

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Présenté par:

KERMOUZI Djihane

KIMOUR Meriem

Sujet du mémoire:

***Amélioration des caractéristiques
mécaniques d'un sol contenant des déchets
caoutchouteux***

Soutenu publiquement le / /2021 devant le jury composé de:

M. DJEBLI

Benyagoub

Président

M. KRIM

Abdallah

Rapporteur

M. KERROUM

Nadir

Examineur

M. RABAHI

Abderezak

Examineur

Promotion: 2020-2021

Sommaire

ملخص.....	1
Résumé.....	2
Abstract.....	3
Liste des figures.....	4
Liste des tableaux.....	8
Liste des symboles.....	9
Introduction générale.....	11
Chapitre 1: Les déchets de caoutchouc.....	13
1.1. Introduction.....	14
1.2. Historique du caoutchouc.....	14
1.3. Définition et types du caoutchouc.....	14
1.3.1. Caoutchouc naturel.....	15
1.3.2. Caoutchouc synthétique.....	15
1.4. Propriété du caoutchouc.....	16
1.4.1. Elasticité.....	16
1.5. Classification des caoutchoucs.....	16
1.5.1. Caoutchoucs à usage général.....	16
1.5.2. Caoutchoucs à usages spéciaux.....	16
1.5.3. Caoutchoucs à usages très spéciaux.....	17
1.6. Transformation de la poudrette de caoutchouc.....	17
1.7. Intérêt de poudrette de caoutchouc.....	17
1.8. Recherches sur déchets de caoutchouc.....	17
1.8.1. Recherche en Algérie sur l'utilisation des poudrettes en caoutchouc dans les chaussées routières.....	17
1.8.2. La recherche en Vietnam.....	18
1.9. Effet de l'ajout du caoutchouc sur le comportement des sols.....	19
1.9.1. Effet de caoutchouc sur potentiel de gonflement.....	19
1.9.2. Résistance à la compression.....	21
1.9.3. Module d'élasticité.....	21
1.9.4. Résistance à la traction.....	22

1.10. Définition de pneumatique.....	23
1.11. Historique de pneumatique.....	23
1.12. Déchets pneumatiques broyés.....	24
1.12.1. Poudrettes.....	24
1.12.2. Granulés.....	24
1.13. Composition des pneus usagés.....	25
1.14. Utilisation des pneus usagés en Algérie.....	26
1.15. Avantages de la technique du Pneusol.....	27
1.16. Conclusion.....	27
Chapitre 2: Techniques d'amélioration des sols.....	28
2.1. Introduction.....	29
2.2. Sols.....	29
2.2.1. Définition.....	29
2.2.2. Caractérisation.....	29
2.3. Définition des sols renforcés.....	29
2.4. Technique d'amélioration des sols.....	29
2.4.1. Améliorations des sols par renforcement.....	29
2.4.1.1. Géotextiles.....	30
2.4.1.2. Géosynthétiques.....	31
2.4.2. Technique d'amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP).....	31
2.4.3. Amélioration des sols par saturation partiellement induite.....	32
2.4.5. Méthodes mécaniques.....	33
2.4.5.1. Compactage dynamique.....	33
2.4.5.2. Vibrocompactage.....	34
2.4.6. Méthodes thermiques.....	35
2.4.6.1. Déshydratation.....	35
2.4.6.2. Congélation.....	35
2.4.7. Méthodes chimiques.....	36
2.4.7.1. Utilisation de la chaux.....	36
2.4.7.2. Utilisation du ciment.....	37
2.4.7.3. Utilisation des ajouts cimentaires.....	38
2.5. Renforcement des sols par la technique pneusol.....	39

2.5.1. Remblais allégés et absorbeurs d'énergie.....	39
2.5.2. Pneusol de soutènement.....	40
2.6. Conclusion.....	40

Chapitre 3: Influence des ajouts sur le comportement des sols.....42

3.1. Introduction.....	43
3.2. Influence des ajouts sur le comportement d'un sol.....	43
3.2.1. Effet de fibre de polypropylène.....	43
3.2.1.1. Influence de la fibre sur les caractéristiques de cisaillement.....	43
3.2.1.2. Influence de la fibre sur l'indice CBR.....	46
3.2.1.3. Influence de la fibre sur la résistance à la compression.....	47
3.2.2. Effet du ciment.....	49
3.2.2.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg.....	49
3.2.2.2. Influence du ciment sur les caractéristiques de cisaillement.....	50
3.2.2.3. Influence du ciment sur la résistance à la compression.....	52
3.2.3. Effet de la chaux.....	53
3.2.3.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg.....	53
3.2.3.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques de cisaillement.....	54
3.2.3.3. Influence de la chaux sur la résistance à la compression.....	56
3.2.4. Effet des cendres volantes.....	57
3.2.4.1. Influence des cendres volantes sur les limites d'Atterberg.....	57
3.2.4.2. Influence des cendres volantes sur l'indice CBR.....	58
3.2.4.3. Influence des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement.....	59
3.3. Conclusion.....	60

Chapitre 4: Dispositifs expérimentaux et caractéristiques des matériaux utilisés.....61

4.1. Introduction.....	62
4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé.....	62
4.2.1. Analyse granulométrique.....	63
4.2.1.1. Définition.....	63
4.2.1.2. But de l'essai.....	63
4.2.1.3. Matériels utilisés.....	63
4.2.1.4. Appareillage.....	65

4.2.1.5. Préparation de l'échantillon.....	65
4.2.1.6. Conduite de l'essai.....	65
4.2.1.7. Expression des résultats.....	66
4.2.2. Essai au pycnomètre.....	67
4.2.2.1. But d'essai.....	67
4.2.2.2. Principe de l'essai.....	67
4.2.2.3. Appareillage.....	67
4.2.2.4. Exécution de l'essai.....	68
4.2.3. Détermination des indices des vides e_{\max} et e_{\min}	69
4.2.3.1. Indice des vides maximal e_{\max}	69
4.2.3.2. Indice des vides minimal e_{\min}	69
4.2.3.3. Indice de densité ID.....	69
4.2.3.4. Détermination de e_{\min} et e_{\max}	69
4.3. Caractéristique des poudrettes en caoutchouc.....	70
4.4. Dispositif expérimental.....	71
4.4.1. Objectif et exigences.....	72
4.4.2. Appareillage utilisé.....	72
4.4.3. Mise en place des échantillons.....	73
4.5. Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	73
4.5.1. Définition de l'essai.....	73
4.5.2. But de l'essai.....	74
4.5.3. Déroulement de l'essai.....	74
4.5.4. Calculs élémentaires.....	75
4.5.5. Hauteur des plaines.....	75
4.5.6. Hauteur de l'eau finale.....	75
4.5.7. Hauteur initiale de l'éprouvette.....	75
4.5.8. Indice des vides.....	75
4.5.9. Principaux paramètres de compressibilité.....	75
4.5.10. Détermination de la pression de préconsolidation σ'_p	76
4.5.11. Indice de compressibilité C_c	77
4.5.12. Détermination de l'indice de compressibilité.....	77
4.5.13. Indice de gonflement C_s	77
4.5.14. Module œdométrique E_{oed}	78

4.5.15. Détermination du module œdométrique.....	78
4.5.16. Procès-verbal d'essai.....	78
4.5.17. Appareillage et étude expérimentale.....	79
4.5.18. Cellule œdométrique.....	79
4.5.19. Bague œdométrique.....	80
4.5.20. Eprouvette de matériau.....	80
4.5.21. Réservoir.....	81
4.5.22. Disques drainants.....	81
4.5.23. Système de mise en charge.....	81
4.5.24. Bâti.....	82
4.5.25. Dispositif d'application de l'effort sur l'éprouvette.....	82
4.5.26. Poids.....	83
4.5.27. Matériel complémentaire.....	83
4.5.28. Précautions concernant le moule œdométrique.....	83
4.6. Etude expérimentale.....	84
4.6.1. Préparation de l'éprouvette soumise à l'essai.....	84
4.6.2. Exécution de l'essai.....	84
4.7. Conclusion.....	85
Chapitre 5: Présentation et interprétation des résultats d'essais.....	86
5.1. Introduction.....	87
5.2. Présentation et discussion des résultats.....	87
5.2.1. Effet de la contrainte normale initiale.....	87
5.2.1.1. Essais à l'état lâche ($D_r = 25\%$).....	87
5.2.1.2. Essais à l'état dense ($D_r = 75\%$).....	92
5.2.2. Effet de l'ajout des poudrettes sur la résistance maximale (τ_{max}).....	96
5.2.3. Effet de la densité relative.....	97
5.2.4. Effet des ajouts sur le comportement du sable.....	98
5.2.5. Variation des paramètres de cisaillement.....	103
5.2.5.1. Variation de la cohésion c	103
5.2.5.2. Variation de l'angle de frottement interne ϕ	104
5.3. Essais de compressibilité à l'œdomètre sur le sable renforcé par des poudrettes.....	105

5.3.1. Influence de l'ajout des poudrettes sur les courbes œdométriques.....	105
5.3.2. Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice des vides et l'indice des vides maximal (e_{\max}) de chargement.....	106
5.3.3. Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de compression (C_c) et de gonflement (C_s).....	107
5.3.4. Influence de l'ajout des poudrettes sur la pression de preconsolidation (σ'_p).....	108
5.3.5. Influence de l'ajout des poudrettes sur le module œdométrique $E_{\text{œd}}$	108
5.4. Conclusion.....	109
Conclusion générale et perspectives.....	111
Références bibliographiques.....	114

ملخص

في هذه الدراسة ، تم اقتراح طريقة لتقوية التربة المسحوقة. تتضمن هذه التقنية استخدام النفايات المطاطية على شكل فتات في الرمل. تم دمج هذه المساحيق في الرمل بنسب مختلفة تتراوح بين 0 و 10 و 20 و 30% لكثافة نسبية ، واحدة سائبة ($Dr = 25\%$) والأخرى كثيفة ($Dr = 75\%$) تحت ثلاثة ضغوط عادية 50 و 150 و 300 كيلو باسكال. يتكون البرنامج التجريبي الذي تم إجراؤه من دراسة تأثير مسحوق المطاط على خصائص مقاومة الرمال. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن إدراج مساحيق المطاط في التربة الرملية يحسن مقاومة القص مما يؤدي إلى مزيد من عينات مزيج مسحوق الرمل بالإضافة إلى تحسين جيد في خصائص القياس.

الكلمات المفتاحية: تقوية التربة ، مسحوق المطاط ، التماسك ، زاوية الاحتكاك ، اختبارات القياس.

Résumé

Dans cette étude, une méthode pour le renforcement des sols pulvérulents est proposée. Cette technique consiste en l'utilisation des déchets caoutchouteux sous forme de poudrette dans un sable. Ces poudrettes ont été incorporées dans le sable en différents pourcentages variant de 0, 10, 20 et 30% pour deux densités relatives une lache ($D_r = 25\%$) et l'autre dense ($D_r = 75\%$), sous trois contraintes normale $\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa. Le programme expérimental entrepris consiste à étudier l'effet des poudrettes caoutchouteuses sur les caractéristiques de résistance du sable. Les résultats obtenus montrent que l'inclusion de poudrettes caoutchouc dans un sol sableux permet d'améliorer la résistance au cisaillement qui induit des échantillons des mélanges sable-poudrette plus stable ainsi que une bonne amélioration des caractéristiques œdométriques.

Mots clés: Renforcement des sols, poudrettes de caoutchouc, cohésion, angle de frottement, essais œdométriques.

Abstract

In this study, a method for the reinforcement of sandy soils is proposed. This technique consist to use a randomly distributed crumb rubber for improving the engineering properties of sand. The crumb rubber were added to the sand with different percentages varying from 0, 10, 20 and 30%. for two relative densities, one loose ($D_r = 25\%$) and the other dense ($D_r = 75\%$). under three normal stresses $\sigma_n = 50, 150$ and 300 kPa. The experimental program carried out on reinforced sand is consisted to investigate the effect of the incorporated rubberized crumb on the shear strength properties of sand. The obtained results show that the inclusion of rubber fibers in sandy soil allowed improving the mechanical properties of sand and driving more stable sand samples, also, a good amelioration of the œdometrics characteristics.

Key words: Soil reinforcement, rubber powder, cohesion, friction angle, œdometric tests.

Liste des figures

Liste des figures

Chapitre 1:

Figure 1.1: Latex naturel.....	15
Figure 1.2: Technique de l'asphalte caoutchouté.....	16
Figure 1.3: Influence du dosage en poudre issue du déchet de caoutchouc sur la résistance en traction et l'élongation à la rupture (Nguyen et al.1998).....	19
Figure I.4: Effet de la teneur fibres en caoutchouc des pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement de sol (Trouzine et al. 2012).....	21
Figure 1.5: Effet des granulats caoutchouc sur la résistance en compression (a) et le module d'élasticité (b) (Turatsinze et al. 2008).....	22
Figure 1.6: Effet des granulats caoutchouc sur la réduction des résistances en flexion/traction/compression (Batayneh et al. 2008).....	22
Figure 1.7: Aspect des déchets de caoutchouc.....	24
Figure I.8: Copeaux de pneus déchiquetés.....	25
Figure 1.9: Chantier expérimentale Pneu sol à Bou-Ismaïl (Trouzine et al. 2010).....	27

Chapitre 2:

Figure 2.1: Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction (Vercueil et al. 1997).....	30
Figure 2.2: Variation du gonflement en fonction du temps ($f = 0.25\%$) (Poh P.S.H and Broms 1995).....	31
Figure 2.3: Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps (Akiyoshi et al. 1993).....	32
Figure 2.4: Influence du degré de saturation sur le comportement non drainé du sable d'Hsotun Rf: a. Essais monotones, b. Essais cycliques (Arab et al. 2011).....	33
Figure 2.5: Chantier d'un compactage dynamique profond.....	34
Figure 2.6: Vibrocompactage.....	34
Figure 2.7: Chantier utilisant la congélation du sol.....	35
Figure 2.8: Chantier de traitement d'un sol à la chaux.....	37
Figure 2.9: Chantier de traitement du sol au ciment.....	38
Figure 2.10: Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure (Huang X et al. 2011).....	38
Figure 2.11: Protection contre la chute de blocs.....	40
Figure 2.12: Ouvrage en pneus anti-érosion.....	40

Chapitre 3:

Figure 3.1: Courbes contrainte-déplacement pour un sol renforcé par des fibres à partir des essais de cisaillement direct ($l/d = 100$).....44

Figure 3.2: Variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour limon sableux renforcé et non renforcé obtenu à partir de tests de CU à une contrainte normale de: a. 50kPa, b. 100kPa, c. 200 kPa.....46

Figure 3.3: Valeurs de CBR pour sol renforcées à différentes teneurs en fibres.....47

Figure 3.4: Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confiné.....48

Figure 3.5: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (7 Jours).....48

Figure 3.6: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (14 jours).....49

Figure 3.7: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (28 jours).....49

Figure 3.8: Variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du pourcentage de ciment.....50

Figure 3.9: Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment.....50

Figure 3.10: Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement.....51
a. Variation de l'angle de frottement interne, b. Variation de cohésion

Figure 3.11: Variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure.....51

Figure 3.12: Relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en fibres.....52

Figure 3.13: Evolution de la résistance à la compression en fonction du dosage de ciment pour les différents périodes de cure.....53

Figure 3.14: Effets de la chaux sur les limites de consistance.....54

Figure 3.15: Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol gris pour différentes périodes de cure La variation des paramètres de cisaillement de sols traités est représentée sur la figure (3.16).....55

Figure 3.16: Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure.....56

Figure 3.17: Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure et le pourcentage en chaux additionné.....57

Figure 3.18: Variation des limites d'Atterberg pour les mélanges à $t = 0$58

Figure 3.19: Variation des caractéristiques de cisaillement.....59

Figure 3.20: Variation des paramètres de résistance au cisaillement.....60

Chapitre 4:

Figure 4.1: Sable naturel de Chlef.....	62
Figure 4.2: Microphotographie du sable de Chlef (Krim et al. 2016).....	63
Figure 4.3: Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.....	64
Figure 4.4: Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.....	64
Figure 4.5: Courbe granulométrique du sable naturel d'Oued Chlef.....	66
Figure 4.6: Essai au pycnomètre.....	68
Figure 4.7: Vue des poudrettes en caoutchouc.....	70
Figure 4.8: Courbe granulométrique des poudrettes.....	71
Figure 4.9: Variation de l'indice des vides avec le pourcentage de poudrettes.....	71
Figure 4.10: Boîte de cisaillement utilisée.....	72
Figure 4.11: Courbe de compressibilité à l'œdomètre.....	76
Figure 4.12: Cellule œdométrique.....	79
Figure 4.13: Comparateur sur la cellule.....	79
Figure 4.14: Schéma de la cellule œdométrique.....	80
Figure 4.15: Œdomètres avec les accessoires.....	81
Figure 4.16: Dispositif de chargement.....	82

Chapitre 5:

Figure 5.1: Comportement du sable de Chlef non renforcé (0% de chaux) à l'état lâche.....	88
Figure 5.2: Comportement du sable de Chlef renforcé par 10% de poudrettes à l'état lâche.....	89
Figure 5.3: Comportement du sable de Chlef renforcé par 20% de poudrettes à l'état lâche.....	90
Figure 5.4: Comportement du sable de Chlef renforcé par 30% de poudrettes à l'état lâche.....	91
Figure 5.5: Comportement du sable de Chlef non renforcé (0% de chaux) à l'état dense.....	92
Figure 5.6: Comportement du sable de Chlef renforcé par 10% de poudrettes à l'état dense.....	93
Figure 5.7: Comportement du sable de Chlef renforcé par 20% de poudrettes à l'état dense.....	94
Figure 5.8: Comportement du sable de Chlef renforcé par 30% de poudrettes à l'état dense.....	95
Figure 5.9: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) en fonction du pourcentage de poudrettes des échantillons lâches ($D_r = 25\%$) ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).....	96
Figure 5.10: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) en fonction du pourcentage de poudrettes des échantillons denses ($D_r = 75\%$) ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).....	97

Figure 5.11: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{\max}) en fonction de la densité initiale et du pourcentage de poudrettes ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).....	98
Figure 5.12: Effet des poudrettes sur la résistance au cisaillement du sol lâche ($D_r = 25\%$).....	99
Figure 5.13: Effet des poudrettes sur le déplacement vertical du sol lâche ($D_r = 25\%$).....	100
Figure 5.14: Effet des poudrettes sur la résistance au cisaillement du sol dense ($D_r = 75\%$).....	101
Figure 5.15: Effet des poudrettes sur le déplacement vertical du sol dense ($D_r = 75\%$).....	102
Figure 5.16: Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type ($\tau = \sigma_n \text{tg}\phi + c$) pour des échantillons lâches ($D_r = 25\%$).....	103
Figure 5.17: Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type ($\tau = \sigma_n \text{tg}\phi + c$) pour des échantillons denses ($D_r = 75\%$).....	103
Figure 5.18: Evolution de la cohésion c du sol avec le pourcentage de poudrettes.....	104
Figure 5.19: Evolution de l'angle de frottement interne ϕ du sol avec le pourcentage de poudrettes.....	104
Figure 5.20: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 0%.....	105
Figure 5.21: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 10%.....	105
Figure 5.22: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 20%.....	106
Figure 5.23: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 30%.....	106
Figure 5.24: Variation de l'indice des vides initial (e) et indice des vides maximal de chargement (e_{\max}) avec la teneur en poudrettes.....	107
Figure 5.25: Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de compression (C_c).....	107
Figure 5.26: Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de gonflement (C_s).....	108
Figure 5.27: Influence de l'ajout des poudrettes sur la pression de préconsolidation (σ'_p).....	108
Figure 5.28: Influence de l'ajout des poudrettes sur le module œdométrique ($E_{\text{œd}}$).....	109

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre 1:

Tableau 1.1: Substances contenues dans les pneus usagés (de voiture dans cet exemple) (Moussai Boubaker 2009).....	25
Tableau 1.2: Composition chimique des pneus usagés (Moussai Boubaker 2009).....	26

Chapitre 3:

Tableau 3.1: Paramètres de cisaillement renforcé de fibres obtenues à partir du sol essai de cisaillement direct ($l/d = 100$) (Pradip Kumar Pradhan et al. 2011).....	45
Tableau 3.2: Paramètres de résistance au cisaillement de pointe et de résistance au cisaillement des échantillons de sable de limon renforcée et non renforcés basées sur des tests CU (Costas et al. 2013).....	45
Tableau 3.3: Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et après immersion (Kenai et al. 2006).....	52
Tableau 3.4: Limites de consistances mesurées en présence de la chaux (Hachichi et al. 2011).....	54
Tableau 3.5: Détail de cendre volante-sol-mélanges de fibre pour les essais réalisés (Gümüşer et Şenol. 2013).....	59

Chapitre 4:

Tableau 4.1: Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.....	65
Tableau 4.2: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel.....	67
Tableau 4.3: Différentes masses pesées.....	68
Tableau 4.4: Caractéristiques physiques du sable.....	69
Tableau 4.5: Caractéristiques des poudrettes en caoutchouc.....	71
Tableau 4.6: Ordres de grandeurs de l'indice de compressibilité.....	77

Chapitre 5:

Tableau 5.1: Coefficients A, B et R^2 de l'équation (1).....	102
---	-----

Liste des symboles

Liste des symboles

w_L : Limite de liquidité

w_P : Limite de plasticité

I_P : Indice de plasticité

M_h : Masse du sol humide

M_s : Masse du sol sec

M_w : Masse de l'eau

C_c : Indice de compression du sol

C_s : Indice de gonflement du sol

σ'_p : Contrainte de pré consolidation

$E_{\text{œd}}$: Module œdométrique

e : Indice des vides

σ_{v0} : Contrainte due au poids des terres

E : Module d'Young

ν : Coefficient de poisson

σ_v : Contrainte verticale

f_T : Facteur de correction due à la température

e_0 Indice des vides initial

e_{max} : Indice des vides maximal

e_{min} : Indice des vides minimal

P_s : Poids du sol sec

V_s : Volume des grains solides

N : Effort normal appliquée

T : Effort tangentiel appliqué

ρ : Pourcentages des poudrettes

w_{opt}: Teneur en eau optimale

w_{nat}: Teneur en eau naturelle

C_u: Coefficient d'uniformité

C_C: Coefficient de courbure

γ_d: Poids volumique sec

γ_{dmax}: Poids volumique sec maximal

γ_{dmin}: Poids volumique sec minimal

γ_h: Poids volumique humide

γ_s: Poids volumique des grains solides

γ_w: Poids volumique de l'eau

φ: Angle de frottement interne

C: Cohésion

τ: Contrainte de cisaillement

τ_{max}: Contrainte de cisaillement maximale

σ_n: Contrainte normale

D_r: Densité relative

ΔH: Déplacement horizontal

ΔV: Déplacement vertical

H: Hauteur ou épaisseur de l'échantillon

D₁₀: Diamètre efficace

D₃₀: Diamètre correspondant à 30% du tamisât cumulé

D₅₀: Diamètre moyen

D₆₀: Diamètre correspondant à 60% du tamisât cumulé

D: Diamètre des grains

A_c: Aire corrigée de l'échantillon

Introduction générale

Introduction générale

Il est nécessaire d'étudier toutes les opportunités de réutilisation et valorisation des déchets et sous produits industriels notamment dans le domaine de génie civil. Parmi ces produits, les déchets pneumatiques.

Les déchets de caoutchouc ont été utilisés avec succès dans plusieurs applications du génie civil; dans le béton et le mortier sous forme de granulats, en géotechnique pour les remblais légers. Les études rapportées dans la littérature ont montré que le recyclage des caoutchoucs dans le domaine de génie civil, permet non seulement de réduire le coût, mais également d'améliorer certaines caractéristiques physico mécaniques du sol en bénéficiant de leur déformabilité, étanchéité et de leur capacité.

Les principales activités des ingénieurs de génie civil sont la stabilisation des sols. Ce terme présente un ensemble de techniques qui ont pour but d'améliorer la résistance des sols. Par ailleurs, le renforcement des sols de fondations ou de remblais consiste en l'amélioration de la résistance vis à vis du cisaillement. En géotechnique, plusieurs techniques ont été utilisées pour stabiliser le sol. Cependant, le choix entre ces méthodes dépend du type du sol et la nature du projet.

Ce travail basé sur la caractérisation d'un sable (sable de Chlef) contenant des déchets de caoutchouc sous forme de poudrettes. L'étude présente, l'effet des poudrettes en caoutchouc sur les caractéristiques mécanique du sable. Les poudrettes en caoutchouc ont été ajoutées au sable en différents pourcentages ($p = 0, 10, 20$ et 30%). Ces pourcentages sont calculés par rapport à la masse du sable à l'état sec. Pour arriver aux objectifs de l'étude, nous avons structuré le mémoire en cinq chapitres.

Le premier chapitre présente une synthèse des principaux travaux de recherche dans le domaine de déchets de caoutchouc.

Le deuxième chapitre présente une revue générale sur techniques d'amélioration des sols

Le troisième chapitre présente l'influence des ajouts sur le comportement des sols tels que les fibres de polypropylène, l'ajout de ciment et la chaux et les cendres volantes.

Le quatrième chapitre présente les matériaux et procédures expérimentales nous discutons la caractérisation physique des matériaux utilisés, sable de Chlef ainsi que les poudrettes de caoutchouc et la procédure de l'essai à la boîte de cisaillement de Casagrande et l'appareil œdométrique.

Le cinquième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et les essais œdométriques effectués sur les mélanges sables-poudrettes en caoutchouc.

Chapitre 1:

Les déchets de caoutchouc

Chapitre 1:
Les déchets de caoutchouc

1.1. Introduction

Les déchets caoutchouteux sont considérés comme encombrants et non respectueux de l'environnement. L'industrie automobile est une activité qui consomme un volume important de caoutchouc et par conséquent elle est la source principale des déchets de caoutchouc. Il convient donc indispensable, avec l'accroissement continu du nombre de véhicules dans le monde, de trouver des applications innovantes pour absorber une quantité de ces déchets. L'utilisation des déchets caoutchouteux dans le domaine du génie civil a connu aussi un développement rapide durant les dernières années. Dans de nombreux cas, l'utilisation d'un déchet du caoutchouc peut augmenter le facteur de sécurité.

1.2. Historique du caoutchouc

Aux XVIIème siècles, les Européens découvrent l'usage du caoutchouc chez les indiens d'Amérique Centrale et d'Amérique du Sud. Ces derniers l'utilisent notamment pour la confection de balles à jouer. En 1735, le français Charles Marie de la Contamine rapporte des échantillons de latex français caoutchouc à partir de l'expression indienne (caoua-Tchou), qui signifie (bois qui pleure). Cette nouvelle matière permet d'imperméabiliser des tissus, mais elle devient poisseuse au soleil et cassante à froid. En 1819, Thomas Hancock invente la mastication, qui permet de modeler des objets à partir de caoutchouc. En 1823, Charles Macintosh découvre que le caoutchouc naturel peut se dissoudre dans le benzol, et utilise ce procédé pour la fabrication de vêtements imperméable. Mais le véritable coup d'envoi de l'industrie du caoutchouc est la découverte de la vulcanisation par Charles Goodyear en 1839. Ce traitement au soufre permet d'améliorer les propriétés mécaniques et la résistance en température de ces matériaux. L'essor automobile va accélérer la production et l'utilisation du caoutchouc naturel (Trouzine et al. 2011).

1.3. Définition et types du caoutchouc

Les élastomères, comme les matières plastiques, font partie de la famille des polymères. Le terme «élastomère» est utilisé aujourd'hui pour désigner d'une façon générale tous les caoutchoucs, c'est à dire les substances macromoléculaires, naturelles ou synthétiques, possédant l'élasticité caoutchouteuse.

Le terme «caoutchouc» vient du mot indien caoutchouc (bois qui pleure) et rappelle ainsi l'origine du caoutchouc naturel, précurseur des élastomères d'aujourd'hui. Le caoutchouc à l'état naturel, se présente sous la forme d'une suspension colloïdale de latex secrétée par les

Plantes à caoutchouc. Les plus importantes de ces plantes sont l'Hévéa basiliens, arbre de la famille des euphorbiacées et d'autres espèces du même genre. Les caoutchoucs synthétiques sont obtenus par polymérisation (création de macromolécules à partir de molécules de base) et par transformation physiques en présence de catalyseurs (Bonne et al. 2004).

1.3.1. Caoutchouc naturel

Provient de la transformation du latex naturellement sécrété par certains végétaux (par exemple, l'hévéa), dans ce cas il s'agit d'une matière première d'origine agro-industrielle produite à plus de 70% en Asie. (Bonne et al. 2004). Aujourd'hui le caoutchouc naturel est proposé aux industriels sous deux formes (figure 1.1):

- Liquide, c'est-à-dire latex concentré à 60% de teneur en caoutchouc sec,
- Solide, soit sous forme de feuille fumées RSS (Reber Smockés Sheth) ou séchées à l'air chaud compactées en balle de 113kg, soit sous forme de granulés décompactés après séchage et spécifiés techniquement TSR (Technically Spécifie Rubber) en balles de 33kg sous emballage plastique.



Figure 1.1: Latex naturel

1.3.2. Caoutchouc synthétique

Fabriqués à partir des dérivés de pétrole, principalement dans les pays industrialisés. Dont les contours sont beaucoup plus larges. Le caoutchouc industriel est extrêmement diversifié, aussi bien en ce qui concerne les produits (plaques, courroies, gants...etc.) que les marchés.

Ses propriétés d'élasticité, d'étanchéité et d'amortissement en font un matériau utilisable dans de nombreuses applications: agroalimentaire, médical, équipement industriel, BTP mais aussi des applications public, activités de loisirs, etc. (Bonne et al. 2004).

1.4. Propriété du caoutchouc

Les caoutchoucs possèdent de très nombreuses propriétés. Ils sont notamment élastiques, étanches antivibratoires. La combinaison de ces trois propriétés leur assure un spectre d'utilisation extrêmement large. Les trois principales propriétés des caoutchoucs: élasticité, étanchéité et amortissement.

1.4.1. Elasticité

La propriété d'élasticité peut être très facilement illustrée par quelques applications grand public: l'élastique de bureau ou le saut à l'élastique. L'élasticité se caractérise par la capacité d'un matériau à se déformer sous contrainte et à reprendre sa dimension initiale lorsque cesse la contrainte. Les caoutchoucs ne sont pas les seuls matériaux élastiques, mais ils sont les seuls à offrir une telle capacité de déformation. Ainsi, un ressort d'acier n'accepte guère de subir un allongement de plus de 10%. En revanche, les caoutchoucs peuvent s'allonger couramment jusqu'à 500% et dans certains cas, jusqu'à 1000% On parle alors d'hyper-élasticité. De surcroît, les caoutchoucs conservent leur propriété d'élasticité à très basse température. Leur transition vitreuse, c'est-à-dire la température à laquelle ils se rigidifient se situe, en Le caoutchouc possède également la capacité d'amortir les chocs ou de filtrer les vibrations. Il s'agit là de deux propriétés extrêmement importantes dans le monde des transports (automobile, aéronautique, aérospatial, ferroviaire...), dans celui de l'industrie (production d'énergie, machine/outil...) ou encore du BTP (appuis de pont, plots antisismiques...).

1.5. Classification des caoutchoucs

On compte plus d'une quinzaine de familles de caoutchoucs. La classification courante consiste à séparer les caoutchoucs en trois catégories (les sigles utilisés sont ceux qui sont recommandés par la norme ISO 1 629 de 1995):

1.5.1. Caoutchoucs à usage général

Ils ne résistent pas aux huiles, mais résistent bien aux acides et aux bases. Ils font preuve d'une élasticité exceptionnelle. Applications dans l'automobile: supports moteurs, balais d'essuie-glaces.

1.5.2. Caoutchoucs à usages spéciaux

Ils présentent une bonne résistance vis-à-vis des liquides agressifs (solvants, acides) ou des huiles et des carburants, et aussi un meilleur comportement à haute température. Ils vieillissent bien. Applications dans l'automobile: amortisseurs, joints de vitrage, de pare brise, courroies de distribution, durites.

1.5.3. Caoutchoucs à usages très spéciaux

Ils ont d'excellentes tenues thermiques et chimiques, et ils représentent plus de 5% de la consommation totale. Applications dans l'automobile: fils d'allumage, bagues d'étanchéité.

1.6. Transformation de la poudrette de caoutchouc

Aujourd'hui, la recherche technologique dans le domaine du traitement des pneus hors d'usage tend vers une standardisation des méthodes. Les technologies performantes permettant d'effectuer la transformation du pneu au moindre coût seront préconisées. Actuellement, d'études d'impacts environnementaux ont été réalisées au sujet des technologies employées lors du traitement des pneus hors d'usage.

Le processus de transformation du pneu en poudrette jusqu'au produit fini se divise en deux étapes. Elles sont illustrées comme suit:

- Déchiquetage primaire (grossier) pneu, morceaux, séparation de l'acier et de la fibre.
- Déchiquetage secondaire (fin): Morceaux, poudrette, séparation de l'acier et de la fibre.

La transformation primaire consiste à déchiqueter les pneus par des procédés mécaniques. La transformation débute avec un pneu auquel on a préalablement retiré la ceinture d'acier pour ensuite lui faire subir une série d'opérations servant à produire des morceaux de caoutchouc.

1.7. Intérêt de poudrette de caoutchouc

- Amélioration de la cohésion.
- Diminution de la susceptibilité thermique.
- Augmentation des capacités d'allongement.
- Amélioration des caractéristiques viscoélastiques.

1.8. Recherches sur déchets de caoutchouc

1.8.1. Recherche en Algérie sur l'utilisation des poudrettes en caoutchouc dans les chaussées routières

En 2007, une étude particulière a été lancée au niveau de l'ENTP sur l'utilisation de la poudrette de caoutchouc dans les chaussées routières (revêtement des chaussées). Cette recherche s'effectue au laboratoire de l'école, elle s'axe sur les procédés innovants dans le traitement de la fissuration des chaussées routières, principalement dans les zones à haute température et en parallèle avec le ministère des travaux publics des planches d'expérimentation par inclusion d'un pourcentage de poudrette dans l'asphalte sont prévues au sud Algérien, ceci permettra de donner une souplesse aux enrobés afin d'éviter le phénomène de fissuration et en même temps réduire la nuisance sonore. Pour la réalisation de l'asphalta caoutchouté (figure 1.2), les pneus sont utilisés sous forme de granulats ou de poudrette pour la fabrication des enrobés destinés aux couches de roulement des routes. Les différentes fractions granulométriques utilisées sont: 0/0.5 mm, 0.5/2 mm, 2/7 mm et 7/15 mm. La poudrette est incorporée comme granulats dans le mélange à la fabrication de l'enrobé (en moyenne 15%). Cette application vise à améliorer les caractéristiques acoustiques de l'enrobé. Le dosage est de l'ordre de quelques pourcents. Les poudrettes rentrent également dans la fabrication des enrobés drainant (Trouzine et al. 2011).



