
($B=20\%$, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

(c) – $q - p'$





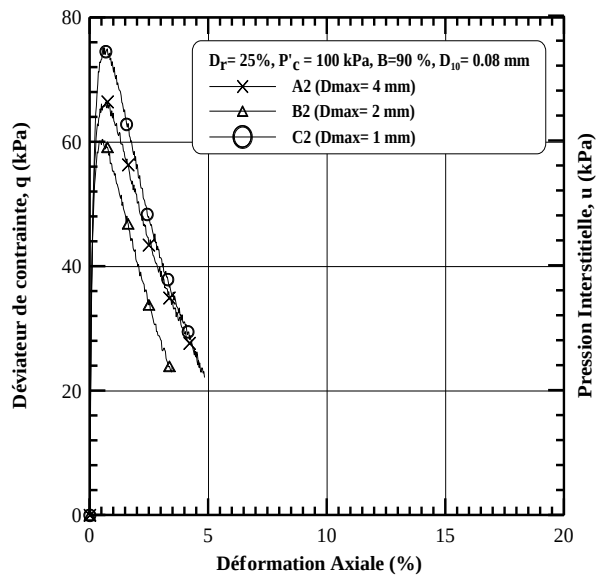
(c)

Figure 4.15 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₂, B₂, C₂)
($B=50\%$, $D_{10}=0.08$ mm, $D_r=25\%$, $P'_c=100$ kPa)

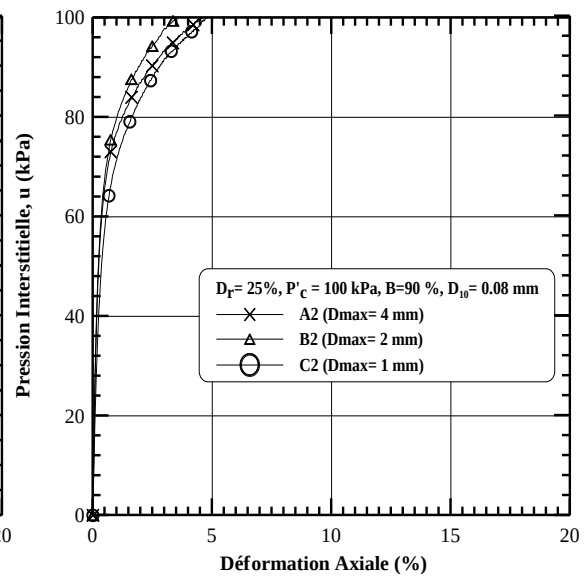
(a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

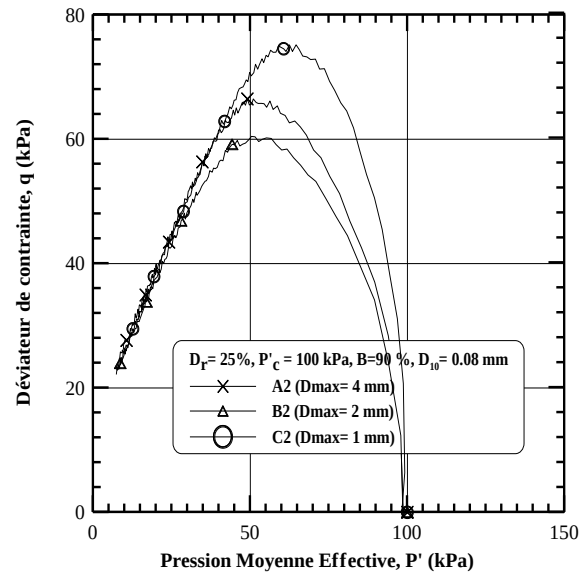
(c) – $q - p'$



(a)



(b)



(c)

Figure 4.16 : Réponse mécanique non-drainée du sable de Chlef (Echantillons : A₂, B₂, C₂)
(B=90%, D₁₀=0.08 mm, Dr=25%, P'_c=100 kPa)

((a) – $q - \varepsilon$

(b) – $u - \varepsilon$

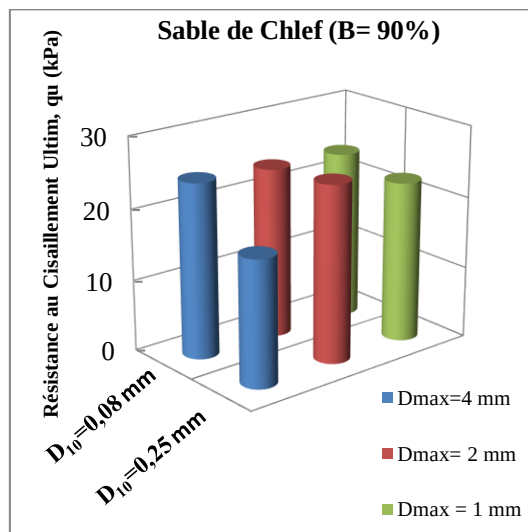
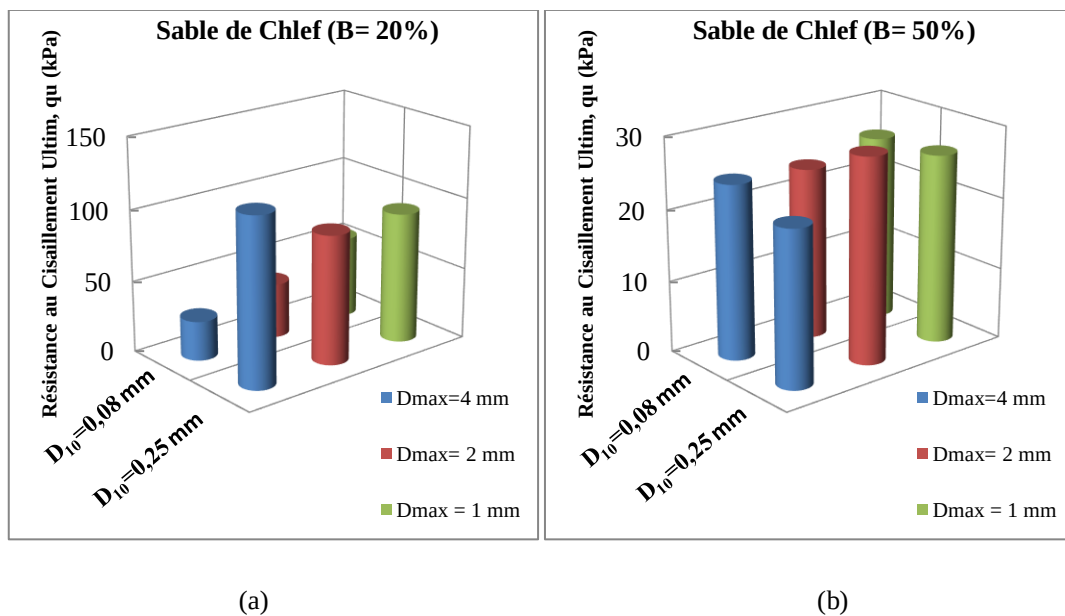
(c) – $q - p'$

4.4. Effet des diamètres efficace et maximal sur la résistance au cisaillement ultime non drainé

L'influence des diamètres efficace (D_{10}) et maximal (D_{max}) sur la résistance au cisaillement ultime non drainée (q_u) de deux groupes de sols sableux est illustrée dans la figure (4.17). Le diagramme à barres montre clairement que les diamètres efficace et maximal ont une influence significative sur la résistance au cisaillement non drainé des matériaux testés. En effet, il a été observé que la résistance au cisaillement ultime non drainée tend à augmenter à mesure que le diamètre efficace des particules croît, et aussi elle augmente par augmentation de diamètre maximal pour diamètre efficace $D_{10} = 0,08$ mm, tandis que, pour le diamètre efficace ($D_{10} = 0,25$ mm), la tendance inverse est observée en particulier lorsque la valeur du paramètre de Skempton est faible ($B=20\%$) (Figure 4.16a). Cette tendance suggère une influence notable de la granulométrie en termes des diamètres efficace et maximal sur la capacité portante du sol dans des conditions non drainées. De plus, peut être attribuée aux effets combinés des diamètres maximum et efficace avec paramètre de Skempton ($B=20\%$) dans l'augmentation et la diminution des forces interparticulaires entre les grains grossiers pour diamètre efficace ($D_{10}=0,25$ mm), la petite fraction de fines plastiques $F_c \leq 3\%$ et diamètre efficace ($D_{10}=0,08$ mm), la présence de fines plastiques $F_c = 10\%$

conduisant à une diminution de l'enchevêtrement des particules grossières conduisant à une réduction marquée de la résistance au cisaillement non drainée.

En revanche, des observations pour les valeurs élevée et faible de diamètre maximaux ($D_{\max} = 4,00 \text{ mm}$, $D_{\max} = 1,00 \text{ mm}$), la résistance au cisaillement maximale non drainée diminue avec l'augmentation de diamètre efficace (D_{10}), tandis que, pour le diamètre maximal moyen ($D_{\max} = 2,00 \text{ mm}$), la tendance inverse est observée pour les valeurs du paramètre de Skempton ($B=50\%$ et $B=90\%$) d'échantillons testés (Figure 4.17b c). Par ailleurs, l'accroissement du diamètre maximal suggère une amélioration modérée de la résistance au cisaillement non drainée maximale des échantillons analysés, notamment pour les valeurs élevées et intermédiaires du paramètre de Skempton.



(c)

Figure 4.17: Effet des diamètres efficace et maximal sur la Résistance ultime au cisaillement des sols sableux

a)- B=20% b)- B=50%% c)- B=90%

4.5. Effet des diamètres efficace et maximal sur l'indice de fragilité des sables limoneux

L'objectif est d'analyser comment les diamètres maximal et efficace des particules influencent l'angle de frottement à l'état stable, en s'appuyant sur deux catégories de sols sableux présentent différents diamètres efficaces, avec un D_{10} de 0.25 mm pour les échantillons A_1 , B_1 et C_1 , un D_{10} de 0.08 mm pour les échantillons A_2 , B_2 et C_2 . Les diamètres maximaux des particules diffèrent également, atteignant respectivement 4 mm, 2 mm et 1 mm pour A_i , B_i et C_i . Ces échantillons ont été préparés au laboratoire selon la méthode de damage humide, avec une densité relative de 25 % ($D_r = 25\%$) et trois paramètres de Skempton ($B=20\%$, $B=50\%$ et $B=90\%$). Ils ont ensuite été soumis à une pression initiale de confinement constante de 100 kPa. En générale, les résultats obtenues montrent l'influence des diamètres efficace et maximal sur l'indice de fragilité, cette influence est significative pour un faible paramètre de Skempton ($B=20\%$), l'augmentation du diamètre efficace diminue l'indice de fragilité, et aussi il diminue par la diminution de diamètre maximal pour diamètre efficace $D_{10}=0,08$ mm, tandis que, la tendance inverse est observée pour le diamètre efficace ($D_{10}=0,25$ mm) (Figure 4.18a).

En revanche, effet des diamètres efficace et maximal n'est pas clairement observé pour les valeurs moyennes et élevée du paramètre de Skempton ($B=50\%$ et $B=90\%$), une variation quasi similaire avec des valeurs d'indice de fragilité allant de 0.63 à 0.75, ces valeurs indiquent une réponse fragile associée à une faible résistance au cisaillement non drainée pour l'ensemble des échantillons étudiés (Figure 4.18b et 4.18c).

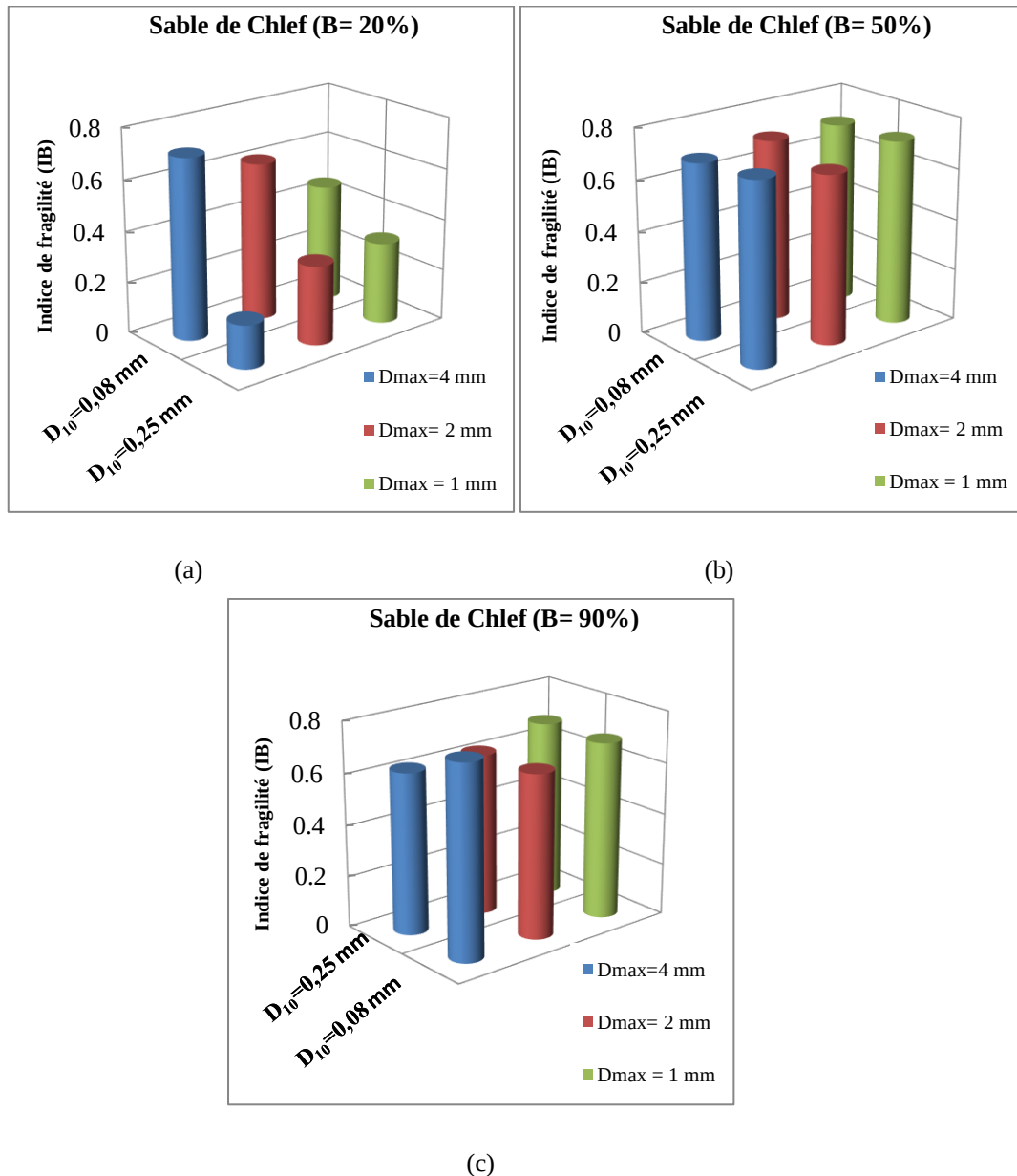


Figure 4.17: Effet des diamètres efficace et maximal sur l'indice de fragilité au cisaillement des sols sableux

a)- B=20% b)- B=50%% c)- B=90%

4.6. Influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement à l'état stable des sables limoneux

Afin d'étudier l'influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement en état stable des matériaux testés pour deux catégories de sols sableux considérant une seule densité relative D_r de 25%. La figure 4.19 présente la relation entre l'angle de frottement stable et le diamètre maximal. Il est observé que le diamètre maximal des particules (D_{max}) a une influence appropriée sur l'angle de frottement en état stable des échantillons testés.

En effet, une légère variation a été observée pour l'angle de frottement en état stable pour les paramètres de Skempton faible et élevée ($B=20\%$ et 90%) et elle est très prononcée pour le paramètre de Skempton moyen ($B=50\%$), avec une diminution significative dans la plage de $D_{\max}=1 - 2$ mm et ensuite une augmentation dans la plage de $D_{\max}= 2 - 4$ mm dans le cas du groupe 1 (figure 4.19a). Pour le groupe 2, l'angle de frottement en état stable augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des particules. Cette tendance est clairement observable pour un paramètre de Skempton faible ($B = 20 \%$). Pour des valeurs plus élevées de B (50% et 90%), une augmentation plus modérée est également constatée, bien qu'aucune relation nette ne puisse être établie dans ces valeurs de paramètre de Skempton B (Figure 4.19b).

