

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE de JIJEL



Département de Génie Civil et Hydraulique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du Diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

جامعة جيجل
مكتبة كلية العلوم والتكنولوجيا
رقم المجلد: M.2398



L'étude de Stabilisation de sol par l'ajout de ciment et des fibres naturelles

Présenté par :

BOUAKBA Hanane

REZZAK Amel

Encadré par :

M: ARABET Leila

∞ Promotion 2016 ∞

SOMMAIRE

Remerciements	
Dédicace	
Résumé.....	I
Liste des figures.....	II
Liste des tableaux	VI
Notations.....	VIII
Introduction général.....	1

Chapitre I : Structure de sol

I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition de sol.....	3
I.3. Origines des sols.....	3
I.4. Les éléments constitutifs d'un sol.....	4
I.6. Formation du sol.....	4
I.6.1. Les facteurs entrant en jeu.....	4
I.6.2. Comment se forme un sol ?.....	5
I.7. Type de sol.....	5
I.8. Structure et texture des sols.....	6
I.8.1. Définition.....	6
I.8.2. Classe et type de la structure du sol.....	6
I.9. La texture de sol.....	7
I.10. Classification des sols.....	8
I.11. Sols pulvérulents.....	10
I.11.1. Propriétés des sols grenus (pulvérulents).....	10
I.11.2. Structure des sols pulvérulents (sols grenus).....	10
I.11.3. Les Sables	11

I.11.3.1. Définition.....	11
I.11.3.2. Les minéraux sableux.....	11
I.11.3.3. Microstructure des sables (sols granulaires).....	12
I.11.3.4. Quelques propriétés des sables.....	13
I.11.3.5. Différents types de sable.....	14
I.11.3.6. Variation de volume des sables en cisaillement.....	14
I.11.4. Etude de sable de dune.....	15
I.11.4.1. Morphologie du sable dunaire.....	15
I.11.4.2. Mécanisme de transport par le vent.....	15
I.11.4.3. Caractéristiques du sable dunaire.....	15
I.12. Conclusion.....	16

Chapitre II : Stabilisation et renforcement des sols

II.1. Introduction.....	17
II.2. Définition.....	17
II.3. Techniques de stabilisation utilisées.....	17
II.4. Traitements chimiques des sols.....	17
II.4.1. Les différents types de traitements chimiques.....	18
II.4.2. Principales opérations de traitement.....	18
II.4.3. Traitement à La chaux.....	18
II.4.3.1. Définition.....	18
II.4.3.2. Différents types de chaux.....	18
II.4.3.3. L'action de la chaux sur les sols.....	19
II.4.4. Stabilisation par l'ajout du ciment.....	20
II.4.4.1. Définition.....	20
II.4.4.2. Constituants de ciments.....	20
II.4.4.3. Production du ciment.....	21

II.4.4.4. Différents types de ciments, composition, désignation normalisés.....	21
II.4.4.5. Choix du ciment pour le traitement de sol.....	21
II.4.5. Les avantages et les inconvénients de traitements chimiques.....	22
II.4.5.1. Les avantages.....	22
II.4.5.2. Les inconvénients.....	22
II.5. Renforcement des sols par l'ajoute des fibres naturelles.....	23
II.5.1. Définition.....	23
II.5.2. Les fibres naturelles.....	23
II.5.2.1. Définition.....	23
II.5.2.2. Différents types de fibres naturelles.....	23
II.5.3. Classification des fibres végétale	25
II.5.3.1. Le processus d'extraction des fibres végétales.....	25
II.5.4. Fibre de sisal.....	26
II.5.4.1. Définition.....	26
II.5.4.2. Les Caractéristiques Physiques et Mécaniques de fibre sisal.....	27
II.4.3. Caractéristiques Chimiques de Fibre de sisal.....	28
II.6. Conclusion.....	28

Chapitre III : Matériaux et méthodes utilisées

III.1. Introduction.....	29
III.2. Le sol étudié.....	29
III.3. Les essais d'identification.....	29
III.3.1. Les caractéristiques physiques des sols.....	29
III.3.1.1. Analyse granulométrique.....	29
III.3.1.2. Equivalent de sable.....	31
III.3.1.3. Détermination de la masse volumique.....	33
III.3.1.4. La teneur en eau d'un sol.....	33

III.3.2. Les caractéristiques chimiques de sol (Essai bleu de méthylène).....	34
III.4. Ciment de Hamma Bouziane (Constantine).....	36
III.4.1. Présentation La société des ciments de Hamma Bouziane.....	36
III.4.2. Ciment utilisé.....	37
III.4.3. Composition du ciment.....	37
III.4.4. Caractéristiques Physiques.....	37
III.4.5. Caractéristiques Mécaniques.....	37
III.4.6. Caractéristiques Chimiques.....	37
III.5. Fibre naturelle (fibre de sisal).....	37
III.4. Conclusion.....	38

Chapitre IV : Résultats et interprétation

IV.1. Introduction.....	39
IV.2. Programme des essais réalisés.....	39
IV.3. Essai de proctor normal.....	41
IV.3.1. Introduction.....	41
IV.3.2. Mode opératoire.....	42
IV.3.3. Résultats obtenus de l'essai 1.....	42
IV.3.4. Résultats obtenus de l'essai 2 jusqu'à l'essai 5.....	43
IV.4. Essai de cisaillement.....	44
IV.4.1. Principe de l'essai.....	44
IV.4.2. Appareillage.....	44
IV.4.3. Mode opératoire.....	45
IV.4.4. Les Résultats de sable de dune pure.....	46
IV.4.5. Les Résultats de l'essai N° 6 (sable de dune compacte).....	47
IV. 5. Essai de cisaillement pour le sable stabilise par ajout de ciment.....	49

IV.5.1. Essai n°7 (sable + 3% ciment).....	49
IV.5.2. Essai n°8 (sable + 6% ciment).....	51
IV.5.3. Essai n°9 (sable + 9% ciment).....	53
IV.5.4. Essai n°10 (sable + 12% ciment).....	55
IV.5.5. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment.....	57
IV. 6. Essai de cisaillement pour le sable stabilise et renfort par ajout de ciment et des différents pourcentages de fibre du sisal	58
IV.6.1. Essai n° 11 (sable + 3% ciment + 0.25% fibre du sisal « 1cm »).....	58
IV.6.2. Essai n° 12 (sable + 3% ciment + 0.5% fibre du sisal « 1cm »).....	60
IV.6.3. Essai n° 13 (sable + 3% ciment + 0.75% fibre du sisal « 1cm »).....	61
IV.6.4. Essai n° 14 (sable + 3% ciment + 1% fibre du sisal « 1cm »).....	63
IV.6.5. Essai n° 15 (sable + 6% ciment + 0.25% fibre du sisal « 1cm »).....	65
IV.6.6. Essai n° 16 (sable + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal « 1cm »).....	67
IV.6.7. Essai n° 17 (sable + 6% ciment + 0.75% fibre du sisal « 1cm »).....	69
IV.6.8. Essai n° 18 (sable + 6% ciment + 1% fibre du sisal « 1cm »).....	71
IV.6.9. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment et différents pourcentages des fibres du sisal.....	73
IV. 7. Essai de cisaillement pour le sable stabilise et renfort par ajout de ciment et des différentes longueurs de fibre du sisal	74
IV.7.1. Essai n° 19 (sable + 6% ciment + 0.5 % fibre du sisal « 1.5cm »).....	74
IV.7.2. Essai n° 20 (sable + 6% ciment + 0.5 % fibre du sisal « 2 cm »).....	76
IV.7.3. Essai n° 21 (sable + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal « 2.5 cm »).....	78
IV.7.4. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment et différents longueur des fibres du sisal.....	79
IV.8. Conclusion.....	80

Chapitre V : Etude numériques

V.1. Introduction.....	81
V.2. Bref aperçu de la méthode des éléments finis.....	81
V.2.1. Concept de base.....	81
V.2.2. Calcul par la MEF.....	81
V.3. Présentation de PLAXIS.....	82
V.4. modèle de comportement utilise dans PLAXIS.....	83
V.5. Modélisation numérique d'un remblai.....	86
V.5.1. Présentation du modèle.....	86
V.5.2. Conception du modèle.....	87
V.5.2.1. Géométrie du modèle.....	87
V.5.2.2. Les conditions aux limites.....	88
V.5.2.3. Les phases de calcul.....	88
V.5.2.4. Les résultats.....	89
V.6. Conclusion.....	90
Conclusion générale.....	91

Résumé:

La stabilisation du sol, par ajout de ciment et des fibres naturelles est une technique intéressante, dans le but d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et physiques, notamment leurs résistances au cisaillement.

Dans ce travail, on a formulé plusieurs séries de sable compacte de Sidi Abdelaziz –Jijel- avec ciment et fibres de type de Sisal ; en variant le pourcentage des deux types d'ajout, et en le compare avec un sable témoin (sans ajouts). Ce travail indique l'effet de ciment (3, 6, 9 et 12 %) et l'effet de longueur (1, 1.5, 2 et 2.5 cm) et la quantité des fibres (0.25, 0.5, 0.75 et 1 %) sur : la cohésion, l'angle de frottement et la résistance au cisaillement. Plusieurs échantillons de sol compact de Sidi Abdelaziz –Jijel- mélangés avec la fibre de sisal et le ciment ont été testé pour chacun des trois propriétés ci-dessus. Après étude et analyse, on a trouvé que 6% de ciment et 0.5 % des fibres de sisal de 1.5 cm ont contribué à une amélioration très importante de la stabilisation de ce sol.