Figure 1.2: Technique de l'asphalte caoutchouté

1.8.2. La recherche en Vietnam

Dans les années 80, compte tenu d'une faible ressource de caoutchouc, le Vietnam a cherché des méthodes de collecte de matériaux polymère en général et déchet de caoutchouc en particulier. Pour les déchets de caoutchouc, il a été collecté pour rechaper les pneus de vélo, motorcycle, etc. Pour les pneus de voiture, après plusieurs rechapages ils ont été recyclés pour produire des bassins ou des seaux. Mais dans les vingt dernières années, le Vietnam a pu produire de plus en plus de matières premières en caoutchouc et on n'a donc pas continué à rechercher des voies de valorisation de pneus usagés.

En 1995, au Vietnam, une première recherche réalisée par Do et al. (1995) permet de tirer la sonnette d'alarme sur l'augmentation du stock de déchet de caoutchouc et sur l'insuffisance des voies de valorisation. Nguyen et al. (1998) évaluent des propriétés du composite incorporant du caoutchouc naturel et de la poudre de caoutchouc de 0.4mm de diamètre issus du déchet de caoutchouc. Les résultats illustrés sur la figure 1.3 montrent que la résistance en traction et l'élongation à la rupture en traction diminuent avec le dosage de poudre en caoutchouc. (HO Anh Cuong, 2010).

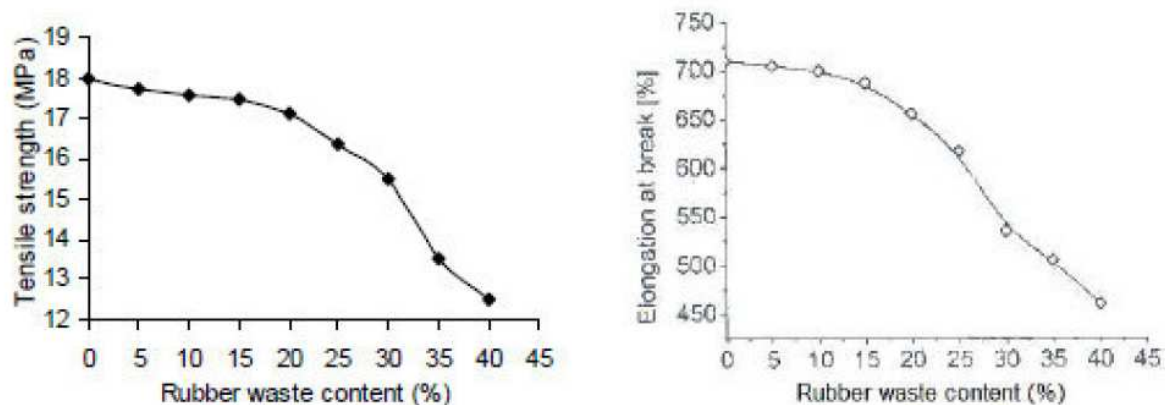


Figure 1.3: Influence du dosage en poudre issue du déchet de caoutchouc sur la résistance en traction et l'élongation à la rupture (Nguyen et al.1998).

Plus récemment, quelques établissements ont étudié la possibilité de mélanger le polyéthylène avec la sciure de bois pour fabriquer des balises de route [IST 04]. Cependant ces recherches n'ont pas encore conduit à des applications concrètes jusqu'à aujourd'hui.

1.9. Effet de l'ajout du caoutchouc sur le comportement des sols

1.9.1. Effet de caoutchouc sur potentiel de gonflement

L'utilisation des caoutchoucs comme renforts aux seins des matrices, dépend essentiellement de la compatibilité des propriétés physiques, mécaniques et chimiques, que possède caoutchouc avec les constituants de la matrice (sol, béton, béton de sable, mortier...etc.), sans toutefois ignorer le facteur économique (coût), qui est très important dans la mesure où le prix des poudrettes sur le marché est relativement élevé par rapport aux armatures traditionnelles. Des fibres de toute nature ont été expérimentées dans le renforcement des matériaux. Les plus répondues sont: l'amiante, le verre, l'acier, le plastique (nylon et polypropylène), le carbone, les fibres des pneus usées, et les fibres végétales (Bledzki et al. 1999).

Depuis peu de temps, des fibres sont ajoutées dans le sol pour améliorer le comportement de la résistance des sols (Cai et al. 2006). L'utilisation de déchets de fibres comme renforcement a un énorme potentiel dans un matériau recyclable dans le domaine de la construction (Savastano et al. 2005). Les fibres naturelles ont été utilisées dans le domaine de la stabilisation des sols, (Nilsson, 1975; Gram, 1983). Récemment, ce sont des fibres artificielles qui sont ajoutées dans des sols fins pour renforcer leur résistance (Akbulut et al. 2007).

De nombreuses recherches expérimentales tendent à stabiliser les sols argileux avec des matériaux naturels, fabriqués et des sous-produits (Akbulut et al. 2004; Kalkan, 2006; Al-Akhras et al. 2008; Viswanadham et al. 2009). Ainsi les pneus usagés, les cendres et les boues d'épuration ont montré un bon potentiel pour la stabilisation des sols (Alaa et al. 2006).

Le mélange les échantillons d'argile expansive avec des poudrettes de caoutchouc des pneus usés réduit la pression et l'amplitude de gonflement. Cela peut être attribué au remplacement d'argile gonflante par des poudrettes de caoutchouc des pneus usés et la résistance offerte par les poudrettes agissant par le contact argile - poudrette (Trouzine et al. 2012) (figure 1.4). Des chercheurs comme (Park, 2009; Izawa et al. 2009; Consoli et al. 2011) ont également étudié le comportement des sols sableux cimenté avec et sans poudrettes, et ont conclu que l'inclusion de poudrettes entraîne une augmentation de la résistance des échantillons L'absorption du gonflement des argiles par superposition de couches de matériaux non gonflants tel que le sable (Satyanarayana, 1969), ou par superposition du polystyrène EPS (Ikizler et al., 2007), ou par les géofibre (Viswanadham et al., 2008) ou par mélange de l'argile à des copeaux de pneus (Cetin et al., 2006) est une voie prometteuse pour la résolution des problèmes rencontrés lors de la conception sur sols gonflants (Trouzine et al. 2008). Les sols mélangés avec des fibres ont montré que la pression et le potentielle de gonflement sont nettement inférieur au potentiel et a la pression de gonflent en comparaison avec les mêmes sols argileux sans fibres

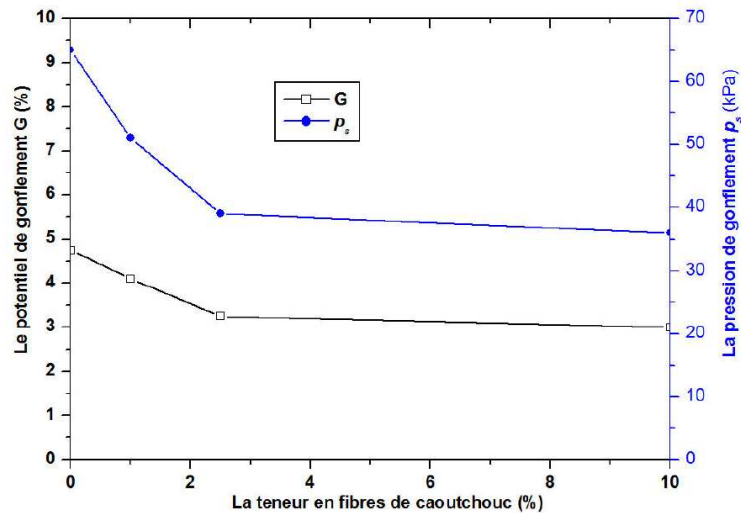


Figure I.4: Effet de la teneur fibres en caoutchouc des pneus usés sur le potentiel et la pression de gonflement de sol (Trouzine et al. 2012).

L'effet de fibres de caoutchouc est similaire pour le sol étudié sur les paramètres du gonflement, plus le pourcentage augmente plus le gonflement libre et la pression de gonflement diminuent, à un pourcentage de 10% fibres, on constate à une diminution remarquable.

1.9.2. Résistance à la compression

Les granulats caoutchouc sont considérablement plus souples que la matrice cimentaire, et les interfaces entre ces derniers et la pâte de ciment sont encore plus larges et poreux qu'avec des granulats naturels classiques. La résistance à la compression diminue donc systématiquement quand le dosage en granulats caoutchouc augmente (figure 1.5)

1.9.3. Module d'élasticité

Pour les mêmes raisons qu'avec les granulats d'argile expansée, le module d'élasticité du béton diminue, comme le montre (figure 1.5) tirée de (Turatsinze et al. 2008). Pour un taux de substitution de 25% des granulats naturels par des granulats caoutchouc, la résistance en compression est réduite de 86% et le module de 71%.

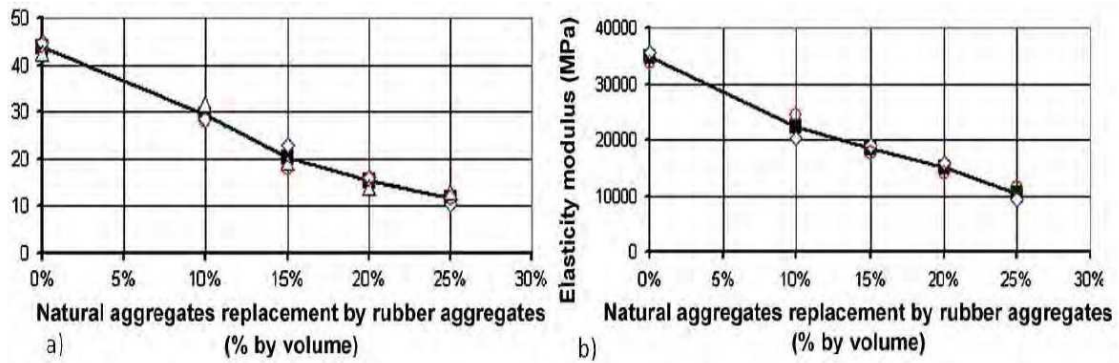


Figure 1.5: Effet des granulats caoutchouc sur la résistance en compression (a) et le module d'élasticité (b) (Turatsinze et al. 2008)

1.9.4. Résistance à la traction

Les granulats caoutchouc diminuent les résistances en traction, flexion et compression dans des proportions très similaires, comme le montre (figure 1.6) tirée de (Batayneh et al. 2008). Pour ces trois modes de sollicitation, le facteur de réduction (strength reducing factor en anglais) est quasiment le même pour l'ensemble des taux de substitution du sable par des granulats caoutchouc. Lorsque la totalité du sable est remplacée par des granulats caoutchouc, la résistance mécanique est réduite de 80% en flexion et de 90% en traction et en compression. On remarque que pour l'ensemble des formulations, le rapport résistance en traction/résistance en compression est de 9 à 12%, et le rapport résistance en flexion/résistance en compression est de 13 à 17%.

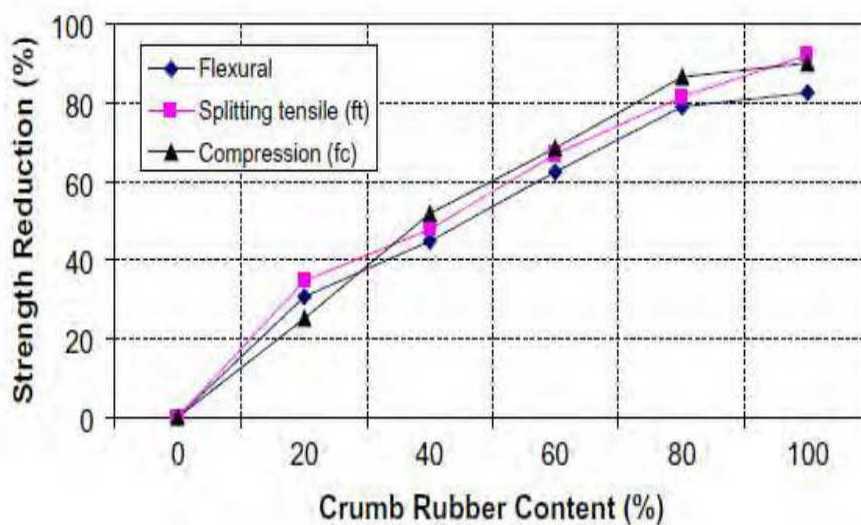


Figure 1.6: Effet des granulats caoutchouc sur la réduction des résistances en flexion/traction/compression (Batayneh et al. 2008).

1.10. Définition de pneumatique

L'ensemble des pneumatiques usagés des véhicules (PU) comprend les pneumatiques usagés Réutilisables (PUR) et les pneumatiques usagés non réutilisables (PUNR). Les PUR sont destinés au rechapage ou au marché des pneus d'occasion (Les PUNR doivent être éliminés). Les pneumatiques PUNR sont des déchets non dangereux. Un pneumatique est déclaré non réutilisable lorsqu'il ne remplit plus sa fonction initiale définie par «la mobilité en toute sécurité».

1.11. Historique de pneumatique

L'Agence nationale pour la récupération et l'élimination des déchets (ANRED) classe le pneu sol une technique mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en 1974 comme une valorisation originale. Cette technique consiste à utiliser des pneus usagés entiers dans des applications géotechniques. Actuellement, plus de deux cent cinquante ouvrages en Pneu sol ont été construits en France et dans d'autres pays comme l'Algérie, les Etats-Unis, la Jordanie ou le Brésil, etc. dans différents domaines du Génie Civil (remblai léger, mur de soutènement, protection de pente et de berges, etc....) (Trouzine et al. 2011).

Plus de 2000 ouvrages valorisant les pneus, selon les différentes techniques, sont connus dans le monde, en Algérie, au Canada, aux Etats-Unis et en France. Et plus de 12 ouvrages pneu sol anti Marston, sont réalisés en Algérie en 1986. Le premier chantier expérimental Algérien de la technique Pneu sol, était les travaux de stabilisation d'un talus de remblai d'une hauteur de 5 m environ avec une largeur de 50m (soit environ 3500 pneus poids lourds utilisés) au niveau d'un ouvrage courant du projet de contournement de Bou Ismail. Actuellement plus de 250 ouvrages ont été construits en France (Zemmiri, 2008).

Depuis 2004, chaque année, l'Algérie importe en moyenne 49.62 milliers de tonnes de pneumatiques en caoutchouc, selon l'Agence nationale de promotion du commerce extérieur (ANPCE). Sachant que chaque pneu neuf vendu génère un pneu usagé, et tenant compte de la perte de masse due à l'usure du pneu une fois usé, on se retrouve avec environ 45.65 milliers de tonnes de pneus usagés, chaque année.

Les filières classiques de valorisation des pneus usagés qui nécessitent souvent une technologie avancée, sont généralement concentrées dans les pays riches. Le développement de nouvelles filières de valorisation de pneus usagés, reste cependant toujours en grande demande partout dans le monde (Trouzine et al. 2011). Il y a un Quatre origines de déchets pneumatiques être signalées:

- Les déchets de caoutchouc industriel.
- Les déchets de fabrication de pneumatique.
- Les pneumatiques usagés.
- Déchets de rechapage.

1.12. Déchets pneumatiques broyés

1.12.1. Poudrettes

Il s'agit de particules de caoutchouc dont les dimensions sont inférieures à 2mm (figure 1.7). Son coût d'obtention dépend de sa finesse, de son origine chimique et de l'absence ou non de corps étrangers. Les poudrettes sont utilisées comme charges dans des mélanges servant à produire des pièces, ne subissant pas de contraintes mécaniques ou dynamiques élevées. Comme exemple d'utilisation, on a la fabrication de bandages et de roues pleines (caddie, poubelles, tondeuses, brouettes...), la modification des revêtements routiers (diminution du bruit et de l'aquaplaning du fait d'un drainage en surface)...etc. (Trouzine et al. 2011).



Figure 1.7: Aspect des déchets de caoutchouc

1.12.2. Granulés

Il s'agit de particules de caoutchouc d'une taille supérieure à celle des poudrettes. Les granulés peuvent être agglomérés par des résines, colorés ou non, et permettent, par moulage, de réaliser facilement des feuilles ou des plaques (figure 1.8). Comme exemple d'utilisation, on a les aires de jeux, les pavés antidérapants, les revêtements pour terrains de sport (surfaces souples, diminution des nuisances sonores...). D'autres types de valorisation de matière, par transformation chimique, sont possibles, telle que la régénération (par combinaison d'actions chimiques, mécaniques et thermiques), ou la Pyrolyse Thermolyse. Les produits issus de cette décomposition, sont des huiles combustibles lourdes et légères, du carbone...etc. Le

développement industriel de ces types de valorisation, est cependant freiné par le coût de mise en oeuvre (Philippe Gotteland et al. 2006).



Figure I.8: Copeaux de pneus déchiquetés

1.13. Composition des pneus usagés

Les pneus usagés se composent essentiellement de caoutchouc synthétique ou naturel, de noire de carbone et d'oxyde de silicium, ainsi que d'acier et de tissu (Tableau I.1). Les additifs qu'ils recèlent, tels que Zinc, plomb ou soufre, revêtent une importance cruciale lorsqu'il s'agit d'apprécier l'impact d'une filière de valorisation sur l'environnement. Selon l'usage qui en est fait, les produits recyclés ou le mode de traitement risquent d'être incompatibles avec l'environnement, du fait de ces polluants. Il est donc opportun que les fabricants de pneus minimisent à titre préventif la teneur des additifs polluants dans leurs produits. On évite ainsi que la valorisation ultérieure des pneus usagés provoque des atteintes indésirables à l'environnement.

Tableau 1.1: Substances contenues dans les pneus usagés (de voiture dans cet exemple)

(Moussai Boubaker 2009)

Substance	Proportion pondérale (%)
Hydrocarbures polymérisés (caoutchouc synthétique et ou naturel)	47.0
Noire de carbone	21.5
Acier	16.5
Tissu	5.5
Oxyde de zinc	1.0
Soufre	1.0
Autres	7.5
Total	100

Tableau 1.2: Composition chimique des pneus usagés (Moussai Boubaker 2009)

Eléments	Teneur
Carbone	Environ 70%
Fer	16%
Hydrogène	7%
Oxygène	4%
Oxyde de zinc	1%
Soufre	1%
Azote	0.5%
Acide stéarique	0.3%
Halogène	0.1%
Liaisons cuprifères	200mg/kg
Cadmium	10mg/kg
Chrome	90mg/kg
Nickel	80mg/kg
Plomb	50mg/kg

1.14. Utilisation des pneus usagés en Algérie

Le gisement Algérien de pneumatiques usagés est important; il est de l'ordre pour les véhicules poids lourds de 200000 tonnes /an (19 millions de pneus). Mais les quantités valorisées sont très limitées, nous notons quelques types d'utilisation:

- Utilisées en agriculture pour renforcer les petits barrages et comme siège dans les jardins traditionnelles.
- Applications de résidus de copeaux de pneus en structure sous chaussée.
- Pour la Stabilité d'un talus.
- Rechapage pneus usagés à El Eulma.
- Utilisation pour couvrir les conducteurs électriques.
- Pneu sol, déjà utilisé dernièrement à Alger par une société Italienne.
- Stabilité d'un glissement de terrain (figure 1.9).



Figure 1.9: Chantier expérimentale Pneu sol à Bou-Ismaïl (Trouzine et al. 2010)

1.15. Avantages de la technique du Pneusol

Les principaux avantages confère le Pneu sol aux ouvrages utilisant cette technique sont essentiellement:

- Une souplesse d'adaptation permettant de supporter des tassements différentiels importants;
- Une meilleure répartition des efforts dans la masse du matériau et sur les fondations.

1.16. Conclusion

Déchet du caoutchouc et le pneu usagé sont des déchets encombrant, mais qui peut devenir très utiles, en conséquence le génie civil offre de nombreuses possibilités d'utilisation des pneumatiques usagés et déchet du caoutchouc, en les valorisant en géotechnique aux propriétés originales et très utiles.

Chapitre 2:

Techniques d'amélioration des sols

Chapitre 2:
Techniques d'amélioration des sols

2.1. Introduction

L'étude géotechnique présente l'ensemble des paramètres qui influent sur le comportement des sols afin de d'empêcher ces effets par l'utilisation des différentes techniques d'amélioration de ces caractérisations peut être obtenue, soit par traitement ou par renforcement. Ce chapitre est consacré pour les différentes techniques d'amélioration des sols et leurs effets sur le comportement de ces sols.

2.2. Sols

2.2.1. Définition

Les sols sont des données naturelles dont la variété est infinie. Malgré les classifications (nomenclature GTR: norme NF P 11 300) qui rassemblent les sols d'identités ou de comportements analogues, chaque sol, du fait de son hétérogénéité, reste au fond un cas particulier.

2.2.2. Caractérisation

Les sols sont le résultat des altérations mécaniques, physiques et chimiques des roches. Ils sont également constitués de matières organiques déposées par la biosphère (végétation, vie animale). Ils présentent trois phases, solide, liquide et gazeuse et un squelette ou mortier de sol dont la granulométrie est très étendue. L'aptitude d'un sol au traitement est définie par des études préalables qui précisent les caractéristiques à prendre en compte: nature (granularité, argilo site, plasticité, chimie), comportement mécanique (résistance à la fragmentation, résistance à l'usure, friabilité), teneur en eau.

2.3. Définition des sols renforcés

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

2.4. Technique d'amélioration des sols

2.4.1. Améliorations des sols par renforcement

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Parmi les types de renforcement on cite:

2.4.1.1. Géotextiles

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement (Holtz 2001). Vercueil, Billet et Cordary (1997) ont étudié le comportement du sable d'Hostun Rf renforcé par des nappes de géotextiles. La figure 2.1 montre les résultats obtenus et met en évidence l'influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction. Ils ont noté que pour des valeurs de N_l la finition de surface du géotextile joue un rôle déterminant dans le gain pour la résistance à la liquéfaction, après cinq cycles la résistance à la liquéfaction coïncide pour les matériaux testés avec du PEHD et PEHDT (PEHD = polyéthylène avec surface lisse, PEHDT = polyéthylène de très grande densité avec surface rugueuse); tandis que pour des valeurs $N_l > 20$ les courbes de résistance à la liquéfaction se dispersent graduellement à la baisse. Pour les valeurs $N_l < 20$, le matériau renforcé par NTB7 (NTB = géotextile constitué de fibres polyester non tissé, TT = géotextile constitué de mono-filament polyester) et avec une meilleure compressibilité donne de bons résultats. Le géotextile NTB4 avec la même finition de surface et une compressibilité différente présente presque la même résistance à la liquéfaction que le NTB7 pour des valeurs de $N_l > 20$ et une faible résistance pour $N_l < 20$. On note aussi que pour des valeurs de N_l (nombre de cycles) inférieur à 20, la compressibilité est un facteur déterminant dans l'amélioration de la résistance à la liquéfaction.

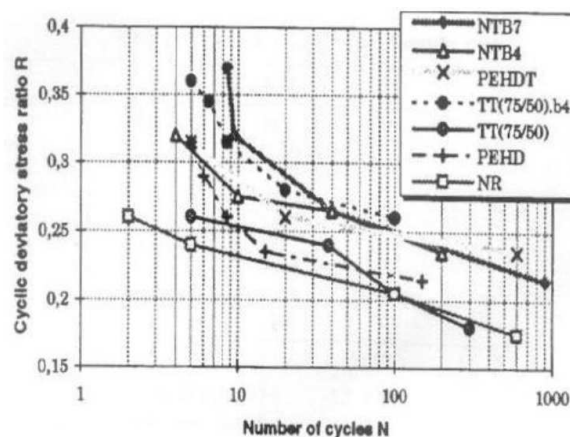


Figure 2.1: Influence du renforcement sur la résistance à la liquéfaction (Vercueil et al. 1997)

2.4.1.2. Géosynthétiques

Le terme “géosynthétique” désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d’années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement (Holtz 2001). Dans la fonction de renforcement, le rôle des géosynthétiques est d’ajouter les propriétés de résistance à la traction au sol (qui est un matériau avec de bonnes caractéristiques en compression) pour produire un matériau qui a à la fois les caractéristiques de résistance à la traction et à la compression. Le renforcement est le résultat du transfert des contraintes de traction du sol vers le géosynthétique à l’aide du frottement développé entre les deux. Tanaka Y et al. (2004) il ont montré que le renforcement par les fibres augmente la résistance à la compression et permet de réduire le potentiel de gonflement des argiles expansives. Garga V.K (2000a) ont rapporté que l’augmentation de contenu en fibre implique une réduction dans le potentiel de gonflement des argiles stabilisées à la chaux. Poh P.S.H. and Broms (1995) ont montré que les mélanges renforcés par les fibres engendrent une grande réduction du gonflement avec des faibles pourcentages (0.25%) et des petites ratios de 15 et 30. (figure 2.2).

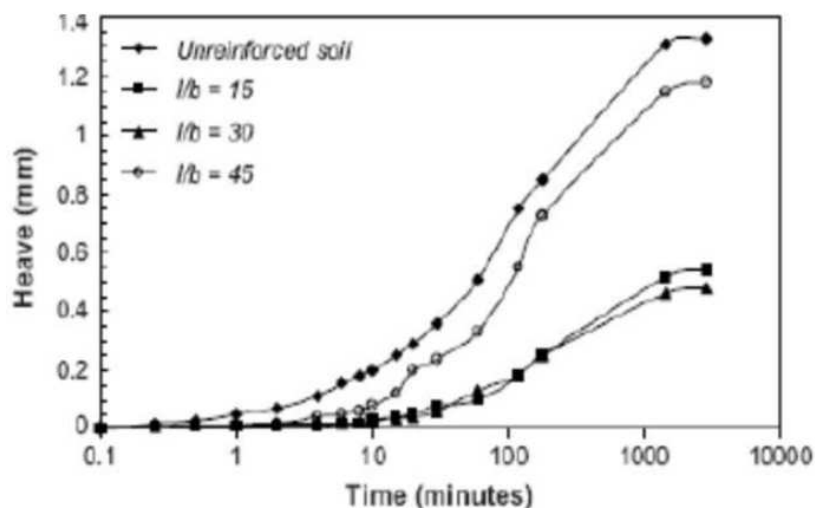


Figure 2.2: Variation du gonflement en fonction du temps ($f = 0.25\%$)

(Poh P.S.H and Broms 1995).

2.4.2. Technique d'amélioration par inclusion de micro-pieux de sable compacté (SCP)

Le principe de cette méthode consiste à placer dans un échantillon de sable des micro-pieux en sable compacté (Sand Piles Compaction) (Akiyoshi et al. 1993). Actuellement, elle est très

utilisée dans de nombreux projet de construction. Cette méthode est appelée à augmenter la résistance à la liquéfaction des dépôts de sables très lâches par augmentation de leur densité et amélioration du squelette du sable. Le plan d'implantation, le nombre et le diamètre des micro-pieux (SCP) seront déterminés de façon à dissiper la surpression interstitielle lors de passage d'un séisme. La figure 2.3 illustre l'évolution de la pression interstitielle et l'accélération en fonction du temps. On remarque que pour l'échantillon seul (figure 2.3a) la surpression interstitielle a atteint sa valeur maximale après quatre minutes d'excitation, tandis que pour les échantillons renforcés par les SCP et fabriqué par une force de compaction de 62 N (figure 2.3b) le temps de liquéfaction est plus lent par rapport au premier cas ; de plus, le modèle amélioré par SCP et dont la force de compaction est de 98N (figure 2.3c) résiste complètement à la liquéfaction. Cette expérience montre que la résistance à la liquéfaction est fortement liée à la force de compaction durant la fabrication des SCP.

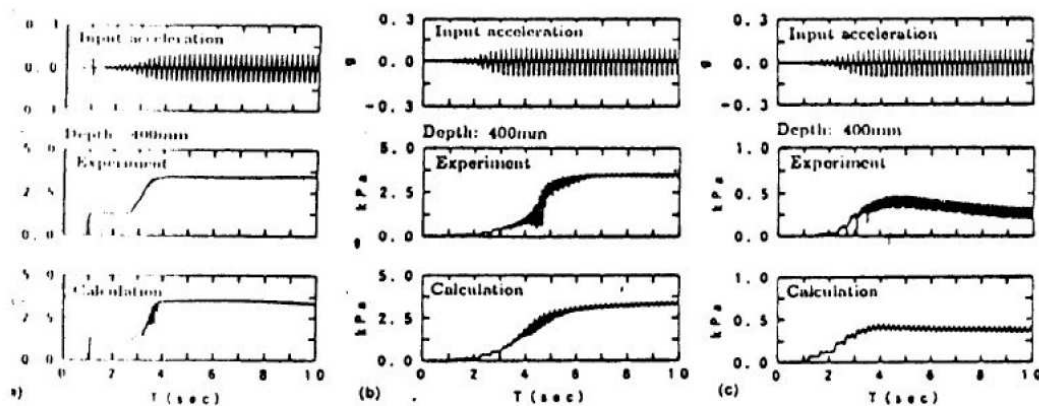


Figure 2.3: Evolution de la pression interstitielle et de l'accélération en fonction du temps (Akiyoshi et al. 1993).

2.4.3. Amélioration des sols par saturation partiellement induite

Plusieurs recherches ont été menées sur l'influence de la saturation sur le comportement des sols, on cite entre autres les travaux de recherche réalisés par (Yegian et al. 2007; Bian et Shahrouf 2009; Arab et al. 2011). Tous les résultats montrent que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du degré de saturation. La figure 2.4 montre clairement que la résistance à la liquéfaction augmente avec la diminution du degré de saturation.

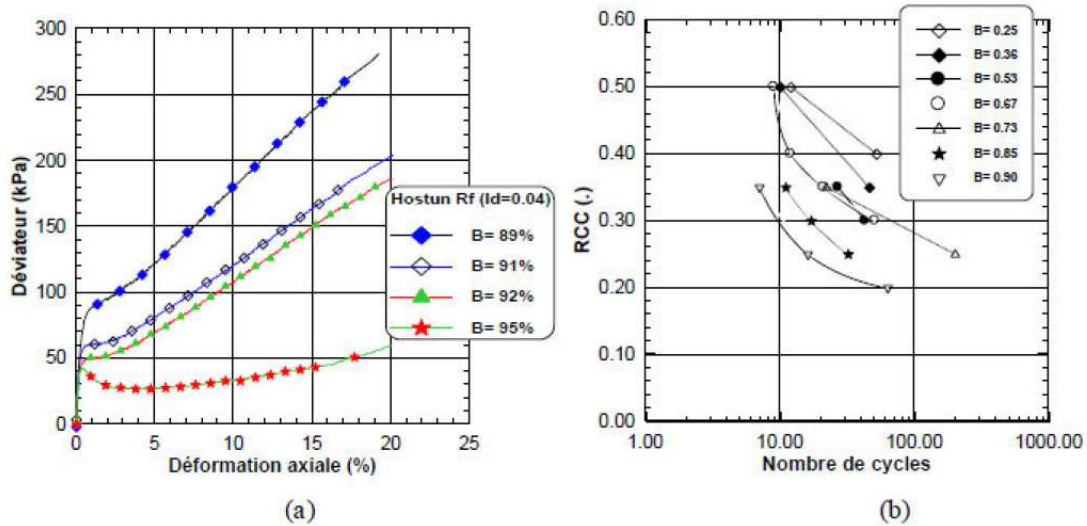


Figure 2.4: Influence du degré de saturation sur le comportement non drainé du sable d'Hsotun Rf: **a.** Essais monotones, **b.** Essais cycliques (Arab et al. 2011).

2.4.5. Méthodes mécaniques

Nous citerons deux méthodes de stabilisation mécanique

2.4.5.1. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond. C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre (figure 2.5). L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées. Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.



Figure 2.5: Chantier d'un compactage dynamique profond.

2.4.5.2. Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en Place ou mis en remblai au-dessus ou en dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative (figure 2.6). Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.



Figure 2.6: Vibrocompactage

2.4.6. Méthodes Thermiques

2.4.6.1. Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.

2.4.6.2. Congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé (figure 2.7).



Figure 2.7: Chantier utilisant la congélation du sol.

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

2.4.7. Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité. Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

2.4.7.1. Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell 1978). L'utilisation de la chaux se fait par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée Ca(OH)_2). Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10% sont les plus ciblés par ce procédé (figure 2.8). De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.



Figure 2.8: Chantier de traitement d'un sol à la chaux

2.4.7.2. Utilisation du ciment

Le ciment portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice. Lorsque le ciment portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile (figure 2.9). Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques. Le ciment portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.



Figure 2.9: Chantier de traitement du sol au ciment

L'action de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température. De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement des sols de surface. (Thomas et al. 2015).

D'après Huang X et al. (2011) la résistance à la compression à 7, 14 et 28 jours, augmente au fur et à mesure que l'augmentation du pourcentage en ciment (figure 2.10)

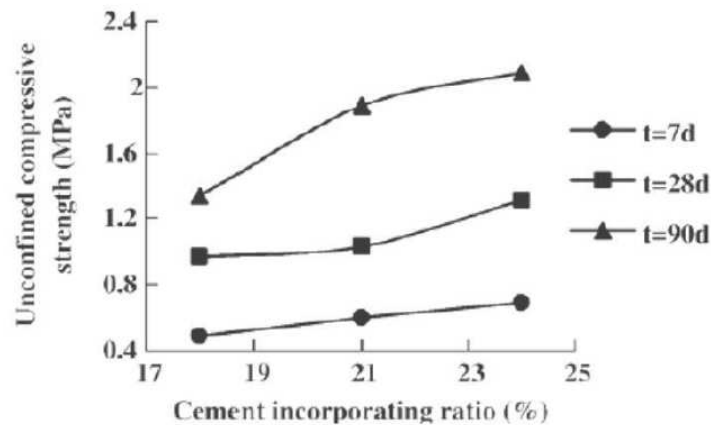


Figure 2.10: Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage en ciment à différentes durées de cure (Huang X et al. 2011).

2.4.7.3. Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont

poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse. Les cendres basses relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise tandis que les cendres volantes sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique. Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment. Comme les cendres volcaniques, elles présentent des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés Stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau. Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C).

2.5. Renforcement des sols par la technique pneusol

La technique de Pneu sol a été utilisée sur de nombreux chantiers, pour résoudre des problèmes variés, en réparation ou en ouvrages neufs, en soutènement ou en remblai mais généralement on distingue deux familles:

2.5.1. Remblais allégés et absorbeurs d'énergie

Le but est de conserver une présence de vide dans le pneu sol, soit pour réduire la masse du remblai (sols compressibles) soit pour permettre une déformation et absorber de l'énergie. Dans ce cas, en mode constructif, on va privilégier l'utilisation de pneus de camions entiers, sans les lier ensemble. Les vides étant parfois accentués par la pose de géotextile limitant le remplissage des flancs. Les différentes applications concernent des:

- Remblais allégés (Passages de zones compressibles)
- Répartiteur de contraintes au-dessus des ouvrages enterrés
- Absorbeur d'énergie (Construction type pneusol allégé \Rightarrow présence de vides):
- Piège à matériaux (type digue en pied de zone de chute de blocs) (figure 2.11).
- Absorbeurs d'ondes sismiques



Figure 2.11: Protection contre la chute de blocs.