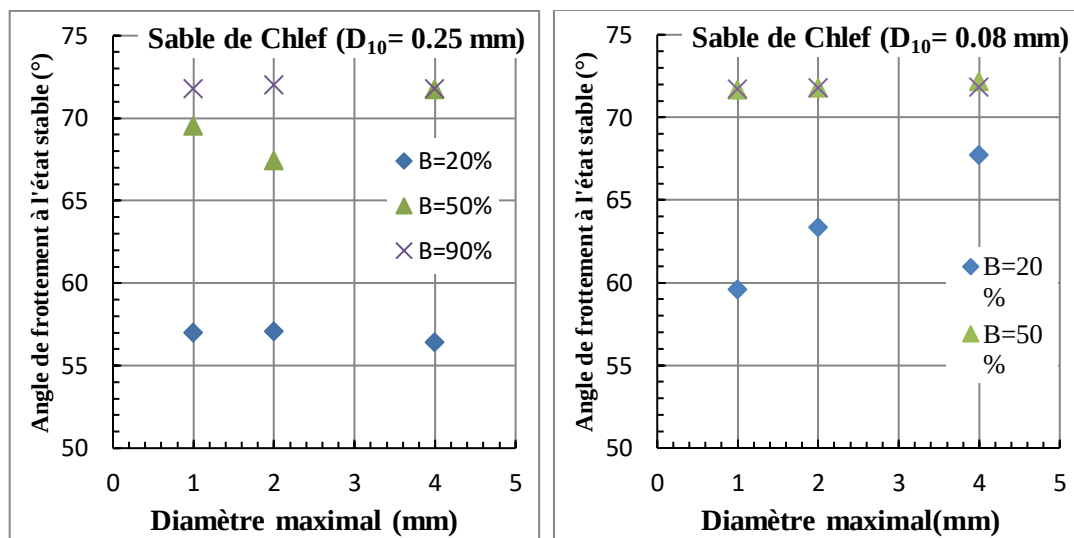


Figure 4.19: Influence de diamètre maximal sur l'angle de frottement à l'état stable des sols sableux
a)- Group 1 ($D_{10} = 0.25$ mm) b)- Group 2 ($D_{10} = 0.08$ mm)

4.7. Influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement d'instabilité des sables limoneux

Dans le but d'étudier l'influence du diamètre maximal des particules sur l'angle de frottement d'instabilité, à partir de six échantillons répartis en deux groupes de sols sableux considérant une densité relative D_r de 25%. Les résultats sont présentés la figure 4. 20. On constate que le diamètre maximal des particules ($D_{\max}$) pourrait être corrélé avec l'angle de frottement d'instabilité des sols sableux testés pour les paramètres de Skempton testés ($B=20\%$, 50% et 90%). En outre, il est clair d'après la figure (4.20a) pour les échantillons de sols sableux du groupe 1, testés avec différentes valeurs du paramètre de Skempton, on

observe que l'angle de frottement associé à l'instabilité croît avec l'augmentation du diamètre maximal des particules.

Cependant, une variation accrue a été observée pour l'angle de frottement d'instabilité pour le paramètre de Skempton faible et élevé et elle est prononcée pour le paramètre de Skempton élevé ($B=90\%$) et pour le paramètre de Skempton moyen ($B=50\%$) où une diminution dans la plage de $D_{\max}=1-2$ mm et ensuite une augmentation dans la plage de $D_{\max}=2-4$ mm dans le cas du groupe 2 Figure (4.20b).

D'autre part, les graphiques montrent que, pour le groupe 1, la variation de l'angle de frottement d'instabilité en fonction du diamètre maximal des particules est nettement plus marquée lorsque le paramètre de Skempton est faible ($B=20\%$) comparativement aux valeurs intermédiaires et élevées ($B=50\%$ et $B=90\%$).

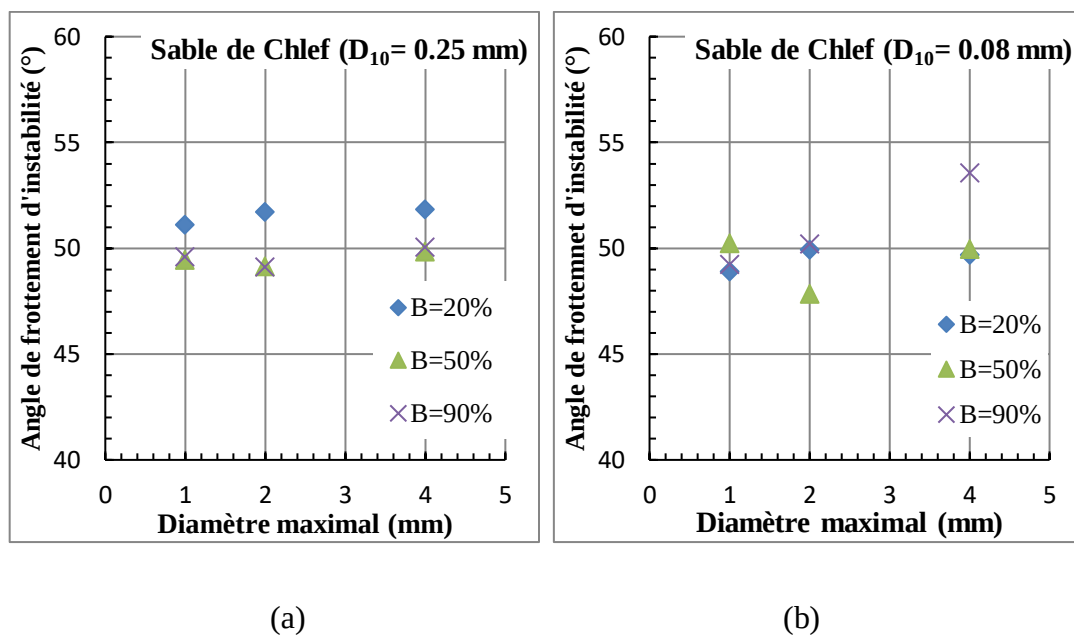


Figure 4.20: Influence de diamètre maximal sur l'angle de frottement d'instabilité des sols sableux

a)- Group 1 ($D_{10} = 0.25$ mm) b)- Group 2 ($D_{10} = 0.08$ mm)

4.8. Influence du diamètre maximal des particules sur l'indice de frottement des sables limoneux

Afin d'analyser l'influence du diamètre maximal des particules sur l'indice de frottement, ce dernier est défini comme le ratio entre la variation des angles de frottement à l'état stable et à l'instabilité ($\phi_{\text{ss}} - \phi_{\text{ins}}$), et l'angle de frottement à l'état stable, soit : $FI = (\phi_{\text{ss}} - \phi_{\text{ins}}) / \phi_{\text{ss}}$

- ϕ_{ins} / ϕ_{ss} . Les résultats de six échantillons, répartis en deux groupes de sols sableux avec une densité relative (D_r) de 25 %, sont présentés à la figure 4.21. On observe que, pour le groupe 1 (figure 4.21a), l'indice de frottement des sols sableux diminue avec l'augmentation du diamètre maximal des particules lorsque le paramètre de Skempton est faible (20 %). En revanche, pour des valeurs plus élevées du paramètre de Skempton (50 % et 90 %), cet indice augmente avec le diamètre maximal des particules.

Cependant, une tendance opposée a été observée pour le groupe 2 (figure 4.20b). Cette inversion peut probablement s'expliquer par la présence de particules fines (environ 10 %) dans les sables limoneux. Les résultats obtenus confirment que le diamètre maximal des particules joue un rôle déterminant dans le comportement mécanique des sables limoneux, en particulier en ce qui concerne l'indice de frottement. Par ailleurs, cet indice apparaît comme un paramètre pertinent pour prédire la réponse mécanique des matériaux étudiés

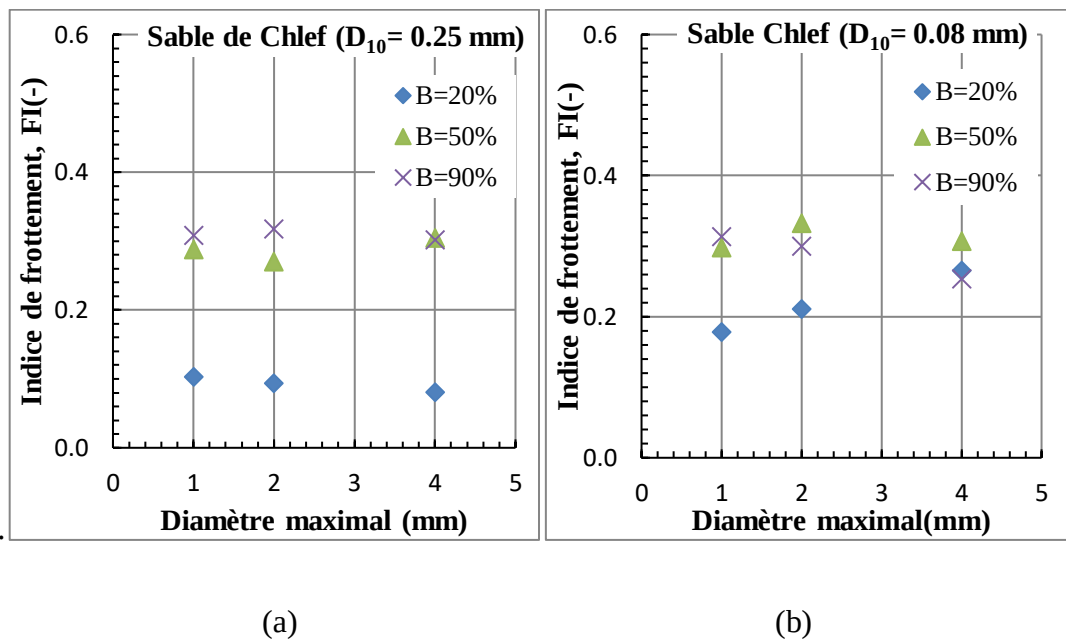


Figure 4.21 : Influence de diamètre maximal sur l'indice frottement des sols sableux

a)- Group 1 ($D_{10} = 0.25$ mm) b)- Group 2 ($D_{10} = 0.08$ mm)

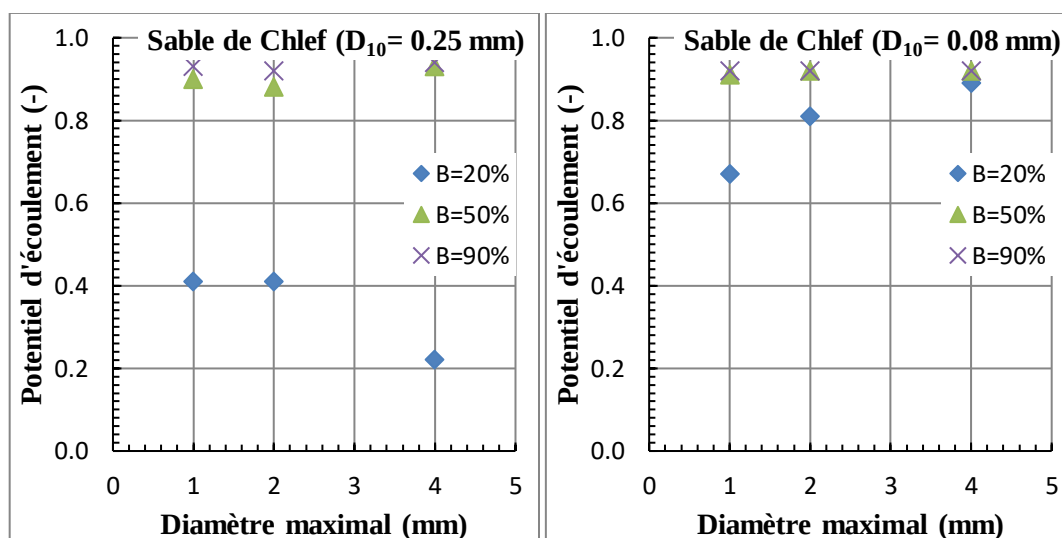
4.9. Influence du diamètre maximal des particules sur le potentiel d'écoulement des sables limoneux

Les relations entre le potentiel d'écoulement [$V_f=1-(p'ss/100)$] et le diamètre maximal des particules de deux groupes différents de sols sableux testés sous trois paramètres de Skempton ($B=20\%$, 50% et 90%) sont illustrées à la figure 4.22.

Les graphiques indiquent que, pour le groupe 1 (Figure 4.22a), le potentiel d'écoulement diminue à mesure que le diamètre maximal des particules augmente, et ce phénomène est plus marqué lorsque le paramètre de Skempton est faible ($B=20\%$) comparativement aux valeurs moyennes et élevées ($B=50\%$ et $B=90\%$). Cependant, la tendance inverse a été observée pour le groupe 2, où les paramètres de Skempton sélectionnés ($B=20\%$, 50% et 90%) présentent des valeurs de potentiel d'écoulement assez similaires (Figure 4.22b).

En outre, la figure 4.22b montre que le potentiel d'écoulement augmente avec le diamètre maximal des particules des matériaux testés. Ce comportement confirme que l'existence de la quantité de particules fines entre les particules grossières a un effet remarquable sur le comportement des matériaux utilisés dans le cadre de l'étude. De plus, une variation quasi-similaire avec un potentiel d'écoulement plus élevé a été observée pour les paramètres de Skempton moyens et élevés ($B=50\%$ et 90%) pour les deux groupes.

Les résultats des essais démontrent ainsi que le diamètre maximal des particules constitue un facteur déterminant dans la variation du potentiel d'écoulement des sables limoneux.



(a)

(b)

Figure 4.22 : Influence de diamètre maximal sur potentiel d'écoulement des sols sableux

a)- Group 1 ($D_{10} = 0.25 \text{ mm}$) b)- Group 2 ($D_{10} = 0.08 \text{ mm}$)

4.10. Effet du diamètre efficace relatif sur la résistance au cisaillement ultime non drainé

L'effet du diamètre efficace relatif ($RED = D_{10}/D_{max}$) sur la résistance au cisaillement ultime non drainée (q_u) des deux groupes de sols sableux est montré dans la figure (4.23). Les données obtenues dans la présente étude indiquent que le diamètre efficace relatif (RED) pourrait être corrélé avec la résistance au cisaillement ultime non drainée des sols sableux testés pour les différentes valeurs du paramètre de Skempton ($B = 20 \%$, 50% et 90%) considérées.

En outre, la figure 4.23 met en évidence que, pour les échantillons du groupe 1, la résistance ultime au cisaillement non drainée diminue avec l'augmentation du diamètre efficace relatif lorsque le paramètre de Skempton est faible ($B = 20 \%$). En revanche, une tendance opposée est observée pour des valeurs intermédiaires et élevées du paramètre B (50% et 90%), où l'on constate une augmentation de la résistance au cisaillement ultime avec l'accroissement du diamètre efficace relatif (RED).

Pour le groupe 2, les échantillons de sols sableux testés présentent une tendance opposée pour tous les paramètres de Skempton considérées ($B=20\%$, 50% et 90%) (Figure 4.23b). D'autre part, ces graphiques montrent que la variation de la résistance au cisaillement ultime non drainée (q_u) avec le diamètre efficace relatif (RED) des sols sableux testés pour le paramètre de Skempton le plus bas ($B=20\%$) est plus affectée que celle des paramètres de Skempton intermédiaires et élevés ($B=50\%$ et $B=90\%$) pour les deux groupes étudiés.

Ces tendances confirment que la diminution du paramètre de Skempton induit une augmentation significative des forces interparticulaires entre les grains grossiers et les grains fins, ce qui entraîne une nette augmentation de la résistance au cisaillement ultime non drainé des matériaux testés dans le cadre de l'étude. Cependant, le diamètre efficace relatif (RED) a un effet sur la résistance à la liquéfaction.