Mots clés: Stabilisation de sol, Sable de Sidi Abdelaziz, Ciment, Fibre de Sisal, modélisation numérique

ملخص:

تثبيت التربة عن طريق إضافة الاسمنت و الألياف الطبيعية هو تقنية مثيرة للاهتمام، وذلك لتحسين خصائصها الميكانيكية والفيزيائية، وبخاصة مقاومة القص.

في هذا العمل، قدمنا عدة عينات من الرمل المضغوط لمنطقة سيدي عبد العزيز -ولاية جيجل- مع الاسمنت ونوع من الألياف الطبيعية لنبته السيزال، و قمنا بمقارنة نسبة كلا من كمية المواد المضافة للرمل مع عدم وجود هذه الإضافات للرمل. هذا العمل يدل على تأثير نسبة الإسمنت (3، 6، 9 و 12 %) وتأثير طول (1 و 1.5 و 2 و 2.5 سم) وكمية الألياف (0.25، 0.5، 0.75 و 1%) على: التماسك، وزاوية الاحتكاك وقوة القص. تم اختبار عدة عينات من التربة المضغوطة لمنطقة سيدي عبد العزيز -ولاية جيجل- وهي مختلطة مع ألياف السيزال والاسمنت لكل من الخصائص الثلاث المذكورة أعلاه. بعد استعراض وتحليل، تبين أن 6% من الأسمنت و 0.5% من ألياف السيزال (1.5 سم) ساهمت في تحسن كبير في استقرار التربة.

الكلمات المفتاح: إستقرار التربة، رمل سيدي عبد العزيز -جيجل-، الاسمنت، الياف نبتة السيزال، التصميم الرقمي

Abstract:

Soil stabilization by adding cement and natural fibers is an interesting technique, in order to improve their mechanical and physical properties, in particular their resistance to shear.

In this work, we made several series of compact sand Sidi Abdlaziz -Jijel- with cement and Sisal fiber type, varying the percentage of both types of additives, and compared with sand without adding. This work indicates the effect of cement (3,6,9 and 12%) and the length effect (1, 1.5, 2 and 2.5 cm) and the amount of the fibers (0.25, 0.5, 0.75 and 1%) on: cohesion, friction angle and the shear strength. Several samples of compacted soil Sidi Abdlaziz -Jijel- mixed with the sisal fiber and the cement were tested for each of the three properties above instructions. After review and analysis, it was found that 6% of cement and 0.5% of 1.5 cm sisal fibers have contributed to a significant improvement of the stabilization of soil.

Keywords: Soil stabilization, Sand Sidi Abdelaziz, Cement, Fiber Sisal, Numerical modeling.

LISTE DES FIGURE

Figure I.1: Différentes structures de sol.....	7
Figure I.2: Organigramme de classification des sols grenus.....	8
Figure I.3 : Organigramme de classification des sols organiques.....	9
Figure I.4: Organigramme de classification des sols fins.....	9
Figure I.5: Diagramme de plasticité de Casagrande.....	10
Figure I.6 : Représentation d'un sol humide et non saturé.....	11
Figure I.7 : Origine du sable.....	11
Figure I.8: Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991)	13
Figure I.9: Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991)	15
Figure II.1 : différentes types des fibres naturelles.....	24
Figure II.2: Processus générique d'extraction des fibres végétales.....	25
Figure II.3: fibre de sisal	27
Figure III.1: Sable de sidi Abdelaziz.....	27
Figure III.2: granulométrie par tamisage.....	28
Figure III.3: Courbe granulométrique par tamisage.....	28
Figure III.4: échantillon équivalent de sable.....	30
Figure III.5: le déroulement de l'essai de bleu de Méthylène	33
Figure IV.1: Matériel de l'essai Proctor.....	41
Figure IV.2: L'opération de l'essai Proctor	42
Figure IV.3: courbe de compactage de l'essai n°1.....	42
Figure IV.4: Courbe de compactage par l'ajout du ciment.....	43
Figure IV.5: L'appareil de cisaillement	44
Figure IV.6: Boîte de cisaillement	45
Figure IV.7: Courbe intrinsèque de l'essai de cisaillement pour sable pur	46
Figure IV.8: Courbe contrainte de cisaillement déformation pour sable pure	46
Figure IV.9: Les courbes de déformation x et déformation y pour sable pur	47

Figure IV.10: Courbe contrainte déformation de l'essai n°6.....	48
Figure IV.11: Courbe intrinsèque de l'essai de cisaillement de l'essai n°6	49
Figure IV.12: Les courbes de déformation x et déformation y de l'essai n°6.....	49
Figure IV.13: Courbe contrainte de cisaillement déformation x (mm) de l'essai n°7.....	50
Figure IV.14: Courbe intrinsèques de l'essai n°7.....	51
Figure IV.15: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°7	51
Figure IV.16: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°8.....	52
Figure IV.17: Courbe intrinsèque de l'essai n°8.....	53
Figure IV.18: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°8.....	53
Figure IV.19: Courbe de contrainte de cisaillement et déformation x de l'essai n°9.....	54
Figure IV.20: Courbe intrinsèque de l'essai n°9.....	55
Figure IV.21: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 9.....	55
Figure IV.22: Courbe contrainte de cisaillement déformation x pour l'essai n°10.....	56
Figure IV.23: Courbe intrinsèque pour l'essai n 10.....	57
Figure IV.24: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 10.....	57
Figure IV.25: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n 11.....	58
Figure IV.26: Courbe intrinsèque pour l'essai n°11.....	59
Figure IV.27: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°11	59
Figure IV.28: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°12	60
Figure IV.29: Courbe intrinsèque de l'essai n°12.....	61
Figure IV.30: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°12.....	61
Figure IV.31: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°13.....	62
Figure IV.32: Courbe intrinsèque de l'essai 13.....	63
Figure IV.33: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n° 13	63
Figure IV.34: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n 14.....	64
Figure IV.35: Courbe intrinsèque de l'essai n 14	65
Figure IV.36: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 14.....	65

Figure IV.36: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 14.....	66
Figure IV.38: Courbe intrinsèque de l'essai n°15.....	67
Figure IV.39: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°15.....	67
Figure IV.40: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°16.....	68
Figure IV.41: Courbe intrinsèque de l'essai n°16.....	69
Figure IV.42: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°16.....	69
Figure IV.43: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°17.....	70
Figure IV.44: Courbe intrinsèque de l'essai n°17.....	71
Figure IV.45: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°17.....	71
Figure IV.46: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°18.....	72
Figure IV.47: Courbe intrinsèque de l'essai n°18.....	73
Figure IV.48: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°18.....	73
Figure IV.49: Courbe contrainte de cisaillement déformation x d'essai n°19.....	75
Figure IV.50: Courbe intrinsèque d'essai n°19.....	75
Figure IV.51: Courbe déformation y et déformation x d'essai n°19.....	76
Figure IV.52: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°20.....	76
Figure IV.53: Courbe intrinsèque de l' l'essai n°20.....	77
Figure IV.54: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°20.....	77
Figure IV.55: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°21.....	78
Figure IV.56: Courbe intrinsèque de l'essai n°21.....	79
Figure IV.57: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°21.....	79
Figure V.1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	83
Figure V.2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0.....	83
Figure V.1: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	84
Figure V.4: un maillage en éléments finis à 15 nœuds.....	87
Figure V.5: le modèle géométrique de remblai.....	87
Figure V.6: les conditions aux limites du modèle géométrique.....	88

Figure V.7: Phase de Construction du remblai	88
Figure V.8: Phase de surcharge sur remblai	89
Figure V.9: le déplacement total de remblais pour le sable pur.....	89
Figure V.10: le déplacement total de remblais pour le sable compact.....	90
Figure V.11: le déplacement total de remblais pour le sable compact+3% ciment.....	90
Figure V.12: le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment.....	91
Figure V.13: le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment +0.5% fibre de 1.5cm.....	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Caractéristiques physiques générales des sables.....	14
Tableau I.2: Classes granulaires du sable.....	14
Tableau II.1: les avantages et les inconvénients des fibres végétales	25
Tableau II.2: Les caractéristiques physiques de fibre de sisal	27
Tableau II.3: Les caractéristiques physiques de fibre de sisal	27
Tab II.4: la composition chimique de fibre de sisal.....	28
Tableau III.1: Résultats de l'essai équivalent de sable visuel.....	30
Tableau III.2: Résultats de l'essai équivalent de sable piston.....	31
Tableau III.3: Classification des sols d'après l'essai bleu méthylène.....	34
Tableau III.4: Propriété de la fibre sisal.....	36
Tableau IV.1: Programme des essais effectués.....	39
Tableau IV.2: Résultats des essais de compactages.....	44
Tableau IV.3: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité.....	47
Tableau IV.4: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°6.....	48
Tableau IV.5: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°7.....	50
Tableau IV.6: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°8.....	52
Tableau IV.7: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°8.....	54
Tableau IV.8: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité pour l'essai n 10.....	56
Tableau IV.9: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages	58
Tableau IV.10: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité pour l'essai n° 11.....	59
Tableau IV.11: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°12.....	60
Tableau IV.12: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°13.....	62
Tableau IV.13: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n 14.....	64
Tableau IV.14: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°15.....	66
Tableau IV.15: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°16.....	68
Tableau IV.16: Contrainte de cisaillement et module de l'essai n°17.....	70

Tableau IV.17: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°18	72
Tableau IV.18: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages des fibres	74
Tableau IV.19: Module d'élasticité (E)	74
Tableau IV.20: contrainte de cisaillement et module d'élasticité d'essai n°19	75
Tableau IV.21: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°20	77
Tableau IV.22: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°21	78
Tableau IV.23: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout de différentes longueurs des fibres	80
Tableau V.1: Les différentes paramètres de remblais.....	86
Tableau V.2: Récapitulatif des déplacements du remblai.....	92
Tableau V.3: les contraintes normales et les contrainte de cisaillement	92

Dédicace

Ces quelques lignes vont me permettre de remercier toutes les personnes qui m'ont beaucoup apporté au niveau scientifique mais aussi personnel. Je dédie ce modeste travail

A ma mère Fadila, A mon père, que dieu me les protège.