2.5.2. Pneusol de soutènement

Le but est de reconstituer un mur homogène, le plus dense possible et résistant aux poussées. Dans ce cas, la résistance interne du mur est obtenue par des nappes (soit de pneus liaisonnés entre eux, soit des géotextiles, soit des armatures treillis soudés). Pour un remplissage rapide, on découpe le flanc supérieur du pneu. Les principales applications concernent des murs de soutènement et les ouvrages anti érosion (figure 2.12).



Figure 2.12: Ouvrage en pneus anti-érosion

2.6. Conclusion

La résistance d'un sol peut être améliorée par différentes techniques. Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformation par les techniques utilisées à savoir la technique du

traitement ou du renforcement. Les différentes techniques pour l'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène, inconstructibles en l'état: l'utilisation intensive de remblais sableux pour gagner des terrains sur la mer en est sans doute l'exemple le plus représentatif. Dans ce but, différentes techniques ont été développées et sans cesse améliorées depuis deux décennies. Grâce à une large gamme de solutions disponibles pour le traitement des sols, qui sont sans cesse maintenues à la pointe de la technologie, en mesure d'apporter une solution globale de traitement pour chaque cas.

Chapitre 3:

Influence des ajouts sur le comportement des sols

Chapitre 3:
Influence des ajouts sur le comportement
des sols

3.1. Introduction

L'influence des ajouts sur le comportement d'un sol et le traitement des sols est souvent utilisée pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme.

3.2. Influence des ajouts sur le comportement d'un sol

3.2.1. Effet de fibre de polypropylène

3.2.1.1. Influence de la fibre sur les caractéristiques de cisaillement

L'utilisation de l'inclusion de fibres de polypropylène pour l'amélioration des propriétés mécaniques des sols faibles est une méthode qui a récemment attiré l'attention répandue dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Le comportement de la fibre renforcée des sols a été un sujet commun de recherche pour les 20 dernières années. Les sols sableux plus précisément, de nombreux chercheurs ont concentré leurs recherches sur le comportement mécanique de la fibre renforcée (Gray et Ohashi 1983 Shewbridge et Sitar 1990, Maher et Gray 1990, Bauer and Oancea 1996, Murray et al. 2000, Consoli et al. 2002).

En contradiction, la recherche menée par Tang et al. (2007), Ahmad et al. (2010) et Pradhan et al. (2012) ont démontré que le pourcentage de fibres joue un rôle important dans l'augmentation de la résistance au cisaillement deux paramètres ϕ et c . Par conséquent, plus de travail est nécessaire pour mettre en évidence l'influence des fibres sur la résistance au cisaillement des sols et en particulier sur l'efficacité de l'addition de fibres sur les différents paramètres (Angle de frottement, la cohésion, la réponse volumétrique) du comportement en cisaillement des sols cohésifs.

Pradip Kumar Pradhan et al. (2011) en réalisant des essais non drainées et non consolidées de cisaillement direct de L'échantillon de sol ont été recueillis localement à partir de près de Sambalpur ville de l'Inde. Les échantillons ont été préparés à 0.1, 0.2, 0.3, 0.4 et 0.5%. A partir de figure 3.1, on observe que le pic et la puissance résiduelle du sol renforcé par des fibres se produisent à un déplacement horizontal par rapport au sol non renforcé.

L'observation de ces chiffres indique que, avec augmentation de la contrainte normale à la fois de pointe et la résistance résiduelle de l'augmentation de sol renforcé. En outre, ces résistances augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres allant jusqu'à 0.4%, au-delà de qui ils diminuent. Ainsi, la teneur en fibres optimal se révèle être de 0.4%. Avec l'inclusion de polypropylène des fibres dans le sol, l'augmentation maximale de l'intensité pic est observée à

basse tension normale (100 kPa), alors que l'augmentation maximale de la résistance résiduelle est observée à forte contrainte normale (300 kPa). Avec l'inclusion de fibres, le pic et les contraintes de cisaillement résiduelles sont augmentés par des facteurs 2.7 et 2.3 (figure 3.1)

Les paramètres observés de cisaillement (c et ϕ) présentés dans le tableau 3.1., indiquent que le sol renforcé présente une augmentation de l'angle de frottement interne (ϕ) et de la cohésion (c) avec augmentation de la teneur en fibres correspondant à la fois de crête et la résistance résiduelle, jusqu'à la dose optimale et diminue ou presque reste la même, Cet effet peut être dû à une interaction entre le sol et la fibre.

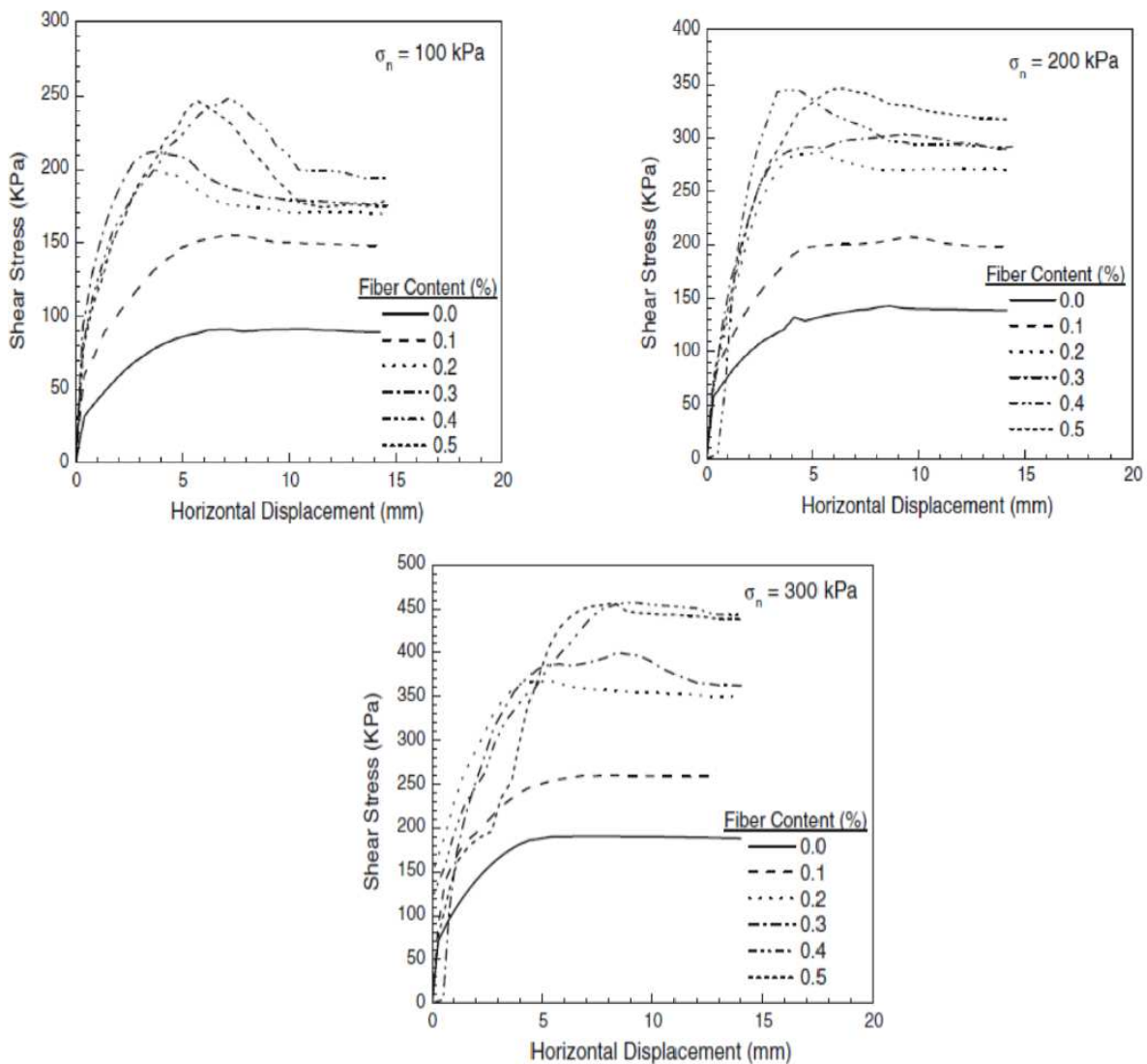


Figure 3.1: Courbes contrainte-déplacement pour un sol renforcé par des fibres à partir des essais de cisaillement direct ($l/d = 100$) (Pradip Kumar Pradhan et al. 2011).

Consoli et al. (2003) ont réalisé des essais triaxiaux sur sol cohérent et ont montré que les fibres ont augmenté sensiblement la cohésion (c), tandis que l'angle de frottement (ϕ) était à peine affecté par

l'inclusion de fibres de polypropylène. Des résultats similaires ont été obtenus à partir des essais de cisaillement direct réalisé par Zaimoglu et Yetimoglu (2011).

Tableau 3.1: Paramètres de cisaillement renforcé de fibres obtenues à partir du sol essai de cisaillement direct ($l/d = 100$) (Pradip Kumar Pradhan et al. 2011).

Sl. no.	Fiber content (%)	Cohesion (c), kPa		Angle of internal friction (ϕ), degrees	
		Peak	Residual	Peak	Residual
1	0.0	45	40	26	26
2	0.1	90	90	30.3	30.1
3	0.2	130	90	38	40.9
4	0.3	130	95	41	44.1
5	0.4	145	96	45.85	44.4
6	0.5	165	50	42	52

Costas et al. (2013). Ont réalisé Une série de tests de cisaillement directs consolidés non drainés ont été menées sur limon sableux, ils ont trouvé que la résistance au cisaillement des sols augmente avec l'inclusion de fibres jusqu'à la dose optimale (figure 3.2).

Tableau 3.2: Paramètres de résistance au cisaillement de pointe et de résistance au cisaillement des échantillons de sable de limon renforcée et non renforcés basées sur des tests CU (Costas et al. 2013).

Fibre content (%)	Normal stress (kPa)	Peak shear strength (kPa)	Peak shear strength improvement (%)	ϕ (degrees)	c (kPa)
0	50	43.3		35.8	2.5
	100	76.4			
	200	150.8			
0.3	50	57.8	33.3	41	10
	100	101.4	32.8		
	200	188.3	24.9		
0.5	50	76.4	76.3	44.6	15.6
	100	109.4	43.3		
	200	221.1	46.6		
0.7	50	68.1	57	44.6	19.6
	100	132.2	73		
	200	219.2	45.3		

Le tableau 3.2 montre que l'inclusion de fibres améliore la contrainte de cisaillement maximale de sol donne lieu à des valeurs plus élevées de ϕ et c , qui augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres jusqu'à 0.5%. Au-delà de la dose optimale, les paramètres de cisaillement observés diminuent ou restent à peu près les mêmes.

En effet, une teneur élevée en fibres conduit à un mauvais mélange avec moins de contact entre les particules du sol, ce qui réduit la disponibilité de la matrice du sol pour maintenir la fibre et le développement d'une liaison suffisante entre les fibres et le sol (figure 3.2).

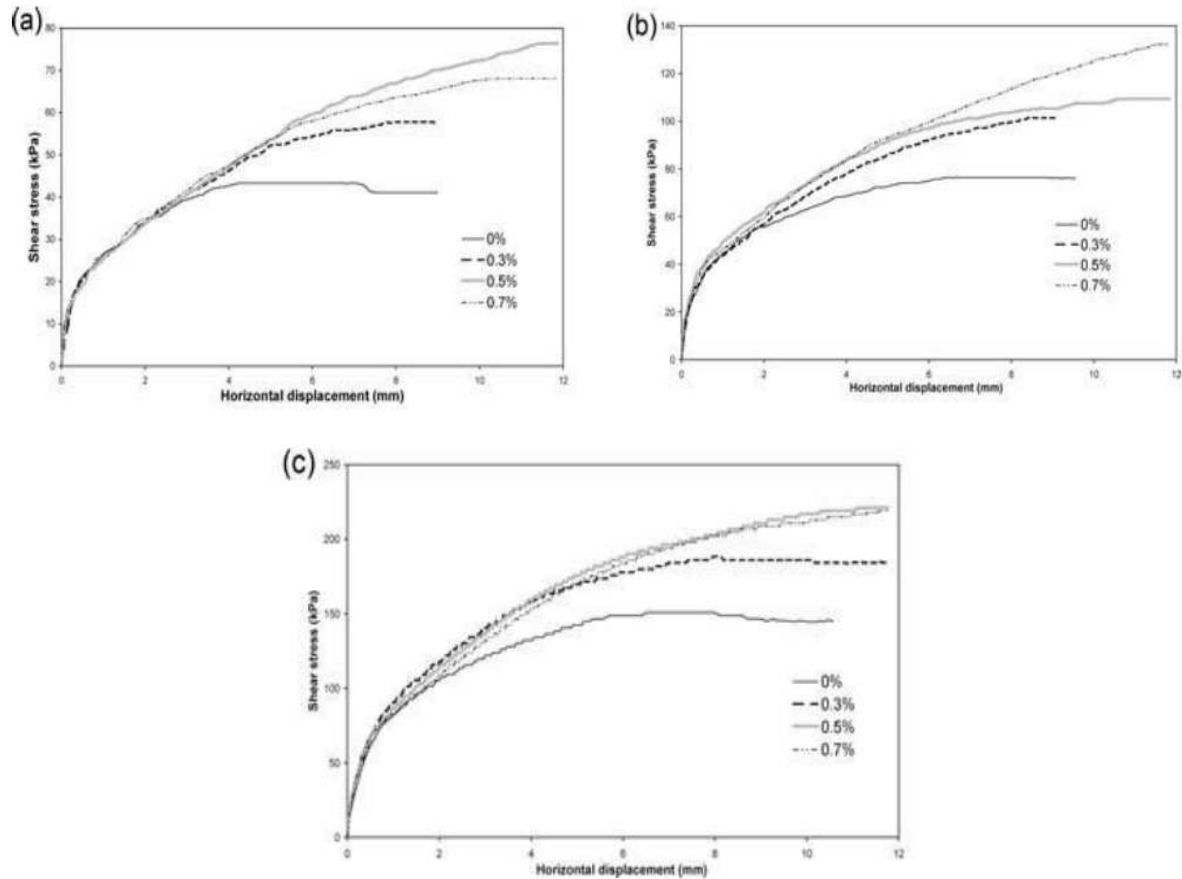


Figure 3.2: Variation de la contrainte de cisaillement avec déplacement horizontal pour limon sableux renforcé et non renforcé obtenu à partir de tests de CU à une contrainte normale de: a. 50kPa, b. 100kPa, c. 200 kPa (Costas et al. 2013).

3.2.1.2. Influence de la fibre sur l'indice CBR

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de fibre de polypropylène sur le CBR des sols instables à traiter. Nagrale et al. (2005) ont étudié l'amélioration de la valeur CBR du sol de fondation avec l'inclusion de fibres de polypropylène et ont conclu que 1.5% de fibres avec un rapport d'aspect 100 et 84 serait respectivement la quantité optimale dans le sol argileux et de sable fin.

Rabindra Kumar Kar et al.(2014) en réalisant des essais de CBR sur des échantillon de sol recueillis localement près de Sambalpur ville de l'Inde pour examiner les effets des fibres de polypropylène sur la résistance ultime du sol renforcé par des fibres. Les éprouvettes d'essai CBR ont été préparées dans un moule cylindrique de 150mm de diamètre et 175mm de hauteur par le compactage du mélange sol-fibre à densité maximale de la norme Proctor. Trois spécimens ont été préparés pour chaque testa différents pourcentage de fibre 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.4 et 1.6%

pour un rapport d'aspect $l/d = 75, 100$ et 125 . Les résultats des tests de CBR sont présentés sur la figure 3.3. Les résultats montrent que l'inclusion de fibres, les valeurs de CBR imbibés augmentent jusqu'à la teneur en fibres de 1.4% pour tous les trois rapports d'aspect étudiés. Les valeurs de CBR sont augmentées par des facteurs 2.3, 2.8 et 2.7 pour des longueurs de fibre 15, 20 et 25mm, respectivement, par rapport à celle du sol non renforcé. On observe également que les valeurs du CBR augmentent avec l'augmentation de la longueur de fibre jusqu'à 20mm, puis diminuent. La diminution de la valeur du CBR à la teneur en fibres au-delà de 1.4% et une longueur de fibre au-delà de 20mm peut être dû au fait que, avec une teneur plus élevée en fibres, la quantité de matrice de sol disponible pour la tenue de la fibre est insuffisante pour développer une liaison efficace entre les fibres et le sol, provoquant le détachement des fibres et un mauvais mélange. Ainsi, la dose optimale de la fibre est de 1.4% pour la longueur de fibre de 20mm ($l/d = 100$).

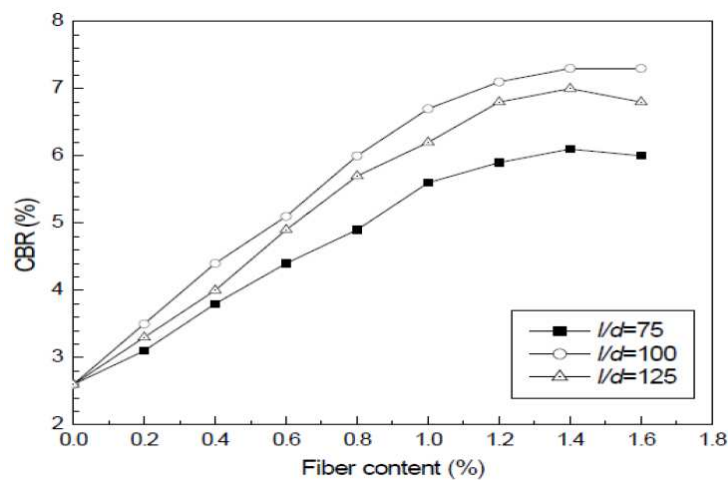


Figure 3.3: Valeurs de CBR pour sol renforcées à différentes teneurs en fibres
(Rabindra Kumar Kar et al. 2014).

3.2.1.3. Influence de la fibre sur la résistance à la compression

Sahin Zaimoglu et al. (2011) ont réalisé des essais de compression non confinés sur un sol à grain fin naturel déposé dans la province d'Erzurum en Turquie. Les pourcentages de fibres de polypropylène choisies: 0.25, 0.5, 0.75 et 1%.

La figure (3.4) montre la variation de la résistance à la compression sans confinement (UCS) avec une teneur en fibres de polypropylène. La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres. Cependant, le taux d'augmentation de la résistance à la compression sans confinement n'est pas significative pour une teneur en fibres supérieure à 0.75%. Par rapport à l'échantillon non renforcé, la valeur UCS de l'échantillon renforcé à 0.75% de fibres de polypropylène a augmenté d'environ 85% (à savoir, 392-727 kN/m²).

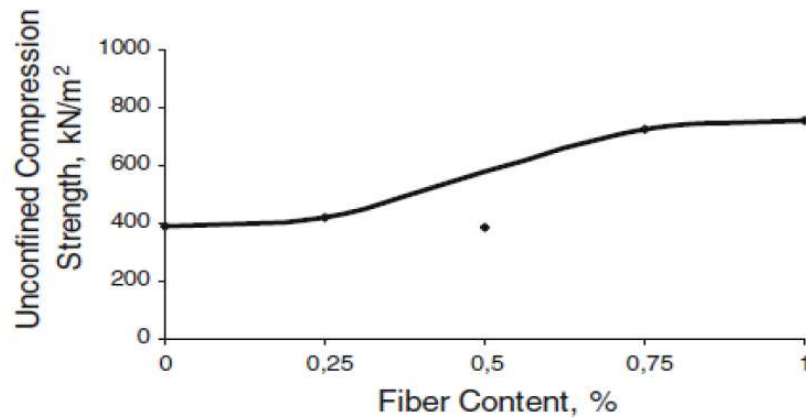


Figure 3.4: Effet de la teneur en fibres sur la résistance à la compression non confinée (Zaimoglu et al. 2011).

Sahin Zaimoglu (2015) a réalisé une série d'essais de compression non confinés (7, 14 et 28 jours) effectués sur chaque échantillon. 0-20%, Boral Gypsum, 0-20% cendre volante, 0 à 0.25% de polypropylène et de 0 à 3% de ciment. Le sol utilisé dans cette étude a été obtenu à partir d'un dépôt de sol à grains fins de Konakl -Erzurum dans la région de l'Anatolie orientale de la Turquie. Les effets des paramètres sur la résistance à la compression non confinée à 7, 14 et 28 jours sont donnés dans les figures 3.5, 3.6 et 3.7. Les figures 3.5 et 3.6 montrent que le paramètre le plus efficace sur la résistance à la compression non confinée à 7 et 14 jours est PP. On voit que la résistance à la compression non confinée à 7 et 14 jours a augmenté avec l'augmentation du rapport de PP. La figure 3.7 montre que, 1.5% Ratio des PP augmente la résistance à la compression non confinée (28 jours), mais 2.5% Ratio des PP diminue la résistance à la compression non confinée à 28 jours.

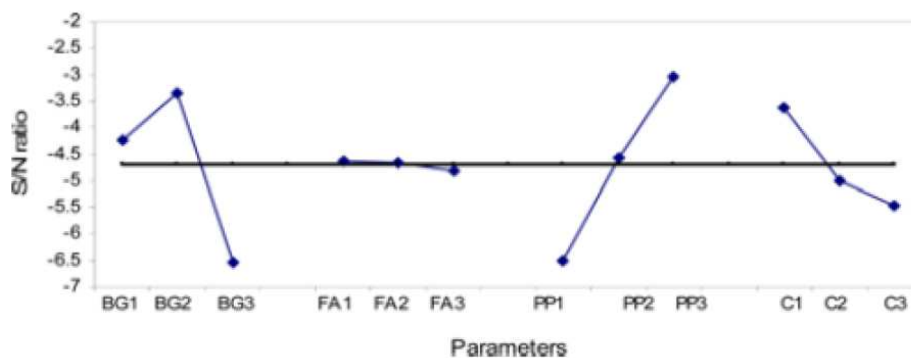


Figure 3.5: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (7 Jours) (Zaimoglu 2015).

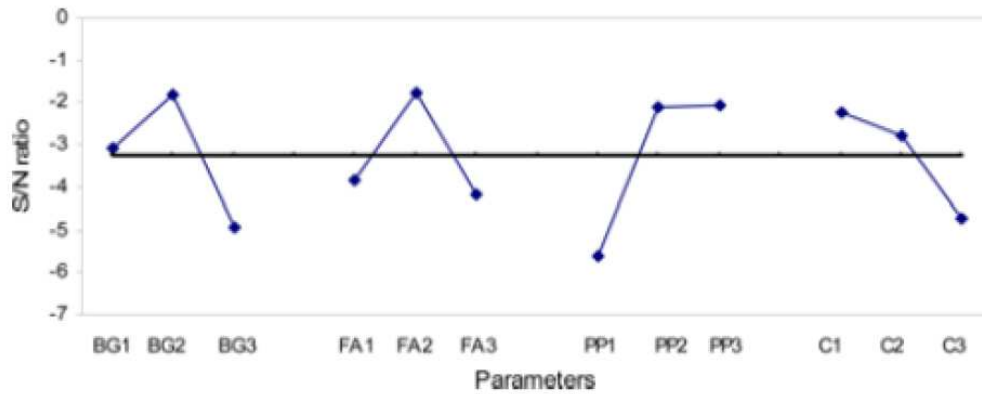


Figure 3.6: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (14 jours) (Zaimoglu 2015).

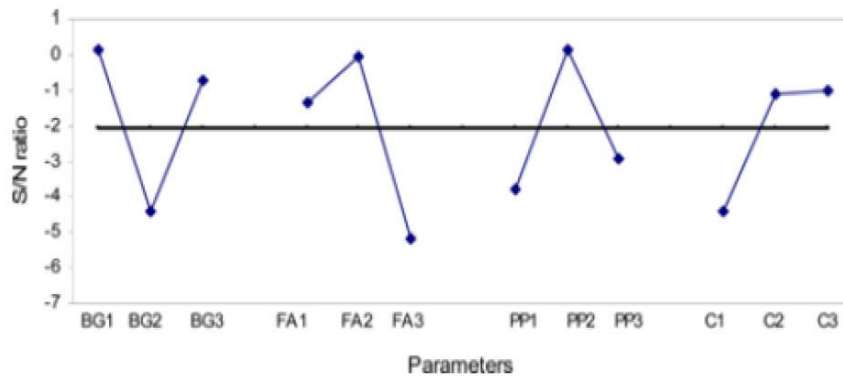


Figure 3.7: Courbe des réponses des effets principaux de résistance en compression non confinée (28 jours) (Zaimoglu 2015).

3.2.2. Effet du ciment

3.2.2.1. Influence du ciment sur les limites d'Atterberg

Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité. Tous les auteurs s'accordent que l'addition du ciment cause une réduction dans l'indice de plasticité. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs (Okagbue et al. 2000; Parsons et al. 2005). Ghembaza et al. (2012) ont amélioré de manière significative, les propriétés physiques d'un sable limoneux très fin par ajout de ciment et le soumettre à un essai Proctor normal. Ils ont observé une diminution de la limite de liquidité qui passe 33% à 29.34% et une augmentation de la limite de plasticité qui passe de 21% à 23.93% avec l'accroissement de la quantité de ciment (figure 3.8). La variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment est représentée dans la figure 3.9. On constate une diminution de l'indice de plasticité (I_p) lorsque la teneur en ciment augmente.

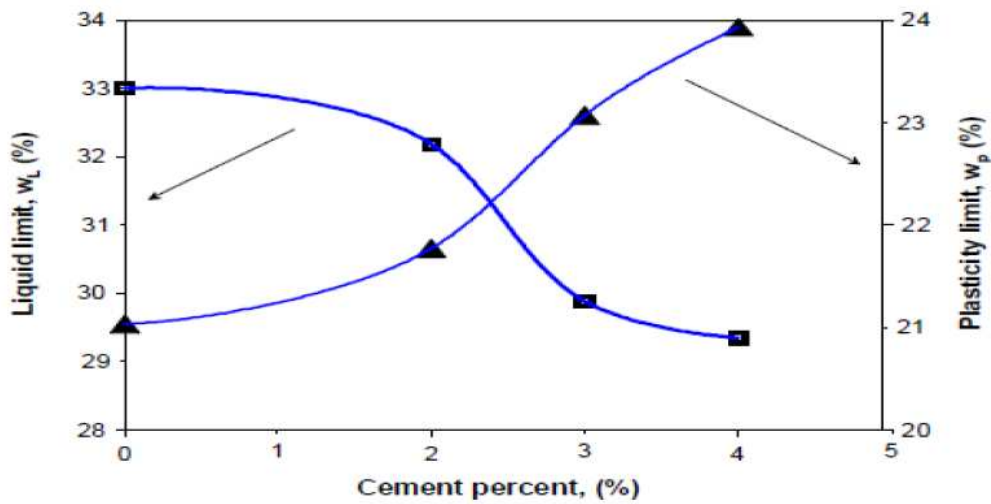


Figure 3.8: Variation de la limite de liquidité et de plasticité en fonction du pourcentage de ciment (Ghembaza et al. 2012).

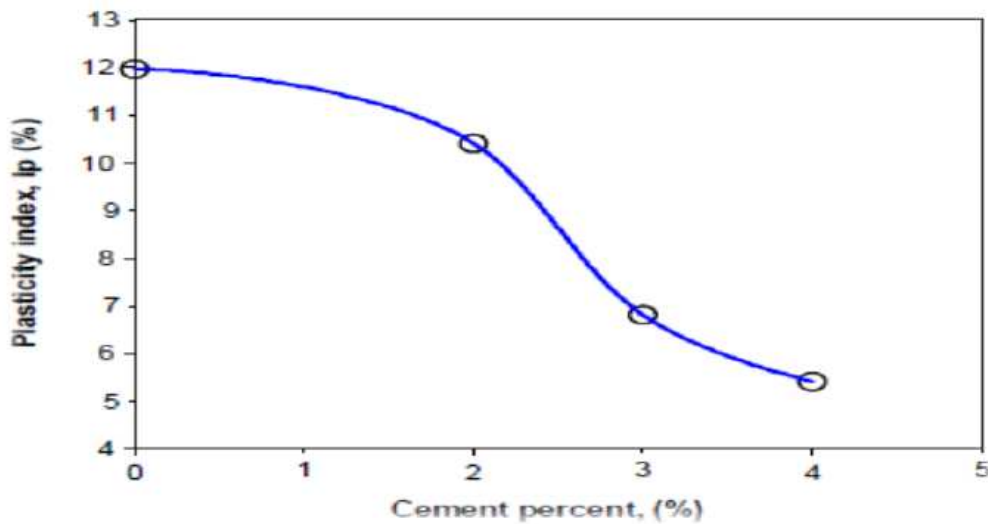


Figure 3.9: Variation de l'indice de plasticité en fonction du pourcentage de ciment (Ghembaza et al. 2012).

3.2.2.2. Influence du ciment sur les caractéristiques de cisaillement

Gay et Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure (figure 3.10).

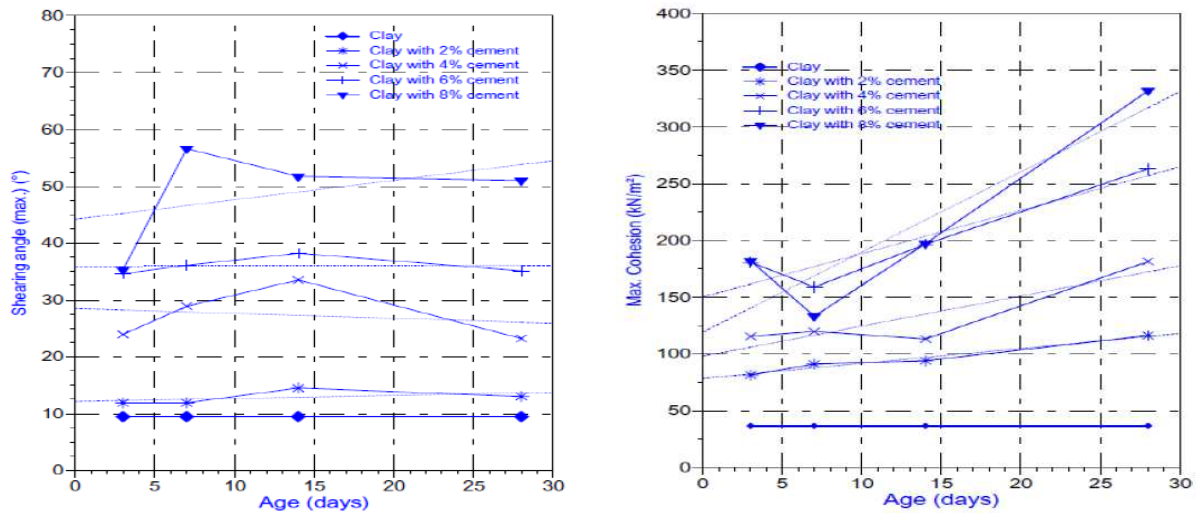


Figure 3.10: Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement (Gay et Schad, 2000).

a. Variation de l'angle de frottement interne, b. Variation de cohésion

Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable. Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7.5 fois celle du sol non traité. La figure 3.11 montre qu'il y a une augmentation notable de la cohésion non drainée pour différents dosages en ciment et différentes périodes de cure (Saeed Sasanian 2011).

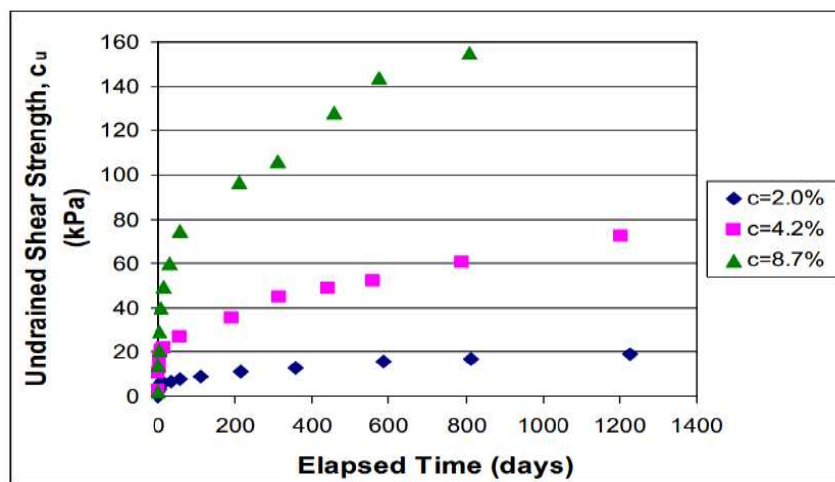


Figure 3.11: Variation de la cohésion non drainée eu fonction de la période de cure (Saeed Sasanian 2011).

Chao sheng Tang et al. (2006) ont réalisé Une série d'essais de cisaillement direct sur des échantillons de sols avec différents pourcentages de fibres et de ciment. Les échantillons de sol utilisés dans les essais expérimentaux ont été obtenus à partir de la zone de Nanjing (Chine). La figure 3.12 montre la relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en

fibres. Il est indiqué que le pourcentage de fibres et de ciment jouent un rôle important dans le développement de la résistance au cisaillement (les paramètres c et ϕ). La cohésion et angle de frottement augmentent avec l'augmentation de pourcentage de fibres. Si la teneur en fibres reste le même, l'inclusion de ciment augmente de manière significative les paramètres de résistance au cisaillement.

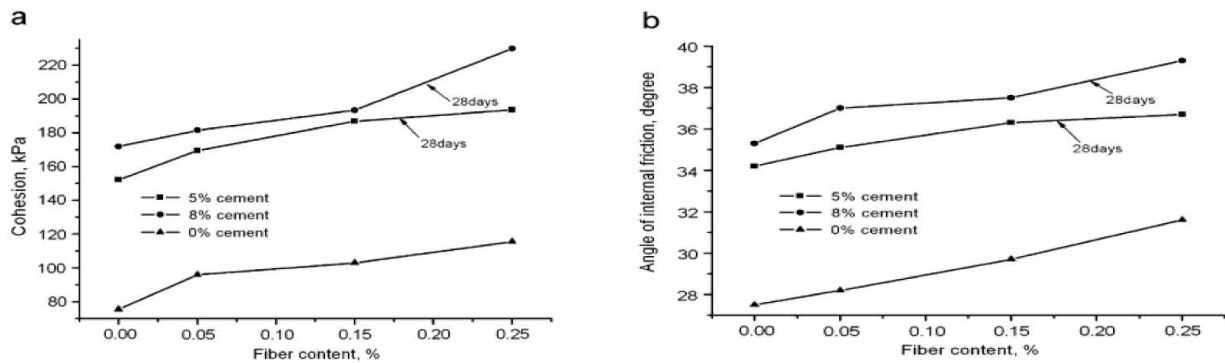


Figure 3.12: Relation entre les paramètres de résistance au cisaillement et la teneur en fibres: a. Cohésion et teneur en fibres, b. Angle de frottement interne et teneur en fibres (Chao sheng Tang et al. 2006).