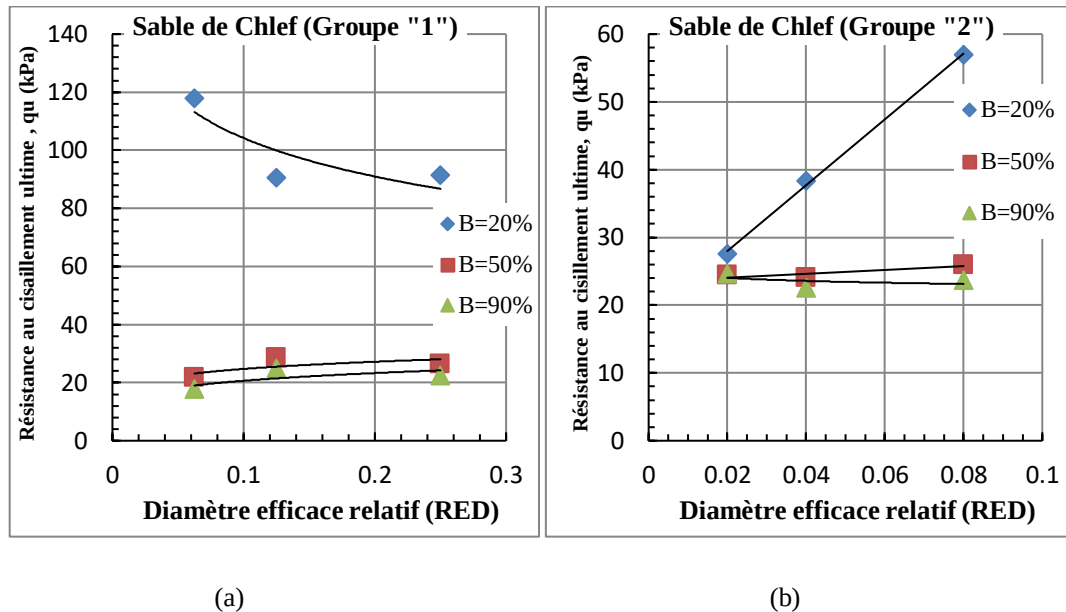
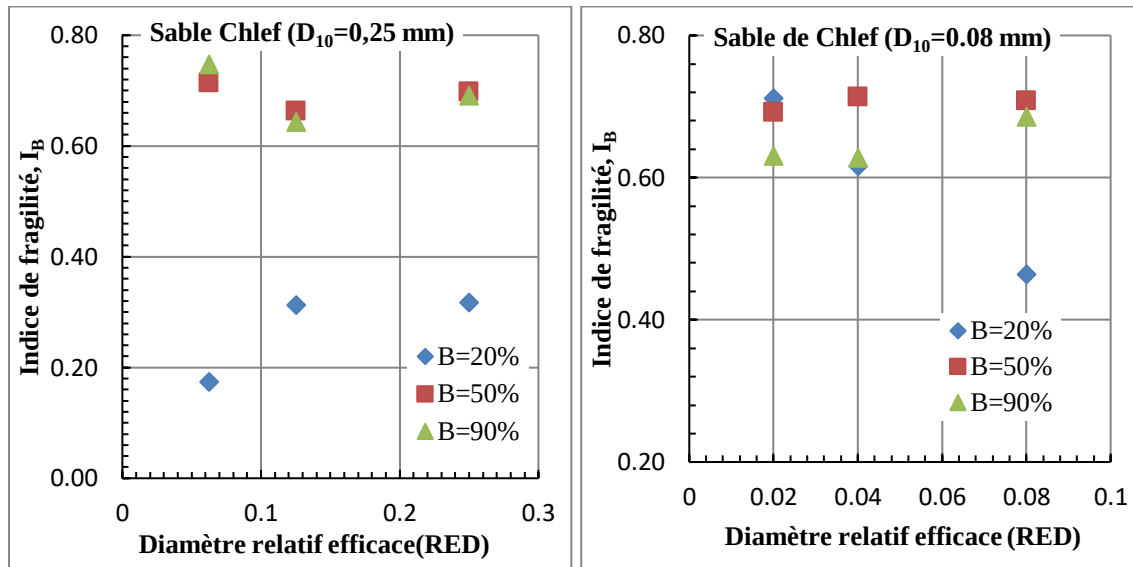


Figure 4.23: Effet de diamètre efficace relatif sur Résistance au cisaillement ultime non drainée
a)- Group 1 ($D_{10}=0.25$ mm) b)- Group 2 ($D_{10}=0.08$ mm)

4.11. Relation entre l'indice de fragilité et le diamètre efficace relatif

La figure 4.24 présente la relation entre l'indice de fragilité (IB) et le diamètre efficace relatif (RED) de six échantillons de sols sableux [A_1 , B_1 et C_1 pour le groupe 1 et A_2 , B_2 et C_2 pour le groupe 2]. Les résultats des tests montrent que l'indice de fragilité peut être corrélé avec le diamètre efficace relatif des matériaux testés pour tous les paramètres considérés. En outre, la figure 4.24a montre clairement que l'indice de fragilité (IB) augmente avec le diamètre efficace relatif (RED) pour le paramètre de Skempton le plus faible ($B=20\%$) des échantillons de sols sableux testés du groupe 1. Cependant, la tendance inverse a été observée pour les paramètres de Skempton intermédiaires et plus élevés ($B=50\%$ et 90%), où l'indice de fragilité (IB) diminue avec l'augmentation du diamètre efficace relatif (RED) des matériaux testés (A_1 , B_1 et C_1).

En outre, la figure 4.24b montre clairement que l'indice de fragilité diminue avec l'augmentation du diamètre efficace relatif (RED) des matériaux testés lorsque le paramètre de Skempton est faible ($B=20\%$). En contraste, la tendance inverse a été montrée pour deux autres paramètres de Skempton ($B=50\%$ et 90%), où l'indice de fragilité augmente avec l'augmentation du diamètre efficace relatif pour les échantillons sableux (A_2 , B_2 et C_2).



(a) (b)

Figure 4.24: Indice de fragilité en fonction du diamètre efficace relatif des sables limoneux
a)- Groupe 1 ($D_{10}=0.25$ mm) b)- Groupe 2 ($D_{10}=0.08$ mm)

4.12. Conclusion

Ce chapitre présente les résultats d'une série d'essais de compression non drainée réalisés à l'aide d'un appareil triaxial statique, Dans le cadre d'une évaluation des effets des diamètres effectif (D_{10}) et maximal (D_{max}) sur le comportement mécanique des sables limoneux. Les échantillons testés, présentant des diamètres maximaux 4 mm, 2 mm et 1 mm pour A_i , B_i et C_i respectivement, ont été répartis en deux groupes : le groupe 1 (A_1 , B_1 , C_1) avec un diamètre effectif D_{10} de 0,25 mm, et le groupe 2 (A_2 , B_2 , C_2) avec un D_{10} de 0,08 mm. Tous les échantillons ont été reconstitués par dépôt humide ($w = 5\%$), avec une densité relative initiale de 25 %, en considérant trois valeurs du paramètre de Skempton ($B = 20\%$, 50 % et 90 %), sous une pression de confinement constante de 100 kPa.

Les résultats des essais triaxiaux non drainés monotones réalisés sur les six échantillons étudiés mettent en évidence l'influence notable des diamètres effectif (D_{10}) et maximal (D_{max}) sur le comportement mécanique non drainé des sables limoneux. En particulier, ces deux paramètres granulométriques affectent significativement la résistance au cisaillement non drainée ainsi que la pression interstitielle maximale.

En général, les réponses de liquéfaction statique complète et limitée ont été observées pour tous les sols sableux testés. En outre, les résultats des essais montrent que le diamètre

efficace des particules joue un rôle déterminant dans la réponse en résistance au cisaillement. En particulier, une augmentation de ce diamètre s'accompagne d'une élévation de la résistance au cisaillement non drainée, cette tendance est plus claire pour un paramètre de Skempton plus faible ($B=20\%$) par rapport au paramètre de Skempton moyen et élevée ($B=50\%$ et 90%).

En outre, les résultats des essais montrent que le diamètre maximal des particules a un impact notable sur la réponse de la résistance au cisaillement. En effet la résistance au cisaillement non drainée de groupe 1 augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des particules et devient plus évidente à un diamètre maximal des particules plus élevé ($D_{\max} = 4$ mm) pour le paramètre de Skempton ($B=20\%$). La tendance inverse a été observée pour les paramètres Skempton ($B=50\%$ et 90%). Pour le groupe 2, on observe que la résistance au cisaillement non drainée s'accroît à mesure que le diamètre maximal des particules diminue.

Les données des résultats des essais démontrent clairement qu'il est possible qu'une corrélation existe entre le diamètre maximal des particules et certains paramètres mécaniques tels que l'angle de frottement à l'état stable, l'angle de frottement d'instabilité, l'indice de fragilité, l'indice de frottement et le potentiel d'écoulement des matériaux testés. En effet, l'influence de diamètre maximal des particules est remarquable pour paramètre de Skempton faible ($B=20\%$) et il semble qu'il n'y ait pas de relation définitive pour les paramètres de Skempton ($B= 50\% - 90\%$).

Le diamètre maximal des particules a une influence significative sur l'indice de frottement et le potentiel d'écoulement d'après les résultats obtenus pour les sables limoneux. L'indice de frottement des sols sableux diminue avec l'augmentation du diamètre maximal des particules pour un paramètre de Skempton faible ($B=20\%$) et augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des particules et du paramètre de Skempton (50% et 90%) pour le groupe 1. Cependant, la tendance inverse a été observée pour le groupe 2, cette tendance est probablement due aux particules fines (10%) et à leur existence dans les sables limoneux. De plus, le potentiel d'écoulement diminue avec l'augmentation du diamètre maximal des particules pour un paramètre de Skempton faible ($B=20\%$) pour le groupe 1 et la tendance inverse a été observée pour le groupe 2 avec des valeurs significatives. Cependant, une variation quasi-similaire avec un potentiel d'écoulement plus élevé pour les paramètres de Skempton moyens et élevés ($B=50$ et 90%) pour les deux groupes.

Les résultats des essais démontrent clairement que le diamètre maximal peut être corrélé avec la résistance au cisaillement et l'indice de fragilité des matériaux utilisés. En effet, l'accroissement du diamètre maximal entraîne une hausse de la résistance au cisaillement, tout en réduisant l'indice de fragilité des échantillons appartenant au groupe 1 pour ($B=20\%$) et la tendance inverse a été observée pour le groupe 2, où la résistance au cisaillement diminue et l'indice de fragilité augmente avec l'augmentation du diamètre maximal pour le même paramètre de Skempton ($B=20\%$). En revanche, des observations assez similaires ont été faites pour la résistance ultime au cisaillement dans le cas de coefficients de Skempton moyens et plus élevés ($B=50\%$ et 90%) pour tous les échantillons de sols sableux testés.

De plus, le diamètre efficace relatif (RED) joue un rôle déterminant dans le comportement mécanique des sables limoneux, notamment en ce qui concerne leur résistance au cisaillement ultime (q_u). L'augmentation du diamètre efficace relatif entraîne une diminution de la résistance ultime au cisaillement pour le paramètre de Skempton le plus faible ($B = 20\%$) des échantillons de sols sableux testés du groupe 1 et une augmentation pour les paramètres de Skempton moyen ($B = 50\%$) et plus élevés ($B = 90\%$) pour le même groupe et, par conséquent, une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée. En outre, la tendance inverse a été observée dans le cas du groupe 2 pour toutes les valeurs testées du paramètre de Skempton ($B = 20\%$, 50% et 90%).

Le diamètre efficace relatif (RED) peut être corrélé avec l'indice de fragilité (IB) et l'angle de frottement interne ultime mobilisé (ϕ_u) des deux groupes et contrôler efficacement la résistance au cisaillement non drainé des sols sableux testés.



Influence des conditions initiales sur le
comportement mécanique des sols sableux
partiellement saturée



5.1. Introduction :

La réponse mécanique des mélanges sable limoneux a suscité un intérêt croissant ces dernières années. Dans la littérature publiée, plusieurs recherches ont été menées afin d'analyser l'effet de divers paramètres initiaux sur le comportement mécanique non drainé des sols soumis à des chargements monotones et cycliques. Des recherches ont révélé l'impact notable de la densité relative de départ et de la pression de confinement initiale sur les caractéristiques physiques des mélanges sable-limon, la réponse mécanique globale. Ces observations soulignent la nécessité d'approfondir l'étude de ces matériaux (Tatsuoka et al., 1986 ; Thevanayagam et al., 1998 ; Gratchev et al., 2007 ; Della et al., 2011 ; Mahmoudi et al., 2017 ; Merabet et al., 2019).

Dans ce chapitre nous présentons des séries d'essais triaxiaux monotones non drainés pour étudier l'influence de quelques paramètres sur la réponse mécanique non drainée (la résistance à liquéfaction statique) des mélanges sable limoneux partiellement saturés. Dans un premier temps, on étudie l'influence de la densité relative initiale sur la résistance mécanique non drainée. Puis, on présente une analyse des résultats expérimentaux afin d'évaluer l'impact de la pression de confinement initiale sur la réponse mécanique non drainée des mélanges sable-limon, tous les échantillons ont été préparés en utilisant une technique de compactage par dommage humide.

5.2. Effet de la densité relative initiale

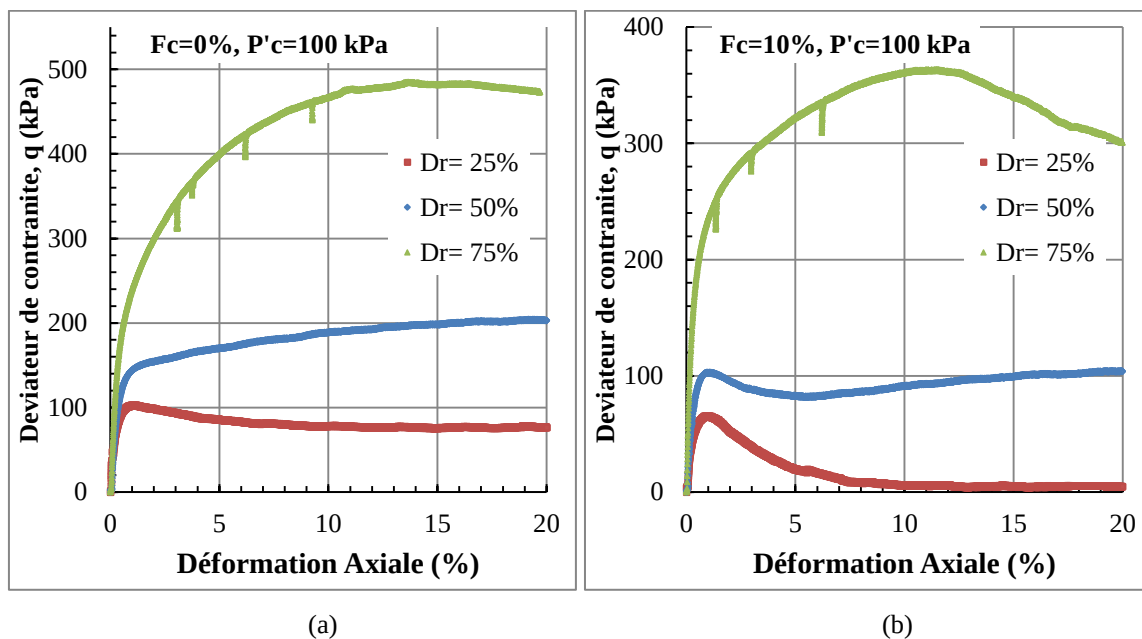
5.2.1. Résultats des essais mécaniques non drainée