A mes frères et mes chères sœurs et toute ma famille.

Beaucoup plus « khtiwti ».

A mon binôme Hanane, pour les moments de joie et d'ambiance qu'ont partagé ensemble durant la période de nos études.

**A tous mes amis: Hanane, Houda, Karima, Yassin, Haroun,
Imane...**

Je dédie beaucoup Rabah Ikobaida.

A tous mes collègues de la promotion 2016.

**A tous les étudiants et les enseignants de l'université
De JIJEL.**

A tous que j'aime et m'aiment.

****** AMEL ******

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à mon père qui m'a tout

Donne sans hésitation ni relâche

Je le dédie aussi à ma chère mère qui nous a donné de la

Tenders' et sacrifice sa jeunesse, sa sante sa vie pour nous.

*Que dieu les gardent et nous donne la force de lui rendre Au moins le
peu de ce que nous ont donné il est dédié également:*

*A mes chères frées: Abed el Aziz, Mouloud, Ali, Chouaib et Yacin et
Hamza*

A mes sœurs :Houria et son famille, Souhila, Sara et Chahra

*Ames très chères amis:Amel, Souad, Nabila, Karima,
Houda,BassmaYacin, Haroun et Rabeh.*

Et ma chère amis walid et sa famille

A tout la famille Bouakba

*Enfin, à toute personne qui m'a prêté main forte à la réalisation de ce
travail.*

Hanane

INTRODUCTION GENERALE

Tout ouvrage construit par l'homme est fondé sur le sol ou construit à partir du sol. Le sol est un matériau naturel, tri-phasique, ses propriétés varient d'un point à l'autre, contrairement aux matériaux fabriqués par l'homme, et dans le temps on ne contrôle pas les propriétés des sols, il faut donc adopter la construction aux sols et non pas l'inverse.

Il existe des solutions pour stabiliser les sols tels que l'ajout de : ciment, chaux, liant hydraulique routière, géotextile et l'implantation de colonnes ballastée etc... Malgré ce développement technologique, nous enregistrons aujourd'hui à un retour croissant à la stabilisation des sols à base naturelle dans plusieurs pays y compris les pays industrialisés profitant du développement des techniques de production très variées, soutenues par des recherches scientifiques. Une des raisons de l'importance de cette solution est sa disponibilité, sa rapidité de réalisation, son coût réduit et ses effets positifs sur l'environnement (n'est pas dangereuse).

La stabilisation de sol par l'ajout de ciment et des fibres naturelles représente une nouvelle solution intéressante, dans ce cadre s'inscrit notre projet de fin d'étude dont l'objectif principal est d'étudier et de déterminer les paramètres qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur l'effet du renforcement du sol et l'amélioration de la stabilité de l'ouvrage.

Dans tous problèmes d'amélioration des sols, il est nécessaire de connaître la résistance du sol, cette résistance peut être définie par de nombreux critères, le présent travail s'explique un de ces critères : l'essai de cisaillement rectiligne dit "à la boîte". Une étude paramétrique a été établie afin de déterminer le pourcentage de ciment et des fibres de sisal ainsi la longueur des fibres qui nous sur les modules d'élasticité et les contraintes de cisaillement et le tassement.

Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera divisé en suite en cinq chapitres y compris une introduction générale et une conclusion.

Dans le premier chapitre, nous présenterons tout d'abord une synthèse bibliographique sur les sols et leurs origines, formations, textures etc...

Le deuxième chapitre c'est l'étude bibliographique qui présente les techniques utilisés dans le domaine de la stabilisation des sols par l'ajout des liants hydrauliques (chaux, ciment...), et les fibres naturels (animal, végétal,.....)

Dans Le troisième chapitre, nous avons effectué différents essais au laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques de notre sol.

Le quatrième chapitre, porte sur une étude expérimentale qui a été effectuée dans le laboratoire pour le calcul des paramètres sur un sol non stabilisé et puis sur un sol stabilisé par ciment et fibre de sisal. Les résultats obtenus sont également présentés et analysés.

Le cinquième chapitre est consacré à la description générale de l'outil de calcul (Plaxis) ainsi que les modèles de comportement utilisés. Le modèle géotechnique établi pour cette étude est présenté. Les résultats obtenus sont également présentés et analysés dans ce chapitre.

L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats d'essais qui ont été réalisés au laboratoire sur modèle réduits, avec lesquels les résultats numériques obtenu dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

Enfin, une conclusion générale permet de faire une synthèse des résultats obtenus et de tirer quelques perspectives sur des suites liées à cette étude. Afin de donner une conception et fournir des justifications.

I.1. Introduction

Les ouvrages utilisent le sol autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage tel que route, tunnel, barrage ... etc. Pour cela dans ce chapitre nous aurons abordé en premier temps les définitions et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

I.2. Définition de sol

Un sol est constitué par un agrégat naturel de grains minéraux pouvant être séparés par des actions mécaniques légères (trituration ou agitation sous l'eau.), bien qu'il soit un matériau meuble, poreux, non homogène situé à proximité de la surface de la terre. On distinguera les sols des roches qui peuvent être définies comme des agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes. [1]

I.3. Origines des sols

Les sols ont deux origines principales :

- **la désagrégation des roches** par altération mécanique et physicochimique sous l'effet des agents naturels:
 - fissuration consécutive à la décompression, aux effets des chocs thermiques ou du gel,
 - attaque mécanique (chocs et frottements) dans un processus naturel de transport gravitaire glaciaire, fluvial, marin, éolien.
 - attaque chimique sous l'effet des circulations d'eaux agressives (acides ou basiques).
- **l'adécomposition d'organismes vivants** : végétaux (tourbes) ou animaux (craies).

On distingue également :

- **les sols résiduels** résultant de l'altération sur place des roches.
- **les sols transportés** provenant du dépôt des produits d'altération préalablement repris par un agent physique de transport. Ce sont les sols transportés qui posent au concepteur d'ouvrages les problèmes les plus délicats.

Enfin, suivant leurs conditions de formation et de dépôt, les sols peuvent contenir des matières organiques en proportion plus ou moins élevée.

On soulignera que les processus mécaniques ou physiques d'évolution des roches ne permettent pas de réduire la dimension des grains en dessous de 10 à 20 μm , car les effets mécaniques, dus aux chocs ou aux frottements liés à la masse des grains diminuent rapidement avec leur volume. Au-dessous de cette dimension, la fragmentation des grains se

poursuit principalement par altération chimique qui entraîne la destruction de certaines des liaisons chimiques des minéraux. Elle s'accompagne d'une augmentation rapide de la surface des grains offerte à l'attaque chimique. [1]

I.4. Les éléments constitutifs d'un sol

Un échantillon de sol est constitué de trois phases :

❖ La phase gazeuse

En Génie Civil, le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols secs ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides. Lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.

❖ La phase liquide

Au sein d'un échantillon de sol fin (dimensions < 2), on distingue plusieurs catégories d'eau :

- **L'eau de constitution** qui rentre dans la composition chimique des feuillets.
- **L'eau liée ou eau adsorbée** qui constitue un film autour de chaque grain. Elle n'est pas mobile et n'est évacuée qu'à des températures très élevées ($< 300^{\circ}\text{C}$)
- **L'eau interstitielle qui peut être soit l'eau libre soit l'eau capillaire.** L'eau libre a la faculté de circuler librement entre les grains ; l'eau capillaire est une partie de l'eau libre qui remonte par capillarité entre les grains. L'eau interstitielle s'évapore complètement si l'échantillon de sol est porté à une température supérieure à 100°C .

Lorsque le sol est humide et non saturé, l'eau libre est en général concentrée aux points de contact entre les grains. Elle est retenue à ces endroits par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction.

❖ La phase solide

On a vu que les sols résultent de l'altération physique ou mécanique des roches. On conçoit aisément que les grains solides aient la même constitution minéralogique que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à 2m . Les sols de dimension inférieure à 2m résultent d'attaques chimiques qui se sont superposées à l'altération physique ou mécanique.