3.2.2.3. Influence du ciment sur la résistance à la compression

Kenai et al. (2006) ont étudié la résistance à la compression à l'état sec et la résistance à la compression après immersion dans l'eau pendant 48 heures à 28 jours. Les essais ont été faits sur une argile sableuse avec l'addition de 0, 4, 6, 8, 10, 12, 15 et 20% du ciment portland de type CEMI 32.5. Les résultats sont montrés dans le tableau suivant:

Tableau 3.3: Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et après immersion (Kenai et al. 2006).

Contenu du Ciment %	0	4	6	8	10	12	15	20
Résistance à la compression à l'état sec (MPa)	1.67	2.34	3.28	4.02	4.20	5.19	6.14	6.5
Résistance à la compression résiduelle relative (%)	0	52.06	54.79	50.54	50.52	40.58	39.55	40.92

Les résultats obtenus (tableau 3.3) montrent que l'augmentation du dosage du ciment augmente de la résistance à la compression. Ceci est dû à l'hydratation suffisante du ciment dans les pores de la matrice et la rigidité élevée de sa structure par la formation d'un grand nombre de liant rigide dans

le sol. Ces liants qui lient les particules d'argile ont pu attribuer des produits de cimentation tels que les hydrates de calcium silicate (CSH), hydrates calcium aluminates (CAH) et hydrates calcium aluminosilicate (CASH). L'immersion dans l'eau pendant 48h réduit la résistance à la compression jusqu'à 60% et la désintégration complète des spécimens non stabilisés était observée en quelques minutes.

Nour-Said Ikhlef et al. (2015) ont étudié l'effet de ciment sur la résistance à la compression de limon de Telagh (Sidi Bel Abbès). Les résultats obtenus (figure 3.13) montrent que l'augmentation du dosage du ciment augmente la résistance à la compression. À partir d'un dosage de 4% de ciment, les échantillons stockés jusqu'à 180 jours ont une résistance en compression simple d'environ 4.5 MPa, soit environ dix fois supérieure à celle du matériau non traité. Cette valeur de résistance augmente de façon significative lorsque le pourcentage de ciment est compris entre 4 et 6% des échantillons stockés jusqu'à 180 jours.

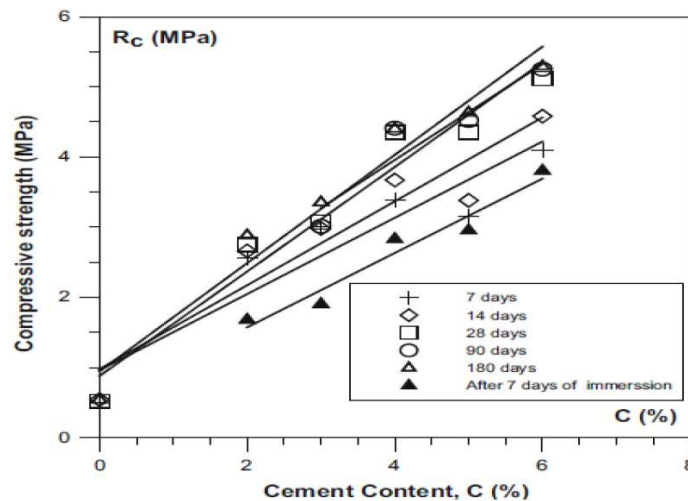


Figure 3.13: Evolution de la résistance à la compression en fonction du dosage de ciment pour les différents période de cure (Nour-Said Ikhlef et al. 2015).

3.2.3. Effet de la chaux

3.2.3.1. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg

Hachichi et al. (2011) ont réalisé des essais sur l'argile de Mers El Kébir (Nord-Ouest de l'Algérie) pour apprécier l'influence de l'ajout de la chaux à différents pourcentages sur les limites d'Atterberg. Le tableau 3.4 montre que La limite de liquidité (W_L) diminue et la limite de plasticité (W_P) augmente avec les pourcentages jusqu'à la stabilisation dans la zone comprise entre 6% à 8%. L'indice de plasticité (I_P) subit une diminution relativement importante avec le traitement. L'addition d'un pourcentage supplémentaire (plus de 8%) de chaux a un faible effet sur les limites, c'est à dire que W_L diminue très faiblement pendant que W_P se stabilise ou diminue légèrement.

L'addition d'un pourcentage supplémentaire (plus de 8%) de chaux a un faible effet sur les limites, c'est à dire que W_L diminue très faiblement pendant que W_P se stabilise ou diminue légèrement.

Tableau 3.4: Limites de consistances mesurées en présence de la chaux (Hachichi et al. 2011).

Matériaux	Limites d'Atterberg	H ₂ O	CHAUX			
			2%	4%	6%	8%
Mers El Kébir	w_L	49.0	47	43	42	42
	w_P	21.0	21	23	28	28
	I_P	30	25	20	15	13

Z. Nalbantoglu (2006) et F.G. Bell (1989 et 1996) ont montré que la limite de liquidité diminue après le traitement des sols par la chaux, pour la Kaolinite, elle reste inchangée et augmente parfois.

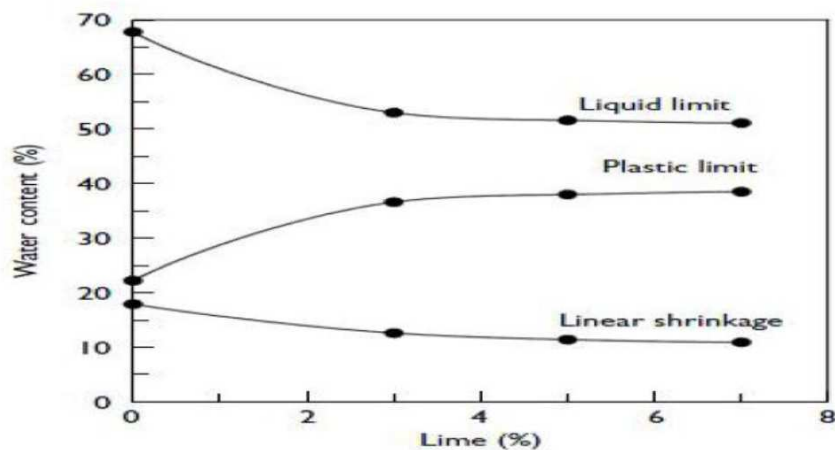


Figure 3.14: Effets de la Chaux sur les limites de Consistance (Nalbantoglu, 2006).

3.2.2.2. Influence de la chaux sur les caractéristiques de cisaillement

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs (Osula 1991, Gay et Schad 2000, Muntoharet Hantoro 2000, Bagherpour et Choobbasti 2003, Lin et al. 2007) ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels. Les résultats obtenus par Muntohar et Hantoro (2000) montrent que pour un dosage en chaux de 10% l'angle de frottement est environ 1.7 fois supérieur à celui du sol non traité. De même la cohésion est 1.3 fois supérieure à celle du sol non traité.

Harichane et al. (2011) ont étudié l'effet de la chaux sur la contrainte de cisaillement maximale de sol gris pour différentes périodes de cure. L'augmentation de la durée de cure a augmenté la contrainte de cisaillement de sol testé. L'ajout de chaux a un important effet sur la contrainte de cisaillement en particulier au-delà de 28 jours et les échantillons contenant 8% de chaux pour le sol gris et amélioré (figure 3.15).

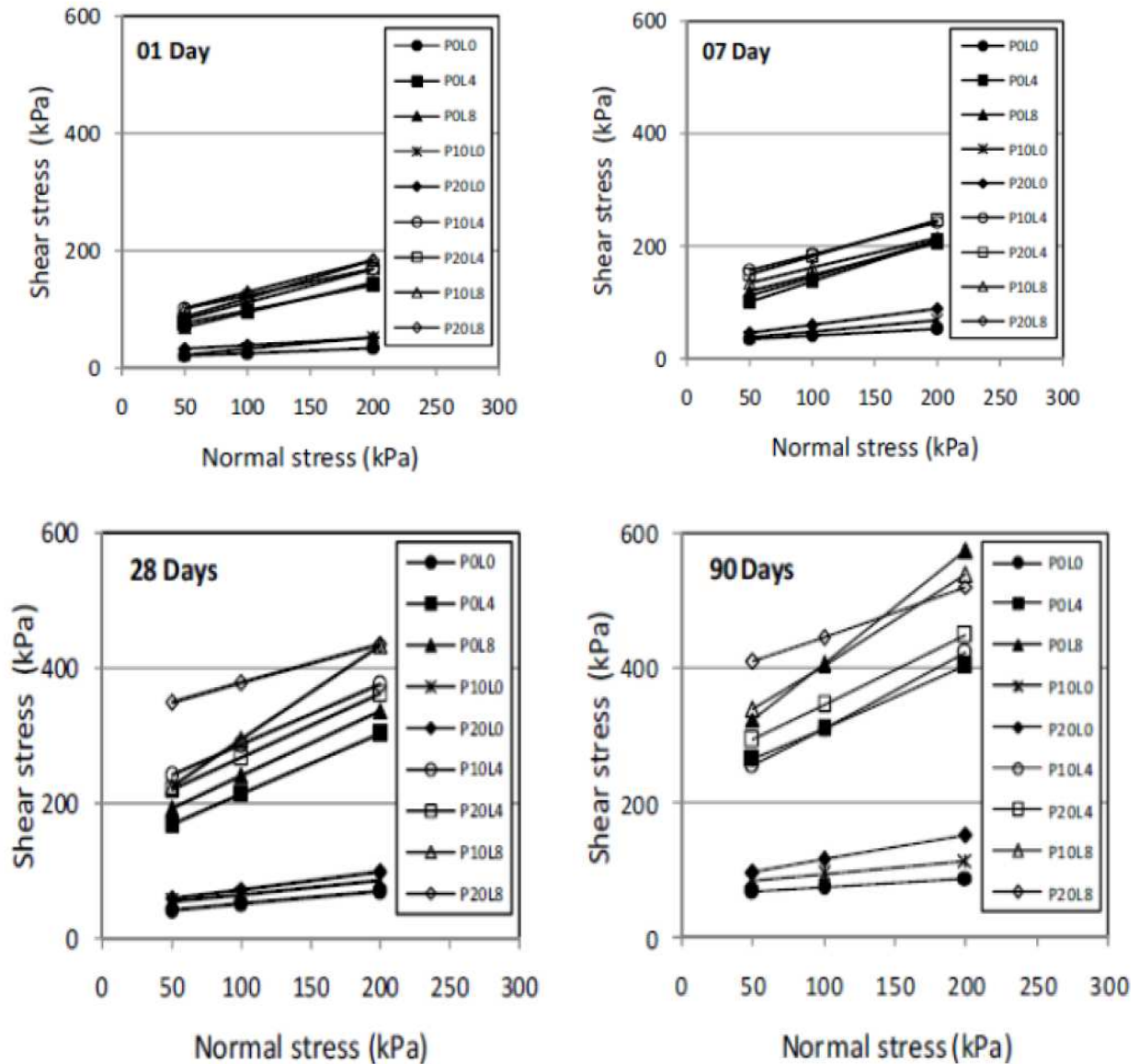
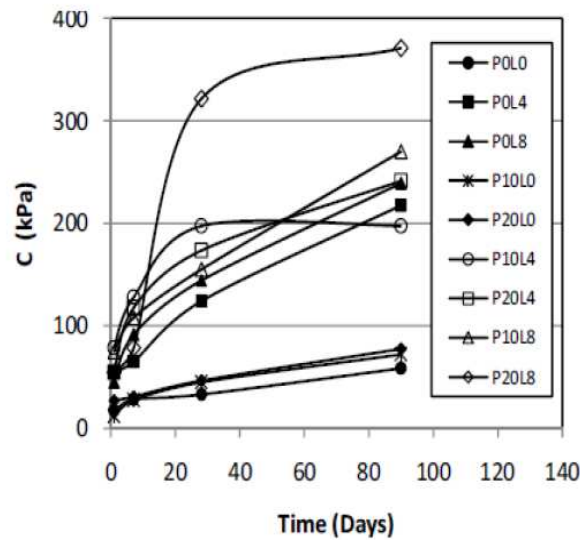
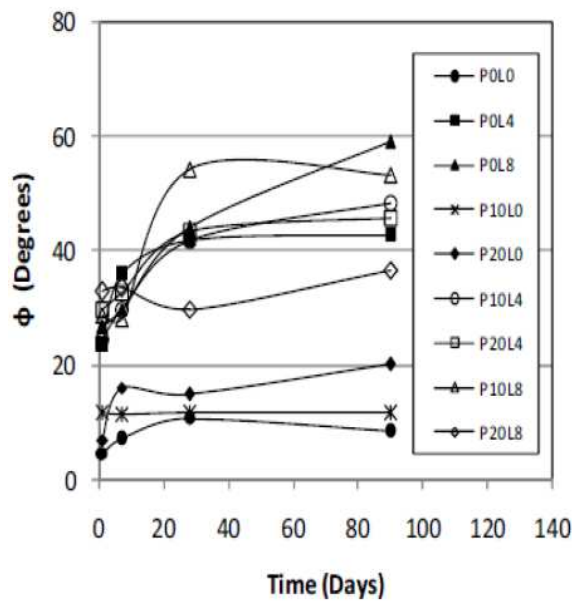


Figure 3.15: Variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale du sol gris pour différentes périodes de cure (Harichane et al. 2011).

La variation des paramètres de cisaillement de sols traités est représentée sur la figure 3.16.



(a)



(b)

Figure 3.16: Variation des paramètres de cisaillement du sol gris avec la durée de cure
 a. Cohésion; b. Angle de frottement (Harichane et al. 2011).

3.2.3.3. Influence de la chaux sur la résistance à la compression

Mellal et Lamri. (2010) ont étudié l'influence de la chaux sur la résistance à la compression pour différentes périodes de cure. La figure 3.17, représente le développement de la résistance à la compression en fonction des différentes conditions de cure pour les mélanges traités et non traités. On remarque que pour une durée de cure nulle (l'écrasement immédiat), la résistance à la compression garde sa valeur faible pour les différents mélanges. Pour la durée de cure de 28 jours, on constate une évolution importante avec l'augmentation du pourcentage de la chaux, les valeurs de la résistance obtenues pour les mélanges C = 1, 2, 3 et 4% sont respectivement 2.08, 2.7, 3.1 et

3.7 MPa. Pour la durée de cure de 90 jours, on remarque une faible augmentation de la résistance qui varie de 3.7 à 3.93 MPa pour un pourcentage de 4%. La résistance à la compression augmente avec l'accroissement du pourcentage en chaux dans les mélanges traités, cette augmentation peut être expliquée par l'addition des matériaux fins dans les sols qui implique une augmentation de la cohésion. La raison de la forte augmentation de la résistance à la compression après 28 jours est justifiée par la réaction d'hydratation de la chaux pendant cette période.

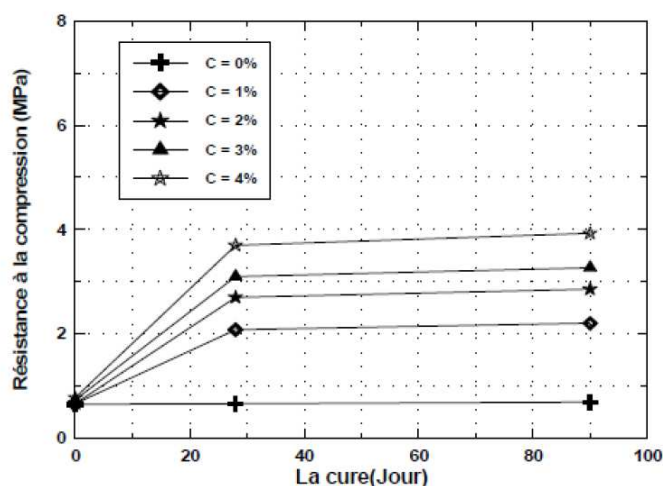


Figure 3.17: Variation de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure et le pourcentage en chaux additionné (Mellal et Lamri, 2010).

Manasseh et Olufmi (2008) ont obtenu une valeur optimale de la chaux de 8%, pour laquelle la résistance à la compression augmente de 126 kN/m^2 , à 1400 kN/m^2 et 1480 kN/m^2 à 7, 14 et 28 jours respectivement.

3.2.4. Effet des cendres volantes

3.2.4.1. Influence des cendres volantes sur les limites d'Atterberg

L'addition des cendres volantes, en général, diminue l'indice de plasticité. Elles réduisent l'indice de plasticité des sols de plasticité élevée. Tandis que, elles ont peu d'influence sur l'indice de plasticité des sols de faible plasticité (Dégirmenci et al. 2007; Bin-Shafique et al. 2009).

Selon Vukićević. M (2013), les cendres volantes modifient le comportement de plasticité des sols instables. Cet auteur a utilisé deux types de sol avec les cendres volantes de la centrale thermique "Kolubara" (KFA): Soil A: avec haut plasticité, Soil B: avec faible plasticité. Dans le cas du milieu de terrain de grande plasticité (sol A), on constate que l'augmentation du KFA diminue la limite de liquidité et l'indice de plasticité, ce qui n'est pas le cas de sol de faible plasticité (sol B), comme le montre la figure 3.18.

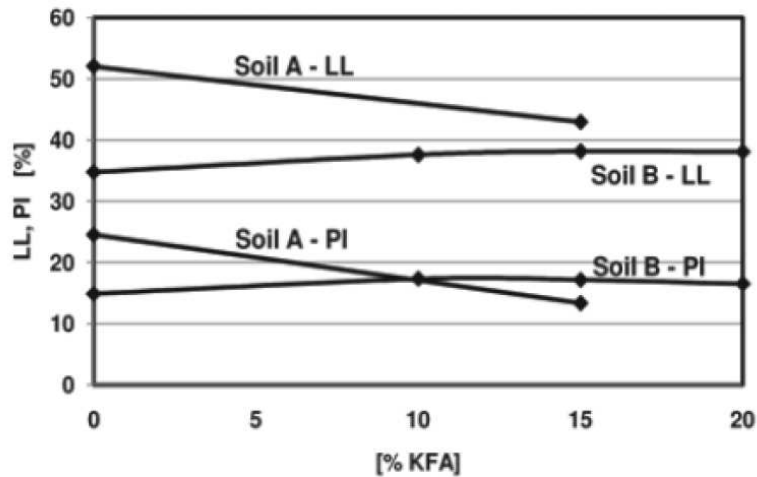


Figure 3.18: Variation des limites d'Atterberg pour les mélanges à $t = 0$
(Vukićević, 2013).

3.2.4.2. Influence des cendres volantes sur l'indice CBR

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de cendre volante sur le CBR des sols instables. Plusieurs chercheurs (Mackiewicz et Ferguson 2005, White et al. 2005 et Edil et al. 2006) ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la cendre volante provoque une augmentation du CBR.

Gümüşer et A. Şenol. (2013) ont réalisé des essais sur des échantillons de sol préparés à trois pourcentages différents de la teneur en fibres (0.5, 1 et 1.5% en poids du sol) et deux pourcentages différents de cendres volantes (à savoir 10% et 15% en poids du sol). Le tableau 3.5 indique que:

a- L'addition de fibres de polypropylène à la cendre volante- mélanges de sol a entraîné une augmentation significative des valeurs de CBR.

b- Les échantillons de sol argileux stabilisés avec des fibres de cendres volantes et de polypropylène montrent une augmentation des valeurs de CBR; pour le sol + 15% des cendres volantes + 0,5% MF cela était d'autant que 63.79% en raison de la cendre volante agissant comme un agent de liaison.

c- La valeur maximale de CBR des groupes SOFA 15MF0.5, SOFA 15FB0.5 était de 29%, tandis que la valeur minimale de 1.97% a été obtenue pour le groupe SOFA MF1.5.

d- Le CBR des fibres multi filamentaires (moyenne de F19) était un peu plus élevé que pour les fibres de polypropylène (F19 de moyenne).

Tous les résultats ont indiqué qu'une augmentation des cendres volantes a entraîné une augmentation des valeurs de CBR, qui a été améliorée par l'addition de fibres de polypropylène.

Tableau 3.5: Détail de cendre volante-sol-mélanges de fibre pour les essais réalisés (Gümüşer et Şenol. 2013).

Combinaison	Soil (%)	Fly Ash (%)	Fiber (%)	MDUW (kg/m ³)	OWC (%)	CBR average	CBR rate of increase
SO	100	0	0	1320.00	35.80	0,47	1
SOFA10	90	10	0	1281.35	38.63	6,16	13,11
SOFA15	85	15	0	1238.05	40.85	13,47	28,65
SOFAFB1.5	98,5	0	1,5	1265,97	34,45	2,7657	5,88
SOFAFB1	99	0	1	1288,1	35,3	3,2372	6,89
SOFAFB0.5	99,5	0	0,5	1287,7	34,88	3,2947	7,01
SOFAMF1.5	98,5	0	1,5	1271,4	34,8	1,978	4,21
SOFAMF1	99	0	1	1292,5	36,31	2,3172	4,93
SOFAMF0.5	99,5	0	0,5	1286,29	35,79	2,2195	4,72
SOFA10FB1.5	88,5	10	1,5	1248	37,55	15,116	32,16
SOFA10FB1	89	10	1	1268,81	38,09	18,078	38,46
SOFA10FB0.5	89,5	10	0,5	1283,14	37,91	22,298	47,44
SOFA10MF1.5	88,5	10	1,5	1245,12	37,11	18,434	39,22
SOFA10MF1	89	10	1	1262,63	37,67	21,717	46,21
SOFA10MF0.5	89,5	10	0,5	1272,42	37,83	23,925	50,91
SOFA15FB1.5	83,5	15	1,5	1243,29	37,62	27,651	58,83
SOFA15FB1	84	15	1	1245,65	38,91	27,513	58,54
SOFA15FB0.5	84,5	15	0,5	1251,4	39,24	29,307	62,36
SOFA15MF1.5	83,5	15	1,5	1229,47	38,67	23,327	49,63
SOFA15MF1	84	15	1	1248,15	39,36	27,933	59,43
SOFA15MF0.5	84,5	15	0,5	1256,05	39,21	29,980	63,79

$CBR_{rate\ of\ increase} = CBR_{average} / CBR_{unreinforced}$
 FB: Fibrillated polypropylene fiber, MF: Multifilament polypropylene fiber

3.2.4.3. Influence des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement

Sezer et al. (2006) ont montré que les caractéristiques de cisaillement du sol instable traité présentent une grande amélioration prouvant ainsi l’efficacité du traitement aux cendres volantes (figure 3.19). Ainsi pour une teneur en cendres volantes de 20 % et une période de cure de 28 jours, la cohésion est environ 3.8 fois celle du sol non traité. De même, l’angle de frottement interne est environ 0.5 fois celui du sol non traité.

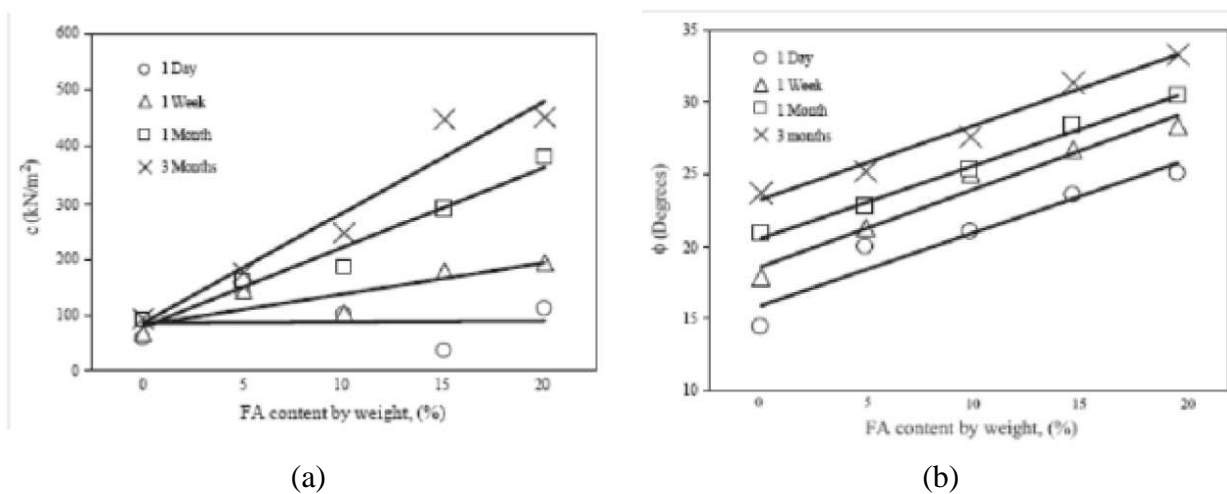


Figure 3.19: Variation des caractéristiques de cisaillement (Sezer et al. 2006).
 a. Variation de la cohésion, b. Variation de l’angle de frottement interne.

Vukićević. M. et al. (2013) ont montré que l'angle de frottement à long terme ne change pas sensiblement avec l'addition de cendres volantes pour les deux types de sols. D'un autre côté, la cohésion augmente de manière significative avec le temps pour tous les mélanges testés. Ceci est associé à des propriétés pouzzolaniques de cendres volantes utilisées (figure 3.20).

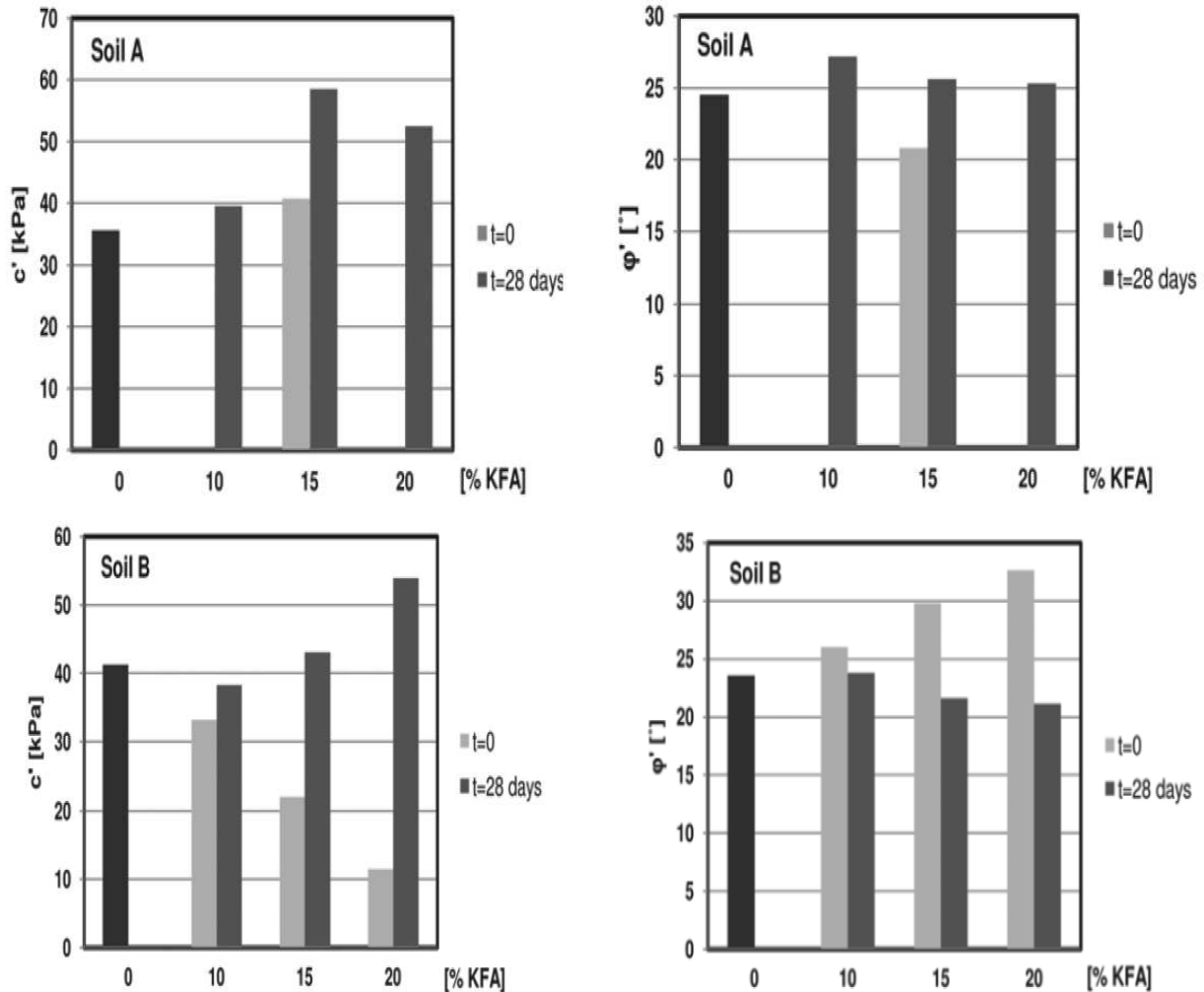


Figure 3.20: Variation des paramètres de résistance au cisaillement (Vukićević et al. 2013).

3.3. Conclusion

La recherche bibliographique nous a permis à consulter la documentation concernant la thématique du traitement des sols au polypropylène, au ciment, à la chaux et aux cendres volantes. D'une manière générale ces études concernent des avancées techniques dans le mode de traitement et de stabilisation des sols. Dans le cadre de notre travail de recherche, il a été décidé de tester l'amélioration du comportement du sol de Chlef (sol à risque certifié par les différentes expertises), par les fibres de polypropylène. Les échantillons ainsi constitués sont testés à l'appareil de cisaillement direct. Les caractéristiques des matériaux sujets aux tests, l'appareillage utilisé et la procédure expérimentale sont exposées dans le chapitre suivant.

Chapitre 4:

Dispositifs expérimentaux et caractéristiques

des matériaux utilisés

Chapitre 4:
Dispositifs expérimentaux et caractéristiques
des matériaux utilisés

4.1. Introduction

L'étude du comportement des sols nécessite la réalisation des essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable. Dans ce chapitre, on présente d'abord le dispositif utilisé, il s'agit de la boîte de cisaillement direct ou boîte de Casagrande. On donne la composition de cette boîte ainsi que son dispositif expérimental et les caractéristiques du sol utilisé et des ajouts utilisés pour l'amélioration du comportement de ces matériaux. Une explication détaillée de la mise en place des échantillons est présentée.

Les essais d'identification ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de Tiaret, les essais de cisaillement ont été réalisés à l'université Hassiba BenBouali de Chlef.

4.2. Caractéristiques physiques du sol utilisé

Dans cette partie on détermine les caractéristiques physiques du sol utilisé ainsi que la description du matériel utilisé dans l'identification des caractéristiques physiques du sol ainsi que les résultats obtenus de cette caractérisation. Nous avons présenté les caractéristiques physiques du sable naturel de Chlef obtenus par des essais d'identification et classification des sols (figure 4.1).



Figure 4.1: Sable naturel de Chlef.

Le sol utilisé dans cette étude est le sable de Chlef qui provient des berges d'Oued de Chlef qui traverse la ville de Chlef à l'ouest d'Alger. Ce sable contient un pourcentage de limon de 5%. La figure 4.5 montre la courbe de distribution de la taille des grains (La courbe granulométrique). Le sable de Chlef est un sable moyen, subarrondi avec un diamètre moyen $D_{50} = 0.45\text{mm}$. Le limon contenu est peu plastique avec un indice de plasticité $I_p = 5.81\%$. Les caractéristiques physiques de ce sable sont représentées sur le tableau 4.4. Les essais ont été réalisés pour deux densités relatives

$D_r = 10\%$ et 80% représentant l'état lâche et dense respectivement. Les photos prises du sol au microscope électronique à balayage (MEB) de ce sable sont représentées sur la figure 4.2.

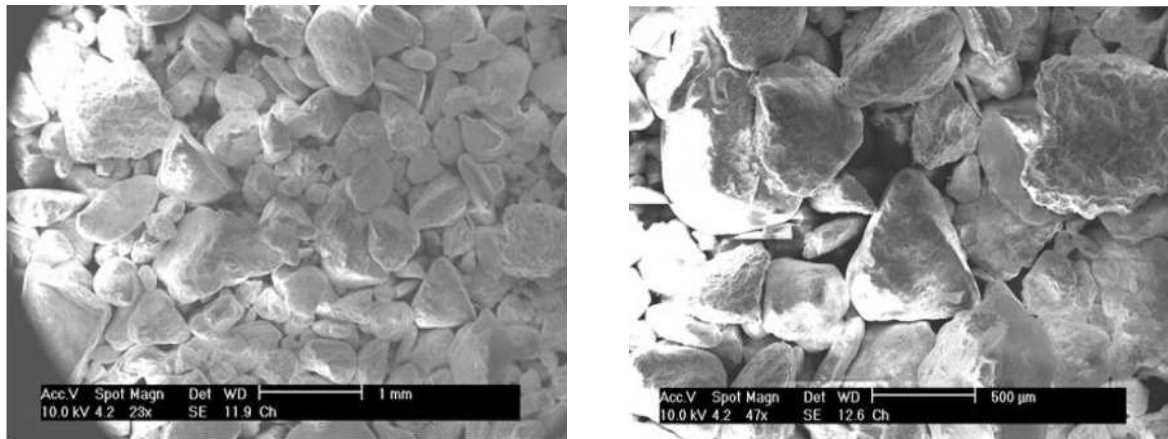


Figure 4.2: Microphotographie du sable de Chlef (Krim et al. 2016)

Les échantillons sont préparés en mélangeant le sable naturel de Chlef avec différents pourcentages de poudrettes en caoutchouc (0 - 10 - 20 et 30% de poudrettes), afin de tester l'effet de ces ajouts sur le comportement mécanique du sable.

4.2.1. Analyse granulométrique

4.2.1.1. Définition

L'essai granulométrique permet de déterminer les pourcentages des grains selon leurs diamètres, en tamisant un sol sec sur une cascade de tamis de diamètres connus. Pour la réalisation des ouvrages, le concepteur doit passer par l'étude du sol qui a un rôle important pour le dimensionnement surtout les fondations. Le sol doit subir à des essais in situ et des essais dans les laboratoires pour qu'on puisse connaître ses composantes, l'identifier et le classer. Dans cet essai nous procédons à l'analyse granulométrique d'un échantillon dont les particules ont un diamètre $D > 80\mu\text{m}$.