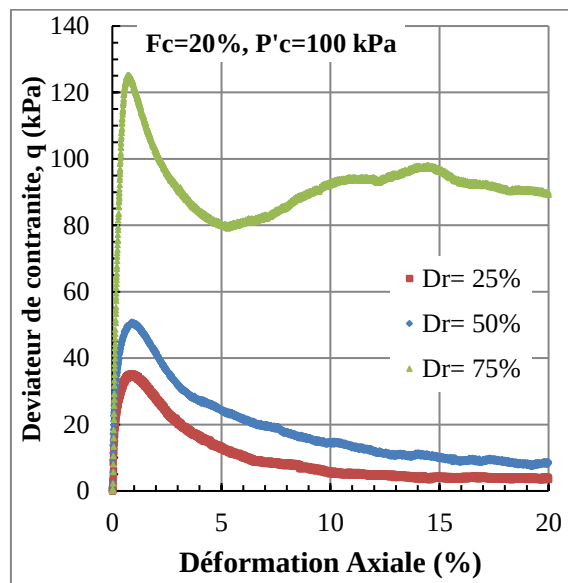
Pour but d'étudier l'effet de la densité relative initiale (D_r) sur la réponse mécanique en termes de résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable limoneux de Chlef partiellement saturé. Les échantillons de trois mélanges sable – limon avec fraction des fines (0%, 10% et 20%) ont été reconstitués par la technique de damage humide (DH) avec trois densités relatives initiales (lâche ; $D_r = 25\%$, moyennement dense ; $D_r = 50\%$ et dense ; $D_r = 75\%$), un paramètre de Skempton ($B = 50\%$) et soumis à une pression de confinement initiale ($P'_c = 100$ kPa). Les Figures 5.1, 5.2, 5.3 montrent les résultats d'essais obtenus dans cette étude. En général, Le paramètre de la densité relative initiale exerce une influence notable sur la résistance au cisaillement non drainée ($q_{\max} = 103,22$ kPa, $204,40$ kPa, $485,20$ kPa pour $F_c = 0\%$, $q_{\max} = 65,83$ kPa, $104,39$ kPa, $363,62$ kPa pour $F_c = 10\%$ et $q_{\max} = 35,29$ kPa, $50,81$ kPa, $125,26$ kPa pour $F_c = 20\%$) pour les densités relatives initiales $D_r = 25\%$, 50%

et 75%, respectivement. L'accroissement de la résistance au cisaillement non drainée est attribuable à l'effet de la densité relative initiale qui favorise la dilatance du sable. Ce comportement dilatant conduit à une amélioration de la résistance mécanique des échantillons, comme le montre la Figure 5.1. Cependant, les résultats obtenus montrent clairement quelques cas de liquéfaction statique complète pour les mélanges sable - limons et les densités relatives initiales suivantes ($F_c=10\%$, pour $D_r=25\%$; $F_c=20\%$, pour $D_r=25\%$ et $D_r=50\%$).

Figure 5.2 présente l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Selon cette illustration, pour l'ensemble des mélanges sable limoneux étudiés ($F_c = 0\%$, 10% et 20%), la pression interstitielle diminue à mesure que la densité relative augmente ($D_r = 25\%$, 50% et 75%).

Le tracé du chemin de contrainte dans le plan (P' , q) révèle l'impact de la densité relative sur l'accroissement du déviateur de contrainte et de la pression moyenne effective, entraînant ainsi une diminution de la pression interstitielle (figure 5.3).

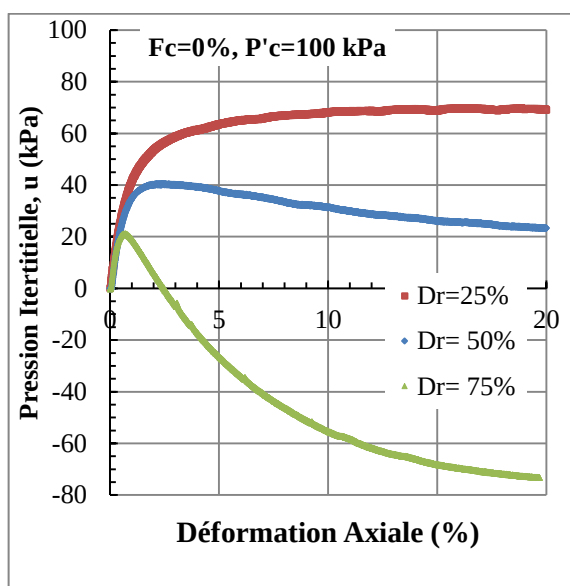




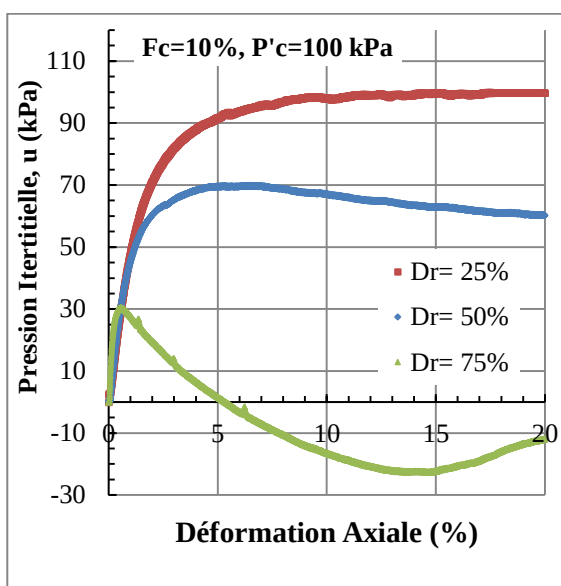
(c)

Figure 5.1: Courbes de contraintes-déformations de sable de Chlef à différentes densités initiales ($P'_c=100$ kPa, DH)

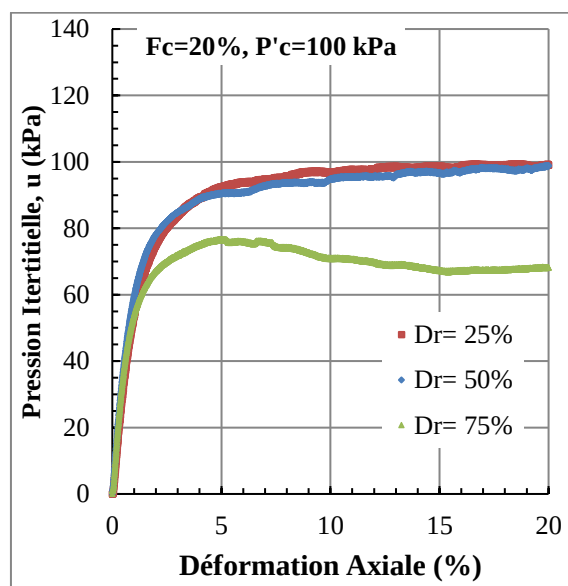
(a)- $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$



(a)



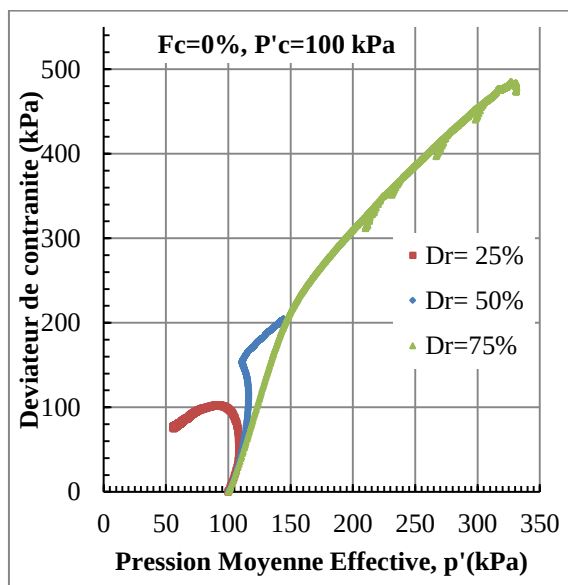
(b)



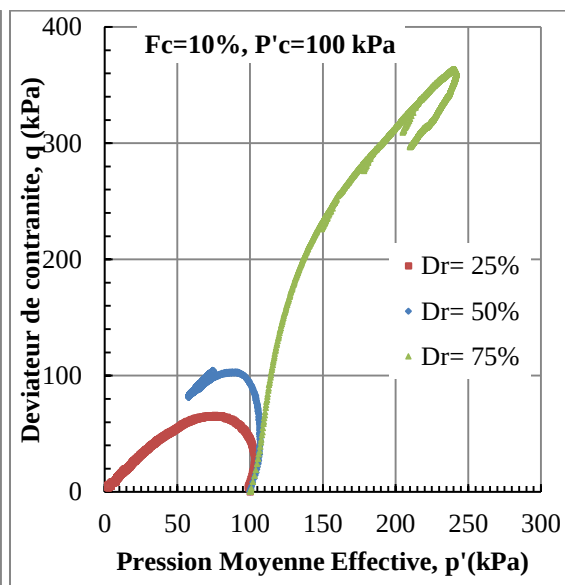
(c)

Figure 5.2: Courbe de pression interstitielle par rapport au déformation axial sable de Chlef à différentes densités initiales ($P'_c=100$ kPa, DH)

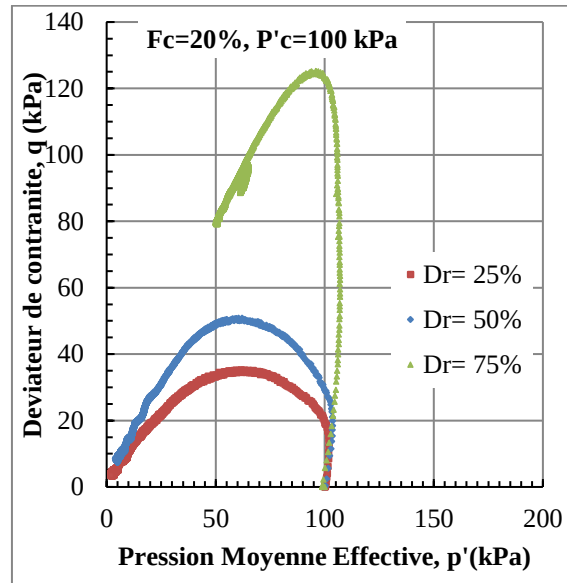
(a)- $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$



(a)



(b)



(c)

Figure 5.3: Courbe de Chemin des contraintes du sable de Chlef à différentes densités initiales
($P'_c=100$ kPa, DH)

(a) - $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$

5.2.2. Influence de la densité relative initiale sur la résistance au cisaillement maximale

La Figure 5.5 représente l'évolution de la résistance maximale au cisaillement non drainée ($q_{\max}$) des mélanges sable limoneux reconstitués par le damage humide avec trois densités relatives initiales ($Dr = 25\%$, 50% et 75%), paramètre de Skempton $B=50\%$ et soumis à une pression de confinement $P'_c = 100$ kPa. D'après la figure 5.5, L'analyse de cette figure indique une révèle une augmentation significative de la résistance maximale au cisaillement non drainée à mesure que la densité relative initiale s'accroît. Cette progression est quantifiée par des accroissements de 21%, 18% et 28% respectivement pour des teneurs en fines (F_c) de 0 %, 10 % et 20 %, en comparant les états lâche ($Dr = 25\%$) et dense ($Dr = 75\%$). L'augmentation est particulièrement marquée dans le cas du sable propre ($F_c = 0\%$), ce qui peut s'expliquer par l'absence de particules fines. Celle-ci favorise un meilleur emboîtement entre les grains de sable, Celle-ci favorise un meilleur emboîtement entre les grains de sable, amplifiant ainsi leur comportement dilatant.

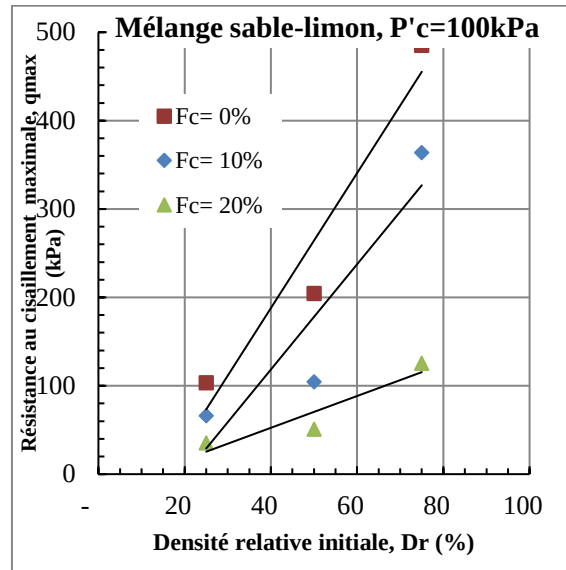


Figure 5.4: Résistance au cisaillement maximale en fonction de la densité relative initiale

5.2.3. Influence de la densité relative initiale sur la pression interstitielle maximale

La Figure 5.6 illustre l'évolution de la pression interstitielle maximale en fonction de la densité relative initiale. Les échantillons du mélange sable limoneux ($F_c = 0\%$, 10% et 20%) ont été reconstitués avec la méthode de damage humide (DH) avec trois différents densités relatives ($D_r = 25\%$, 50% et 75%), un paramètre de Skempton $B = 50\%$ et soumis à une pression de confinement $P'_c = 100$ kPa. Selon cette figure, il est observé que la pression interstitielle décroît de manière linéaire à mesure que la densité relative augmente pour les trois mélanges sable-limon. Néanmoins, la variation constatée de la pression interstitielle est due à l'impact des fines faiblement plastiques., qui amplifie le comportement contractant des mélanges sable-limon. L'expression suivante est proposée pour exprimer la pression interstitielle (Δu) en fonction de la densité relative initiale (D_r) pour les mélange sable limoneux $F_c = (0\%, 10\% \text{ et } 20\%)$:

$$u_{max} = A*(D_r) + C \quad (5.1)$$

Le Tableau 5.1 présente les coefficients A, C et le coefficient de détermination (R^2) associé pour les matériaux étudiés.

Tableau 5.1 : Coefficient A, C et R^2 correspondant à l'équation 5.1

F_c (%)	0	10	20
A	-0,98	-1,39	-0,45
C	92,78	136,17	114,36
R^2	0,99	0,99	0,77

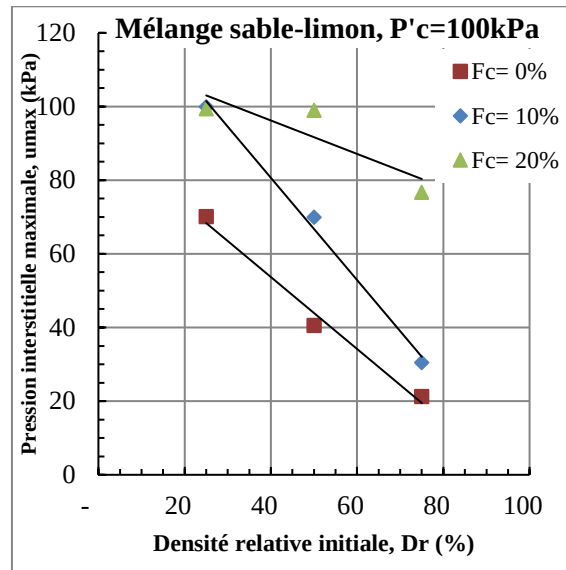


Figure 5.5: Evolution de la pression interstitielle maximale en fonction de la densité relative initiale

5.3. Effet de la pression de confinement initial

La pression de confinement initiale est un paramètre déterminant influençant les caractéristiques mécaniques des sols granulaires, notamment leur résistance au cisaillement non drainée, de nombreux chercheurs se sont étudiés de ses effets. Castro (1969) a démontré que la susceptibilité du sable à la liquéfaction s'accroît avec l'augmentation de la pression de confinement initiale. Les expérimentations menées par Verdugo, rapportées par Yoshimine et Ishihara (1998), sur des contraintes de consolidation variant de 100 à 3000 kPa, indiquent que le sol devient progressivement plus contractant à mesure que la contrainte de consolidation s'élève. Bouckovalas et al. (2002) ont constaté que la résistance à la liquéfaction est significativement influencée par la contrainte de confinement et par la présence de particules fines. Ils ont mis en évidence que, pour une contrainte de confinement de 49 kPa, la résistance cyclique à la liquéfaction augmente avec la proportion de fines. Cependant, pour une pression de confinement de 196 kPa, la résistance cyclique diminue à mesure que la teneur en fines augmente. Merabet et al (2019) montrent des résultats des essais pour un sable pareillement saturé, La résistance au cisaillement non drainée, définie par la contrainte déviatorique (q), s'accroît linéairement avec l'augmentation de la pression de confinement ; en revanche, la variation de la pression interstitielle (u) augmente de manière exponentielle avec l'accroissement de la pression de confinement.