Ces processus chimiques sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Il en résulte que les particules d'un sol fin n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces plus petites particules ainsi formées constituent ce que l'on appellera désormais les argiles. [2]

I.6. Formation du sol

I.6.1. Les facteurs entrant en jeu

Un sol est le résultat d'une altération superficielle d'une roche mère, et d'un enrichissement en matières organiques issue d'êtres-vivants, du fait de la décomposition de la litière par des organismes décomposeurs. On a ainsi 3 facteurs entrant en jeu dans la formation d'un sol :

- **la roche mère** : ses propriétés physiques ou sa composition chimique a une influence directe sur la nature et sur la rapidité de l'évolution d'un sol.
- **les végétaux** : fournisseurs de l'essentiel de la matière organique présente dans le sol, et qui influencent aussi son évolution.
- **le climat** : qui affecte les deux facteurs précédents, par la température en ce qui concerne l'altération de la roche mère, et les précipitations pour les phénomènes de migration se déroulant au niveau du sol. [2]

I.6.2. Comment se forme un sol ?

On peut distinguer globalement trois étapes :

- **Altération de la roche mère** : elle est le résultat de processus physiques (gel, pénétration des racines...) qui fragmentent la roche, et de processus chimiques (action des eaux chargées d'acides) qui dissolvent calcaires et hydrolysent minéraux silicatés pour engendrer des complexes d'altération (argile, oxydes de fer, sels...) cimentant les grains résultant de la précédente fragmentation.
- **Incorporation de la matière organique par minéralisation de molécules organiques et humification**, c'est à dire édification d'acides humiques à partir des molécules issues de cette minéralisation.
- **Les horizons se différencient enfin sous l'action des eaux d'infiltration (lessivage)**: les éléments solubles sont entraînés et accumulés pour former des horizons dits d'accumulation. [3]

I.7. Type de sol

Les sols varient en fonction de leur texture et de leur structure. La texture d'un sol dépend de la taille des particules qui le composent. Afin de déterminer la texture d'un sol, on peut simplement procéder par un test tactile. En effet, un sol composé majoritairement d'argile forme une boule qui se tient dans la main alors qu'un sol fait de sable file plutôt entre les doigts. La texture du sol influence directement sa structure, sa teneur en nutriments, son humidité et sa capacité à drainer l'eau.

La classification des sols est déterminée par la texture, la structure et la porosité des sols plutôt que par leur composition chimique. Selon la proportion en argile, en limon et en sable, pour simplifier la classification, on peut regrouper les sols en quatre grands types :

- **Sols sableuse** : contient surtout du sable ; sol très poreux qui ne retient pas l'eau ; sèche et se réchauffe en peu de temps. Glisse entre les doigts en raison de l'absence de cohésion entre les particules ; très sensible à l'érosion par le vent et au lessivage.

- **Sols limoneux** : contient surtout du limon ; adhésion partielle des particules du sol qui se désagrègent en morceaux sous l'effet de l'environnement ; porosité moyenne.

Les particules relativement serrées permettant à l'air et à l'eau de circuler plus ou moins facilement ; sujet à la formation superficielle d'une croûte sèche qui limite l'infiltration d'eau, tout en favorisant le ruissellement ; très grande sensibilité à l'érosion par l'eau.

- **Sol argileux** : contient surtout de l'argile ; sol lourd et compacte dont les particules demeurent collées entre elles comme de la pâte à modeler ; risque de compaction du sol si des masses lourdes (comme des camions) se trouvent en surface ; un sol compacté sera alors difficilement drainé ; souvent désigné sous le nom de <<glaise>>.

Peu de place pour la circulation de l'eau et de l'air ; retient bien l'eau et les éléments nutritifs ; sensibilité à l'érosion par le vent, car si la surface est sèche, cette couche superficielle peut être littéralement pulvérisée ; tendance à être alcalin. [4]

I.8. Structure et texture des sols

I.8.1. Définition

La structure est le résultat de l'organisation, du mode d'assemblage, à un moment donné, des constituants solides s'un horizon, considérés à un certain niveau d'observation : agrégats, les micro-agrégats, les particules élémentaires. Elle est définie par la disposition spatiale, la nature et l'intensité des liens entre ces éléments, tels qu'ils existent principalement au sein des agrégats présents dans les divers horizons de la couverture pédologique. Elle caractérise, en négatif, l'organisation des pores à l'intérieur de l'horizon et donc des lieux où s'effectuant les principaux transferts de flux au sein de la couverture pédologique. [5]

I.8.2. Classe et type de la structure du sol

➤ **Classes de structure des sols**

La classe de structure des sols selon Davalle.1991 Ce sont les structures suivant :

- Structure lâche.
- Structure dense.
- Structure "nid d'abeilles" [6]

➤ **Types de structures des sols :**

- a) prismatique et en colonne.
- b) polyédrique anguleuse à sub-anguleuse.
- c) lamellaire ou plate.
- d) grenue et grumeleuse.

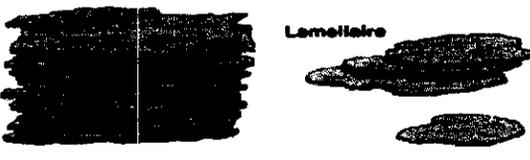
Structure	Représentations
Structure granulaire et grumeleuse	
Structure anguleuse et subanguleuse	
Structures prismatique et en colonne	
Structure lamellaire	

Figure I.1: Différentes structures de sol.

I.9. La texture de sol

Le terme texture fait référence seulement à l'arrangement géométrique des particules. Le comportement mécanique des sols dépend largement de leur structure. Il est très important d'étudier la structure des sols avant leur utilisation dans les ouvrages de génie civil.

Les gros grains ou les sols pulvérulents ont des forces inter-particules très faibles et donc leurs propriétés dépendent principalement de leur arrangement géométrique. L'arrangement des particules individuelles est fonction de leur proportion relative dans le sol. Les dépôts de sol peuvent être meubles ou dense en fonction de l'histoire géologique, particulièrement le mode de formation.

Les particules fines ont des forces inter-particules plus importantes. Donc, pour toute étude des sols, ces forces et la texture du sol doivent être pris en considération. Cependant, il est pratiquement impossible de mesurer les forces inter-particules sur site et la plupart des études se basent que sur la texture. [8]

I.10. Classification des sols

Un système de classification a pour objectif de regrouper les sols en des ayant des caractéristiques identiques ou rapprochées. La plus ancienne paraît celle proposée par Atterberg en 1950, et adaptée par la suite dans la classification USCS (Unified Soil Classification System). La classification Française proposée de LCPC s'inspire de la classification USCS et ne diffère d'elle que dans certains détails.

La classification du LCPC est basée sur la courbe granulométrique, les limites d'Atterberg, la teneur en matière organique et sur des observations sur échantillons (couleur, odeur,...). Cette classification comporte 8 classes pour les grenus, pour les sols fins et 6 pour les sols organiques.

Le graphique de la figure I.5, appelé diagramme de plasticité de Casagrande, sert à classer les sols fins suivant w et I_p . Ces deux figures permettent de classer l'échantillon étudié en lui attribuant symbole de la classe à laquelle il appartient.

Le sol organique est connu par son odeur, sa couleur et la présence des fibres noirs. La teneur en matière organique est exprimée par le rapport du poids de matière organique sèche au poids total de la matière sèche.

Le teste d'humification, mentionné dans la classification, permet d'estimer le degré de décomposition des matières organiques dans le sol. L'essai consiste à comprimer l'échantillon organique et d'observer le liquide qui en sort (couleur, nature). [9]