4.2.1.2. But de l'essai

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer le poids des éléments d'un matériau, et les dimensions de leurs grains.

4.2.1.3. Matériels utilisés

Le matériel utilisé est composé de:

- Une série de tamis
- Une balance.

- Un sol de masse 500g.
- Un couvercle pour fermer les tamis.
- Un fond de tamis.
- Une tamiseuse mécanique (Figure 4.3).

2.00 – 1.25 – 1.00 – 0.650 – 0.250 – 0.125 – 0.08 – fond [mm]. (Pour le sable)

4.00 – 3.15 – 2.50 – 2.00 – 1.60 – 1.00 – fond [mm]. (Pour les poudrettes) (figure 4.3).



Les tamis



Une tamiseuse mécanique



Une balance électronique

Figure 4.3: Matériel utilisé dans l'analyse granulométrique.

On utilise des tamis dont les ouvertures carrées de dimensions normalisées, sont réalisées soit à partir d'un maillage métallique, soit par perçage d'une tôle (figure 4.4).

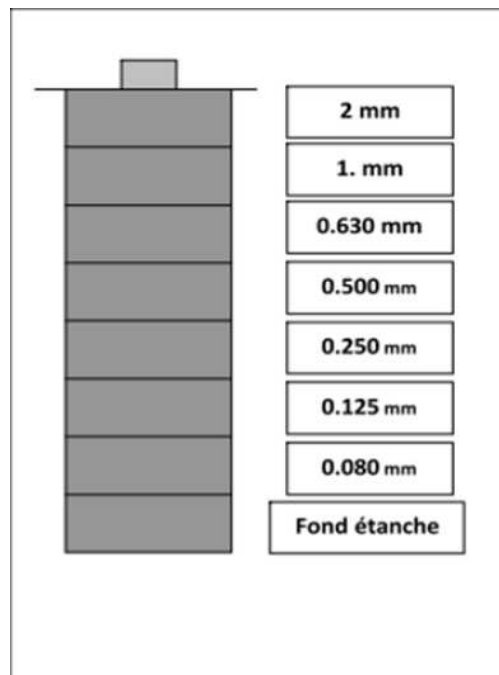


Figure 4.4: Série des tamis utilisés dans l'analyse granulométrique.

Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui travaille par un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne de tamis.

Les dimensions les plus utilisées se suivent par une progression géométrique depuis le tamis 0.08mm jusqu'au tamis 2mm (figure 4.4). Pour des ouvertures inférieures à 0.063mm, l'analyse granulométrique n'est pas adaptée et l'on peut procéder par l'analyse granulométrique par sédimentométrie. L'analyse granulométrique consiste à classer en classe granulaire un échantillon d'essai, la sédimentation est la suite de cette analyse et a pour objet de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol.

4.2.1.4. Appareillage

Le tableau suivant présente les différents matériels utilisés dans l'analyse granulométrique.

Tableau 4.1: Matériels utilisées dans l'analyse granulométrique.

Analyse granulométrique par tamisage	Analyse granulométrique par sédimentation
<ul style="list-style-type: none"> - Série des tamis - Echantillon du sable - Tamiseuse électrique - Balance électrique 	<ul style="list-style-type: none"> - Eprovettes d'essai - Eau distillée ou déminéralisée - Agitateur manuel - Densimètre - Thermomètre - Chronomètre - Une quantité d'Hexametaphosphate - Une quantité d'un échantillon « fines »

4.2.1.5. Préparation de l'échantillon

Il faut une quantité convenable pour que l'échantillon soit représentatif et que la durée d'essai soit acceptable. La masse utilisée est tel que: $M \geq 0.2 D$, ou D est le plus grand diamètre de la particule en (mm), on prend pour cela une valeur de m égale à 500g ($200D \leq M \leq 600D$).

4.2.1.6. Conduite de l'essai

La masse de sable séchée est versée dans la série de tamis choisis de manière telle que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique, en fixant l'amplitude pendant une durée de 10 minutes minimum.

On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse. Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche de départ.

4.2.1.7. Expression des résultats

Les résultats des essais granulométriques sont représentés dans la figure 4.5.

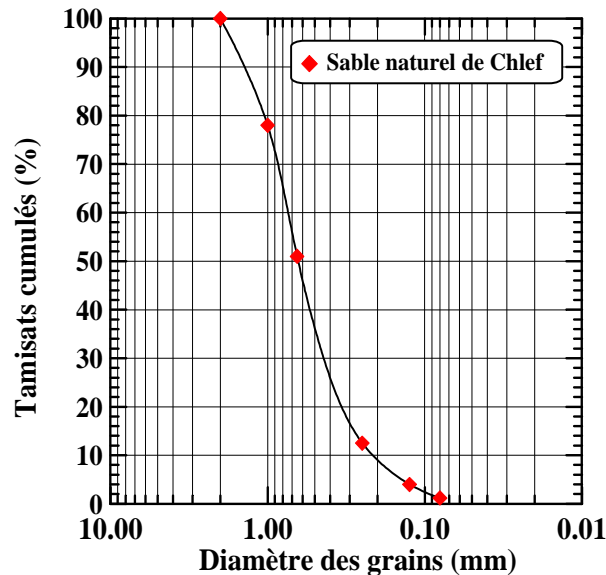


Figure 4.5: Courbe granulométrique du sable naturel d'Oued Chlef.

D_{60} : Diamètre pour lequel 60% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{60} .

D_{30} : Diamètre pour lequel 30% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{30} .

D_{10} : Diamètre pour lequel 10% en masse des particules constituant le sol ont un diamètre inférieur ou égale à D_{10} .

Coefficient d'uniformité ou de coefficient de Hazen: exprimé par le rapport:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si $C_u > 2$ la granulométrie du sol est étalée ou non uniforme.

Si $C_u < 2$ la granulométrie du sol est uniforme ou serrée.

Coefficient de courbure est donnée par la formule:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})}$$

Détermination de D_{10} , D_{30} , D_{50} et D_{60} .

D'après la courbe granulométrique du sable naturel nous pouvons déterminer.

Tableau 4.2: Différents diamètres de la courbe granulométrique du sable naturel.

Notation	D ₁₀	D ₃₀	D ₅₀	D ₆₀
Valeur en (mm)	0.22	0.45	0.65	0.75

Détermination du coefficient d'uniformité ou coefficient de Hazen (C_u):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.75}{0.22} = 3.41$$

$C_u = 3.41 > 2 \Rightarrow$ La granulométrie du sol est étalé.

Détermination du coefficient de courbure (C_c):

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60}) \times (D_{10})} = \frac{(0.45)^2}{(0.75) \times (0.22)} = 1.23$$

$1 < C_c = 1.23 < 3 \Rightarrow$ Le sable est bien gradué.

4.2.2. Essai au pycnomètre

4.2.2.1. But d'essai

Le but de l'essai au pycnomètre est de déterminer le poids volumique de la matière constituant les grains solides d'un sol qui est désigné par (γ_s) puisque on a plusieurs type de sols et chacun à une composante différente de l'autre en déterminant la valeur du poids spécifique on peut savoir de quelle matière sont formés ses grains.

4.2.2.2. Principe de l'essai

Cet essai utilise le principe de la poussée d'Archimède (le poids du liquide déplacé égale au poids du corps plongé dans le liquide). Donc on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec la connaissance du poids des grains solides et de leur volume, ce qui permet de calculer le poids volumique (γ_s).

4.2.2.3. Appareillage

L'appareillage suivant est utilisé dans cet essai (figure 4.6):

- Un pycnomètre;
- Une balance de précision;
- Un flacon d'eau distillée;
- Un échantillon du sol sec;
- Un chauffage électrique.



Figure 4.6: Essai au pycnomètre.

4.2.2.4. Exécution de l'essai

Pour réaliser cet essai, on a commencé par mettre de l'eau distillée dans le pycnomètre et on pèse l'ensemble (pycnomètre + eau) et on note le poids (P_1). Puis on met une quantité de sol dans le pycnomètre qui était rempli d'eau et on pèse le tout (Pycnomètre + eau + sol) et on note le poids (P_2). On agite le contenu du pycnomètre ensuite on chauffe l'ensemble pour séparer les grains solides.

Après un certain temps on ajoute de l'eau distillée jusqu'au repère fixe et on pèse l'ensemble et on note le poids (P_3). Après ce pesage, on nettoie bien le pycnomètre et on le remplit avec de l'eau, jusqu'au repère fixe (choisit pour mesurer P_3) et on pèse l'ensemble (eau + pycnomètre) le poids obtenu est (P_4) (Tableau 4.3).

Le poids volumique des grains solides (γ_s) est donné par:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} = \frac{(P_2 - P_1)}{P_4 + (P_2 - P_1) - P_3} \times \gamma_w$$

Avec: $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$

Tableau 4.3: Différentes masses pesées.

Notation	P_1	P_2	P_3	P_4
Masse (grammes)	420.46	445.20	671.41	655.90

Après calcul:

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s} = \frac{(P_2 - P_1)}{P_4 + (P_2 - P_1) - P_3} \times \gamma_w = \frac{(445.20 - 420.46)}{655.90 + (445.20 - 420.46) - 671.41} \times 1.0$$

$$\gamma_s = \frac{24.74}{9.23} \times 1.0 = 2.68 \text{ g/cm}^3$$

4.2.3. Détermination des indices des vides e_{\max} et e_{\min}

4.2.3.1. Indice des vides maximal e_{\max}

C'est l'indice des vides le plus grand possible, correspondant à la compacité naturelle la plus faible, obtenu par simple déversement sous faible hauteur. On met l'échantillon de sol dans le moule à l'aide d'un entonnoir à une vitesse très lente et hauteur de chute nulle petite (ou quasi nulle), puis on pèse le moule avec l'échantillon soit M .

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\min}} - 1$$

4.2.3.2. Indice des vides minimal e_{\min}

C'est l'indice des vides le plus faible, correspondant au plus grand serrage possible. Le moule est rempli en Cinq couches avec une hauteur de chute la plus grande possible. Chaque couche est compactée par 25 coups en utilisant une petite dame. On pèse le moule avec l'échantillon, soit M_t .

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\max}} - 1$$

e: Indice des vides du sol considéré est donné par:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

4.2.3.3. Indice de densité I_D

C'est le degré de compacité des sols sableux donné par:

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

4.2.3.4. Détermination de e_{\min} et e_{\max}

- Le volume de moule: $V_{\text{moule}} = 356.08 \text{ cm}^3$
- Le poids de moule vide: $M_{\text{moule}} = 672.18 \text{ grammes}$
- $e_{\min} = 0.59$
- $e_{\max} = 0.94$

Le tableau 4.4 résume les caractéristiques physiques déterminées à partir de ces essais.

Tableau 4.4: Caractéristiques physiques du sable.

e_{\min}	e_{\max}	$\gamma_{d\min}$ (g/cm^3)	$\gamma_{d\max}$ (g/cm^3)	γ_s (g/cm^3)	C_u	C_c	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	Forme des grains
0.59	0.94	1.34	1.73	2.68	3.41	1.23	0.22	0.65	Subarrondie

4.3. Caractéristique des poudrettes en caoutchouc

Un pneu usé non rechappable conserve encore de nombreuses qualités, ce qui en fait une véritable matière première. Mécaniquement, les armatures du pneu doivent être souples pour lui donner une bonne déformabilité. Elles doivent par ailleurs supporter des efforts de traction importants et posséder une bonne adhérence avec le matériau de remblai. Des essais mécaniques ont été effectués par des chercheurs dans le domaine du Pneu sol sur une presse munie d'un enregistreur d'efforts de traction en fonction de la déformation sur des pneus usagés. A noter que toutes les marques de pneus, ont été testées, les résultats obtenus sont les suivants: La valeur moyenne de la résistance à la traction des bandes de roulement est de 65 kN, avec un écart type de 24 kN. La probabilité pour que toutes les bandes de roulement, aient une résistance supérieure à 26 kN est de 90%. Elle n'est que de 80% pour une résistance supérieure à 36 kN. Il n'y a pratiquement pas de différence entre les deux flancs d'un même pneu. Les résistances des flancs varient de 17 à 25 kN, selon le taux d'armatures, avec un écart type de 10 kN.

Il s'agit de particules de caoutchouc dont les dimensions sont inférieures à 4mm et la masse spécifique ($\gamma = 1.10 \text{ g/cm}^3$) (figure 4.7 et 4.8). Son coût d'obtention dépend de sa finesse, de son origine chimique et de l'absence ou non de corps étrangers. Les poudrettes sont utilisées comme charges dans des mélanges servant à produire des pièces, ne subissant pas de contraintes mécaniques ou dynamiques élevées. Comme exemple d'utilisation, on a la fabrication de bandages et de roues pleines (caddie, poubelles, tondeuses, brouettes...), la modification des revêtements routiers (diminution du bruit et de l'aquaplaning du fait d'un drainage en surface). Les caractéristiques de la poudrette en caoutchouc sont présentées dans le tableau 4.5.



Figure 4.7: Vue des poudrettes en caoutchouc

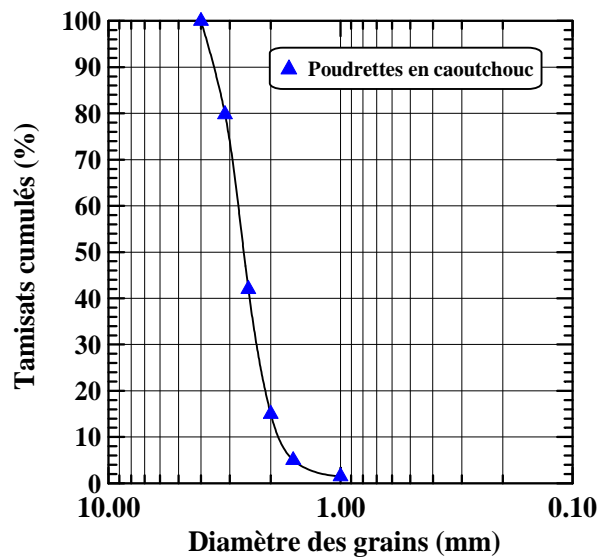


Figure 4.8: Courbe granulométrique des poudrettes

Tableau 4.5: Caractéristiques des poudrettes en caoutchouc

γ_s (g/cm ³)	D ₁₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	C _u	C _c
1.10	1.90	2.60	2.30	2.80	1.47	0.99

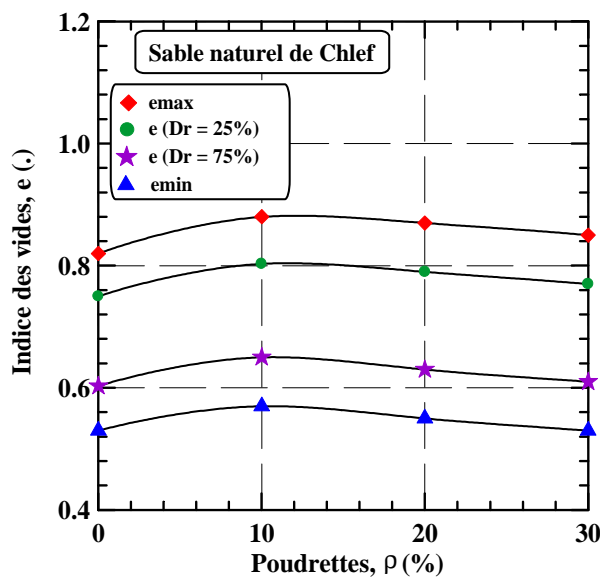


Figure 4.9: Variation de l'indice des vides avec le pourcentage de poudrettes

4.4. Dispositif expérimental

L'essai de cisaillement est issu d'après les expériences réalisées par coulomb, il s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal. L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre à une charge verticale N et à une charge horizontale T , que l'on augmente progressivement jusqu'à la rupture. La vitesse à laquelle on augmente la charge

horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles.

Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure. La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture. En mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , on peut calculer directement la contrainte normale effective (σ_{rupt}) et la résistance au cisaillement effective à la rupture (τ_{rupt}).

4.4.1. Objectif et exigences

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement de pic et résiduelle en fonction de la contrainte normale au plan de cisaillement. Lorsqu'on détermine les caractéristiques de surface d'une discontinuité qui déterminent la résistance au cisaillement, il convient de réaliser une description précise de l'essai, comportant le type et la rugosité du joint, le type et l'épaisseur du matériau de remplissage, et la présence d'eau dans le joint.

Les éléments suivants doivent être spécifiés, en plus des exigences indiquées:

- L'orientation de l'éprouvette et ses dimensions;
- Les spécifications de la machine d'essai;
- La vitesse de déplacement de cisaillement pendant l'essai;
- Les valeurs de la contrainte normale à imposer pendant les essais de cisaillement direct.

4.4.2. Appareillage utilisé

Les essais ont été effectués au moyen de l'appareillage du laboratoire de mécanique des sols de l'université Hassiba Benbouali de Chlef. La boîte de Casagrande, Le bâti de consolidation sur lequel on dépose la boîte surmontée d'un étrier recevant les poids qui vont fournir la charge N (figure 4.10).



Figure 4.10: Boîte de cisaillement utilisée.

4.4.3. Mise en place des échantillons

Les essais ont été effectués à deux différentes densités relatives. Le premier réalisé sur un sol lâche pour une densité relative de $D_r = 25\%$ et le deuxième étant réalisé sur un sol dense pour $D_r = 75\%$.

Les contraintes normales initiales appliquées au cours des essais sont respectivement: $\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa. Les échantillons préparés à différentes teneurs en poudrettes en caoutchouc (0, 10, 20 et 30%), sont déposés dans la boîte de cisaillement à l'aide de la méthode de pluviation à sec.

En vue de déterminer la quantité de matériau correspondant aux différents états du sol, On calcule l'indice des vides "e" en fonction de la densité relative D_r ou l'indice de densité I_D , e_{\min} et e_{\max} selon la formule suivante:

$$e = e_{\max} - D_r \cdot x (e_{\max} - e_{\min})$$

$$\gamma_d = \frac{W_{sol}}{V_{moule}} \Rightarrow W_{sol} = \gamma_d \cdot x V_{moule}$$

Aussi on a:

$$e = \frac{V}{V_s} - 1 = \left(\frac{V \cdot \gamma_s}{W_{sol}} \right) - 1$$

Avec:

V: est le volume de la boîte ($V = 6 \times 6 \times 2 = 72 \text{ cm}^3$)

On trouve que :

$$W_{sol} = [V \cdot \gamma_s] / [1 + e_{\max} - D_r \cdot x (e_{\max} - e_{\min})]$$

4.5. Essai de compressibilité à l'œdomètre

4.5.1. Définition de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini, la déformation latérale est nulle. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. L'essai de compressibilité en laboratoire s'applique aux sols fins, des argiles aux sables fins limoneux. Il n'est pas adapté aux sables pour les deux raisons suivantes:

- Il est impossible d'étudier des échantillons intacts pulvérulents.
- L'essentiel des tassements des sables dans une fondation est du aux contraintes de cisaillement causant des variations de volume et non pas au phénomène de consolidation.

4.5.2. But de l'essai

L'essai de compressibilité à l'œdomètre (appelé également essai œdométrique) a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols, soumis à des charges verticales, (drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide). Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges, après consolidation. Il permet également d'atteindre le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée. Les déformations de l'éprouvette nous conduit à étudier le phénomène en deux étapes:

La première concerne la variation de l'indice des vides à la fin de chaque étape de chargement, en fonction de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de compressibilité du sol.

La seconde concerne l'évolution du tassement de l'éprouvette en fonction du temps, pour une valeur donnée de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de consolidation.

La courbe de compressibilité fournit:

- L'indice de compression C_c : Indique la compressibilité du sol.
- L'indice de gonflement C_s : Indique le gonflement du sol.
- La contrainte de préconsolidation σ'_p : indique l'historique du sol, sol normalement consolidé, sur-consolidé ou sous-consolidé.
- Le module œdométrique E_{oed} .

4.5.3. Déroulement de l'essai

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette d'aire de section transversale S à une série de paliers de chargement et de déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur ΔH de cette éprouvette au cours du temps. L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes:

1. Taille de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre.
2. Saturation de l'éprouvette (dans le cas des sols fins pour lesquels on s'intéresse à la vitesse de tassement, il est indispensable que le sol soit saturé pour que l'on puisse interpréter les courbes de tassement au cours du temps sous chacune des charges appliquées).
3. Application de la charge sur le piston par paliers de 24 heures et mesure du tassement au cours du temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette; on applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente. En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après séchage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides).
4. Dépouillement des résultats.

4.5.4. Calculs élémentaires

Pour tracer pouvoir tracer la courbe de compressibilité et de consolidation, il est indispensable de calculer les propriétés de l'éprouvette suivantes.

4.5.5. Hauteur des plaines

C'est la hauteur de solide équivalente ou hauteur des plaines, constante au cours de l'essai.

$$H_p = \frac{W_s}{G \times \gamma_w \times S}$$

4.5.6. Hauteur de l'eau finale

Après le calcul de la teneur en eau finale w_f , on peut déterminer la hauteur de l'eau par la formule suivante:

$$H_w = w_f \times G \times H_p$$

4.5.7. Hauteur initiale de l'éprouvette

Pour éviter toutes erreurs de calcul, la hauteur initiale de l'éprouvette est calculer et non pas estimer par rapport a la hauteur de l'anneau, cela par la formule suivante:

$$H_i = H_p + H_{w(finale)} + \Delta H_{(finale)}$$

4.5.8. Indice des vides

Soit H , la hauteur de l'éprouvette à un moment donné. L'indice des vides est alors:

$$e = \frac{H - H_p}{H_p}$$

4.5.9. Principaux paramètres de compressibilité

a. Pression de préconsolidation σ'_p

La pression de préconsolidation σ'_p est la plus grande pression effective à laquelle a été soumis l'échantillon de sol au cours de son histoire. On dira que le sol est normalement consolidé si la contrainte de préconsolidation σ'_p est égale à la contrainte due au poids des terres σ'_{v0} . Si un sol présente une contrainte de préconsolidation plus grande que la contrainte due au poids des terres, on dit qu'il est sur-consolidé. Par contre il est rare de trouver que la pression de préconsolidation soit inférieur a la contrainte effective verticale actuelle, auquel cas, il serait sous-consolider. La sous-

consolidation peut se produire par exemple, dans les sols qui ont été déposés récemment soit par un processus géologique ou par intervention humaine.

4.5.10. Détermination de la pression de préconsolidation σ'_p

L'abscisse du point d'intersection σ'_p (figure 4.11) est appelée pression de préconsolidation. Différentes méthodes ont été proposées pour déterminer la pression de préconsolidation en pratique (méthode de Casagrande, méthode de Schmertmann, méthode LPC, etc.).

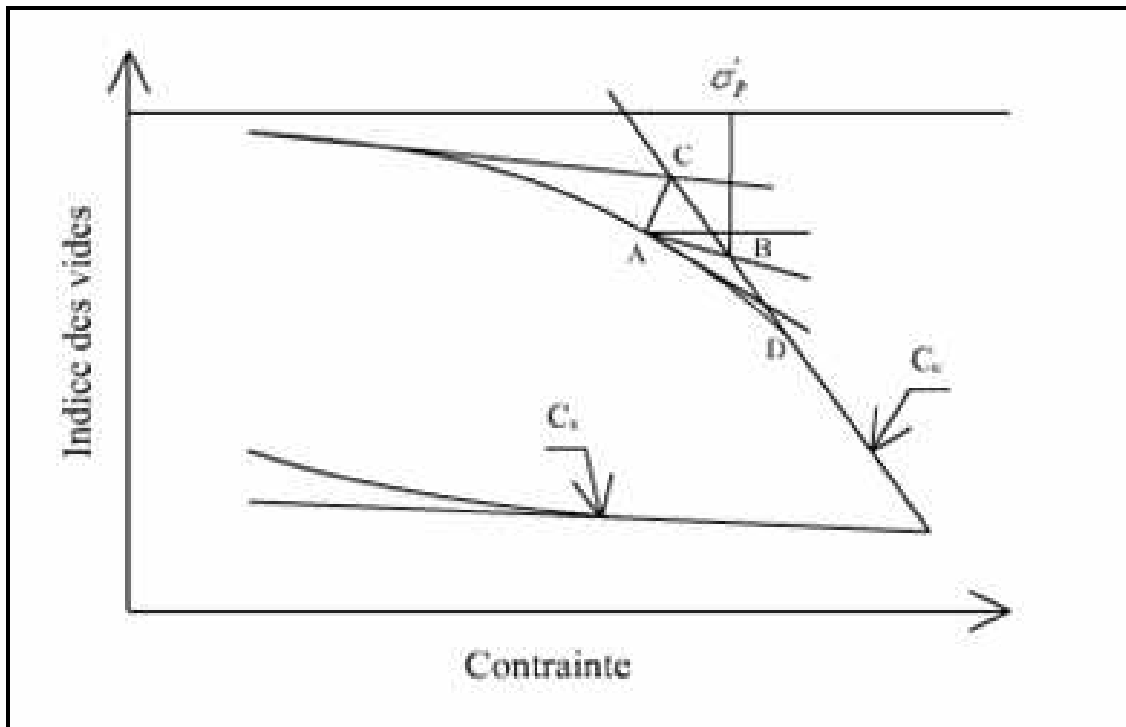


Figure 4.11: Courbe de compressibilité

La construction de Casagrande (1936) est la plus fréquente. Cette dernière s'applique sur les courbes de compressibilités par la méthode suivante :

L'intersection des deux droites rectilignes de la courbe (le point C de la figure 4.11), on trace une bissectrice jusqu'à l'intersection avec la courbe (le point A de la figure 4.11).

On trace une horizontale à partir du point A .

On trace ensuite une tangente à la courbe, à partir du point A .

On trace la bissectrice de l'angle formé en 2 et 3.

On prolonge la partie rectiligne à droite de la courbe jusqu'au point d'intersection avec la bissectrice obtenue à l'étape 4. Ce point correspond à la contrainte de préconsolidation (le point B à la figure 4.11).

4.5.11. Indice de compressibilité C_c

L'indice de compression C_c est un paramètre sans dimension, dont les valeurs peuvent être très variables d'un sol à l'autre. À titre indicatif, le tableau 4.6 donne les ordres de grandeurs de C_c .

Tableau 4.6: Ordres de grandeurs de l'indice de compressibilité

Type de sol	Indice de compressibilité C_c
Sable	$0.01 < C_c < 0.10$
Argile raide (Kaolinite)	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne	$0.25 < C_c < 0.80$
Argile molle (Montmorillonites)	$0.80 < C_c < 5.50$
Argiles modérément sensibles, normalement consolidées	0.2 à 0.5
Argile organique	4 et plus
Tourbes	De 10 à 15

Cet indice sert à la classification et l'identification des sols car :

$C_c < 0.02$ sol incompressible

$0.02 < C_c < 0.05$ sol très peu compressible

$0.05 < C_c < 0.1$ sol peu compressible

$0.1 < C_c < 0.2$ sol moyennement compressible

$0.2 < C_c < 0.3$ sol assez fortement compressible

$0.3 < C_c < 0.5$ sol très compressible

$C_c > 0.5$ sol extrêmement compressible

4.5.12. Détermination de l'indice de compressibilité

La courbe de compressibilité présente le plus souvent une partie droite horizontale suivie d'une partie courbe, puis à nouveau d'une partie généralement droite et inclinée. Comme indiqué sur la figure 4.9. L'indice de compression C_c est la pente de cette droite inclinée.

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)}$$

4.5.13. Indice de gonflement C_s

L'indice de gonflement C_s , sera la pente estimée de la courbe de décompression (deuxième branche) (Figure 4.9).

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma_v)}$$

4.5.14. Module œdométrique E_{oed}

Le module œdométrique E_{oed} est une autre représentation classique de la compressibilité des sols à l'œdomètre. Il est défini de la façon suivante:

$$E_{oed} = \frac{(1 + e_0) \times \Delta \sigma'_v}{\Delta e} \quad \text{Ou} \quad E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\Delta \epsilon_v}$$

Si on définissait pour les matériaux élastique un module œdométrique E_{oed} , compte tenu de la condition aux limites de l'essai (déplacements nul sur les parois latérales à l'œdomètre) on a la relation suivante:

$$E = E_{oed} \times \left(1 - \frac{2 \times \nu^2}{1 - \nu} \right)$$

E : est le module de Young

ν : est le coefficient de poisson

Si de plus on suppose que le coefficient de poisson est de 0.33 on a $E = 0.33 \times E_{oed}$

Ce module sert à la classification et l'identification des sols car:

$10 < E_{oed} < 300$ MPa pour les sables

$1.5 < E_{oed} < 10$ MPa pour les argiles raides

$0.1 < E_{oed} < 1$ MPa pour les argiles molles

4.5.15. Détermination du module œdométrique

Le module œdométrique est relié à l'indice de compression par:

$$E_{oed} = \frac{2.3 \times \sigma' \times (1 + e_0)}{C_c}$$

Dans lequel σ' correspond à la seconde pression appliquée sur l'éprouvette, dans une augmentation de charge (intervalle de charges). Pratiquement au laboratoire, la valeur du module œdométrique (E_{oed}) est déterminée seulement pour l'intervalle de pression contenant la pression de préconsolidation (σ'_p) pour chaque essai de compressibilité.

4.5.16. Procès-verbal d'essai

Le procès-verbal d'essai comporte les informations minimales suivantes:

1. Identification de l'organisme qui a procédé à l'essai;
2. Numéro d'identification du dossier correspondant;

3. Provenance de l'échantillon duquel a été extraite l'éprouvette soumise à l'essai: site, numéro du sondage, profondeur, nature du sol;
4. Dates de début du premier palier et de la fin du dernier palier;
5. Caractéristiques de l'éprouvette avant et après essai: dimensions (diamètre et hauteur), teneur en eau w , indice des vides initial e_i ,
6. Graphique $[e, \log \sigma'_v]$ sur lequel figurent les points expérimentaux et les constructions effectuées pour déterminer les paramètres de compressibilité;
7. Paramètres de compressibilité (déterminés de manière conventionnelle):
 - Indice de compression C_c ,
 - Indice de gonflement C_s ;
 - Module oedométrique E_{oed} ;
 - Pression de préconsolidation σ'_p ;
 - Température à laquelle s'est déroulé l'essai;
 - Observations liées à la réalisation de l'essai.

4.5.17. Appareillage et étude expérimentale

L'oedomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle comporte deux parties:

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol (Figure 4.12);
- Un système de mise en charge (Figure 4.13).



Figure 4.12: Cellule œdométrique



Figure 4.13: Comparateur sur la cellule

4.5.18. Cellule œdométrique

Les cellules œdométriques ouvertes, comportent (figure 4.14):

- Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol;

- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette;
- Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette;
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé;
- Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

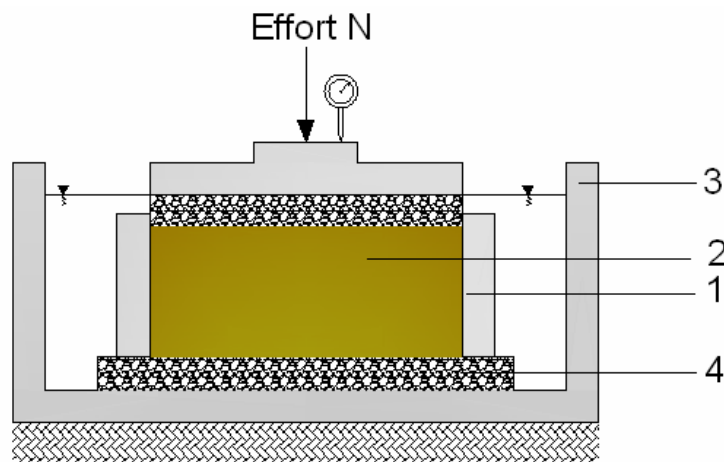


Figure 4.14: Schéma de la cellule œdométrique

4.5.19. Bague œdométrique

Une bague œdométrique est une enceinte cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette de matériau. Le diamètre intérieur D de la bague doit être supérieur ou égal à 50mm et sa hauteur telle que la hauteur initiale de l'éprouvette (H_i), exprimée en millimètres: $10 \leq H_i \leq 0.4D$. Le diamètre intérieur et la hauteur de la bague ou de l'enceinte sont mesurés avec une incertitude de 0.1mm. L'aire de la section transversale de la bague ou de l'enceinte est déterminée par calcul.

4.5.20. Epreuve de matériau

L'éprouvette d'essai est retenue latéralement par une paroi lisse indéformable. Elle est comprise entre deux pierres poreuses où entre deux disques en métal fritté, avec possibilité pour l'eau de circuler à travers le conduit d'évacuation d'eau. Les dimensions de l'éprouvette d'essai sont de 50mm ou 70mm pour le diamètre, de 20mm ou 24mm respectivement pour la hauteur. Pour les matériaux raides à très raides, le diamètre de l'éprouvette pourra être réduit, sans être inférieur à 35mm, afin d'atteindre des contraintes supérieures à 1.6MPa, le bâti doit être adapté en conséquence.

4.5.21. Réservoir

Un réservoir sert de bac d'imbibition muni d'un logement recevant la bague œdométrique.

4.5.22. Disques drainants

Deux disques drainant, rigides, plans (pierres poreuses) sont éventuellement reliés à des orifices pour la circulation des fluides. Ils se trouvent aux extrémités supérieures et inférieures de l'œdomètre, et permettent le drainage pendant la consolidation. Ils sont faites de corindon fritté ou de bronze poreux, le diamètre de la pierre poreuse du haut a environ 0.5mm de moins que celui de l'anneau afin que le capuchon ne soit pas coincé par les parois de l'anneau lorsque l'échantillon se déforme sous la charge.

4.5.23. Système de mise en charge

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués. Ce système est adapté à la réalisation des essais classiques de chargement par paliers (Figure 4.15).



Figure 4.15: Œdomètres avec les accessoires

4.5.24. Bâti

Comprenant essentiellement un levier qui transmet les charges, le bâti de consolidation doit être stable, rigide et doit appliquer les charges suivant l'axe du piston. Ces exigences étant satisfaites, il admet de nombreuses variantes de forme et de gabarit. Le modèle courant, comporte le bras de levier est de rapport 9.10 et 11. Le bâti, quasi indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule œdométrique et maintient la base horizontale.

4.5.25. Dispositif d'application de l'effort sur l'éprouvette

Le système mécanique qui est le plus utilisé au laboratoire géotechnique, permet de répartir verticalement l'effort de compression appliqué sur l'éprouvette de matériau avec une incertitude de 2% et de la maintenir constante, par l'intermédiaire d'un cylindre rigide diamètre très légèrement inférieur à celui de l'éprouvette (50-70mm) afin de coulisser librement sans jeu ni frottement. Dans le cas d'utilisation d'un piston, ce dernier doit posséder en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort axial; due au chargement des poids sur le plateau (Figure 4.16).