5.3.1. Résultats des essais mécaniques non drainée

L'objectif de cette étude est d'évaluer l'influence de la pression de confinement initiale ($P'_c = 50 \text{ kPa}$, 100 kPa et 200 kPa) sur la résistance au cisaillement non drainée d'échantillons de mélanges sable limoneux de Chlef, pour trois teneurs en fines ($F_c = 0 \%$, 10% et 20%). Les échantillons ont été reconstitués par la méthode de damage humide à une densité relative lâche ($D_r = 25 \%$) et un paramètre de Skempton B fixé à 50% . Les données expérimentales, illustrées dans les Figures 5.7, 5.8 et 5.9, révèlent que la pression de confinement exerce un impact significatif sur la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon. Il est notamment constaté que le déviateur de contrainte s'accroît avec la pression de confinement pour les trois mélanges sable limoneux ($F_c=0\%$, 10% et 20%) examinés. Par conséquent, à une pression de confinement de 200 kPa , les spécimens montrent une augmentation substantielle de la contrainte maximale au cisaillement ($q_{\max}$) (25% , 29% et 25%) pour les mélanges sable limoneux ($F_c=0\%$, 10% et 20%) respectivement, en comparaison avec les échantillons soumis à $P'_c = 50 \text{ kPa}$ (voir Figures 5.7a, 5.7b et 5.7c). Cette amélioration de la résistance est imputable à l'effet stabilisateur de la pression de confinement, lequel promeut la dilatance du mélange et renforce la structure interne de l'échantillon. Ces observations sont en accord avec les conclusions rapportées par Tatsuoka (1986) et Gupta (2009).

L'impact de la pression de confinement sur la variation de la pression interstitielle est représenté dans les Figures 5.8a, 5.8b et 5.8c. Il est observé que la pression interstitielle tend à augmenter avec la pression de confinement, ce qui ne permet pas, à première vue, de mettre en évidence l'impact réel de ce paramètre. Pour évaluer plus précisément son rôle, il est pertinent d'examiner la différence entre la pression de confinement initiale et l'augmentation maximale de la pression interstitielle ($P'_c - \Delta u_{\max}$). En effet, le phénomène de liquéfaction est susceptible d'apparaître lorsque $\Delta u_{\max}$ atteint la valeur de P'_c , ce qui signifie qu'un écart plus important ($P'_c - \Delta u_{\max}$) reflète un risque de liquéfaction plus faible.

Les résultats obtenus sur les échantillons de sable propre ($F_c = 0 \%$) montrent que cette différence ($P'_c - \Delta u_{\max}$) augmente avec la pression de confinement initiale : (9 kPa pour $P'_c=50 \text{ kPa}$, 30 kPa pour $P'_c=100 \text{ kPa}$ et 53 kPa pour $P'_c=200 \text{ kPa}$). Ces observations suggèrent que la pression de confinement initiale est un paramètre déterminant, favorisant le

comportement dilatant des mélanges sable limoneux et contribuant ainsi à la résistance à la liquéfaction.

Le tracé des contraintes dans le plan (P' , q) démontre de manière évidente l'influence de la pression de confinement sur l'accroissement de la pression moyenne effective et de la contrainte déviatorique maximale (Figures 5.9a, 5.9b et 5.9c). Toutefois, les résultats expérimentaux obtenus montrent principalement des cas de liquéfaction statique limitée, à l'exception des mélanges sable limoneux dont les fractions fines F_c sont de 10 % et 20 %, et qui sont soumis à des pressions de confinement P'_c de 50 kPa et 100 kPa, ces derniers montrant des cas de liquéfaction statique complète.

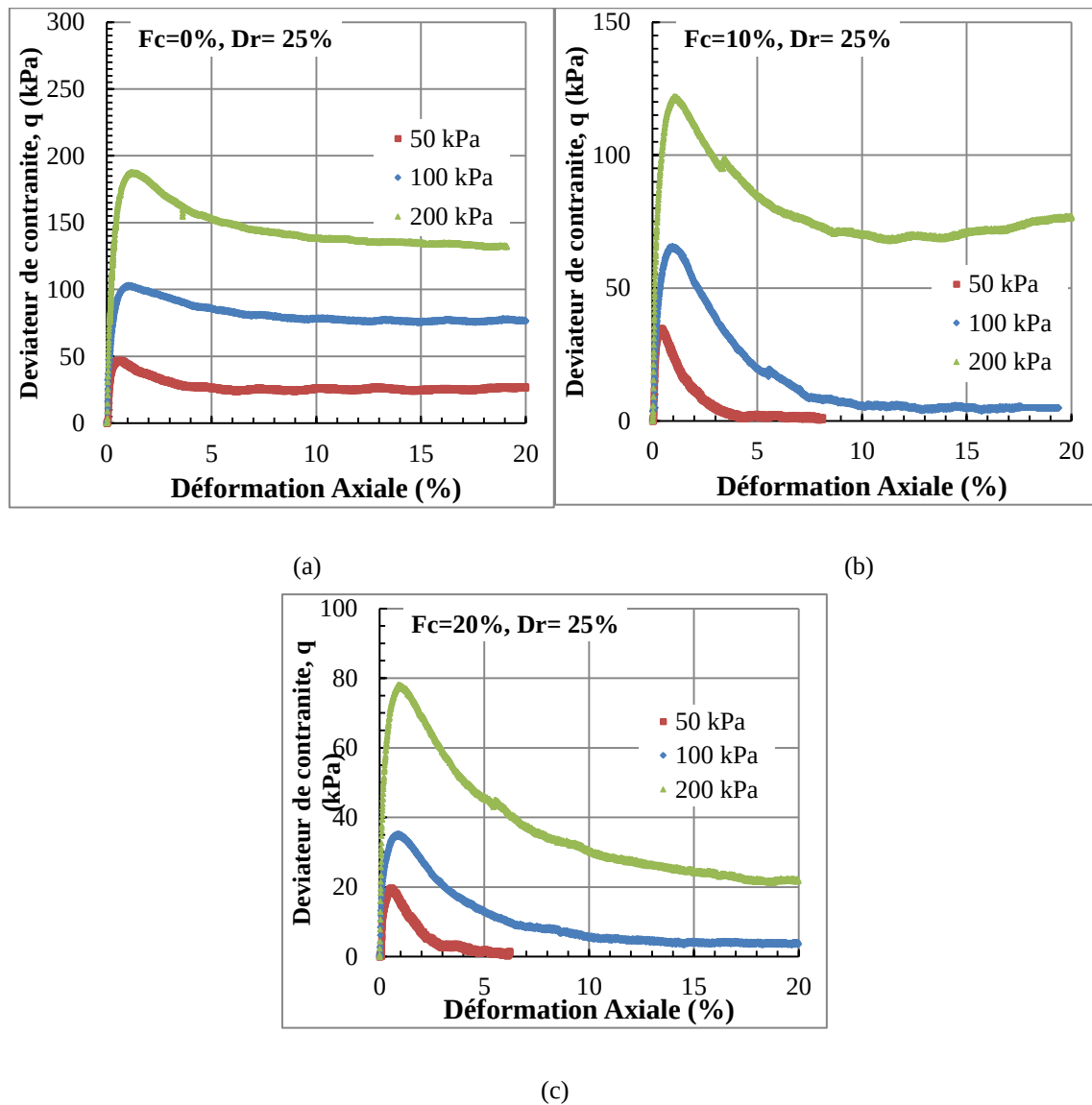


Figure 5.6: Courbes contrainte-déformation du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes
(a)- $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 10\%$, (c) - $F_c = 20\%$

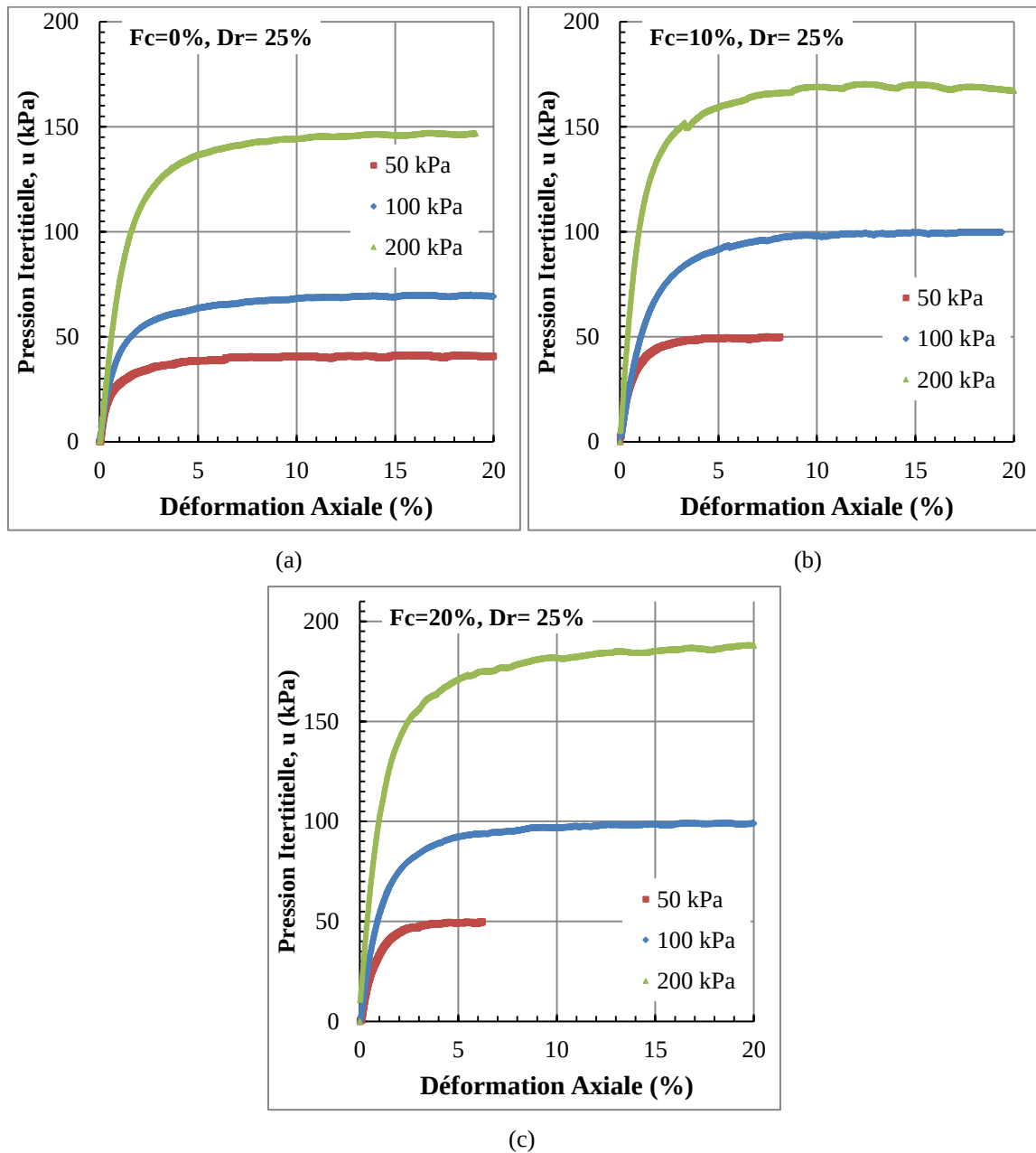


Figure 5.7: Pression interstitielle par rapport au déformations axiaux du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes

(a)- $F_c=0\%$, (b) - $F_c=10\%$, (c) - $F_c=20\%$

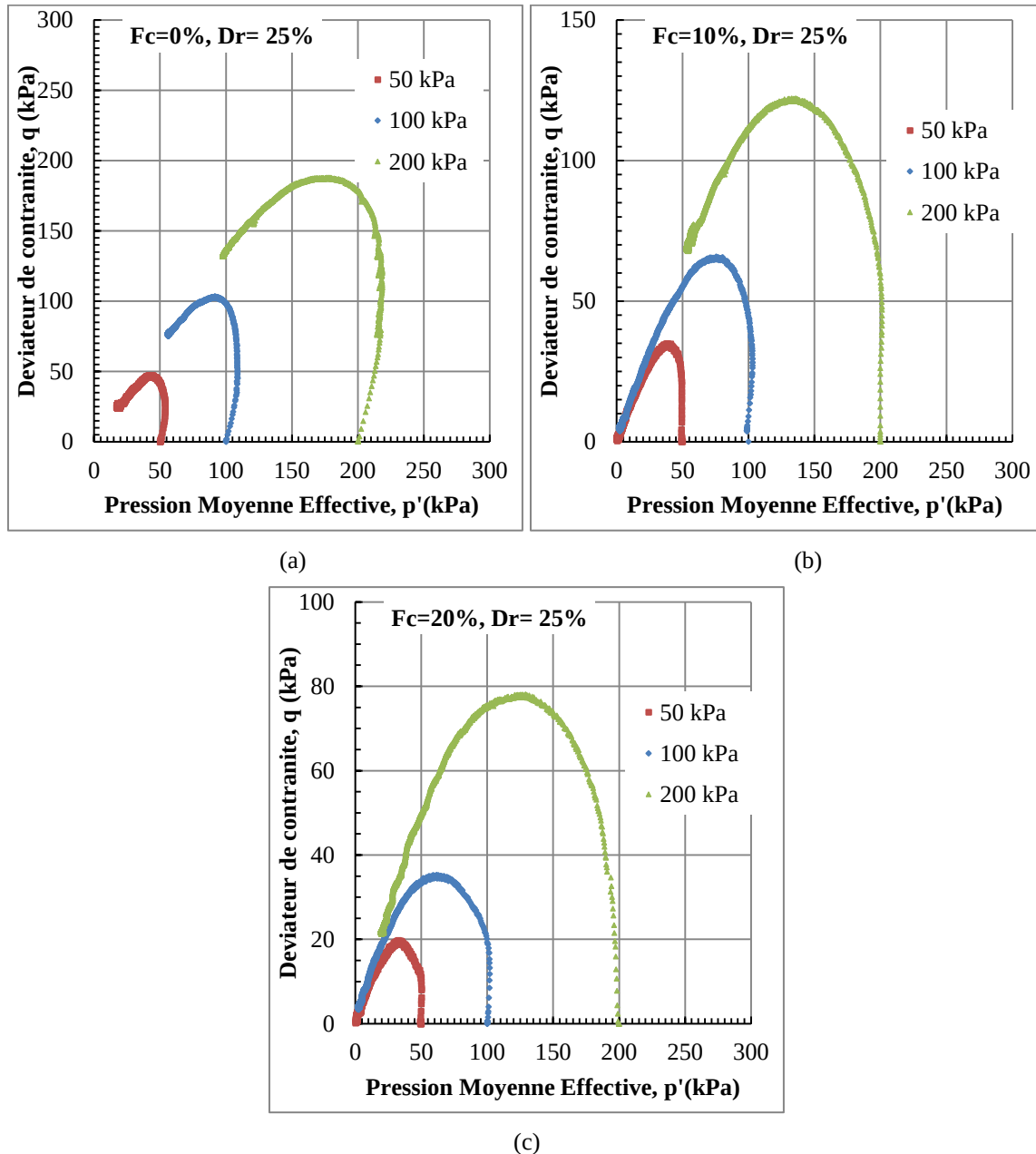


Figure 5.8: Courbe de chemin de contraintes du sable de Chlef à pressions de confinement initiales distinctes

(a) - $F_c = 0\%$, (b) - $F_c = 10\%$, (c) - $F_c = 20\%$

5.3.2. Effet de la pression de confinement initiale sur la résistance au cisaillement maximale

La Figure 5.10 représente la variation de la résistance maximale au cisaillement ($q_{\max}$) en fonction de l'angle de frottement à l'instabilité (ϕ'_{ins}), pour diverses teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 10% et 20%) et sous trois niveaux de pressions de confinement ($P'_c = 50$ kPa, 100 kPa et 200 kPa). Les mélanges sable limoneux ont été reconstitués avec la méthode de damage humide, avec un paramètre de Skempton B fixé à 50% . D'après les résultats présentés dans la

figure, il est constaté que la résistance maximale au cisaillement ($q_{\max}$) augmente avec l'accroissement de l'angle de frottement à l'instabilité (ϕ'_{ins}), et ce, quel que soit le niveau de pression de confinement considéré. Par ailleurs, la pente de la courbe s'accroît lorsque la pression de confinement est basse. Pour décrire cette relation, l'expression suivante est proposée pour estimer $q_{\max}$ à partir de l'angle de frottement à l'instabilité (ϕ'_{ins}) :

$$q_{\max} = A * (\phi'_{\text{ins}}) + C \quad (5.2)$$

Le tableau 5.1 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 5.2: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.2).