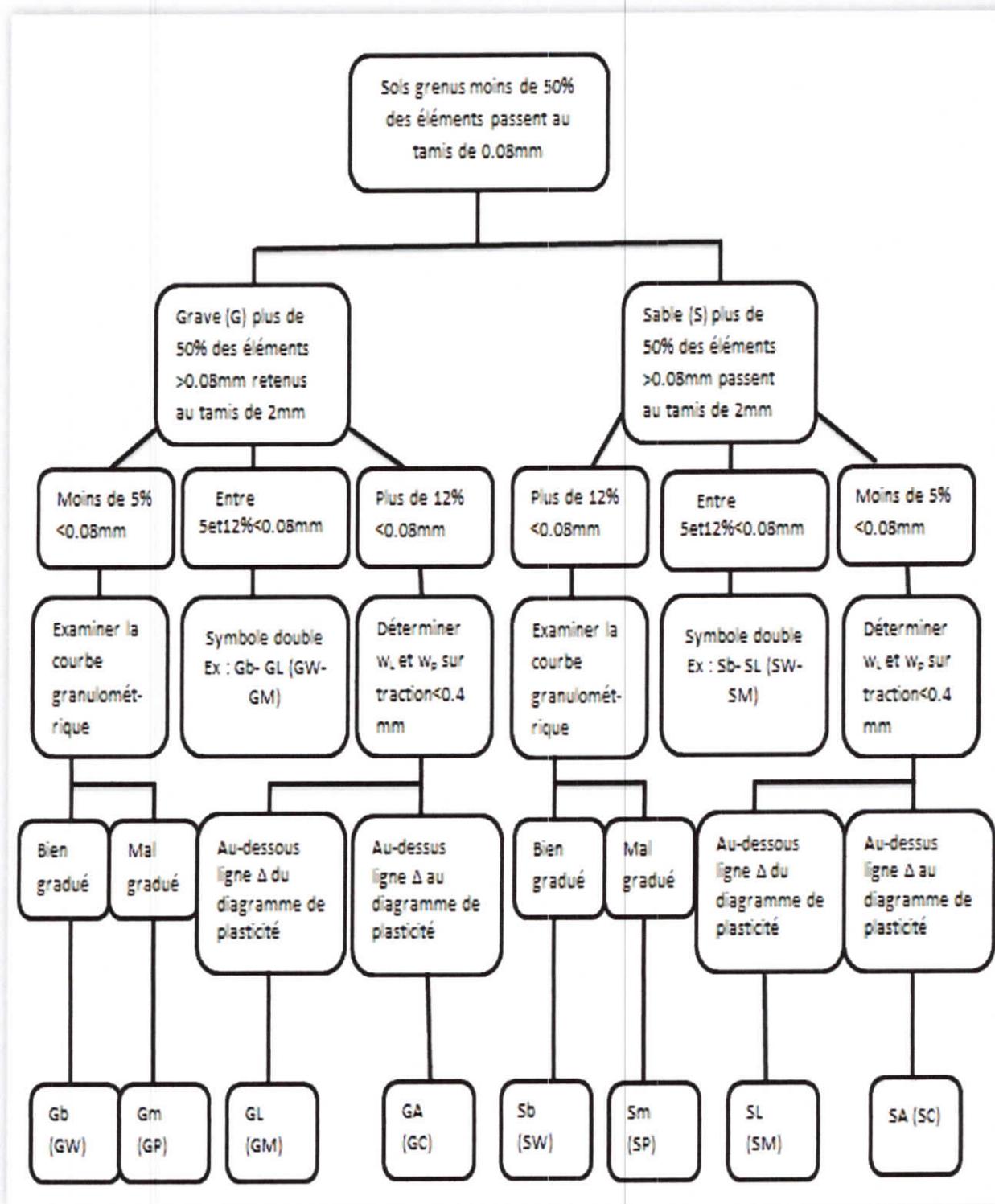


Figure I.2: Organigramme de classification des sols grenus.

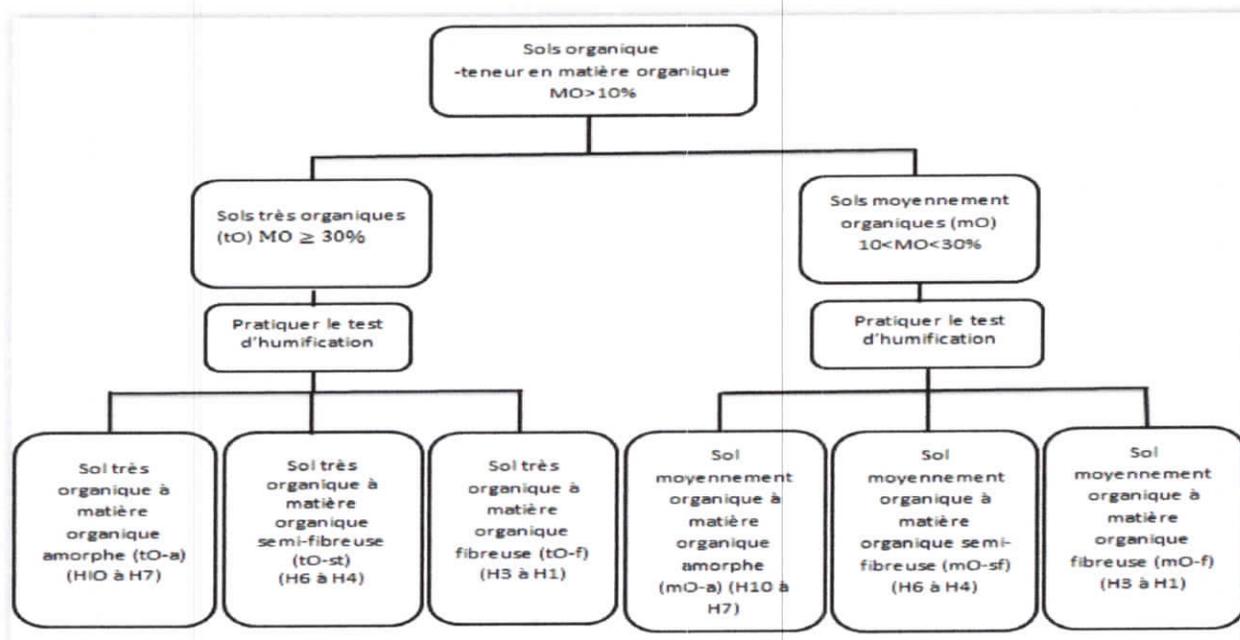


Figure I.3 : Organigramme de classification des sols organiques.

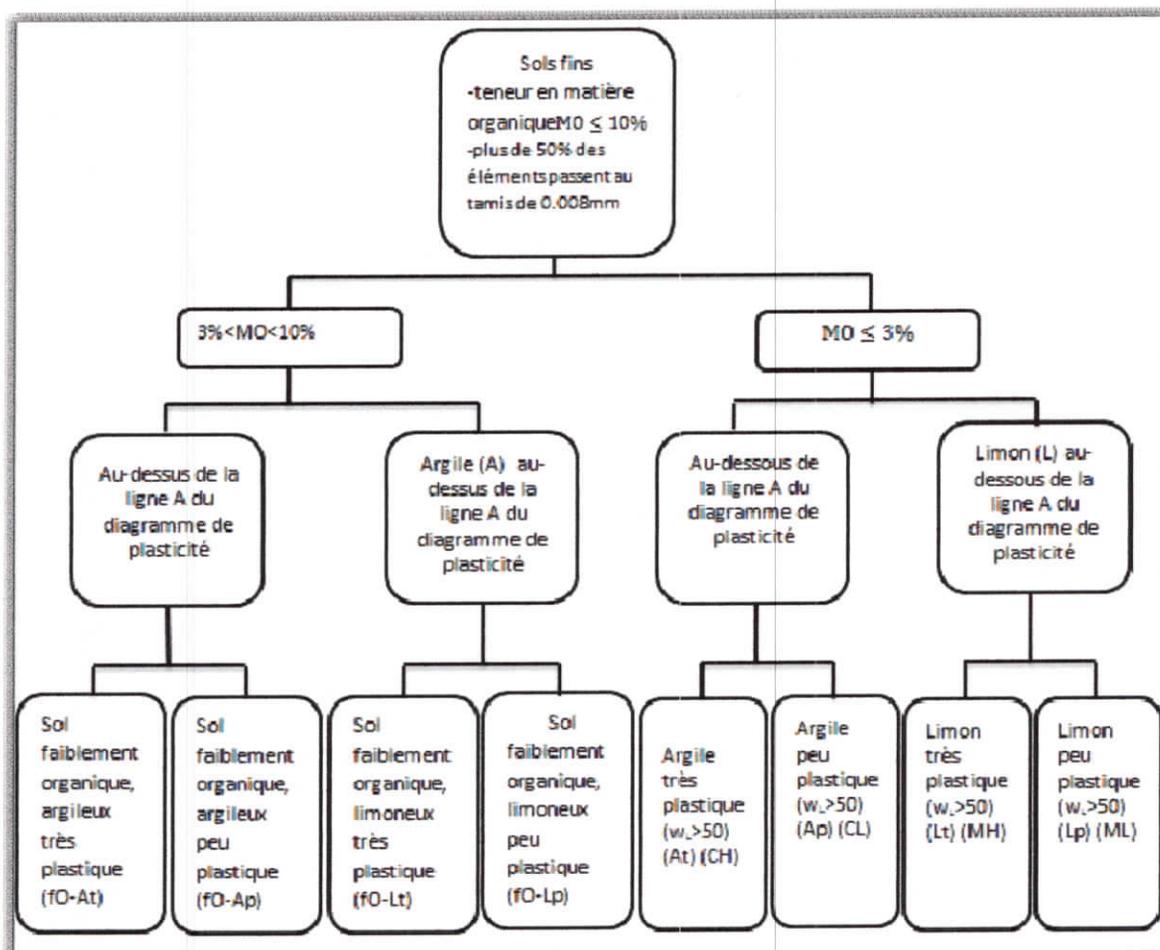
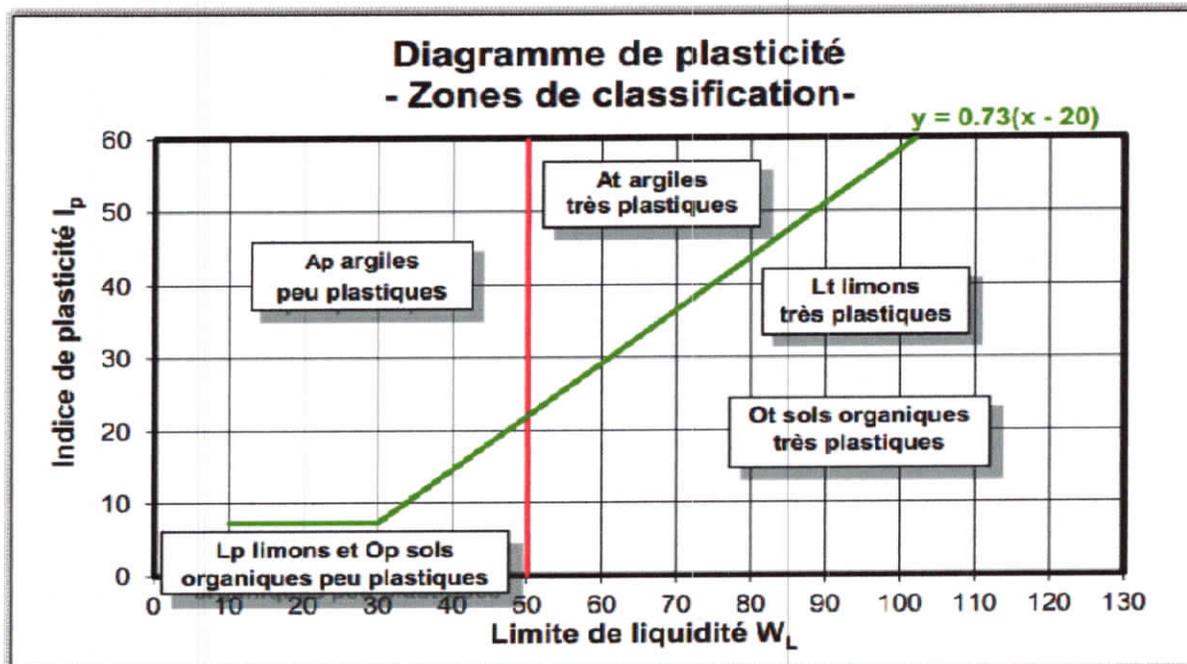