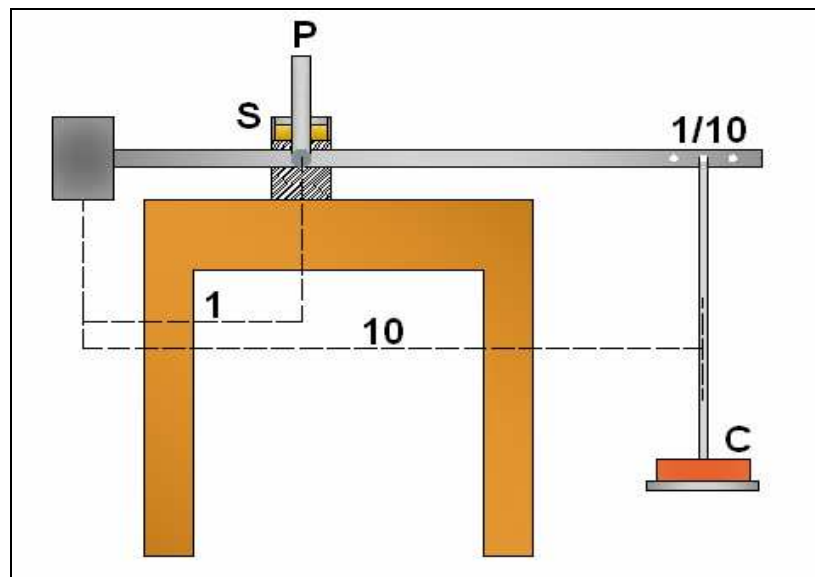


Figure 4.16: Dispositif de chargement

C : Charge appliquée

S : Section de l'éprouvette

P : Pression due à la charge C

$$P = (C/S) \times 10$$

Ainsi que 10 est l'inverse du mode de chargement 1/10

4.5.26. Poids

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série. Chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète. Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier.

Les poids doivent être conçus pour transmettre à l'éprouvette une contrainte verticale moyenne pouvant atteindre au moins 1.6MPa à charge maximale et une contrainte inférieure à 10kPa sous son poids propre.

4.5.27. Matériel complémentaire

Le matériel complémentaire comprend:

1. Une meule à découper les étuis contenant les carottes de sol.
2. Une balance précise à 0.1g, portée de 500g au minimum, pour la mesure des teneurs en eau et des masses volumiques.
3. Une étuve
4. Un calibre donnant le diamètre de l'éprouvette à découper
5. Cordes a piano, scies à fils, à métaux, à bois, et couteaux divers etc, pour tailler des éprouvette de consistance variée
6. Des comparateurs au centième de millimètre ayant une course de 10mm. Pour les sols très compressibles, des comparateurs de même précision ayant une course de 20mm, environ.
7. Un chronomètre donnant la seconde.
8. Un thermomètre.
9. Un réglé de 100mm environ, gradue au demi - millimètre.
10. Des coupelles tarées, en aluminium, pour la mesure des teneuses en eau.
11. Du papier filtre

4.5.28. Précautions concernant le moule œdométrique

Il faut prendre les précautions suivantes concernant le moule œdométrique:

1. Connaître, une fois pour toute, la profondeur exacte du logement du moule, pour les 2 positions de la goupille de blocage.
2. Avant de goupiller le piston, s'assurer qu'il coulisse librement dans le cylindre. S'assurer du bon fonctionnement de l'étanchéité du joint.
3. Désaérer la pierre poreuse de la base du moule en versant de l'eau distillée dans le conduit d'eau jusqu'à débordement dans la base. Les bulles d'air sont évacuées par un purgeur ou par succion.
4. Laisser tremper dans l'eau la pierre poreuse du piston pendant une demi-heure au moins.

5. Toujours mettre un papier filtre entre l'éprouvette et les deux pierres poreuses pour conserver la porosité de celles-ci.
6. Avant de visser le collier de serrage, s'assurer par une légère rotation que le cylindre s'appuie bien sur le fond de la base.
7. Bien visser le collier de serrage à l'aide des deux broches mais sans écraser au maximum le joint d'étanchéité.
8. Bien serrer les comparateurs dans leur support et s'assurer du libre mouvement des palpeurs.
9. Vérifier l'équilibre du bras de levier.

4.6. Etude expérimentale

4.6.1. Préparation de l'éprouvette soumise à l'essai

a. Fabrication de l'éprouvette

L'intérieur de la bague de l'œdomètre utilisé, de diamètre D égale à 50.04mm, est légèrement enduit de graisse non dégradable par l'eau. L'échantillon est mis dans la cellule œdométrique ensuite, il est arasé sur les deux faces parallèles de la bague puis pesée.

b. Propriétés de l'éprouvette

Peser l'éprouvette, calculer le poids totale avant l'essai, le poids total sec après passage de l'éprouvette à l'étuve, ainsi que le poids de la tare. Ces mesures sont prise pour le calcul de la teneur en eau finale et de la hauteur des plaines.

c. Mise en place de l'éprouvette

L'éprouvette et sa bague de découpage, de caractéristiques géométriques connues, sont introduites dans la cellule œdométrique entre les deux disques drainants. Le dispositif de répartition de l'effort sur l'éprouvette est placé au contact de l'éprouvette et le système de mesurage de la variation de hauteur de l'éprouvette est mis en place. Alors que l'éprouvette n'est soumise qu'à la contrainte due uniquement au dispositif d'application de la charge, le réservoir de saturation est rempli d'eau à la température ambiante.

4.6.2. Exécution de l'essai

a. Saturation de l'éprouvette

Le moule étant mis sur le bâti de consolidation, l'éprouvette est saturée en remplissant réservoir à ras - bord d'eau distillée, ainsi que le piston creux jusqu'au niveau du trou de goupille.

b. Chargement de l'éprouvette

Après saturation de l'éprouvette, on commence le chargement, pendant toute la durée de l'essai on a pris le soin de conserver l'éprouvette submergée. La charge maximale à appliquer à l'éprouvette dépend de la nature du sol et des charges réelles que l'on veut lui faire supporter in situ. Pour notre cas on a pris la charge maximale de 4.00 bars. L'observation de la variation de hauteur ΔH de l'éprouvette commence. Dès lors, de l'application des charges sur l'éprouvette.

c. Charges successives

Nous avons appliquée successivement toutes les 24 heures les charges suivantes: 0.25; 1; 2; 4 (kg), les lectures des tassements sont faites sous chaque charge.

d. Déchargement

Après 24 heures de l'application de la dernière charge de 4Kg, On a enlevé des poids afin de 24 heures plus tard, On a pris les lectures aux comparateurs. Après la dernière lecture, On a enlevé rapidement l'éprouvette du moule en la chassant de son logement à l'aide du piston, sécher l'eau de surface avec un papier filtre, peser et placer l'éprouvette dans l'étuve pour la détermination de la teneur en eau finale w_f .

4.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les caractéristiques physiques du sable naturel de Chlef obtenus par les essais d'identification et classification des sols et les caractéristiques des ajouts en caoutchouc utilisés dans le renforcement du sol, ainsi que l'appareillage utilisé pour l'étude du comportement mécanique du sable. Dans le chapitre suivant, des essais de cisaillement direct et des essais œdométriques du sol amélioré et non amélioré sera effectuée afin d'étudier le comportement du sol, en mettant l'accent sur l'influence des poudrettes en caoutchouc sur la résistance des sols à l'aide des essais effectués à la boîte de cisaillement et à l'œdomètre.

Chapitre 5:

Présentation et interprétation des résultats d'essais

Chapitre 5:
Présentation et interprétation des résultats
d'essais

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente une interprétation détaillée de l'effet des poudrettes en caoutchouc sur le comportement du sable naturel de Chlef. Les échantillons sont préparés en mixant le sable naturel de Chlef avec des poudrettes en caoutchouc à différents pourcentages variant de 0, 10, 20 et 30%. Les essais ont été réalisés à la boîte de cisaillement et à l'œdomètre localisés au sein du laboratoire de mécanique des sols du département de génie civil de l'université Hassiba BenBouali de Chlef et dont les détails sont mentionnées dans le chapitre 4. Ainsi les essais ont été effectués à deux différentes densités relatives. Le premier réalisé sur un sol lâche pour une densité relative de $D_r = 25\%$ et le deuxième étant réalisé sur un sol dense pour $D_r = 75\%$. Les contraintes normales initiales appliquées au cours des essais sont respectivement: $\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa. Des essais œdométriques ont été aussi réalisés sur des mélanges sable-poudrettes.

5.2. Présentation et discussion des résultats

Nous présentons dans ce paragraphe les différents graphes obtenus comportant l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal, contraintes de cisaillement en fonction du pourcentage de poudrettes en caoutchouc, ainsi que l'obtention des droites de Coulomb traçant l'enveloppe des cercles de Mohr et qui donnent la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

5.2.1. Effet de la contrainte normale initiale

5.2.1.1. Essais à l'état lâche ($D_r = 25\%$)

a. Sable non renforcé (0% de poudrettes)

La figure 5.1 représente les résultats des essais effectués à l'état lâche, sur le sable de Chlef non renforcé (0% de poudrettes) pour différentes contraintes normales initiales. On constate d'après la figure 5.1a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance (figure 5.1b) pour les trois contraintes normales appliquées de 50, 150 et 300 kPa. La figure 5.1c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne est droite qui ne passe pas par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + c$.

Où: τ : Contrainte de cisaillement maximale, σ_n : Contrainte normale;
 ϕ : L'angle de frottement interne, c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

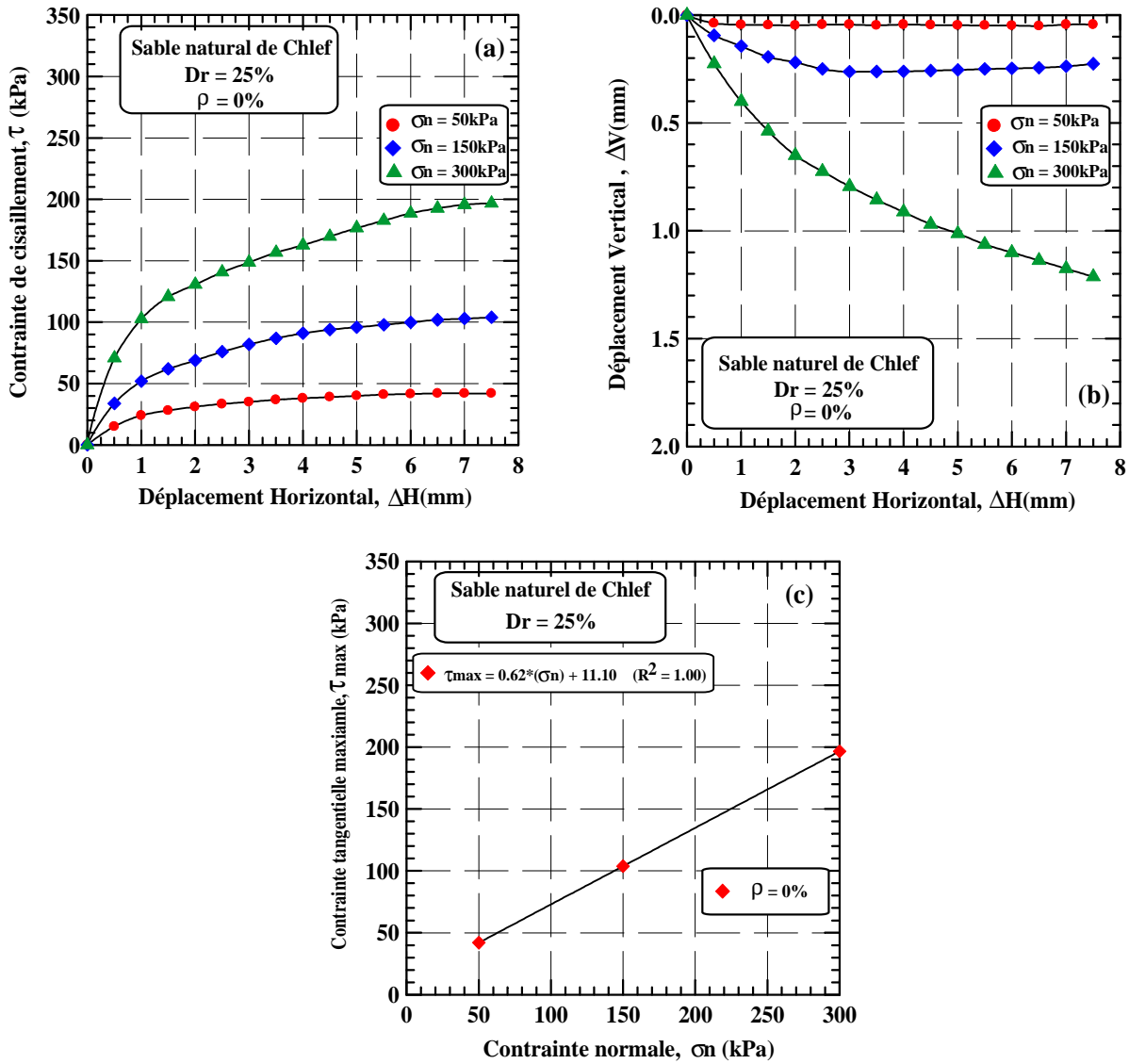


Figure 5.1: Comportement du sable de Chlef non renforcé (0% de chaux) à l'état lâche
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

b. Sable renforcé par 10% de poudrettes

La figure 5.2a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation axiale pour les mélanges sable plus 10% de poudrettes pour les échantillons préparés à l'état lâche et pour différentes contraintes normales initiales. On remarque un comportement similaire à celui du sable non renforcé, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale. Cette augmentation est supérieure au sable non renforcé. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance (figure 5.2b) pour les trois contraintes normales appliquées de 50, 150 et 300 kPa. La figure 5.2c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

Où: τ : Contrainte de cisaillement maximale, σ_n : Contrainte normale;

ϕ : Angle de frottement interne, c : Cohésion (ordonnée à l'origine).

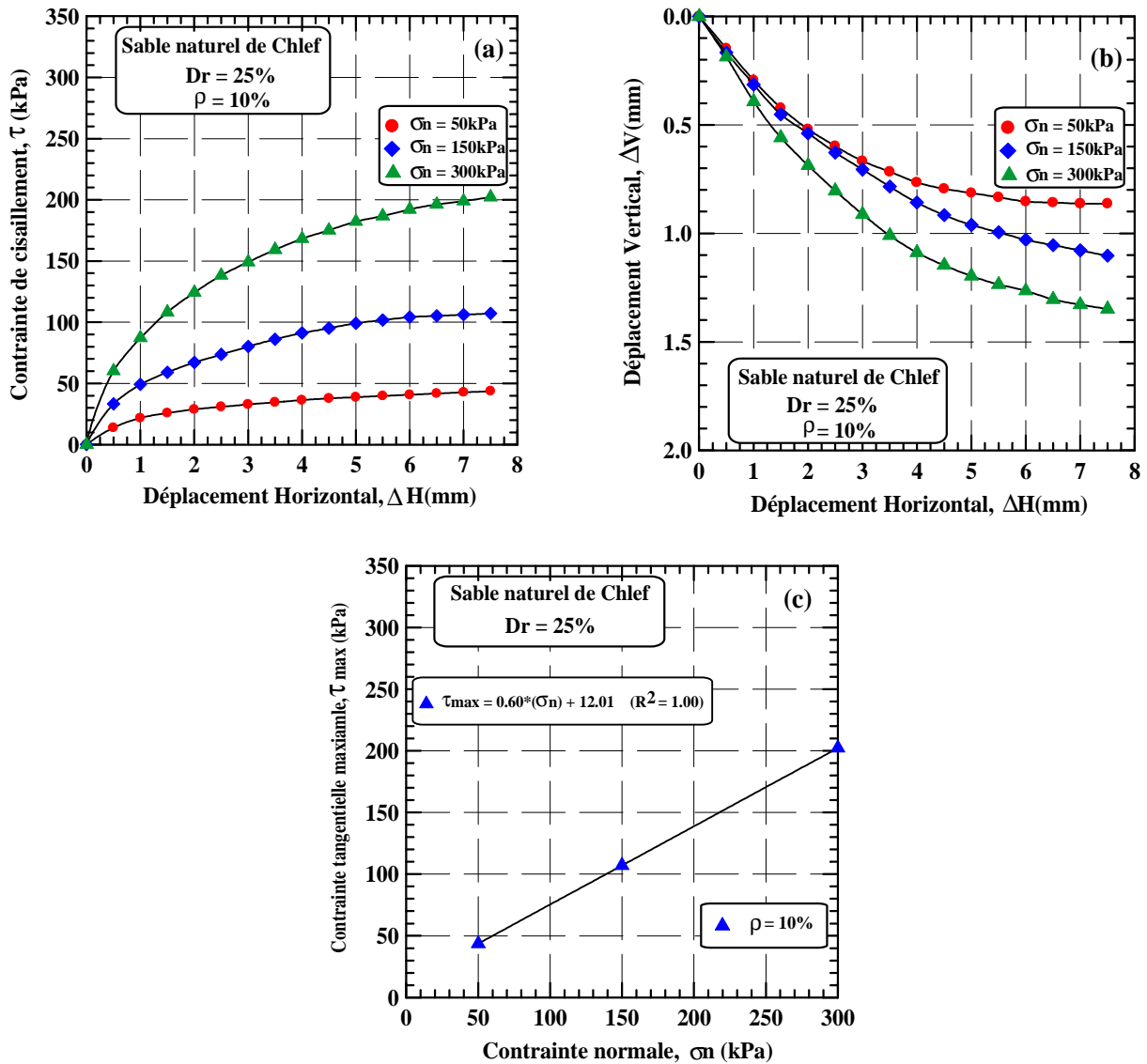


Figure 5.2: Comportement du sable de Chlef renforcé par 10% de poudrettes à l'état lâche
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

c. Sable renforcé par 20% de poudrettes

La figure 5.3a résume l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable naturel de Chlef et 20% de poudrettes. On constate d'après cette figure que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Cette augmentation est supérieure à celle du mélange sable avec 10% de poudrettes). Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance (figure 5.3b) pour les trois contraintes normales appliquées de 50, 150 et 300 kPa. La figure 5.3c montre le chemin de contraintes dans le

plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg \phi + c$.

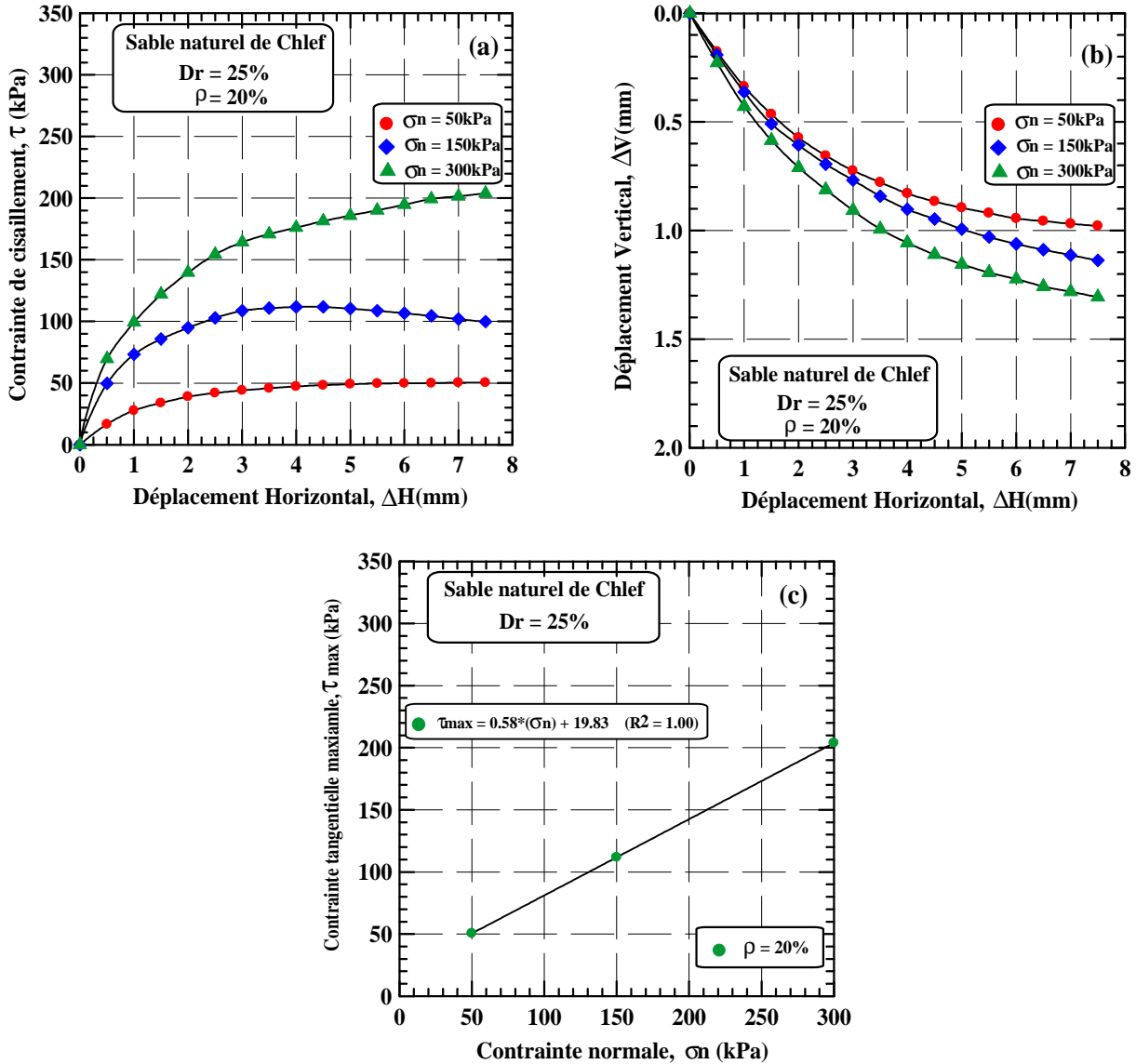


Figure 5.3: Comportement du sable de Chlef renforcé par 20% de poudrettes à l'état lâche
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

d. Sable renforcé par 30% de poudrettes

La figure 5.4a résume l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mixage du sable de Chlef naturel et 30% de poudrettes. Les résultats portés dans cette figure permettent de mettre en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance (figure 5.4b) pour les trois contraintes normales appliquées de 50, 150 et 300 kPa. La figure 5.4c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui ne passe

par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$. Donc, on peut constater pour la série des essais sur échantillons à l'état lâche, une augmentation de la résistance jusqu'à un pourcentage de 20% suivie d'une diminution de contrainte tangentielle. Au delà de ce pourcentage appelé seuil optimal de poudrettes pour les différents échantillons fabriqués à l'état lâche, ce seuil à été localisée à 20% de poudrettes.

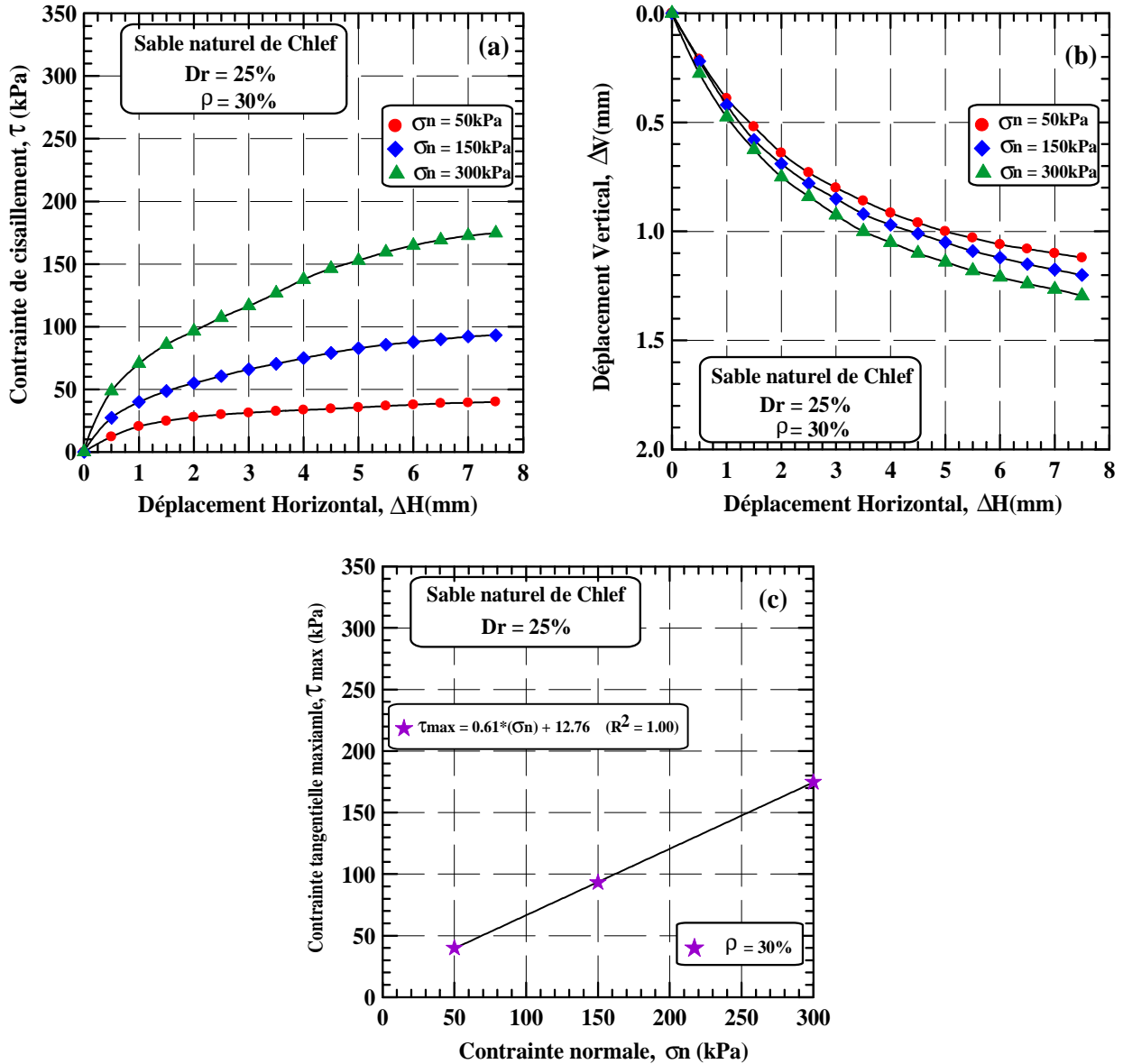


Figure 5.4: Comportement du sable de Chlef renforcé par 30% de poudrettes à l'état lâche
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

5.2.1.2. Essais à l'état dense ($D_r = 75\%$)

a. Sable non renforcé (0% de poudrettes)

La figure 5.5 représente les résultats des essais effectués à l'état dense, sur le sable de Chlef non renforcé pour différentes contraintes normales. On constate d'après la figure 5.5a que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance pour la contrainte normale de 150 et 300 kPa par contre pour la contrainte normale 50 kPa, on note une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure 5.5b). La figure 5.5c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg \phi + c$.

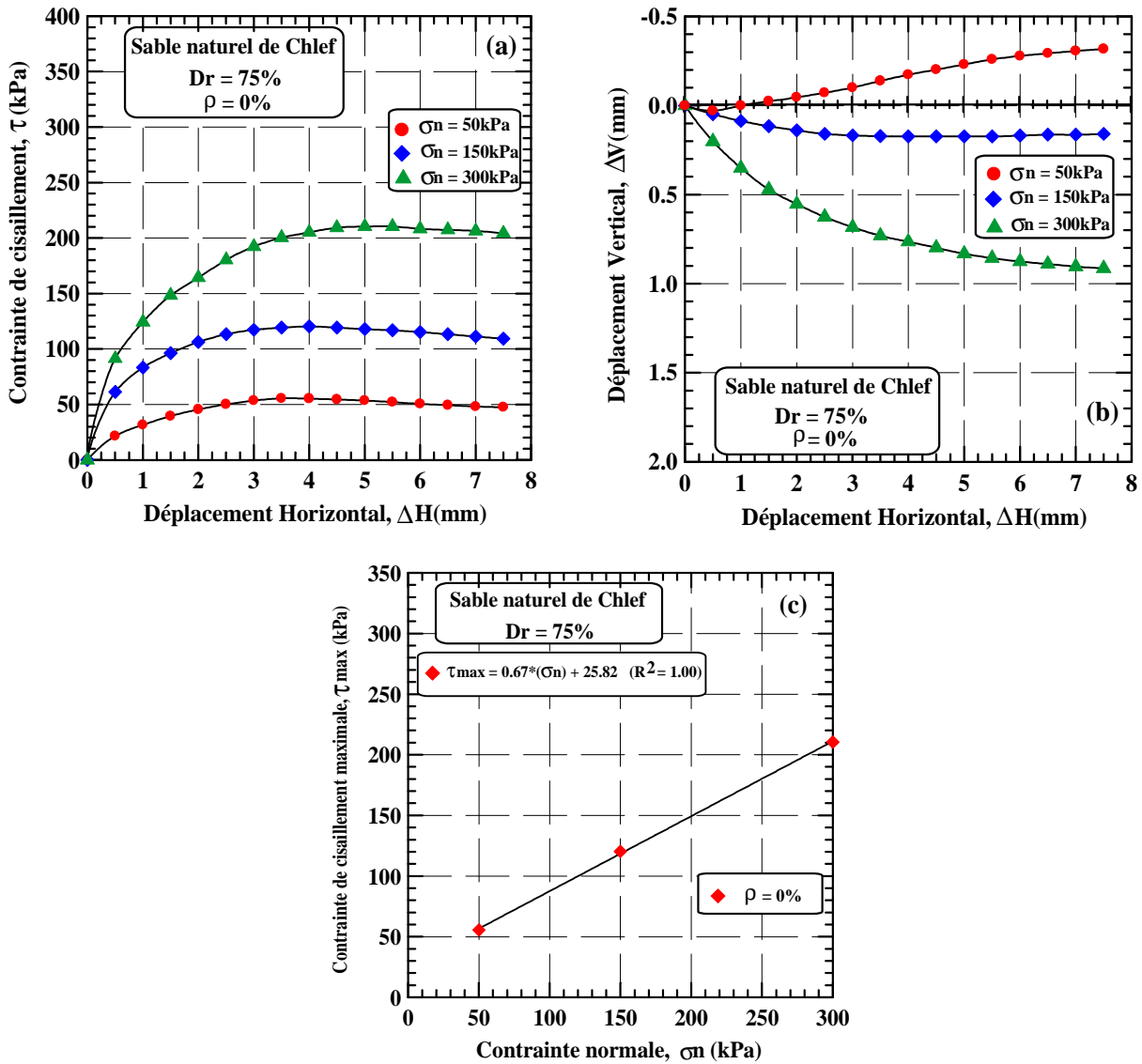


Figure 5.5: Comportement du sable de Chlef non renforcé (0% de chaux) à l'état dense
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

b. Sable Renforcé par 10% de poudrettes

La figure 5.6a illustre la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un mélange sable de 10% de poudrettes pour les échantillons préparés à l'état dense et pour différentes contraintes normales. On remarque un comportement similaire à celui du sable non renforcé, à savoir une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la contrainte normale initiale, avec la différence que cette augmentation est supérieure au sable non renforcé. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance pour la contrainte normale de 300 kPa par contre pour la contrainte normale 50 et 150kPa, on note une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure 5.6b). La figure 5.6c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ , σ_n), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

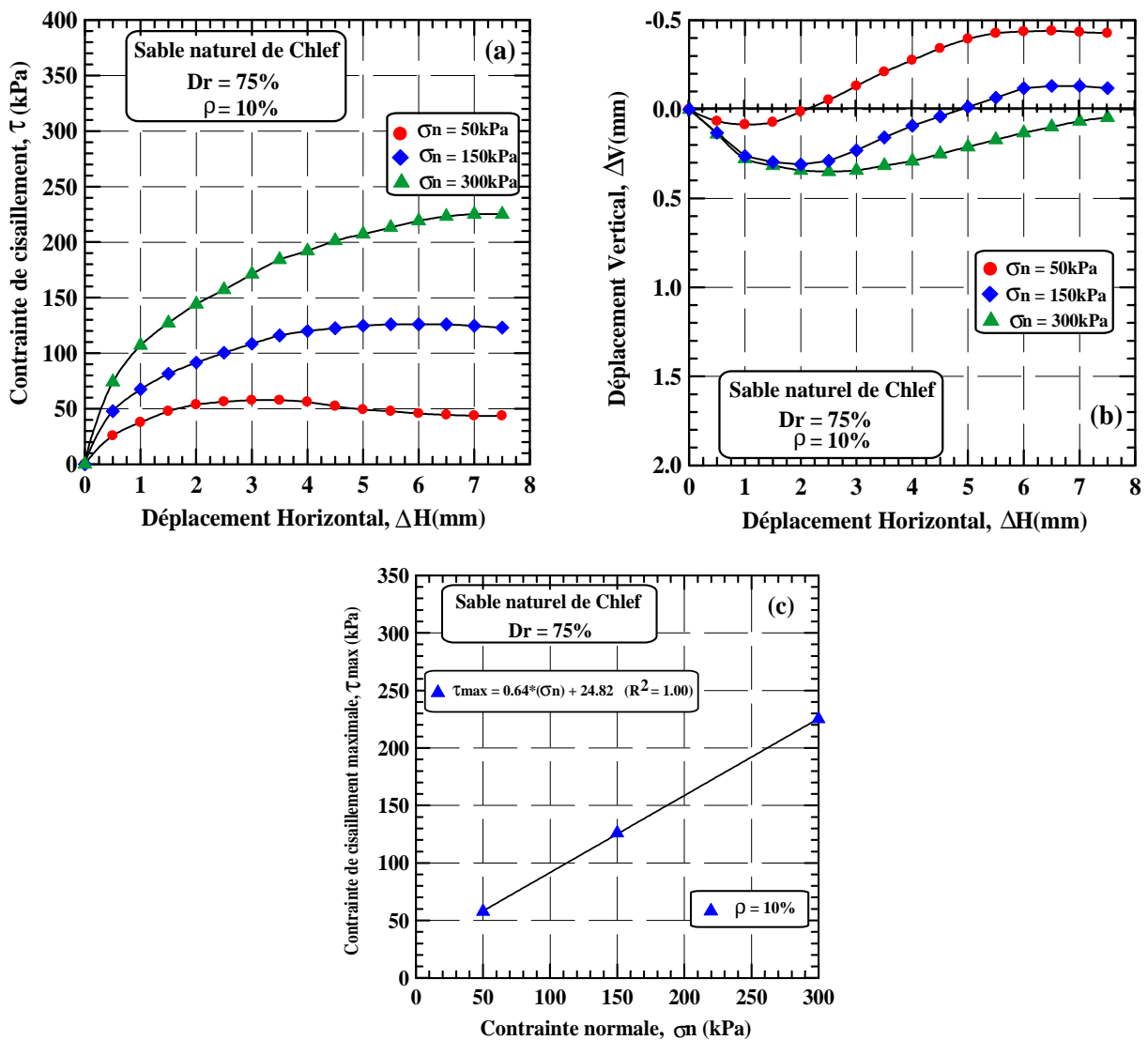


Figure 5.6: Comportement du sable de Chlef renforcé par 10% de poudrettes à l'état dense
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

c. Sable renforcé par 20% de poudrettes

La figure 5.7a résume l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef naturel et 20% de poudrettes. On constate d'après ces figures que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance pour la contrainte normale de 150 et 300 kPa par contre pour la contrainte normale 50 kPa, on note une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure 5.7b). La figure 5.7c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ , σ_n), on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