P'_c (kPa)	50	100	200
A	1,14	0,27	0,13
C	6,90	21,28	22,54
R^2	0,95	0,97	0,89

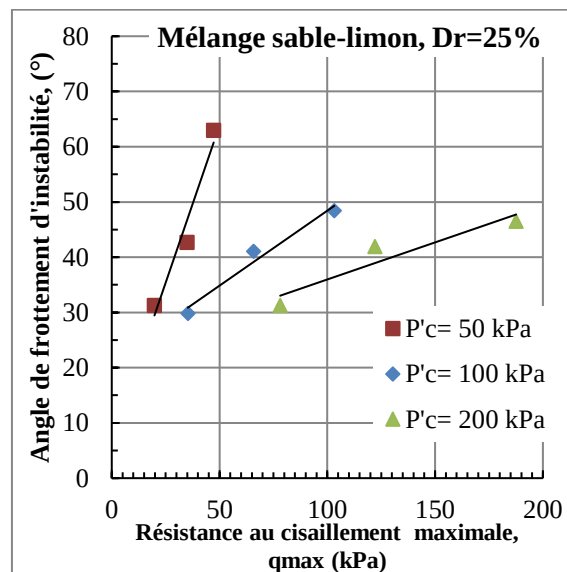


Figure 5.9 : Résistance au cisaillement maximale en fonction de l'angle de frottement d'instabilité ($D_r = 25\%$)

5.3.3. Effet de la pression de confinement initiale sur la pression interstitielle maximale

L'influence de l'angle de frottement d'instabilité (ϕ_{ins}) sur la pression interstitielle maximale ($\Delta\mu_{max}$) des échantillons de sable limoneux est présentée dans la figure 5.11. On constate que la pression interstitielle augmente lorsque l'angle de frottement d'instabilité diminue et ce, pour tous les niveaux de pression de confinement. Les résultats obtenus révèlent une corrélation significative entre ces deux paramètres, avec un coefficient de détermination compris entre 0,63 et 0,91. Ainsi, L'équation suivante est proposée pour exprimer l'angle de frottement d'instabilité (ϕ_{ins}) en fonction de la pression interstitielle maximale ($\Delta\mu_{max}$) des échantillons du sable.

$$\Delta\mu_{max} = A*(\phi'_{ins}) + C \quad (5.3)$$

Le tableau 5.3 illustre les coefficients A, C et le coefficient de détermination correspondant (R^2) pour les matériaux sélectionnés à l'étude.

Tableau 5.3: Les coefficients A, C et R^2 pour l'équation (5.3).

P'c (kPa)	50	100	200
A	-3.00	-0,43	-0,36
C	187.4	78,76	101,11
R ²	0,87	0,62	0,91

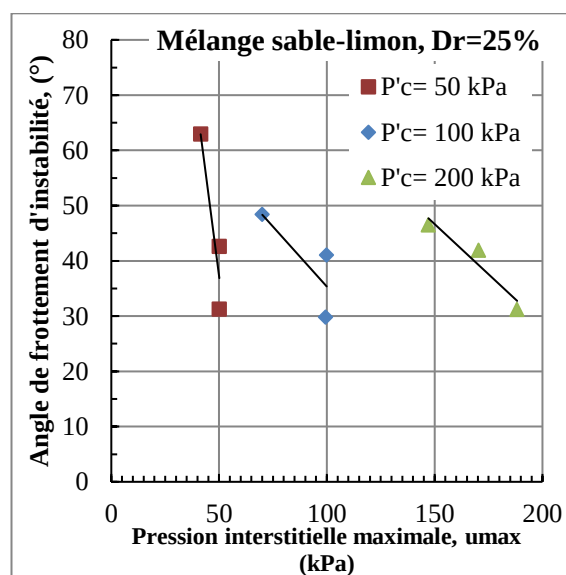


Figure 5.10 : Pression interstitielle maximale en fonction de l'angle de frottement d'instabilité (Dr = 25%)

5.4. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'analyse de l'influence de divers paramètres sur le comportement mécanique non drainé du mélange sable limoneux. Cette investigation a permis d'évaluer les effets de la densité relative initiale ($D_r = 25 \%$, 50% et 75%) ainsi que de la pression de confinement initiale. ($P'_c = 50, 100$ et 200 kPa). Les échantillons ont été reconstitués avec la technique de reconstitution par damage humide.

Les essais triaxiaux monotones non drainés réalisés sur des mélanges sable limoneux indiquent clairement que la densité relative initiale ainsi que la pression de confinement initiale influencent de manière significative la résistance à la liquéfaction.

Un accroissement de la densité relative initiale provoque une augmentation de la dilatance, se manifestant par une résistance au cisaillement accrue et une réduction de la pression interstitielle. Ces observations concordent avec les résultats obtenus par Polito et Martin (2001), Arab et Shahrour (2010) ainsi que Mahmoudi et al., (2017).

Une élévation de la pression de confinement initiale résulte en une augmentation de la résistance au cisaillement non drainée des mélanges sable-limon, rendant ainsi le sol davantage dilatant et plus résistant à la liquéfaction dans la gamme étudiée de ces mélanges. Les résultats observés confirment les conclusions de Tatsuoka et al. (1986) et Gupta (2009).



Effet de la teneur en fines sur le
comportement mécanique des sols non saturé
en utilisant de la courbe caractéristique sol-
eau (SWCC)



6.1. Introduction :

Les sols non saturés sont soumis à des phases successives de mouillage et de séchage, impliquant des processus de sorption et de désorption. L'un des éléments essentiels pour comprendre leur comportement est la courbe de rétention d'eau, également appelée courbe caractéristique sol-eau (SWCC). Cette courbe permet d'estimer des propriétés cruciales telles que la conductivité hydraulique et la résistance au cisaillement de ces sols. Comprendre les effets des cycles de sorption-désorption sur le comportement des sols, ainsi que leur impact sur les caractéristiques mécaniques, est crucial pour la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre.

La courbe de rétention d'eau du sol (SWCC) représente la variation de la teneur en eau d'un sol en fonction de la succion appliquée. Elle est généralement obtenue par des méthodes telles que celle de la colonne de suspension. Lorsque le sol s'assèche, sa teneur en eau diminue tandis que la succion augmente. À l'inverse, lors d'un apport d'eau (remouillage), la quantité d'eau retenue par le sol croît. La SWCC peut être exprimée en lien avec la succion et l'une des variables suivantes : la teneur en eau gravimétrique, la teneur en eau volumique ou encore le degré de saturation — ce dernier étant le plus fréquemment utilisé dans les études scientifiques. La courbe de rétention d'eau (SWCC) fournit des données essentielles telles que la valeur d'entrée d'air et la succion résiduelle (figure 6.1). En revanche, l'influence de la fraction fine sur cette courbe est un sujet peu abordé dans les travaux de recherche.

Divers modèles de SWCC ont été développés à partir de données expérimentales et de différentes approches théoriques. Parmi eux, les modèles de Fredlund-Xing, de Van Genuchten et de Zhong Fangjie ont été largement appliqués en ingénierie géotechnique. Le modèle de Fredlund-Xing (Fredlund et Xing, 1994) a été développé à partir des liens existants entre SWCC, les principes capillaires et la distribution des tailles de pores. Zhong (2007) élaboré un modèle de courbe de rétention d'eau du sol (SWCC) à partir de données expérimentales issues d'essais de caractérisation eau-sol effectués sur du sable siliceux.

Dans ce chapitre, la courbe de rétention d'eau du sable limoneux a été ajustée en utilisant ces théories classiques afin de vérifier leur applicabilité pour décrire les caractéristiques de rétention d'eau du sable limon.

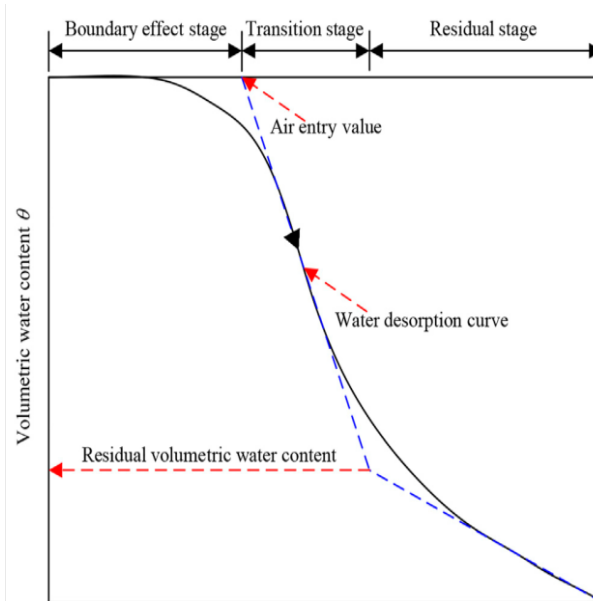


Figure 6.1 : Schéma de principe du SWCC

6.2. Effet de teneur en fine sur SWCC

La figure 6.2 montre les courbes caractéristiques sol-eau (SWCC) des mélanges sable limoneux avec différentes teneurs en fines ($F_c = 0\%$, 10% , 20% et 40%) mesurée par la technique de colonne suspension. Il est clair que les courbes de rétention d'eau du sol (SWCC) des mélanges sable limoneux présentent le même comportement. Selon la valeur d'entrée d'air et de la teneur en eau volumétrique résiduelle, la SWCC peut être divisée en trois étapes : la phase d'effet de bordure ($\psi \approx 0-2$ kPa), la phase de transition ($\psi \approx 2-24$ kPa) et la phase résiduelle ($\psi \approx 24-100$ kPa) (Figure 6.2).

Lors de l'analyse de l'effet de bord, on observe que la diminution de la teneur en eau volumétrique du sable limoneux avec l'augmentation de la succion matricielle diminuait davantage à mesure que la teneur en fines augmentait. Cette étape correspondait à un état de faible succion matricielle, et la quantité ainsi que les caractéristiques de distribution des gros pores contenant de l'eau libre constituaient les principaux facteurs contrôlant la capacité de rétention d'eau de l'échantillon à ce stade. Les gros pores présentant une teneur plus élevée en fines étaient efficacement comblés par les particules fines.

À l'étape de transition ($\psi \approx 2-24$ kPa), les teneurs en eau volumétrique des sables limoneux avec différentes teneurs en fines ont diminué brusquement avec l'augmentation de la succion matricielle, montrant une forte sensibilité. Lorsque la courbe de rétention d'eau (SWCC) dans l'état de transition est prolongée vers le haut jusqu'à croiser la ligne horizontale

correspondant à la teneur en eau volumique initiale, l'abscisse (c'est-à-dire la succion matricielle) du point d'intersection représente la valeur d'entrée d'air de l'échantillon (Figure 6.2). Les valeurs d'entrée d'air des échantillons ont été obtenues de cette manière, à savoir 2,1 ; 2,8 ; 3,00 et 3,20 kPa respectivement. La valeur d'entrée d'air du sable limoneux a augmenté avec la teneur en fines, Étant donné que la valeur d'entrée d'air caractérise la succion matricielle nécessaire pour que l'échantillon passe d'un état quasi-saturé à un état non saturé (Pasha et al., 2015), une valeur d'entrée d'air plus élevée pour les échantillons avec une teneur en fines plus importante suggère que la capacité de rétention d'eau des échantillons est améliorée par l'augmentation de cette teneur, rendant la transition de l'échantillon d'un état quasi-saturé à un état non saturé plus difficile. Toutefois, la différence entre les valeurs d'entrée d'air des échantillons reste limitée, et la contribution d'une teneur plus élevée en fines à l'amélioration de la capacité de rétention d'eau demeure modeste.

Au début de la phase résiduelle ($\psi \approx 10\text{--}70$ kPa), les courbes SWCC des échantillons variaient considérablement entre elles, On observe que l'augmentation de la teneur en fines dans l'échantillon s'accompagne d'une élévation de sa teneur en eau volumique. Par exemple, sous une succion matricielle de 20 kPa, les teneurs en eau volumiques de $F_c = 0\%$ et $F_c = 40\%$ étaient respectivement de 5 % et 25 %. À ce stade résiduel, les échantillons étaient déjà passés d'un état non saturé à un état quasi sec, et l'eau évacuée par l'échantillon était constituée d'eau capillaire et d'eau liée (Wu et al., 2020). Les particules fines présentes dans les échantillons amélioraient la capacité de rétention d'eau, en particulier la capacité d'adsorption de l'eau capillaire (ou eau faiblement liée) au sein du sable limoneux. Pendant le début de la phase résiduelle, l'eau évacuée de l'échantillon était principalement de l'eau capillaire ; cependant, la structure poreuse des échantillons pouvait offrir un espace d'adsorption suffisant pour l'eau liée, même en l'absence de particules fines, de sorte que l'eau liée pouvait être fermement adsorbée à la surface des particules (Wu et al., 2020). Par conséquent, les courbes de rétention d'eau des échantillons se chevauchaient approximativement les unes avec les autres dans la phase résiduelle tardive ($\psi \approx 20\text{--}100$ kPa). Les teneurs en eau volumiques résiduelles de $F_c = 0\%$, 10%, 20% et 40% étaient respectivement de 7 %, 13 %, 16 % et 21 %. À l'exception de quelques points isolés, La teneur résiduelle en eau volumique du sable limoneux s'élevait avec l'augmentation de la teneur en fines. Cela suggère une croissance du nombre de micropores renfermant de l'eau capillaire et de l'eau adsorbée dans les échantillons, traduisant ainsi une amélioration de la capacité de rétention d'eau du matériau. Toutefois, pour une teneur en fines n'excédant pas 40 %, les différences de teneur

en eau volumique résiduelle entre les échantillons étaient extrêmement claires, avec un écart maximal de 10 %, ce qui indique que l'augmentation de la teneur en fines améliorait la capacité de rétention d'eau du sable limoneux que dans une mesure limitée. De plus, le fort écart de taille entre les particules grossières et fines pourrait également être la principale raison de ce phénomène.