Figure I.4: Organigramme de classification des sols fins.



I.11. Sols pulvérulents

I.11.1. Propriétés des sols grenus (pulvérulents)

Forces de frottement entre les grains sont :

- dépendants de la forme, l'angularité et la compacité des grains
- indépendants de la teneur en eau résistance au cisaillement
- aucune résistance à la traction
- perméables

I.11.2. Structure des sols pulvérulents (sols grenus)

$D > 20\mu\text{m}$ (exemple : les sables). Les Grains se détachent les uns des autres sous leur poids. Les Principales forces intervenants dans l'équilibre de la structure sont les forces de pesanteur c'est par des réactions de contact grain à grain qu'un ensemble stable peut exister. Cette stabilité sera d'autant meilleure Que le nombre de contacts sera élevé (sol Bien gradué). Dans le cas de sols humides non saturés (figure I.6: l'eau est retenue, sous forme de ménisques au voisinage des points de contacts entre les grains, par des forces de capillarité; elle crée entre ces derniers des forces d'attraction. Le matériau présente une cohésion capillaire. Les forces capillaires sont négligeables devant les forces de pesanteur). [10]

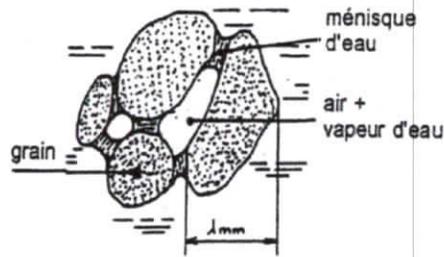


Figure I.6 :Représentation d'un sol humide et non saturé.

I.11.3. Les Sables

I.11.3.1. Définition

- Agrégat fin dont la taille des grains ne dépasse pas 5 mm

Le sable, est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre 0,063 et 2 mm selon la définition des matériaux granulaires en géologie. Sa composition peut révéler jusqu'à 180 minéraux différents (quartz, micas, feldspaths) ainsi que des débris calcaires de coquillage et de corail. [6]

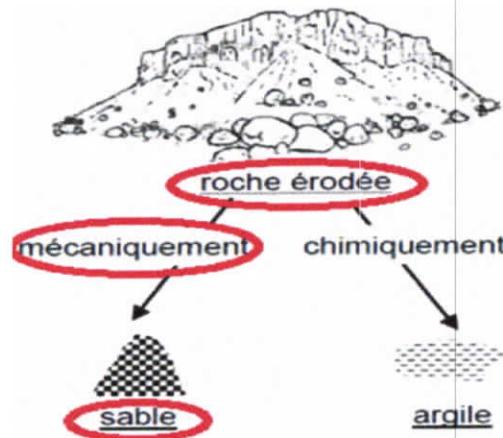


Figure I.7 :Origine du sable.

I.11.3.2. Les minéraux sableux

Le sable est souvent le produit de la décomposition du granite du fait de l'érosion. Ainsi, le plus fréquent de ses composants est quartz. Constituent le moins altérable du granite. Ainsi que des micas et feldspaths. Un sable issu d'une roche volcanique est plutôt noir, tandis qu'un sable marin s'enrichit de débris de coquillages : ainsi, le sable peut avoir plusieurs couleurs en fonction de sa nature.

- Le quartz, est une espèce minérale du groupe des silicates, sous groupe des tectosilicates composé de dioxyde de silicium de formule SiO_2 (silice), avec des traces de (Al, Li, B, Fe, Mg, Ca, Ti, Rb, Na, et OH). Il se présente soit sous la forme de grands cristaux incolores, colorés ou fumés, soit sous la forme de cristaux microscopiques d'aspect translucide. Constituant 12% (en masse) de la lithosphère, le quartz est un composant important du

granite, dont il remplit les espaces résiduels, et des roches métamorphiques granitiques (gneiss, quartzite) et sédimentaires (sable, grès).

- Le mica est le nom d'une famille de minéraux du groupe des silicates, sous-groupe des phyllosilicates formé principalement de silicate d'aluminium et potassium. Avec le quartz et le feldspath, il est l'un des constituants du granite. Il est caractérisé par sa chaleur. Les propriétés des micas, leur transparence, leur hétérogénéité, leurs propriétés d'isolant thermique, font qu'on les retrouve dans de nombreuses utilisations. Les micas sont classés en deux séries :
 - Les micas blancs dioctaédriques $XY^{3+}_2[AlSi_3O_{10}(OH.F)_2]^{7-}$ sont des silicates riches en aluminium et en potassium. Le mica blanc le plus fréquent est la muscovite $K^+Al^{3+}_2[AlSi_3O_{10}(OH.F)_2]^{7-}$.
 - Les micas noirs trioctaédriques $XY^{2+}_3[Al_{1-x}Si_{3-x}O_{10}(OH)_2]^{7-}$ sont des silicates contenant surtout du magnésium avec du potassium et du fer. De couleur brun à noir. Les micas noirs font partie des principaux composants de gneiss et des micashistes. Leur altération les transforme en chlorites. Le mica noir le plus fréquent est la biotite $K^+(Mg.Fe.Ti)^{2+}_3[Al_{1-x}Si_{3-x}O_{10}(OH)_2]^{7-}$.
- Le feldspath, est un minéral à la base de silicate double d'aluminium, de potassium, de sodium ou de calcium. Les feldspaths sont de la famille des tectosilicates. Il existe de nombreux feldspaths, dont les principaux sont l'orthoclase (potassique), l'albite (sodique) et l'anorthite (calcique) le mélange de ces deux derniers donne la série des plagioclases.

Il est à distinguer les feldspaths alcalins, souvent translucides, blanchâtres ou roses et riches en alcalins ($Na^+.K^+$). Des plagioclases qui diffèrent des précédents par la présence de calcium (Ca^{2+}) et l'absence de potassium (K^+). Les feldspaths forment le plus important groupe de minéraux de la croûte terrestre. Ils sont hautement cristallisés et ont la propriété de la former des macles et de rayer le verre.[6]

I.11.3.3. Microstructure des sables (sols granulaires)

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface du grain. Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains.

Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans les sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent.

Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées sur la figure I.8. (Davalle.1991)

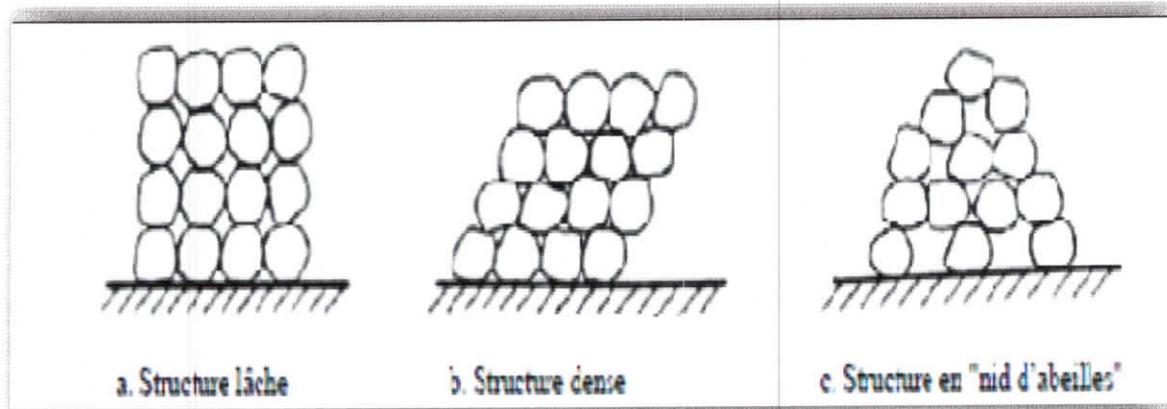


Figure I.8: Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davalle, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- Réarrangement compressibilité instantanée des grains.
- Glissement et rotation des grains.
- Rupture et écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains : le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances des sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure, en effet, la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense.