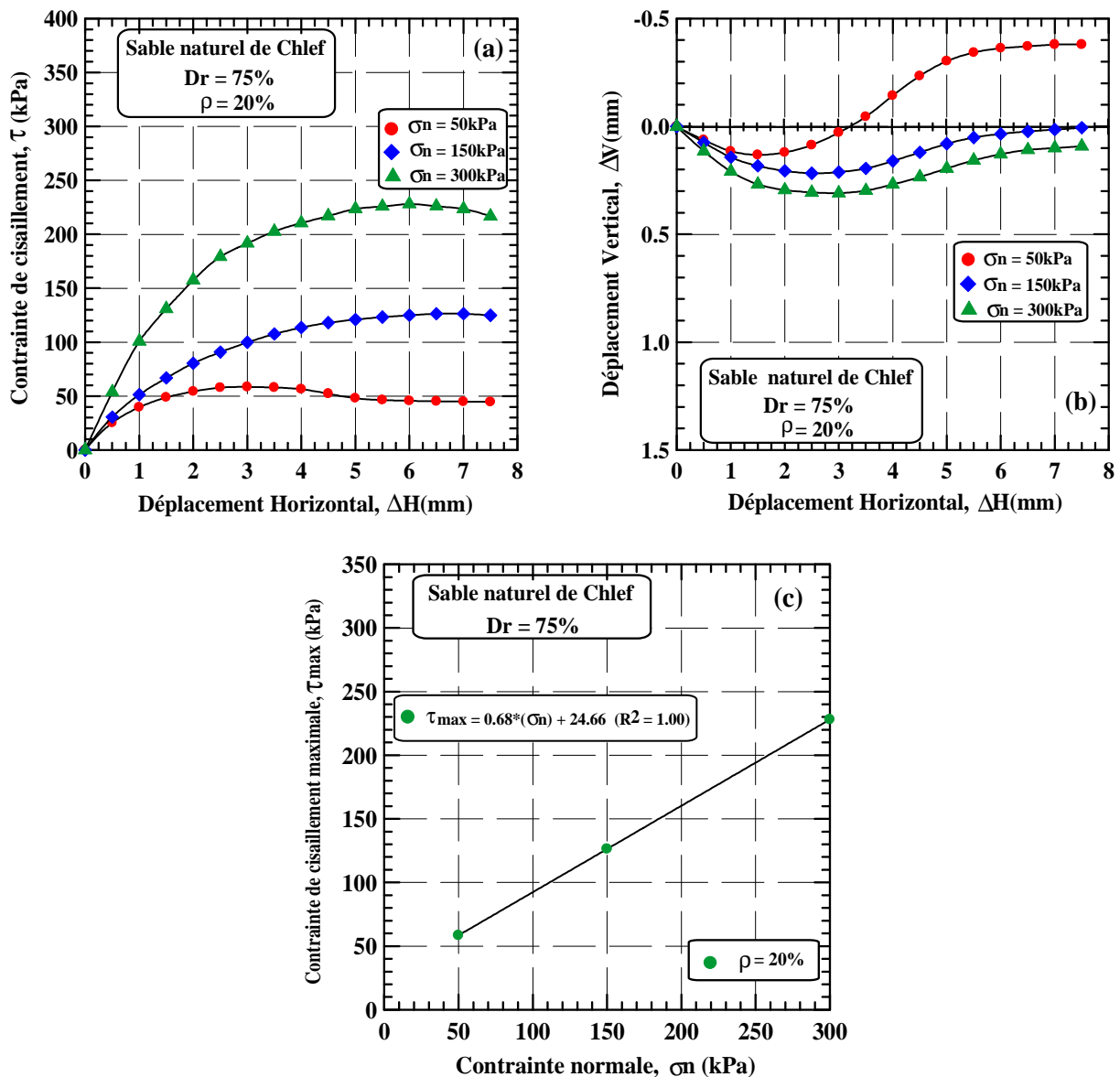


Figure 5.7: Comportement du sable de Chlef renforcé par 20% de poudrettes à l'état dense
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

d. Sable renforcé par 30% de poudrettes

La figure 5.8a résume l'évolution du comportement des échantillons préparés par un mélange du sable de Chlef naturel et 30% de poudrettes. Les résultats portés dans ces figures permettent de mettre en évidence une importante constatation, à savoir un retour à la baisse de la résistance au cisaillement. Les courbes de déformations correspondantes présentant une phase de contractance pour la contrainte normale de 300 kPa par contre pour la contrainte normale 50 et 150 kPa, on note une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure 5.8b). La figure 5.8c montre le chemin de contraintes dans le plan (τ, σ_n) , on constate que cette ligne droite qui ne passe par l'origine qui a pour équation: $\tau = \sigma_n \cdot tg\phi + c$.

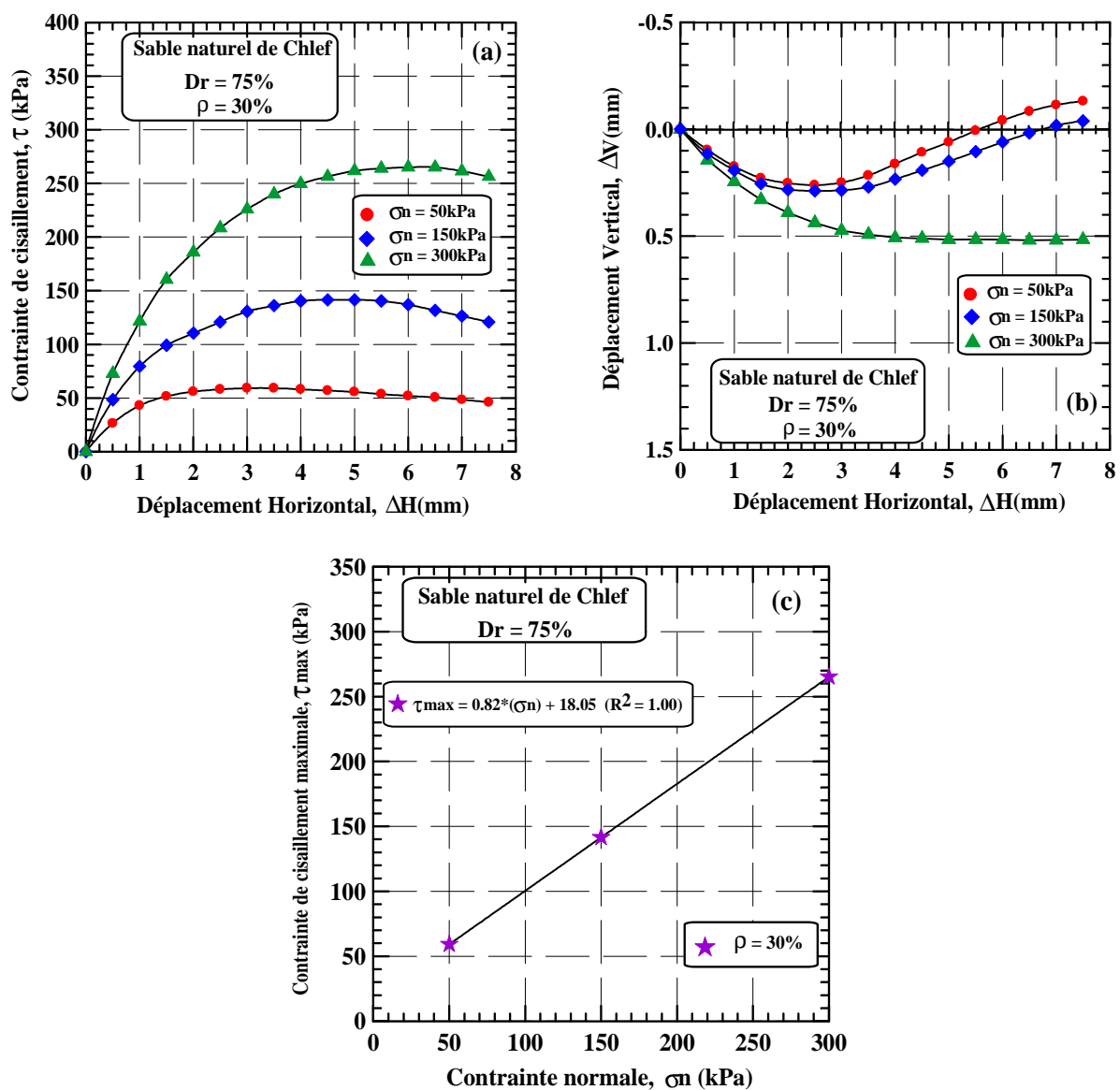


Figure 5.8: Comportement du sable de Chlef renforcé par 30% de poudrettes à l'état dense
 (a) Variation de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement horizontal
 (b) Variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal
 (c) Variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale.

On peut constater pour la série des essais sur des échantillons à l'état dense, une augmentation de la résistance au cisaillement du sol jusqu'à un pourcentage de 20% de poudrettes en caoutchouc suivie d'une diminution de la résistance au cisaillement au delà de ce pourcentage appelé seuil optimal de poudrettes en caoutchouc. Les résultats des figures ci-dessus montrent que l'augmentation de la contrainte normale initiale améliore la résistance au cisaillement des échantillons pour les deux états de densité. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs (Costas et al. 2014; Pradhan et al. 2012; Mousa et al. 2010).

5.2.2. Effet de l'ajout des poudrettes sur la résistance maximale (τ_{\max})

Les figures 5.9 et 5.10 montrent l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en poudrettes en caoutchouc pour les états lâche et dense. On peut remarquer à partir de ces figures, une amélioration du comportement du sol avec l'augmentation de la densité relative pour les trois contraintes normales initiales de 50, 150 et 300 kPa. On peut constater aussi que pour tous les états de densité, une nette amélioration de l'évolution de la résistance au cisaillement pour les mélanges variant de 0% à 20% de poudrettes, ensuite une baisse de cette résistance avec l'augmentation de la teneur en poudrettes (30% de poudrettes) pour la densité lâche de 25%, par contre on note une augmentation de la résistance pour la densité forte de 75%. Ces phases d'augmentation et diminution de résistance sont beaucoup plus prononcées pour la contrainte normale initiale de 300 kPa.

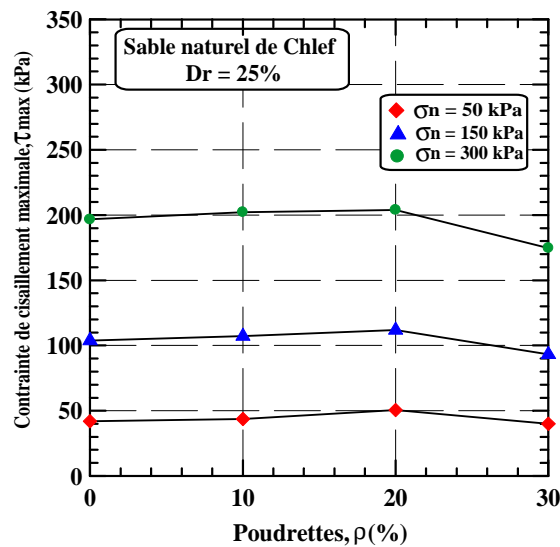


Figure 5.9: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{\max}) en fonction du pourcentage de poudrettes des échantillons lâches ($D_r = 25\%$) ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).

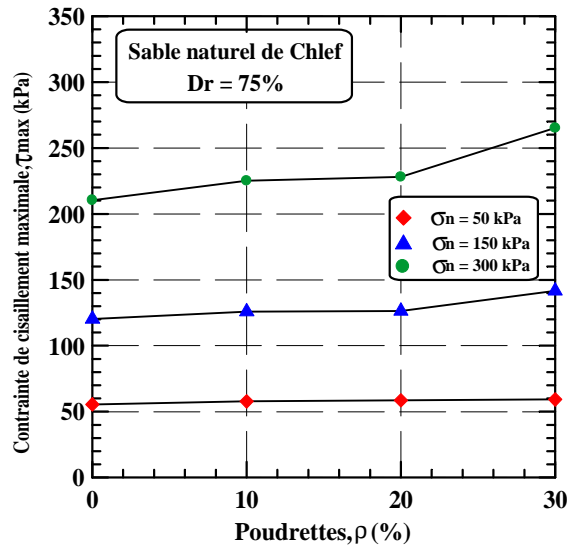
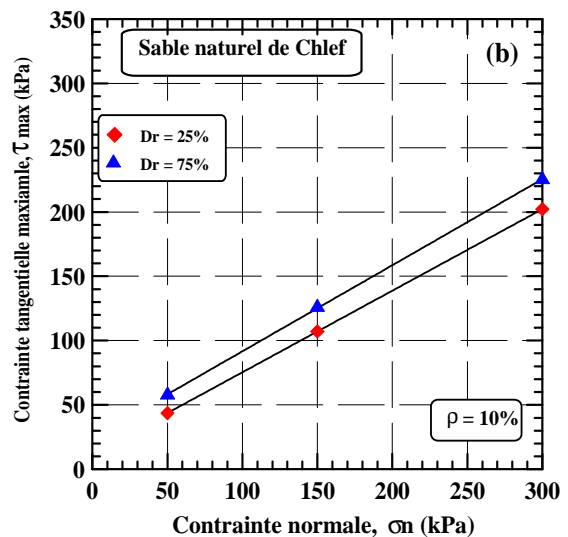
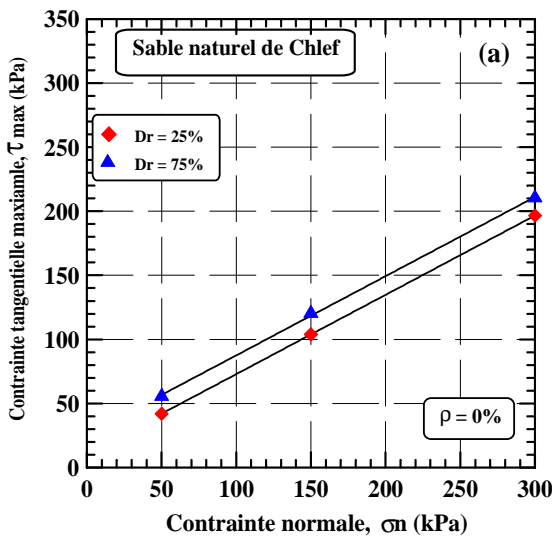


Figure 5.10: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) en fonction du pourcentage de poudrettes des échantillons denses ($Dr = 75\%$) ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).

5.2.3. Effet de la densité relative

La figure 5.11 montre l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale initiale appliquée de 50, 150 et 300 kPa pour les deux densités relatives de 25% (état lâche) et 75% (état dense) et pour différentes teneurs en poudrettes. Cette figure montre clairement que cette résistance au cisaillement est nettement supérieure pour la densité de 75% (densité forte) que celle de la densité de 25% (densité lâche) pour les trois contraintes normales et pou différentes teneurs en poudrettes.



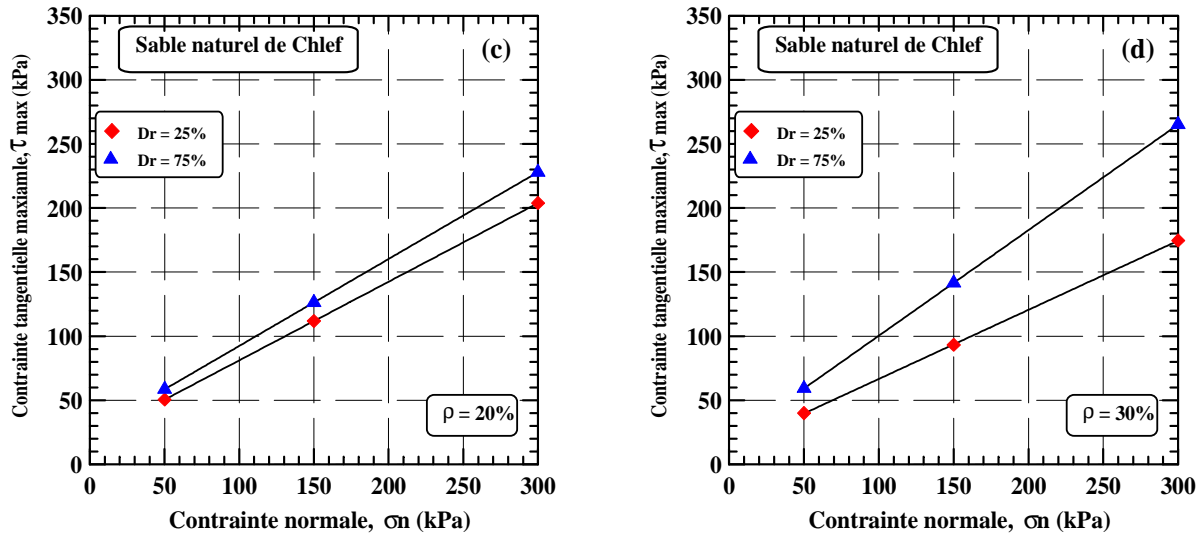


Figure 5.11: Variation de la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) en fonction de la densité initiale et du pourcentage de poudrettes ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa).

5.2.4. Effet des ajouts sur le comportement du sable

La figure 5.12a, 5.12b et 5.12c illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges lâches de sable et les pourcentages en poudrettes variant de 0, 10, 20 et 30% soumis à des contraintes normales initiales variant entre 50 kPa (figure 5.12a), 150 kPa (figure 5.12b) et 300 kPa (figure 5.12c). On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 20% de poudrettes, suivie d'une baisse continue pour de mélange de 30% de poudrettes. Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale initiale.

La figure 5.13a, 5.13b et 5.13c illustrent les variations du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, ces courbes montrent un comportement contractant pour les trois contraintes normales appliquées de 50, 150 et 300 kPa.

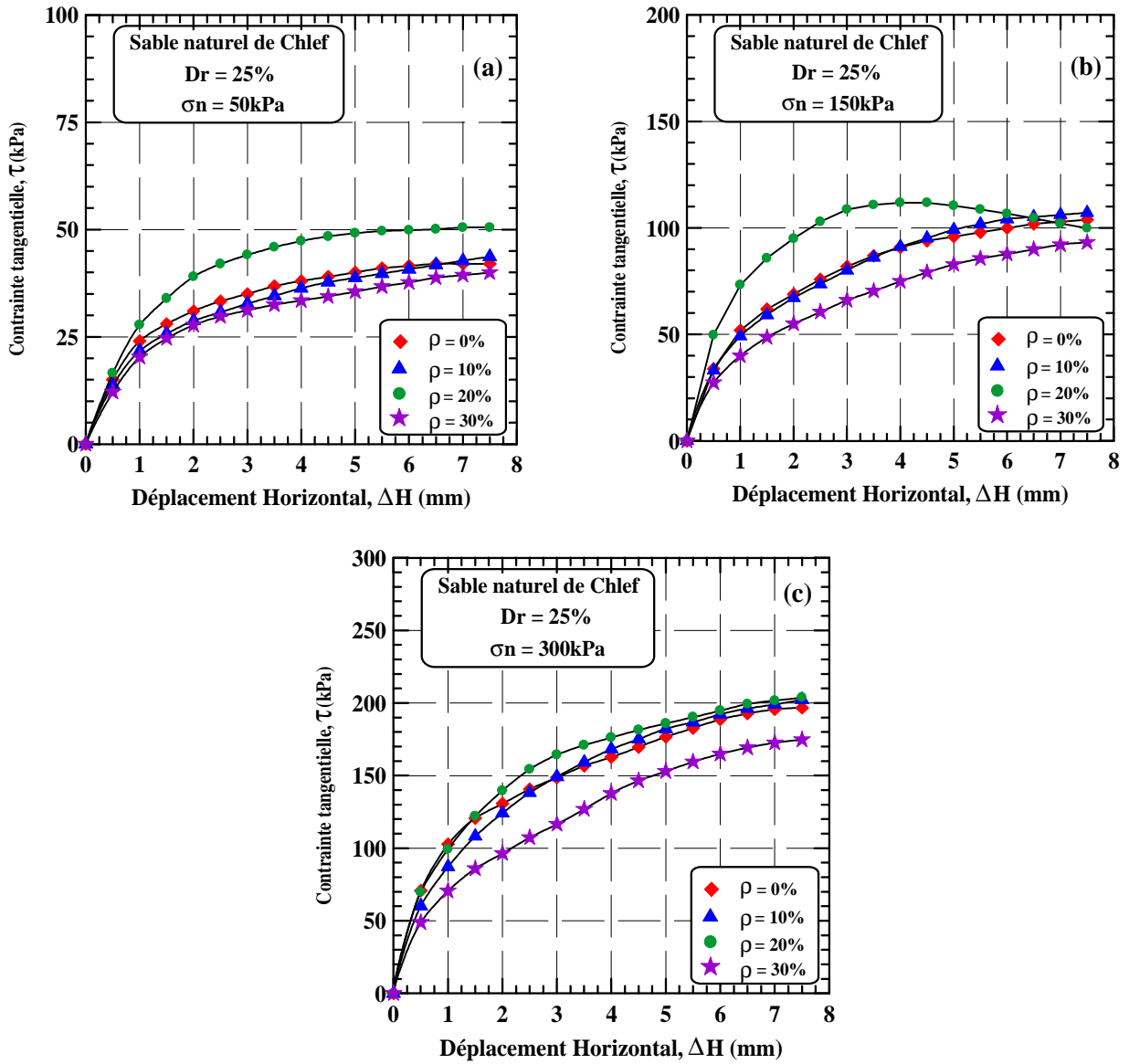
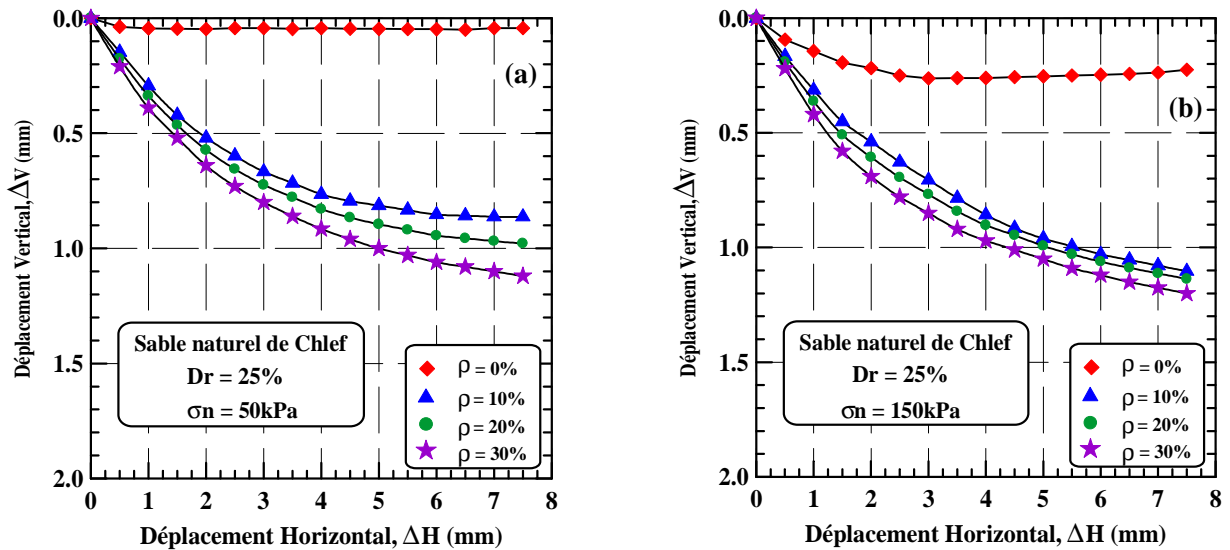


Figure 5.12: Effet des poudrettes sur la résistance au cisaillement du sol lâche ($D_r = 25\%$)
 (a) Contrainte normale: $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$, (b) Contrainte normale: $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$, (c) Contrainte normale: $\sigma_n = 300 \text{ kPa}$.



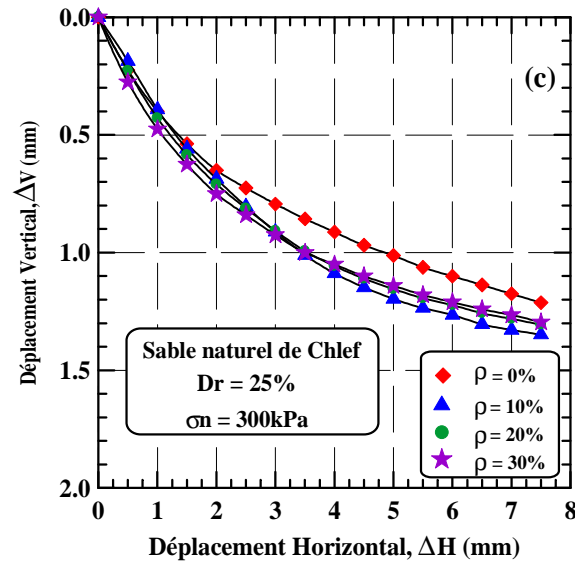


Figure 5.13: Effet des poudrettes sur le déplacement vertical du sol lâche ($D_r = 25\%$)
(a) Contrainte normale: $\sigma_n = 50$ kPa, (b) Contrainte normale: $\sigma_n = 150$ kPa, (c) Contrainte normale:
 $\sigma_n = 300$ kPa.

La figure 5.14a, 5.14b et 5.14c illustrent les variations de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les mélanges denses de sable et pourcentage de poudrettes variant de 0, 10, 20 et 30% soumis à des contraintes normales variant entre 50 kPa (figure 5.14a), 150 kPa (figure 5.14b) et 300 kPa (figure 5.14c). On constate une nette amélioration de la résistance pour les échantillons passant de 0% à 30% de poudrettes. Notons aussi une amélioration de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la contrainte normale. Des comportements similaires ont été observés par Pradhan et al. (2012) et Costas et al. (2014).

La figure 5.15a, 5.15b et 5.15c illustrent les variations du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal, ces courbes montrent un comportement contractant-dilatant pour les contraintes normales appliquées de 50, 150 kPa. Pour la contrainte de 300 kPa, on note un comportement contractant.

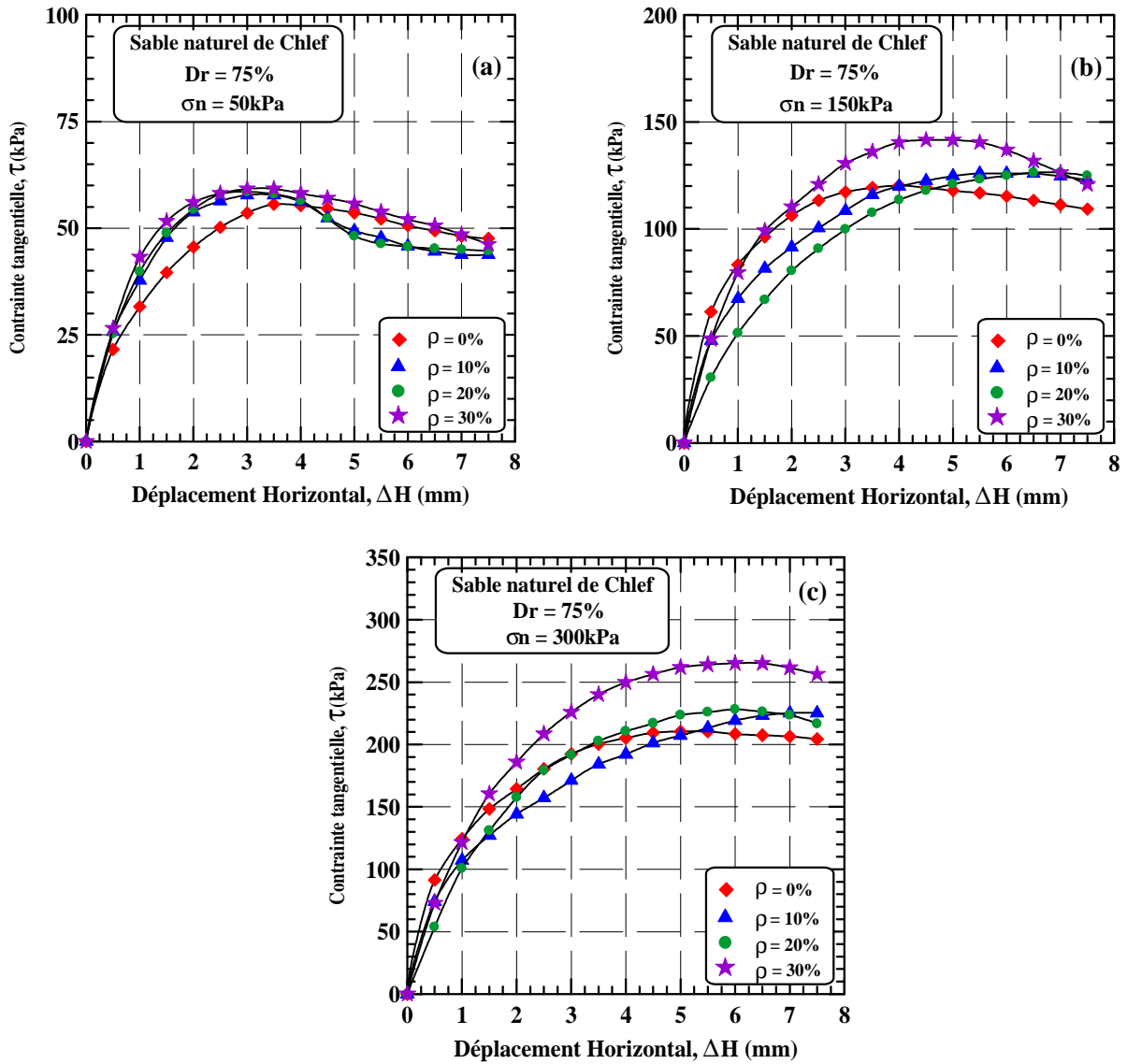
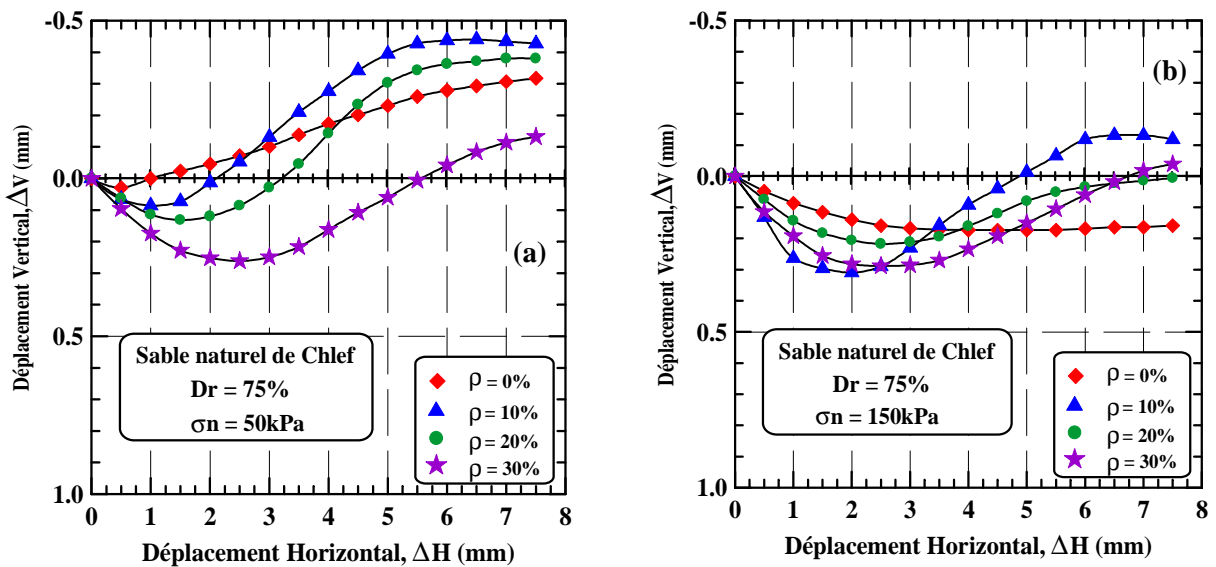


Figure 5.14: Effet des poudrettes sur la résistance au cisaillement du sol dense ($D_r = 75\%$)
 (a) Contrainte normale: $\sigma_n = 50 \text{ kPa}$, (b) Contrainte normale: $\sigma_n = 150 \text{ kPa}$, (c) Contrainte normale: $\sigma_n = 300 \text{ kPa}$.



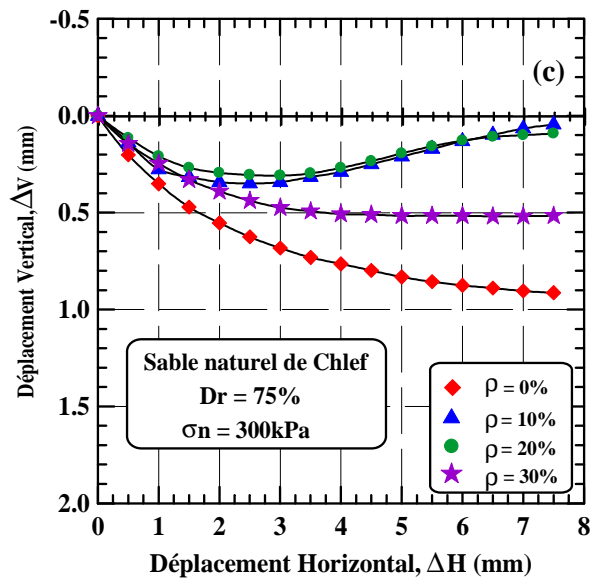


Figure 5.15: Effet des poudrettes sur le déplacement vertical du sol dense ($D_r = 75\%$)
 (a) Contrainte normale: $\sigma_n = 50$ kPa, (b) Contrainte normale: $\sigma_n = 150$ kPa, (c) Contrainte normale: $\sigma_n = 300$ kPa.