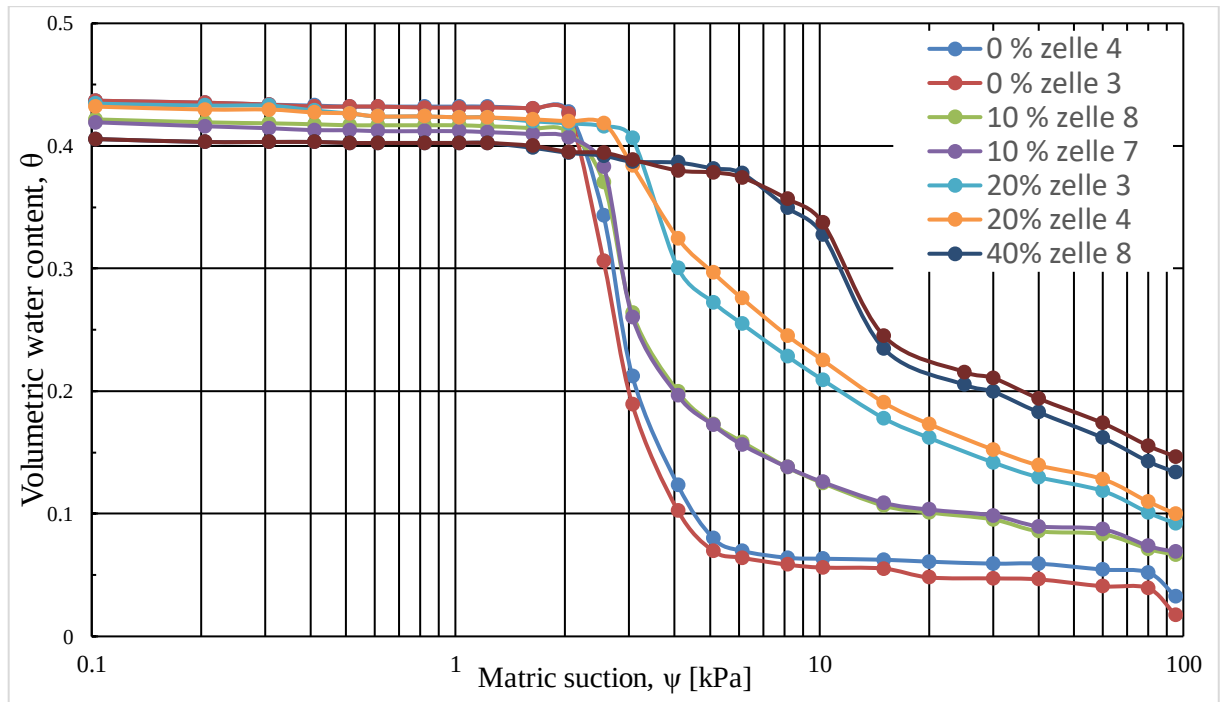


Figure 6.2 : Teneur en eau volumique en fonction de la succion pour des mélanges sables-limon.

6.3. Relation entre SWCC lors du séchage et les paramètres d'ajustement

La courbe caractéristique sol-eau (SWCC) du sable limoneux dans différentes conditions d'essai a été ajustée en utilisant le modèle décrit ci-dessus. Il a été constaté le modèle de Fredlund-Xing donne les meilleurs résultats d'ajustement pour les échantillons.

La figure 6.3 Présente les conditions de simulation de la courbe de rétention d'eau du sol (SWCC) ainsi que la teneur en fines, en relation avec les paramètres issus de l'ajustement du modèle de Fredlund-Xing. Le paramètre (a) augmente avec l'augmentation de la teneur en fines, ce qui est cohérent avec les valeurs mesurées précédemment du point d'entrée d'air des sables limoneux à différentes teneurs en fines figure 6.3a.

Le paramètre (b) augmente brusquement avec l'augmentation de la teneur en fines, ce qui indique que la pente de la courbe SWCC des sables limoneux augmente progressivement

à mesure que la teneur en fines augmente, rendant la courbe plus douce dans la phase de transition. La plage de succion matricielle correspondant à cette phase de transition s'élargit avec l'augmentation de la teneur en fines, ce qui indique que la succion matricielle nécessaire pour atteindre la phase résiduelle augmente.

Le paramètre (c) croît à mesure que la teneur en fines, et les courbes SWCC des échantillons deviennent plus raides dans la phase résiduelle, ce qui correspond à l'évolution des courbes SWCC dans le début de cette phase (voir Figure 6.3). Le nombre de micropores et la capacité de rétention d'eau de l'échantillon augmentent avec la teneur en fines, ce qui rend plus difficile l'atteinte d'un état absolument sec pour les sables limoneux.

Dans la phase de transition et la phase résiduelle tardive, les courbes SWCC des échantillons se chevauchent approximativement, ce qui suggère que les valeurs des paramètres b et c sont très sensibles aux variations de la courbe SWCC (voir Figure 6.3). Les plages de variation des trois paramètres indiquent également que b est le plus sensible aux changements de teneur en fines.

En analysant les données du tableau 3, la relation entre a, b, et c et la teneur en fines (F_c) est illustrée à la figure 6.3. Les formules de calcul des paramètres suivantes sont obtenues pour le modèle de Fredlund-Xing, qui convient à l'évaluation des caractéristiques sol-eau des sables limoneux calcaires avec différentes teneurs en fines et peut être exprimée comme suit :

$$a = -0.001 F_c^2 + 0.067 F_c + 2.14$$

$$b = 0.02 F_c^2 + 0.0306 F_c + 3.92$$

$$c = 0.005 F_c \times + 0.72$$

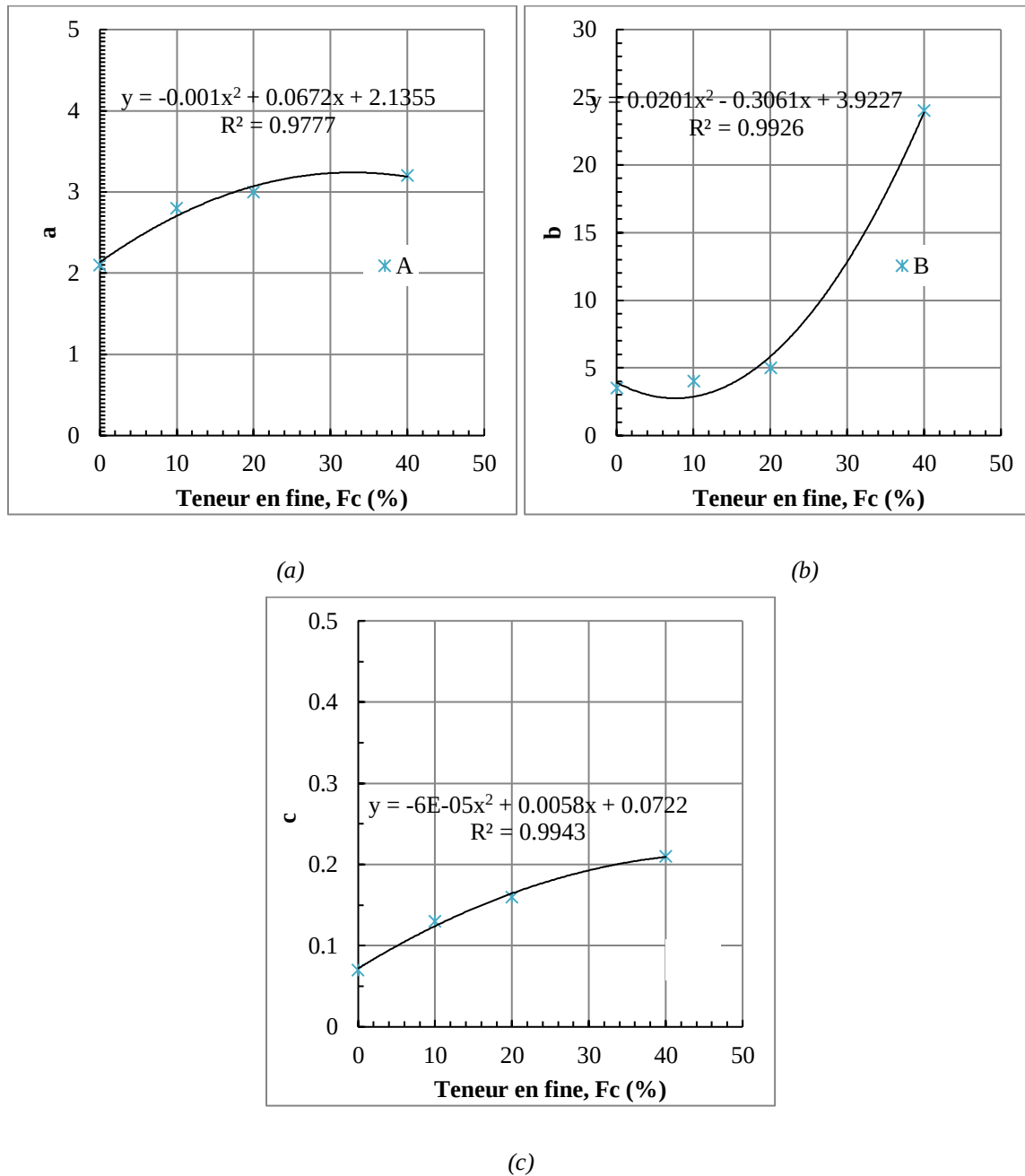


Figure 6.3: Relation entre les paramètres de simulation de la SWCC et la teneur en fines :

(a) *a* en fonction de Fc ; (b) *b* en fonction de Fc ; (c) *c* en fonction de Fc.

Figure 6.4 présente la corrélation entre la teneur en eau volumique à saturation (θ_s) et la teneur en fines des sols limoneux, (Figure 6.4), l'équation suivante est obtenue pour calculer la teneur en eau volumique à saturation (θ_s) des sables limoneux en fonction de la teneur en fines :

$$\theta_s = -0.0006 F_c + 0.436$$

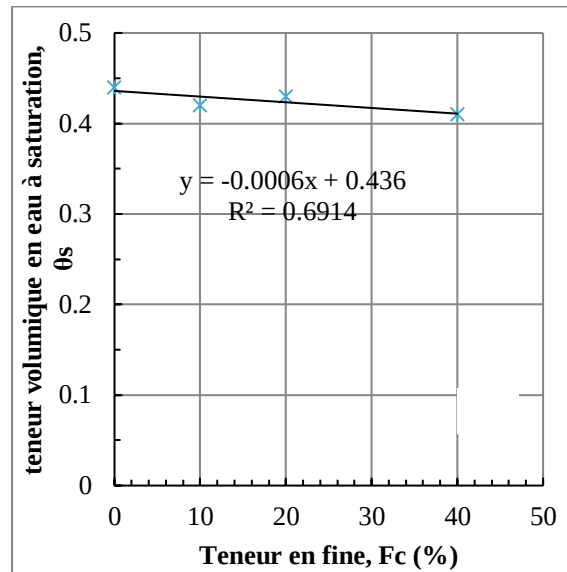


Figure 6.4: Relation entre la teneur en eau volumétrique saturée et la teneur en fines

Tableau 6.1 : Paramètres du modèle de Fredlund-Xing ajustant les courbes de rétention en eau des sables limoneux avec différentes teneurs en fines.

Fc (%)	a	b	c	Θ_s
0	2,10	3,50	0,07	0,44
10	2,80	4,00	0,13	0,42
20	3,00	5,00	0,16	0,43
40	3,20	24,00	0,21	0,41

6.4. Conclusion

Une série d'essais de caractéristiques sol-eau a été réalisée afin d'examiner les effets de la teneur en fines sur les caractéristiques sol-eau d'un sable limoneux.

À l'étape de l'effet de bord, la quantité de macropores dans le sable limoneux diminue considérablement avec l'augmentation de la teneur en fines ; par conséquent, les courbes de rétention d'eau (SWCC) des échantillons diffèrent significativement. Pour les échantillons dont la teneur en fines ne dépasse pas 40 %, les valeurs d'entrée d'air varient entre 2,1 et 3,2 kPa. Au début de la phase résiduelle, une teneur en fines plus élevée entraîne une augmentation la teneur en eau volumétrique des échantillons, ce qui s'explique par une présence accrue de micropores dans le sable limoneux. Toutefois, en fin de phase résiduelle, On observe une différence marquée entre les courbes de rétention d'eau des échantillons, ce qui pourrait principalement être attribué à la méso structure poreuse du sable limoneux.



Conclusion générale et perspectives



CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les travaux entrepris dans le cadre de cette thèse ont permis d'approfondir la compréhension de l'influence des conditions initiales sur le comportement non drainé des sols sableux partiellement saturés. L'étude a mis en évidence, de manière significative, l'effet de l'évolution de la saturation sur le coefficient de Skempton, ainsi que l'impact des caractéristiques granulométriques sur le comportement mécanique en condition non drainée du sol.

Les investigations expérimentales ont été menées sur six échantillons de sable de Chlef reconstitués en laboratoire, présentant des diamètres maximaux variant entre 1 mm et 4 mm, un diamètre minimal constant de 0,0016 mm, et deux diamètres efficaces de 0,25 mm et 0,08 mm. Les résultats des essais obtenus ont permis de démontrer que le coefficient de Skempton influence fortement la résistance au cisaillement non drainée des échantillons sableux. En effet, la résistance ultime au cisaillement augmente à mesure que le paramètre B diminue, de 90 % à 20 %, et cet effet est d'autant plus prononcé pour un diamètre efficace D_{10} de 0,25 mm. Des cas de liquéfaction statique, tant complète que limitée, ont été observés pour l'ensemble des échantillons testés.

Une corrélation a pu être établie entre le coefficient de Skempton et plusieurs autres caractéristiques mécaniques telles que :

- L'angle de frottement interne ultime mobilisé,
- L'angle de frottement à l'état stable,
- La pression interstitielle excédentaire,
- L'indice de frottement,
- Le potentiel d'écoulement.

Ces paramètres augmentent globalement avec l'augmentation du coefficient de Skempton.

Les résultats obtenus ont également mis en évidence l'influence notable du diamètre maximal des particules sur la résistance au cisaillement. Pour le groupe 1, la résistance au cisaillement non drainée augmente avec l'accroissement de D_{max} , en particulier pour $B = 20$ %. À l'inverse, cette tendance s'inverse pour $B = 50$ % et $B = 90$ %. Pour le groupe 2, la

résistance au cisaillement augmente lorsque le diamètre maximal des particules diminue, pour toutes valeurs de B confondues.

Par ailleurs, il est à signaler que le diamètre efficace relatif (RED) joue également un rôle déterminant dans le comportement mécanique des sols étudiés. En effet, son augmentation induit une diminution de la résistance ultime au cisaillement pour les échantillons du groupe 1 à $B = 20 \%$, mais une augmentation pour $B = 50 \%$ et $B = 90 \%$, traduisant ainsi une amélioration de la résistance à la liquéfaction. La tendance opposée a été observée pour les échantillons du groupe 2.

Une seconde série d'essais a permis d'analyser l'effet de la densité relative initiale et de la pression de confinement sur la réponse non drainée de mélanges sable-limon partiellement saturés (teneurs en fines de 0% à 20%). Il a été observé que :

Une densité relative élevée favorise la dilatance, ce qui améliore la résistance au cisaillement et limite la surgénération de la pression interstitielle.

Cependant, une pression de confinement initiale plus importante accroît la résistance au cisaillement non drainée, conférant ainsi au sol une stabilité vis-à-vis au phénomène de la liquéfaction statique dans la gamme caractéristiques initiales étudiées.

Enfin, l'influence de la teneur en fines ($f_c = 0 \%, 10 \%, 20 \%, 40 \%$) sur le comportement non saturé des sols a été étudiée à travers l'analyse des courbes de rétention d'eau (SWCC). Ces courbes varient notablement selon la teneur en fines. Pour des teneurs en fines inférieures ou égales à 40% , la pression d'entrée d'air se situe entre $2,1$ et $3,2$ kPa. En phase résiduelle, une teneur plus élevée en fines se traduit par une augmentation de la teneur en eau volumétrique, conséquence directe de la présence accrue de micropores dans la matrice sable-limon. En fin de phase résiduelle, les différences entre les courbes deviennent plus marquées.

Perspectives de Recherche

Les résultats de cette étude ouvrent la voie à plusieurs pistes de recherche complémentaires, notamment :

- Approfondissement de l'analyse granulométrique : étudier plus en détail l'effet des diamètres extrêmes ($D_{\max}$ et $D_{\min}$) ainsi que du diamètre efficace (D_{10}) sur le comportement cyclique des sols partiellement saturés en condition non-drainée.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

- Étude de la saturation sur le comportement cyclique : évaluer l'effet du degré de saturation sur la réponse non drainée, aussi bien en conditions statiques que cycliques, des mélanges sable-limon.
- Comportement non saturé des matériaux : analyser l'impact combine de la saturation et de la granulométrie sur les propriétés hydromécaniques des matériaux testés.