Outre la structure, le comportement hydromécanique des sols granulaires est influencé par le degré de saturation en eau, puisqu'il conditionne directement le niveau de succion. La succion augmente les efforts de contact, par conséquent, le frottement. Sous l'effet de la succion, mes grains se rapprochent les uns des autres, le sol devient en quelque sorte plus serré. La structure d'un tel sol peut être poreuse et instable quand la succion disparaît, surtout dans le cas de la structure en nid d'abeilles. [6]

I.11.3.4. Quelques propriétés des sables

Les sables sont identifiés grâce à la granulométrie (la grosseur des grains). Le sable se caractérise par sa capacité à s'écouler. Plus les grains sont ronds, plus le sable s'écoule facilement. Le sable artificiel, obtenu par découpage mécanique de roches, est principalement composé de grains aux aspérités marquées.

Il peut être également différencié un sable transporté par vent d'un sable transporté par l'eau. Le premier est de forme plus ronde, sphérique, alors que le deuxième est plus ovoïde. De plus, le sable éolien présente une diaphanéité plus mate que le sable fluviatile ou marin qui est dit "émoussé-luisant". L'aspect de la surface du grain de sable éolien est dû aux multiples impacts que subit le sable lors de son déplacement.

La masse volumique du sable sec varie selon sa granulométrie et sa composition, de 1700 à 1900 kg/m³, en moyenne 1850 kg/m³. Le sable forme naturellement des pentes stables jusqu'à environ 30°, au-delà de cet angle, il s'écoule par avalanches successives pour retrouver une pente stable. [6]

Tableau I.1:Caractéristiques physiques générales des sables.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	γ_{ouy_h}	17 à 20	KN/m ³
Poids volumique sec	γ_d	14 à 18	KN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19 à 22	KN/m ³
Poids volumique déjaugé	γ'	9 à 12	KN/m ³
Densité relative	G_s	2,65 à 2,67	/
Porosité	n	0,25 à 0,50	/
Indice des vides	e	0,50 à 1	/
Teneur en eau	w	1 à 15	%

I.11.3.5. Différents types de sable

Selon la taille des grains, il est à distinguer trois types de sable (voir tab I.2)

Tableau I.2:Classes granulaires du sable.

Type de sable	Dimension des grains
Sable grossier	0,6 à 2mm
Sable moyen	0,2 à 0,6mm
Sable fin	0,06 à 0,2mm

I.11.3.6. Variation de volume des sables en cisaillement

Le cisaillement d'un matériau granulaire s'accompagne d'une variation de son volume qui est fonction de son état de compacité initial (Philipponnat & Hubert, 2002). Un sol compact a tendance à augmenter de volume lorsque le cisaillement augmente. Son comportement est dilatant. A l'inverse, un sol initialement à l'état lâche a tendance à diminuer de volume au cours du cisaillement. Son comportement, dit contractant, traduit un réarrangement des grains (diminution de la porosité et augmentation de la masse volumique). [6]

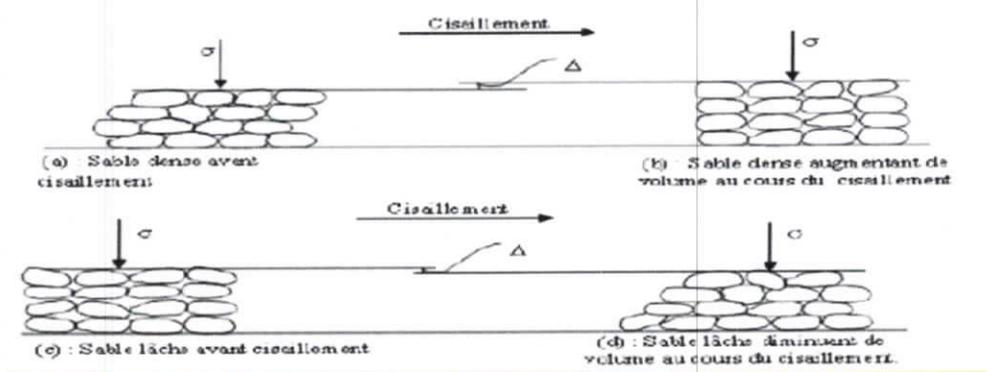


Figure I.9: Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).

C'est une représentation schématique d'un sol fortement tassé (I.9 a) où les grains sont en ce point enchevêtrés, et leur déformation est impossible, à moins qu'elle ne s'accompagne d'un décompactage (dilatance) représenté sur la figure I.9 b. si le sol est peu tassé (figure I.9 c), la déformation de cisaillement provoque la pénétration des particules dans les espaces vides, ce déplacement s'accompagne d'une réduction de volume (contractance), comme le montre la figure I.9 d.

I.11.4. Etude de sable de dune

I.11.4.1. Morphologie du sable dunaire

Les dunes de sables sont formées par l'accumulation du sable due aux vents. Ils se présentent sous forme de cordons de sable, plus ou moins parallèles entre eux et toujours perpendiculaires à la direction du vent dominant. [9]

I.11.4.2. Mécanisme de transport par le vent

Le vent transporte le sable dans des conditions similaires que celles de l'eau. Le sable est transporté par roulement sur la surface du sol qui s'accompagne généralement de saltation.

I.11.4.3. Caractéristiques du sable dunaire

Les sables des dunes se caractérisent par :

- une certaine homogénéité,
- l'absence de galets et de graviers,
- la raréfaction des coquilles marines et la présence de nombreuses coquilles de gastéropodes pulmonés terrestres.

Le sable des dunes littorales provient du triage sélectif par le vent des sédiments de la plage et surtout de la haute plage, là où le sable sec permet la déflation éolienne. Cette sélection entraînera, pour les sables dunaires, certaines qualités :

Une granulométrie plus fine, avec une courbe granulométrique très régulière et une courbe de fréquence très pointue et toujours uni-modale.

Les grains de sable des dunes sont en général très émoussés et très ronds. [9]

I.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évoqué la structure et la texture du sol, ainsi que les caractéristiques physiques essentielles, ensuite nous avons fait une étude bibliographique détaillée sur les différentes propriétés de sol utilisé dans ce travail.

II.1. Introduction

Plusieurs techniques de stabilisation et de renforcement du sol ont été utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les différents problèmes vécus. Ces dernières années plusieurs recherches ont été développées des nouvelles techniques pour améliorer le comportement du sol. Dans ce chapitre nous avons réfléchi à nouveau composite pour améliorer la stabilité du sol étudié (sable de dune), pour cela, il faut faire une étude bibliographique sur les différents matériaux utilisés.

II.2. Définition

La stabilisation des sols est le terme général pour l'amélioration des sols et le compactage des sols. Plusieurs produits sont employés aujourd'hui avec les sols pour obtenir un matériau de construction avec des propriétés meilleures que celles du sol original.

La technique de stabilisation de sols au ciment consiste à améliorer le sol en place en le mélangeant avec du ciment. Elle permet :

- d'obtenir une aptitude à supporter les charges (portance) durant toute l'année (surface praticable par tout temps),
- de rendre la surface insensible aux intempéries (pluie, gel, dégel...) et au ravinement
- de réaliser une couche liée imperméable aux infiltrations et aux remontées d'eaux. [9]

II.3. Techniques de stabilisation utilisées

Le gonflement du sol peut être stabilisé par plusieurs méthodes. Celles-ci interviennent sur la minéralogie de l'argile, les charges électriques de l'argile, la caractéristique physicochimique de l'argile. Dans ce qui suit, une description bref sur de techniques de stabilisations des sols expansifs.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- la stabilisation mécanique.
- la stabilisation thermique.
- la stabilisation chimique. (par l'ajout des liants hydrauliques).
- la stabilisation par sables.

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques (sels, ciment, chaux, ciment et chaux...) et les liants organiques (goudrons, bitumes ...). [11]

II.4. Traitements chimiques des sols

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique éprouvée et parfaitement au point, qui a connu un très fort développement depuis une vingtaine d'années. [11]

II.4.1. Les différents types de traitements chimiques

Selon l'utilisation prévue (en couches de forme ou en remblais) ou en fonction du type de sol à stabiliser, il existe plusieurs types de traitements des sols qui ne diffèrent que par la nature du liant utilisé. On utilise presque exclusivement les traitements suivants:

- Le traitement à la chaux (selon la norme NF EN 495-1 et NFP98-101) dans le cas de sols fins destinés à une utilisation en remblai ou en couche de forme.
- Le traitement au ciment (selon les normes NF EN 197-1) dans le cas de sol peu plastiques ou peu argileux destinés à une utilisation en remblais ou couches de forme.
- Le traitement mixte à la chaux puis au ciment ou au liant hydraulique routier destiné à une utilisation en couches de forme. [11]

II.4.2. Principales opérations de traitement

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en générale les opérations élémentaires suivantes :

- la préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation, humidification éventuelle).
- l'épandage du liant de traitement.
- le malaxage du liant avec le sol.
- l'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération).
- Le réglage du mélange.
- Le compactage.
- L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme). [11]

II.4.3. Traitement à La chaux

II.4.3.1. Définition

La chaux est à la fois le liant minéral majeur de l'histoire de la construction et un des produits minéraux les plus utilisés depuis le début de l'ère industrielle. Avant la chaux, le plâtre, fut la première cuite pour réaliser trissé dès l'Ancien empire de l'époque pharaonique. Puis, les mélanges avec des matériaux carbonatés apparurent. [11]

II.4.3.2. Différents types de chaux

La chaux est obtenue par calcination d'un calcaire (celui-ci représente 20% de la couche terrestre), selon la nature du calcaire utilisé, la cuisson permet la fabrication de plusieurs types de chaux :

- chaux aérienne provenant d'un calcaire pur.
- chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium.
- chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux.