La figure 5.16 et 5.17 montrent l'évolution des droites de Mohr-Coulomb en fonction de la teneur des poudrettes en caoutchouc pour les états lâches et denses. On peut remarquer à partir de ces figures, que pour tous les états de densité, une nette amélioration des caractéristiques mécaniques des échantillons pour les mélanges passant de 0% à 20% de poudrettes en caoutchouc suivie d'une baisse de ces caractéristiques avec l'augmentation de la teneur des poudrettes en caoutchouc (30%). On note aussi qu'il y'a une bonne corrélation ente la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) et le pourcentage de poudrettes pour les deux densités relatives ($D_r = 25\%$ et 75%). L'expression suivante est proposée pour évaluer la contrainte tangentielle maximale (τ_{max}) qui est fonction du pourcentage de poudrettes pour le mélange sable de Chlef - poudrettes:

$$\tau_{max} = A * \sigma_n * \tan \phi + B \tag{1}$$

Tableau 5.1 donne les coefficients A, B et le coefficient de détermination (R^2) correspondants au mélange sable de Chlef -poudrettes.

Tableau 5.1: Coefficients A, B et R^2 de l'équation (1)

Matériau	D_r (%)	Poudrettes (%)	A	B	R^2
Sable naturel de Chlef - Poudrettes	25	0	0.62	11.10	1.00
		10	0.60	12.01	1.00
		20	0.58	19.83	1.00
		30	0.61	12.76	1.00
	75	0	0.67	25.82	0.99
		10	0.64	24.82	1.00
		20	0.68	24.66	1.00
		30	0.82	18.05	1.00

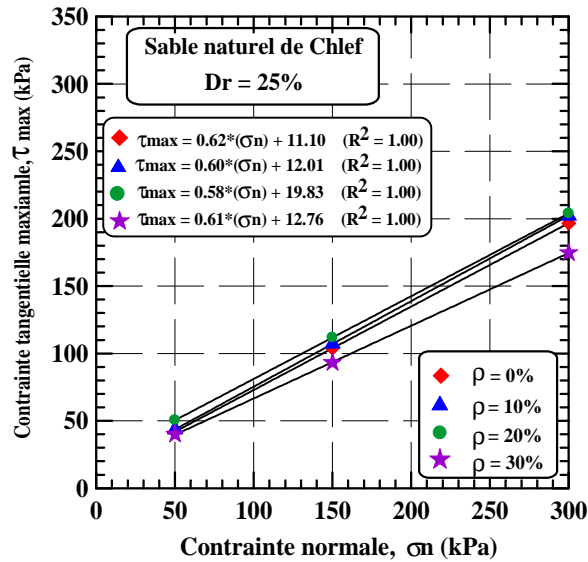


Figure 5.16: Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type $(\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\phi + c)$ pour des échantillons lâches ($D_r = 25\%$).

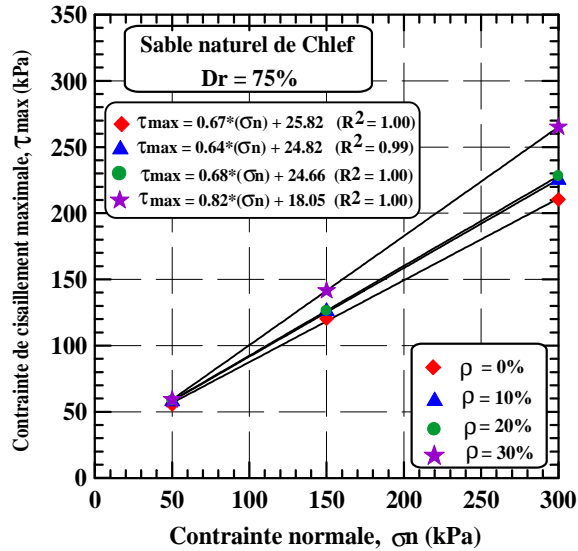


Figure 5.17: Effet du pourcentage des ajouts: Droites de Coulomb de type $(\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\phi + c)$ pour des échantillons denses ($D_r = 75\%$).

5.2.5. Variation des paramètres de cisaillement

5.2.5.1. Variation de la cohésion c

Les résultats des essais concernant la variation de la cohésion en fonction de la teneur en poudrettes sont présentés sur la figure 5.18. Pour les mélanges denses sable avec poudrettes en caoutchouc, on constate une diminution de cette cohésion pour les mélanges lâches, on note une amélioration jusqu'à une teneur de 20% de poudrettes en caoutchouc, suivie d'une baisse de cette cohésion.

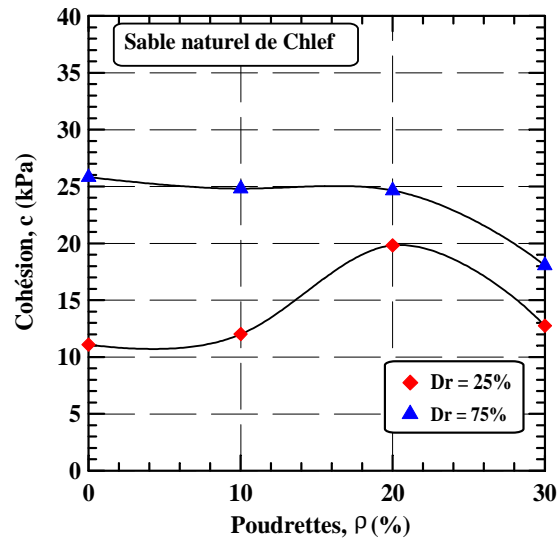


Figure 5.18: Evolution de la cohésion c du sol avec le pourcentage de poudrettes.

5.2.5.2. Variation de l'angle de frottement interne ϕ

Les résultats des essais concernant la variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en poudrettes sont présentés sur la figure 5.19. Pour les mélanges denses sable avec poudrettes, on note une baisse pour 10% de poudrettes ensuite une augmentation de cet angle pour les teneurs de 20 et 30%. Pour l'état lâche, on note aussi une baisse de cet angle pour les teneurs de 10 et 20% pour une remontée de cet angle pour une teneur de 30% de poudrettes en caoutchouc.

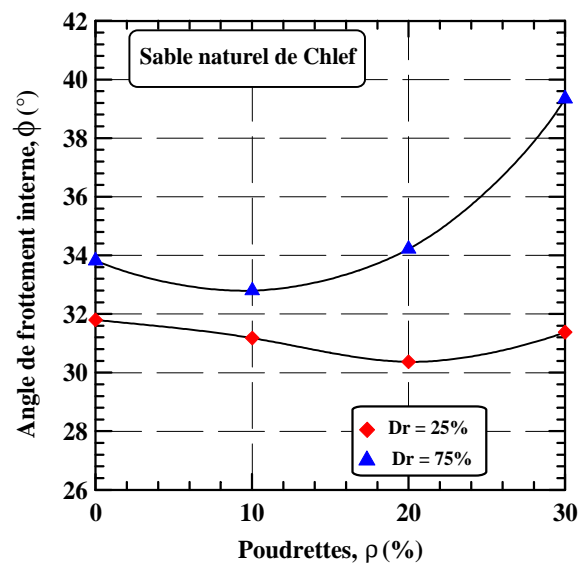


Figure 5.19: Evolution de l'angle de frottement interne ϕ du sol avec le pourcentage de poudrettes.

5.3. Essais de compressibilité à l'œdomètre sur le sable renforcé par des poudrettes

5.3.1. Influence de l'ajout des poudrettes sur les courbes œdométriques

Les courbes de compressibilité à l'œdomètre sont présentées sous forme $(e - \log \sigma)$. Les figures 5.20 à 5.23 montrent la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée pour différentes teneurs en poudrettes variant de 0 à 30%. On peut constater sur ces courbes une phase de chargement et une phase de déchargement. La phase de chargement correspond à la compression de l'échantillon d'où une diminution de l'indice des vides par contre la phase de déchargement correspond au gonflement de l'échantillon et une augmentation de l'indice des vides.

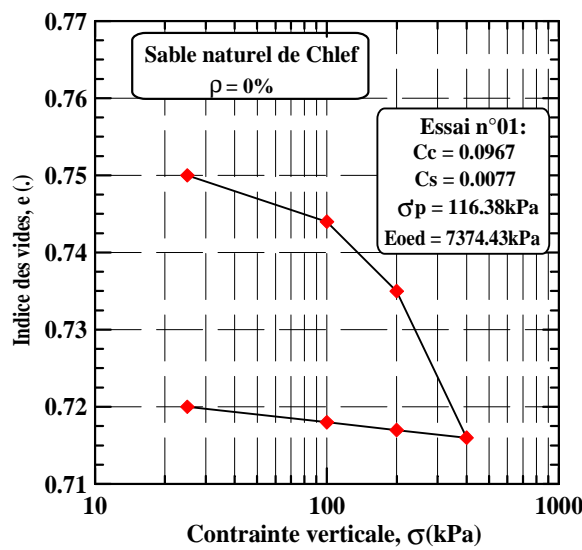


Figure 5.20: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 0%

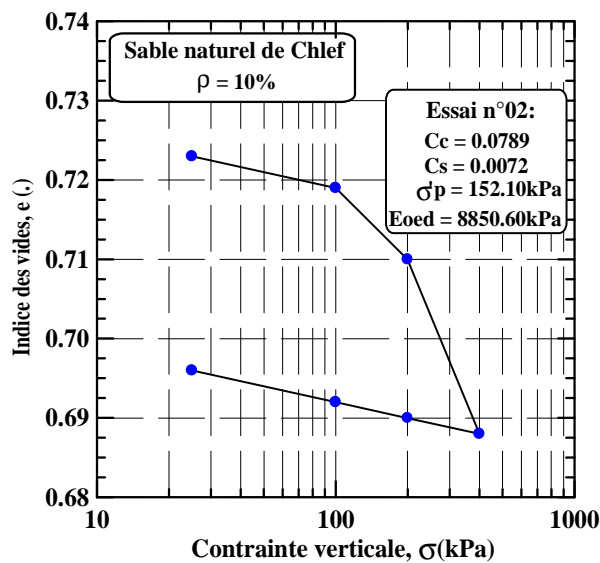


Figure 5.21: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 10%

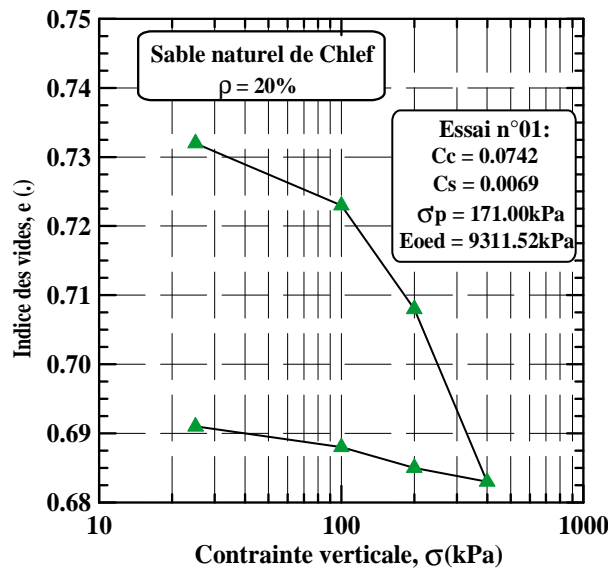


Figure 5.22: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 20%

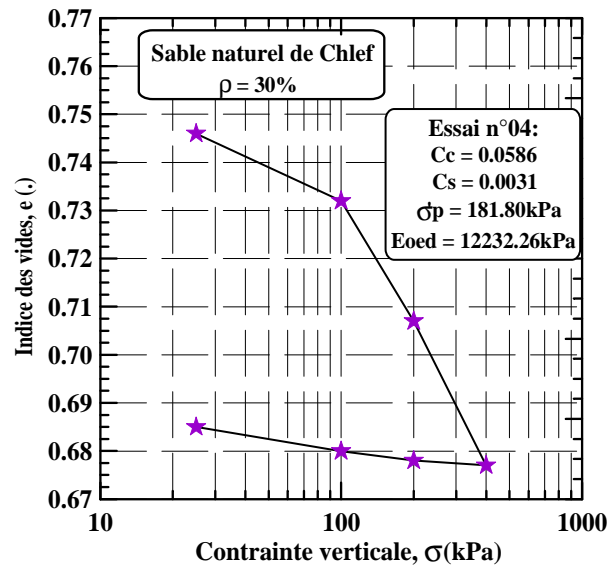


Figure 5.23: Courbe de compressibilité à œdomètre pour une teneur en poudrettes de 30%

5.3.2. Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice des vides et l'indice des vides maximal (e_{max}) de chargement

Les courbes de compressibilité pour différentes teneurs en poudrettes permettent de calculer les indices des vides initiaux (e_0) et l'indice des vides maximal (e_{max}) de chargement pour chaque contrainte verticale appliquée. Les résultats obtenus montrent qu'il y'a une diminution de l'indice des vides (e_0) pour une teneur en poudrettes de 10% suivie d'une réaugmentation avec l'augmentation de la teneur en poudrettes dans le sable (figure 5.24a). Pour l'indice des vides maximal (e_{max}) de chargement, on note une diminution de cet indice avec l'augmentation de la teneur en poudrettes (figure 5.24b).

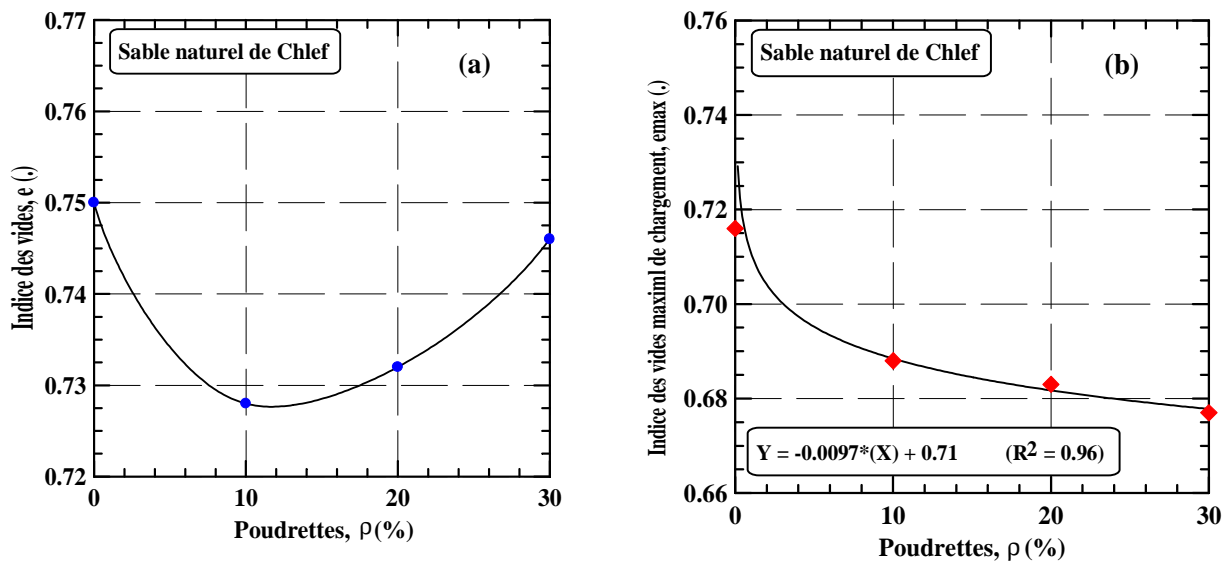


Figure 5.24: Variation de l'indice des vides initial (e) et indice des vides maximal de chargement (e_{max}) avec la teneur en poudrettes

5.3.3. Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de compression (C_c) et de gonflement (C_s)

Les courbes de compressibilité pour différentes teneurs en poudrettes permettent aussi de calculer les indices de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s ou C_g) correspondant à chaque teneur en poudrettes.

On note aussi une diminution de l'indice de compression (C_c) au fur à mesure que la teneur en poudrette augmente (figure 5.25). Concernant l'influence de la poudrette sur l'indice de gonflement (C_s ou C_g), on note aussi une diminution de cet indice au fur à mesure que la teneur en poudrettes augmente (figure 5.26).

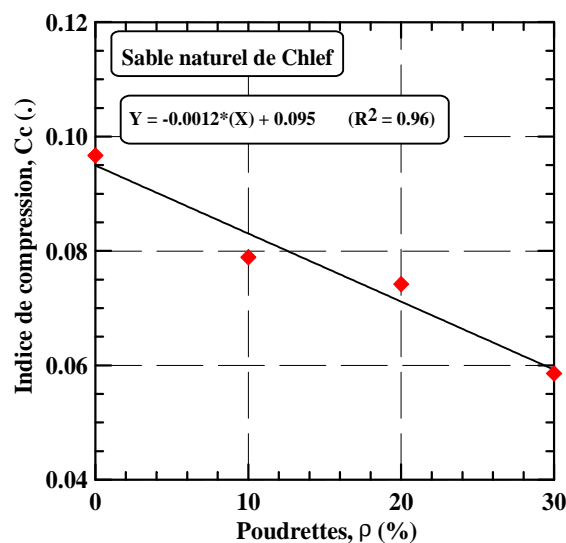


Figure 5.25: Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de compression (C_c)

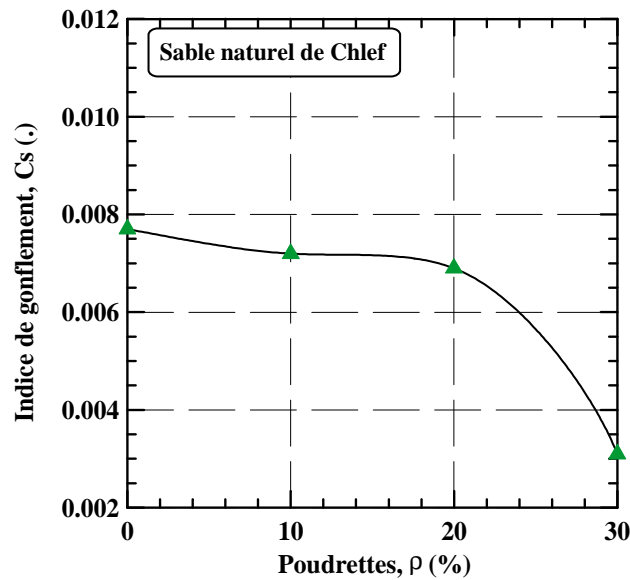


Figure 5.26: Influence de l'ajout des poudrettes sur l'indice de gonflement (C_s)

5.3.4. Influence de l'ajout des poudrettes sur la pression de préconsolidation (σ'_p)

D'après les résultats obtenus, plus la teneur en poudrettes augmente plus la pression de préconsolidation (σ'_p) augmente. On remarque que l'augmentation de la teneur en poudrettes entraîne une augmentation de la pression de préconsolidation (σ'_p). On peut dire que la teneur en poudrettes modifie le comportement du sable étudié (figure 5.27).

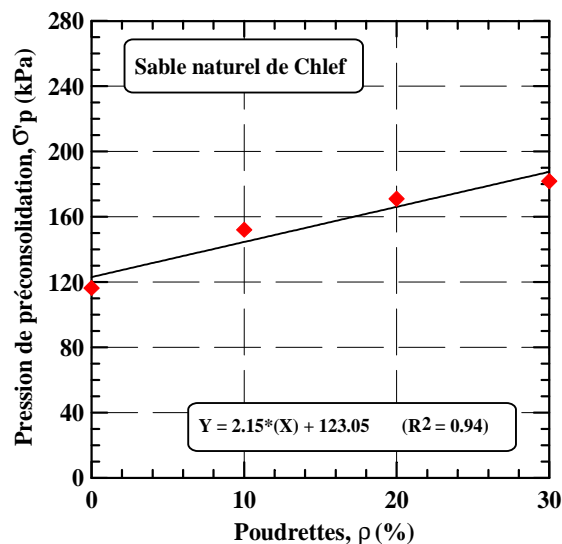


Figure 5.27: Influence de l'ajout des poudrettes sur la pression de préconsolidation (σ'_p)

5.3.5. Influence de l'ajout des poudrettes sur le module œdométrique $E_{œd}$

Nos résultats prouvent que la charge à une influence sur le module œdométrique (figure 5.28). On constate que l'augmentation de la teneur en poudrettes entraîne aussi une augmentation du module œdométrique $E_{œd}$.

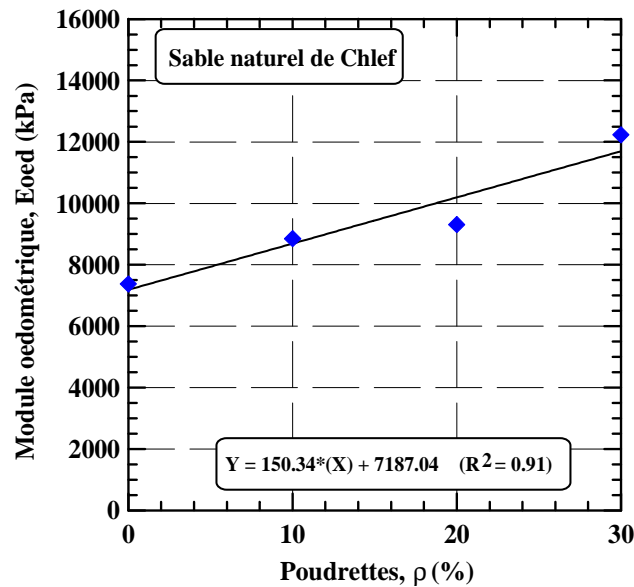


Figure 5.28: Influence de l'ajout des poudrettes sur le module œdométrique ($E_{œd}$)

5.4. Conclusion

Une série d'essais a été effectuée au laboratoire afin d'étudier l'influence de l'ajout de poudrettes en caoutchouc sur les propriétés mécaniques d'un sol granulaire de la région de Chlef (sable de Chlef). A partir des résultats obtenus durant cette étude, les conclusions suivantes peuvent être dégagées:

- L'augmentation de la densité relative induit une augmentation de la résistance du sol;
- L'accroissement de la contrainte normale appliquée aboutit à une amélioration du comportement des échantillons de sol;
- L'augmentation de la teneur en poudrettes influe considérablement sur la contrainte de cisaillement, ainsi que sur les paramètres de cisaillement. En effet, on constate une augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à une valeur maximale correspondant à une teneur en poudrettes de 20% pour l'état lâche ($D_r = 25\%$), par contre pour l'état dense ($D_r = 75\%$), on note une augmentation de la résistance au cisaillement.
- L'ajout de poudrettes en caoutchouc en pourcentage conduit à un comportement contractant pour la densité lâche de 25% et un comportement contractant- dilatant pour la densité forte de 75%.
- Les caractéristiques mécaniques du sol en terme de cohésion et angle de frottement ont été améliorés. On constate une diminution de cette cohésion pour les mélanges lâches, on note une amélioration jusqu'à une teneur de 20% de poudrettes en caoutchouc, suivie d'une baisse de cette cohésion. Pour les mélanges denses sable avec poudrettes, on note une baisse pour 10% de poudrettes ensuite une augmentation de cet angle pour les teneurs de 20 et 30%. Pour l'état lâche, on note aussi une baisse de cet angle pour les teneurs de 10 et 20% pour une remontée de cet angle pour une teneur de 30% de poudrettes en caoutchouc.

- L'ajout des poudrettes dans le sable fait diminuer l'indice des vides et l'indice de compression (C_c), en effet le sable renforcé par des poudrettes devient incompressible ainsi une diminution de l'indice de gonflement (C_s).
- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait augmenter le module œdométrique ($E_{œd}$) et la pression de préconsolidation (σ'_p).

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

1. Objectifs visés

Le travail présenté dans ce mémoire consiste à étudier l'effet de poudrette de caoutchouc sur le comportement du sable de Chlef. Ces poudrettes ont été ajoutées au sable en différents dosages 0, 10, 20 et 30%.

Les essais ont été réalisés à l'appareil de Casagrande sur des échantillons avec deux densité relative $D_r = 25\%$ (Etat lâche) et $D_r = 75\%$ (Etat dense) et cisailles sous divers contraintes normales ($\sigma_n = 50, 150$ et 300 kPa), ainsi que des essais de compressibilité à l'œdomètre.

2. Principaux résultats obtenus

Les résultats des essais présentés et discutés ci-avant permettent de tirer les conclusions suivantes:

- L'incorporation du caoutchouc a un effet considérable sur le comportement du sable;
- Le comportement de sable est très influence par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, le comportement est contractant tout au long, du cisaillement;
- L'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation des concentrations des poudrettes caoutchouc dans le sable, aussi bien à l'état dense qu'à l'état lâche;
- La cinétique de développement de l'angle de frottement avec l'augmentation de la teneur en poudrette de caoutchouc est beaucoup plus élevée à l'état dense qu'à l'état lâche;
- L'effet des poudrettes de caoutchouc est plus envisage à l'état dense qu'à l'état lâche, puisque le comportement des sols sableux est base sur le mécanisme enchevêtrement deschevêtrèrent du squelette granulaire, plus ce dernier est serre plus que le frottement est grand et par conséquence la résistance est élevée. L'existence des fibres dans le squelette granulaire empêche le déplacement relatif entre les grains créant ainsi un frottement supplémentaire.

En résumé, le renforcement des sables par caoutchouc, permet non seulement de créer une source supplémentaire pour absorber certaines quantités de ces déchets industriels, mais également d'améliorer les propriétés mécaniques du sable.

Une série d'essais a été effectuée au laboratoire afin d'étudier l'influence de l'ajout de poudrettes en caoutchouc sur les propriétés mécaniques d'un sol granulaire de la région de Chlef (sable d'oued Chlef). A partir des résultats obtenus durant cette étude, les conclusions suivantes peuvent être dégagées:

- L'augmentation de la densité relative induit une augmentation de la résistance du sol;
- L'accroissement de la contrainte normale appliquée aboutit à une amélioration du comportement des échantillons de sol;
- L'augmentation de la teneur en poudrettes influe considérablement sur la contrainte de cisaillement, ainsi que sur les paramètres de cisaillement. En effet, on constate une augmentation de la contrainte de cisaillement jusqu'à une valeur maximale correspondant à une teneur en poudrettes de 20% pour l'état lâche ($D_r = 25\%$), par contre pour l'état dense ($D_r = 75\%$), on note une augmentation de la résistance au cisaillement;
- L'ajout de poudrettes en caoutchouc en pourcentage conduit à un comportement contractant pour la densité lâche de 25% et un comportement contractant- dilatant pour la densité forte de 75%;
- Les caractéristiques mécaniques du sol en terme de cohésion et angle de frottement ont été améliorés. On constate une diminution de cette cohésion pour les mélanges lâches, on note une amélioration jusqu'à une teneur de 20% de poudrettes en caoutchouc, suivie d'une baisse de cette cohésion. Pour les mélanges denses sable avec poudrettes, on note une baisse pour 10% de poudrettes ensuite une augmentation de cet angle pour les teneurs de 20 et 30%. Pour l'état lâche, on note aussi une baisse de cet angle pour les teneurs de 10 et 20% pour une remontée de cet angle pour une teneur de 30% de poudrettes en caoutchouc;
- L'ajout des poudrettes dans le sable fait diminuer l'indice des vides et l'indice de compression (C_c), en effet le sable renforcé par des poudrettes devient incompressible ainsi une diminution de l'indice de gonflement (C_s);

- L'ajout de la chaux dans le sol argileux fait augmenter le module œdométrique ($E_{\text{œd}}$) et la pression de préconsolidation (σ'_p).

3. Perspectives

Dans une perspective de recherche, plusieurs domaines méritent au moins d'être approfondis tels que:

1. Proposer d'étudier dans un autre cas de figure comment évoluent les contraintes de cisaillement maximales dans le cas où les mélanges seront préparés à une certaine teneur en eau (deuxième type de mode de déposition qui est le damage humide).
2. Proposer la réalisation essais à l'appareil triaxial qui permettent de se rapprocher de la réalité du terrain à savoir le risque de liquéfaction des sols.
3. Utiliser d'autres matériaux de renforcement tels que les géotextiles, les géosynthétiques et d'autres types de renforcement tel que les colonnes ballastées pour faire une comparaison des résultats et voir l'efficacité de ces matériaux dans le renforcement des sols instables.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Akbulut, S., Hasiloglu, A.S., Pamukcu. (2004). Data generation for shear modulus and damping ratio in reinforced sands using adaptive neuro-fuzzy inference system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, No. 11, 805–814
- Akbulut, S., Arasan, S., Kalkan, E. (2007). Modification of clayey soils using scrap tire rubber and synthetic fibers, *Applied Clay Science* 38. pp. 23–32.
- Akiyoshi T, Fuchida H, Matsumoto T, Hyodo and H.L. Fang. (1993). Liquefaction analyses of sandy ground improved by sand compaction piles. *International Journal Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12, 299-307.
- Alaa, A., Rory, M., Delfin C., Fikret, A. (2006). Stabilization of marginal soils using recycled materials, Florida department of transportation.
- Arab A., I. Shahrour, Lancelot L. (2011). A laboratory Study of Liquefaction of Partially Saturated Sand. *Journal of Iberian Geology*, Vol.37 (1). Doi. 10.5209/rev82011.v37.n1.2
- Batayneh, M., K. I. Marie, and I. Asi. (2008). Promoting the use of crumb rubber concrete in developing countries. *Waste Management*, 28:2171–2176.
- Bian H. et I. Shahrour. (2009). Numerical model for unsaturated sandy soils under cyclic loading : Application to liquefaction. *Soils Dynamic and Earthquake Engineering* (29), 237-244.
- Bledzki, A. K., Gassan, J. (1999). Composites reinforced with cellulose based fibers, Elsevier, *Progress in polymer science*, volume 24, pp.221-274.
- Bonnet S, Turatsinze A et Granju J-L. (2004). Effets de l'incorporation de granulats en caoutchouc, issus du broyage de pneus usages sur la resistance a la fissuration d'un mortier de ciment, *Annales du batiment et des travaux publics*. N° 6
- Cai, Y., Shi, B., Charles, W.W., Tang, C. (2006). Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil, *Engineering Geology*, 87, pp. 230-240.
- Caltrans, Asphalt rubber usage guide. Caltrans. (2006). State of California Department of Transportation, Sacramento, CA, USA, 71 pp.
- Cetin, H., Fener, M., Gunaydin, O. (2006). Geotechnical properties of tire-cohesive clayey soil mixtures as fill material. *Engineering Geology*, 88, No. 1–2, 110 – 120.
- Do et all (1995) : Do Q. K., Luu D. H. and Nguyen V. K. (1995). Déchet de caoutchouc et des voies de valorisation. *Magazine Chimique et Industrie de produit chimique*, No6, page 23-24.
- Garga, V.K. and O'Shaughnessy, V. (2000a). Tire-Reinforced earthfill. Part 2: Pull-Out behavior and reinforced slope design, *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 97–116
- Habib Trouzine, B, Aissa Asrouna, Nasser Asrouna, Farid Bel Abdelouhabe, Nguyen Thanh long.(2011). Problematique des pneumatiques usages en Algerie. *Revue « Nature & Technologie »*. n° 05/Juin.

- Huang, X.; Ranade, R.; Ni, W.; Li, V.C. (2013). On the use of recycled tire rubber to develop low E-modulus ECC for durable concrete repairs. *Construction and Building Materials*, 46, 134-141.
- Holtz R.D. (2001). Geosynthetics for soil reinforcement. The 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November.
- Krim A, Arab A, Bouferra R, Sadek M and Shahrour I (2016) Characteristics of cyclic shear behaviour of sandy soils: A Laboratory study. *Arab Journal for Science and Engineering* 41(10): 3995–4005
- Lee, J. H., Salgado, R., Bernal, A. & Lovell, C. W. (1999). Shredded tires and rubber sand as light weight backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division*. 125(2), 132–141
- M. HO Anh Cuong, (2010). Optimisation de la composition et caractérisation d'un béton incorporant des granulats issus du broyage de pneus usages: Application aux éléments de grande surface. Thèse doctorat de l'université de Toulouse
- Moussai Boubaker, Seghiri Mohamed, (2009). Béton compacte avec des ajouts granulats caoutchoucs. Mémoire de fin d'études, juin
- Nilsson, L.H. (1975). Reinforcement of concrete with sisal and other vegetable fibres, Swedish Council for Building Research, Document DIY, Stockholm, Sweden, 68p.
- Nguyen Q., Do Q.K. and Nguyen V.K., (1998). Nouveaux résultats du composite composé de déchet en caoutchouc. *Vietnamese Journal of science and technology*. No4, Volume 36.
- Park, S.S. (2009). Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber reinforced cemented sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, No. 2, 162–166
- Philippe gotteland (2006). Réponse définie de la valorisation des déchets de pneus comportement mécanique et modélisation numériques de mélanges de copeaux de pneus-sol. juin.
- Poh, P.S.H. and Broms, B.B. (1995) Slope stabilization using old rubber tires and geotextiles, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 9(1), 76–80
- Satyanarayana, B. (1969). Behavior of expansive soil treated or cushioned with sand , In *Proceedings of Second International Conference on Expansive Clay Soils*, Texas A&M University, College Station, TX, p. 308–316
- Tanaka Y, Sugimoto SA and Adachi N (2004), "Liquefaction Strength of Coarse-Grained Soils as Determined by Large Torsional Test and the Membrane Penetration Effect on the Strength," Paper Presented at the 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Thomas, B.S.; Gupta, R.C.; Mehra, P.; and Kumar, S. (2015). Performance of high strength rubberized concrete in aggressive environment. *Construction and Building Materials*, 83, 320-326.
- Trouzine, H., Bekhiti, M., Asroun, N. (2012). Effects of scrap tire rubber fibre on swelling behaviour of two clayey soils in Algeria, *Geosynthetics International*, 19, N. 2, January 2012.

Turatsinze, A. and M. Garros. (2008). On the modulus of elasticity and strain capacity of self compacting concrete incorporating rubber aggregates. *Resources, Conservation and Recycling*, 52:1209–1215.

Turatsinze, A. S. Bonnet, and J.L. Granju. (2007). Potential of rubber aggregates to modify properties of cement based-mortars: Improvement in cracking shrinkage resistance. *Construction and Building Materials*, 21: 176–181.

Vercueil D, Billet P. (1997). Study of the liquefaction resistance of saturated sand reinforced with geosynthetics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol.16, pp.417-425.

Viswanadham, B. V. S., Phanikumar, B.R., Mukherjee, R.V. (2008). Swelling behavior of geofiber-reinforced expansive soil, *Geotextiles and Geomembranes*, doi: 10.1016 /j.geotextmem. 06.002

Yegian et al., (2007). Induced partial Saturation for Liquefaction Mitigation: Experimental Investigation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.133, N°4

Zemmiri Anouar-Abdelaziz(2008). Comparaison des formulations d'enrobés à chaud pour couches de roulement des chaussées très circulées utilisées en France et en Algérie du point de vue sécurité (glissance) et orniérage. *Certificat d'études supérieures, ENTPE Lyon*.