Références bibliographiques



Référence bibliographique

1. Abdallah, K., Abdelkader, B., Ahmed, A., Djamel Eddine, B., & Marwan, S. (2021). A laboratory study of shear strength of partially saturated sandy soil. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(3), 741-750.
2. Arab, A., & Shahrour, I. (2010). Étude en laboratoire de l' influence de la densité relative sur le potentiel des sables. Étude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative, 9.
3. Arab, A., Belkhatir, M., & Sadek, M. (2016). Saturation effect on behaviour of sandy soil under monotonic and cyclic loading: A laboratory investigation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34, 347-358.
4. Azaiez, H., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., & Belkhatir, M. (2021). Shear characteristics of fly ash improved sand as an embankment material for road infrastructure purpose. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(3), 148.
5. Been, K., & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2), 99-112.
6. Belkhatir, M., Arab, A., Schanz, T., Missoum, H., & Della, N. (2011). Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics. *Granular Matter*, 13(5), 599-609.
7. Belkhatir, M., Schanz, T., Arab, A., Della, N., & Kadri, A. (2014). Insight into the effects of gradation on the pore pressure generation of sand-silt mixtures. *Geotechnical testing journal*, 37(5), 922-931.
8. Benahmed, N. (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique (Doctoral dissertation, Marne-la-vallée, ENPC).
9. Benahmed, N., Canou, J., & Dupla, J. C. (2004). Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes rendus mécanique*, 332(11), 887-894.
10. Bishop, A. W. (1954). The use of pore-pressure coefficients in practice. *Geotechnique*, 4(4), 148-152.
11. Bobei, D. (2004). Static liquefaction of sand with a small amount of fines (Doctoral dissertation, UNSW Sydney).
12. Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts., (88).

13. Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph. D. Thesis, Harvard University, Mass.
14. Castro, G., & Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(6), 501-516.
15. Chaney, R. C. (1978, June). Saturation effects on the cyclic strength of sands. In *From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with: (No. Proceeding).
16. Chang, N. Y., Yeh, S. T., & Kaufman, L. P. (1982, June). Liquefaction potential of clean and silty sands. In *Proceedings of the third international earthquake microzonation conference* (Vol. 2, pp. 1017-1032).
17. Cherif Taiba, A., Belkhatir, M., Kadri, A., Mahmoudi, Y., & Schanz, T. (2016). Insight into the effect of granulometric characteristics on the static liquefaction susceptibility of silty sand soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34, 367-382.
18. Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., Belkhatir, M., & Schanz, T. (2018). Experimental investigation into the influence of roundness and sphericity on the undrained shear response of silty sand soils. *Geotechnical Testing Journal*, 41(3), 619-633.
19. Côté, J., Konrad, J. M., & Roy, M. (2002). Influence of grain size distribution and mineralogy of unbound aggregates on soil-water characteristic curves. In *Proc. 3rd International Conference on Unsaturated Soils* (Vol. 1, pp. 255-260). Recife: Balkema.
20. Della, N., Arab, A., & Belkhatir, M. (2011). Static liquefaction of sandy soil: an experimental investigation into the effects of saturation and initial state. *Acta mechanica*, 218(1), 175-186.
21. Della, N., Belkhatir, M., Arab, A., Canou, J., & Dupla, J. C. (2014). Effect of fabric method on instability behavior of granular material. *Acta Mechanica*, 225(7), 2043-2057.
22. Della, N., Missoum, H., Arab, A., & Belkhatir, M. (2010). Experimental study of the overconsolidation and saturation effects on the mechanical characteristics and residual strength of Chlef river sandy soil. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 54(2), 107-116.
23. Deng, Y., Yilmaz, Y., Gokce, A., & Chang, C. S. (2021). Influence of particle size on the drained shear behavior of a dense fluvial sand. *Acta Geotechnica*, 16(7), 2071-2088. Doi: 10.1007/S11440-021-01143-7.

24. Fredlund, D. G. (2000). The 1999 RM Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 963-986.
25. Fredlund, D. G. (2021). Use of soil–water characteristic curves in the implementation of unsaturated soil mechanics. In *Unsaturated Soils-Volume 3* (pp. 887-902). CRC Press.
26. Fredlund, D. G., & Morgenstern, N. R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(5), 447-466.
27. Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1987). Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions. *Transportation research record*, 1137, 1-11.
28. Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
29. Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), 521-532.
30. Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Ng, C. W. (2001, December). Suggestions and recommendations for the interpretation of soil-water characteristic curves. In *Proceedings of the 14th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong* (Vol. 1, pp. 503-508).
31. Giroud, J. P., & Cordary, D. (1976). Prevision du tassement initial et du tassement différé des fondations superficielles.
32. Hazen, A. (1919). Hydraulic-fill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83(1), 1713-1745.
33. Hazout, L., Cherif Taiba, A., Mahmoudi, Y., & Belkhatir, M. (2023). Deformation characteristics of natural river sand under compression loading incorporating extreme particle diameters impacts. *Marine Georesources & Geotechnology*, 41(10), 1156-1174. Doi: 10.1080/1064119x.2022.2122090.
34. Hazout, L., El-Abidine Zitouni, Z., Belkhatir, M., & Schanz, T. (2017). Evaluation of static liquefaction characteristics of saturated loose sand through the mean grain size and extreme grain sizes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35, 2079-2105.
35. Hicks, R. G., & Monismith, C. L. (1971). Resilient properties of granular material. *Transportation Research Record*, 345, 15-31.
36. Indrawan, I. G. B., Rahardjo, H., & Leong, E. C. (2006). Effects of coarse-grained materials on properties of residual soil. *Engineering Geology*, 82(3), 154-164.
37. Ishihara, K., & Takatsu, H. (1979). Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands. *Soils and Foundations*, 19(4), 59-68.

38. Ishihara, K., Tatsuoka, F., & Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and foundations*, 15(1), 29-44.
39. Ishihara, K., Tsuchiya, H., Huang, Y., & Kamada, K. (2001). Keynote lecture: Recent studies on liquefaction resistance of sand-effect of saturation.
40. Johansson, J. (2000). Soil Liquefaction web site. Master Project, University of Washington.
41. Karimian, A., Hassanlourad, M., & Karimi, G. (2018). Bio-stabilization of Sand by Surface Percolation. *Amirkabir Journal of Civil Engineering*, 50(4), 735-746.
42. Koester, J. P. (1994, October). The influence of fines type and content on cyclic strength. In *Ground failures under seismic conditions* (pp. 17-33). ASCE.
43. Kokusho, T. (2000). Correlation of pore-pressure B-value with P-wave velocity and Poisson's ratio for imperfectly saturated sand or gravel. *Soils and Foundations*, 40(4), 95-102.
44. Lade, P. V. (1993). Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 895-904.
45. Lade, P. V., & Hernandez, S. B. (1977). Membrane penetration effects in undrained tests. *Journal of the geotechnical engineering division*, 103(2), 109-125.
46. Lade, P. V., Nelson, R. B., & Ito, Y. M. (1988). Instability of granular materials with nonassociated flow. *Journal of engineering mechanics*, 114(12), 2173-2191.
47. Lade, P. V., Yamamuro, J. A., & Bopp, P. A. (1997). Influence of time effects on instability of granular materials. *Computers and Geotechnics*, 20(3-4), 179-193.
48. Lee, K. L., & Fitton, J. A. (1968). Factors affecting the dynamic strength of soil. *American Society for Testing and Materials, STP*, 450.
49. Lee, K. L., & Fitton, J. A. (1968). Factors affecting the dynamic strength of soil. *American Society for Testing and Materials, STP*, 450.
50. Leong, E. C., & Rahardjo, H. (1997). Review of soil-water characteristic curve equations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(12), 1106-1117.
51. Lim, M. S., Wijeyesekera, D. C., Zainorabidin, A., & Bakar, I. (2012). The effects of particle morphology (shape and sizes) characteristics on its engineering behaviour and sustainable engineering performance of sand. *International Journal of Integrated Engineering*, 4(4).
52. Liu, J. Feng, Q. Wang, Y. Bai, Y.X. Wei, J.H. Song, Z.Z. (2017). The effect of polymer-fiber stabilization on the unconfined compressive strength and shear strength of sand. *Adv. Mater. Sci. Eng.* <https://www.hindawi.com/journals/amse/2017/2370763/abs/>.

53. Lu, N., & Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*, John Wiley&Sons. Inc., Hoboken, USA.
54. Luong, M. P. (1978). Etat caractéristique du sol. *CR Ac. Sc.*, 287, 305.
55. Mahmoudi, Y., Taiba, A. C., & Belkhatir, M. (2024). Comparative Study of Stress History Effects on Shear-Deformation Relations of Sands from the Mediterranean Region Integrating Specimen Preparation Techniques. *International Journal of Geomechanics*, 24(2), 04023285.
56. Mahmoudi, Y., Taiba, A. C., Hazout, L., Baille, W., & Belkhatir, M. (2018). Influence of soil fabrics and stress state on the undrained instability of overconsolidated binary granular assemblies. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 40(2), 96-116.
57. Martin, G. R., Seed, H. B., & Finn, W. L. (1978). Effects of system compliance on liquefaction tests. *Journal of the geotechnical engineering division*, 104(4), 463-479.
58. Mathiroban, S., & Grozic, J. L. (2004). A model to predict the undrained behavior of loose gassy sand.
59. Megrouse, M., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., & Belkhatir, M. (2025). Comparative analysis on mechanical performance of treated and untreated natural fiber-reinforced sandy soils integrating PSD effect. *International Journal of Civil Engineering*, 23(4), 713-735.
60. Megrouse, M., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., & Belkhatir, M. (2025). Enhancing mechanical properties of sands by using crushed waste glass as reinforcement. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 13(1), 151-170.
61. Merabet, K., Benessalah, I., Chemmam, M., & Arab, A. (2020). Laboratory study of shear strength response of Chlef natural sand: Effect of saturation. *Marine Georesources & Geotechnology*, 38(4), 461-467.
62. Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K., & Merayyan, S. (2002). Impact of soil type and compaction conditions on soil water characteristic. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9), 733-742.
63. Monkul, M. M., & Yamamuro, J. A. (2011). Influence of silt size and content on liquefaction behavior of sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(6), 931-942. Doi: 10.1139/T11-001.
64. Monkul, M. M., Etminan, E., & Şenol, A. (2016). Influence of coefficient of uniformity and base sand gradation on static liquefaction of loose sands with silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 185-197.

65. Mulilis, J. P., Townsend, F. C., & Horz, R. C. (1978). Triaxial testing techniques and sand liquefaction. In *Dynamic geotechnical testing*. ASTM International.
66. Nam, S., Gutierrez, M., Diplas, P., Petrie, J., Wayllace, A., Lu, N., & Muñoz, J. J. (2010). Comparison of testing techniques and models for establishing the SWCC of riverbank soils. *Engineering Geology*, 110(1-2), 1-10.
67. Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*, presses de l'ENPC.
68. Pietruszczak, S., Pande, G. N., & Oulapour, M. (2003). A hypothesis for mitigation of risk of liquefaction. *Geotechnique*, 53(9), 833-838.
69. Pitman, T. D., Robertson, P. K., & Sego, D. C. (1994). Influence of fines on the collapse of loose sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(5), 728-739.
70. Polito, C. P., & Martin II, J. R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(5), 408-415.
71. Poulos, S. J. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(5), 553-562.
72. Poulos, S. J., Castro, G., & France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772-792.
73. Riemer, M. F., & Seed, R. B. (1997). Factors affecting apparent position of steady-state line. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(3), 281-288.
74. Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
75. Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
76. Sherif, M. A., Tsuchiya, C., & Ishibashi, I. (1977). Saturation effects on initial soil liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(8), 914-917.
77. Sillers, W. S., & Fredlund, D. G. (2001). Statistical assessment of soil-water characteristic curve models for geotechnical engineering. *Canadian geotechnical journal*, 38(6), 1297-1313.
78. Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. *Geotechnique*, 4(4), 143-147.
79. Sladen, J. A., D'hollander, R. D., & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian geotechnical journal*, 22(4), 564-578.
80. Taibi, A., Mahmoudi, Y., Cherif Taiba, A., & Belkhatir, M. (2024). One-Dimensional Compression Response of Sands Amended with Fly Ash Related to Particle Morphology

- Effects. Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering, 1-19.
81. Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S. I., ... & Tanizawa, F. (1986). Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. *Soils and foundations*, 26(3), 99-116.
 82. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*.
 83. Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J. M., & Hattab, M. (2022). Effect of saturation degree on the behaviour of clear sand in very dense state. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1), 71-75.
 84. Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J. M., & Hattab, M. (2022). Effect of saturation degree on the behaviour of clear sand in very dense state. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1), 71-75. Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J. M., & Hattab, M. (2022). Effect of saturation degree on the behaviour of clear sand in very dense state. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(1), 71-75.
 85. TSUCHIDA, E., & NAKAHARA, I. (1970). Three-Dimensional Stress Concentration around a Spherical Cavity in a Semi-Infinite Elastic Body. *Bulletin of JSME*, 13(58), 499-508.
 86. Tsuchida, H. (1970). Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits. In *Abstract of the seminar in the Port and Harbor Research Institute* (pp. 31-333).
 87. Tsukamoto. Y., 2018, Degree of saturation affecting liquefaction resistance and undrained shear strength of silty sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.041>
 88. Vaid, Y. P., & Thomas, J. (1995). Liquefaction and postliquefaction behavior of sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(2), 163-173.
 89. Vaid, Y. P., Chern, J. C., & Tumi, H. (1985). Confining pressure, grain angularity, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(10), 1229-1235.
 90. Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., & Kuerbis, R. H. (1990). Stress path and steady state. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 1-7.
 91. Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898.
 92. Vanapalli, S. K. (1996). Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil.

93. Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., & Pufahl, D. E. (1999). The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 49(2), 143-159.
94. Verdugo, R. (1992). Characterization of sandy soil behavior under large deformation (Doctoral dissertation, 東京大学).
95. Wang, S., & Huang, Y. (2022). Experimental study on the effect of particle size on the shear characteristics of large-displacement soil exposed to heat treatment: shear fluctuation and heat degradation. *Engineering Geology*, 300, 106581. Doi: 10.1016/J.Enggeo.2022.106581. Wartman J, Grubb DG, Nasim A. Select engineering characteristics of crushed glass. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2004;16(6):526-39.
96. White, N. F., Duke, H. R., Sunada, D. K., & Corey, A. T. (1970). Physics of desaturation in porous materials. *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, 96(2), 165-191.
97. Xiao, Y., Sun, Y., Yin, F., Liu, H., & Xiang, J. (2017). Constitutive modeling for transparent granular soils. *International Journal of Geomechanics*, 17(7), 04016150. Doi: 10.1061/(Asce)Gm.1943-5622.0000857.
98. Yamamuro, J. A., & Lade, P. V. (1997). Static liquefaction of very loose sands. *Canadian geotechnical journal*, 34(6), 905-917.
99. Yamamuro, J. A., & Wood, F. M. (2004). Effect of depositional method on the undrained behavior and microstructure of sand with silt. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(9-10), 751-760.
100. Yang Q, Pei X, Huang R (2019) Impact of polymer mixtures on the stabilization and erosion control of silty sand slope. *J Mt Sci* 16:470–485.
101. Yang, H., Rahardjo, H., Leong, E. C., & Fredlund, D. G. (2004). Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(5), 908-920.
102. Yang, J., & Sato, T. (2001). Analytical study of saturation effects on seismic vertical amplification of a soil layer. *Geotechnique*, 51(2), 161-165.
103. Yang, J., & Wei, L. M. (2012). Collapse of loose sand with the addition of fines: the role of particle shape. *Géotechnique*, 62(12), 1111-1125.
104. Yilmaz, Y., Mollamahmutoglu, M. U. R. A. T., Ozaydin, V., & Kayabali, K. (2008). Experimental investigation of the effect of grading characteristics on the liquefaction resistance of various graded sands. *Engineering Geology*, 100(3-4), 91-100.
105. Yoshimi, Y., Tanaka, K., & Tokimatsu, K. (1989). Liquefaction resistance of a partially saturated sand. *Soils and foundations*, 29(3), 157-162.

106. Yoshimine, M., & Ishihara, K. (1998). Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and foundations*, 38(3), 189-198.
107. Zlatovic, S., & Ishihara, K. (1997). Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric. *Soils and foundations*, 37(4), 47-56.
108. Zuo, K, Gu X, Liu, H, Hu, J, Gao G. 2023. Influences of particle size distribution and fines content on the excess pore water pressure generation of sand-silt mixtures under cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.174.108201. [hdoi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108201](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.108201).