Les chaux utilisées en technique routière sont essentiellement les chaux aériennes. Elles se présentent sous deux formes :

- chaux vive
- chaux éteinte

1) Echange cationique : L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents (Na^+ et K^+). Les ions de calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions. C'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

2) Flocculation : L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une flocculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la flocculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

3) Carbonatation : La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air (CO_2) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple (CaCO_3 , MgCO_3) selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

4) Réaction pouzzolanique : Cette réaction se produit entre la silice (SiO_2) et/ou l'alumine (Al_2O_3) du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux et les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol-chaux.

II.4.3.3. L'action de la chaux sur les sols

Les sols, c'est-à-dire les sols qui contiennent des proportions notables d'argiles et de limons, ont des propriétés routières déplorables. Ils gonflent et deviennent plastique en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, foisonnent sous l'effet du gel. Ils n'ont donc aucune stabilité face aux variations climatiques. Ils peuvent ainsi se trouver, soit dès l'extraction, soit à la suite d'intempéries, à un degré de consistance tel que la circulation des engins devienne difficile.

Compte tenu de ses propriétés, la chaux modifie de façon sensible le comportement des sols fins argileux ou limoneux, grâce à trois actions distinctes :

- Une diminution de la teneur en eau :
La teneur en eau d'un mélange sol-chaux se trouve abaissée en raison de :
 - L'apport de matériaux secs.
 - La consommation de l'eau nécessaire à l'hydratation de la chaux (chaux vive).

– L'évaporation d'eau suite à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation et par l'aération provoquée par le malaxage.

- Des modifications immédiates des propriétés géotechniques du sol.

L'incorporation de chaux dans un sol argileux, développe une agglomération des fines particules argileuses en éléments plus grossiers et friables : c'est la floculation. L'incidence de ces réactions sur le mélange sol-chaux sont :

- Une diminution de l'indice de plasticité I_p .
- Une augmentation de l'indice portant IPI.

- Des modifications à long terme :

La chaux, en tant que base forte, élève le pH du sol et provoque l'attaque des constituant du sol. [13]

II.4.4. Stabilisation par l'ajout du ciment

II.4.4.1. Définition

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire un matériau minéral finement moulu qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau. Le ciment agglomère fortement les matériaux inertes incorporés dans le mélange.

II.4.4.2. Constituants de ciment

Le ciment est obtenu par le mélange homogène dans certaines proportions des constituants principaux et des constituants secondaires avec du sulfate de calcium.

La norme européenne NBN EN 197-1 relative au ciment définit les constituants suivants:

➤ **Constituants principaux** (> 95 % de la somme des constituants principaux et secondaires):

- Clinker Portland (K).
- Laitier granulé de haut-fourneau (S).
- Matériaux pouzzolanique.
- Pouzzolane naturelle (P).
- Pouzzolane naturelle calcinée (Q).
- Cendres volantes :
- Cendre volante siliceuse (V).
- Cendre volante calcique (W).
- Schiste calciné (T).
- Calcaire (L - LL).
- Fumée de silice (D).

➤ **Constituants secondaires** (< 5 % de la somme des constituants principaux et secondaires).

➤ **Additifs** (< 1 % de la somme des constituants principaux et secondaires).

➤ **Sulfate de calcium** (l'addition de cette matière a pour objet de réguler le temps de prise du ciment dans certaines limites). [12]

II.4.4.3. Production du ciment

La fabrication proprement dite du ciment consiste à doser et à moudre finement les différents constituants dans des proportions bien déterminées. En broyant le clinker Portland avec un régulateur de temps de prise et les éventuels constituants complémentaires, en fonction du type de ciment à fabriquer, on obtient un mélange homogène et intime des constituants. La finesse finale de mouture est fixée en fonction de la réactivité et de la classe de résistance souhaitées.

II.4.4.4. Différents types de ciments, composition, désignation normalisés

On distingue cinq types de ciments courants :

- CEM I Ciment Portland.
- CEM II Ciment Portland composé.
- CEM III Ciment de haut-fourneau.
- CEM IV Ciment pouzzolanique.
- CEM V Ciment composé.

Les ciments selon la norme NBN EN 197-1 doivent au moins être désignés par leur type, complété du nombre 32.5, 42.5 ou 52.5 qui désigne la classe de résistance. La classe de résistance à jeune âge est fixée par l'ajout de la lettre N ou R.

II.4.4.5. Choix du ciment pour le traitement de sol

Dans la gamme étendue disponible, le choix du type de ciment se fera sur différents critères:

- temps de prise assez long, pour la mise en œuvre.
- bonne résistance à moyen et long terme.
- compatibilité avec le sol à traiter.
- bon rapport qualité/prix [12]

II.4.4.6. L'action du ciment et des liants hydrauliques routiers (LHR) sur les sols

Le traitement des sols au ciment ou au LHR permet d'améliorer les caractéristiques initiales des matériaux et s'appliquent à des sols peu ou pas plastiques, dont les teneurs naturelles en eau trop élevées ne permettent pas de réaliser des remblais ou des couches de forme dans de bonnes conditions et avec des garanties suffisantes de qualité. Il est surtout utilisé dans le but d'obtenir un développement rapide et durable des résistances mécaniques et des stabilités à l'eau et au gel.

Compte tenu de leurs propriétés, le ciment et les LHR modifient de façon sensible le comportement des sols peu ou pas plastiques, grâce à deux actions distinctes :

- Des modifications immédiates et à long terme des propriétés géotechniques et mécaniques du sol.

- Une diminution de la teneur en eau. [13]

II.4.5. Les avantages et les inconvénients de traitements chimiques

II.4.5.1. Les avantages

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux.

➤ Avantages techniques

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure. Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, ni orniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

➤ Avantages économiques

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport. L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier. Enfin, le traitement des sols en place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement.

➤ Avantages écologiques et environnementaux

Le travail à froid réduit sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère. En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'utilisateur et aux riverains et une réduction de la fatigue du réseau routier adjacent au chantier. La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement.[13]

II.4.5.2. Les inconvénients

- Utilisation d'un dosage important.
- Carbonatation de la chaux. [11]

II.5. Renforcement des sols par l'ajoute des fibres naturelles

II.5.1. Définition

Le renforcement du sol est défini comme une technique pour améliorer les caractéristiques du sol. Dans ce chemin, utiliser des fibres naturelles pour renforcer le sol est une vieille et ancienne idée.[11]

II.5.2. Les fibres naturelles

II.5.2.1. Définition

Les fibres végétales sont des structures biologiques fibrillaires composées de cellulose, hémicelluloses et de lignine. En proportion relativement faible d'extractibles non azoté, de matière protéique brute, de lipide et de matières minérales. Les proportions de ces constituants dépendent énormément de l'espèce, de l'âge et des organes de la plante.[14]

II.5.2.2. Différents types de fibres naturelles

On peut subdiviser les fibres naturelles en trois grands groupes selon leur origine :

➤ **Les fibres végétales** : l'utilisation de fibres naturelles, et en particulier de fibres végétales comme renfort de matériaux composites, présente deux principaux avantages. Tout d'abord, ces fibres sont largement disponibles à faible coût et leur utilisation en construction constitue de nouveaux débouchés pour les matières agricoles. D'autre part, la valorisation des fibres végétales permet la réduction des impacts environnementaux par rapport à des composites conventionnels puisque ce sont des matières premières renouvelables, biodégradables, neutres vis-à-vis des émissions de CO₂ et demandant peu d'énergie pour être produites.

Les fibres végétales comprennent :

- Des fibres provenant des poils séminaux de graines (coton, kapok),
- Les fibres libériennes extraites de tiges de plantes (lin, chanvre, jute, ortie),
- Les fibres extraites de feuilles (sisal), de troncs (palmier), d'enveloppes de fruits (noix de coco).

➤ **Les fibres animales** : La fibre la plus importante et la plus utilisée est la fibre de laine connue pour ses qualités de bon isolant thermique, son pouvoir absorbant élevé (16-18%) et son élasticité importante (45%) (Feughelman, 1997). Les fibres animales sont classées selon leur provenance, on note essentiellement :

- Poils : la laine (obtenue par la tonte de moutons), alpaga, angora, chameau, cachemire,...
- Sécrétions : soie (Bombyx Mori), soie sauvage, fils d'araignée.

➤ **Les fibres minérales** : L'amiante est la seule fibre minérale naturelle. Elle a attiré l'attention des industriels pour sa résistance à la chaleur, au feu, aux agressions électriques et chimiques et pour son pouvoir absorbant. Elle a été utilisée dans diverses installations industrielles et même en construction avant de l'interdire progressivement à cause des risques cancérogènes qu'elle présente. [15]

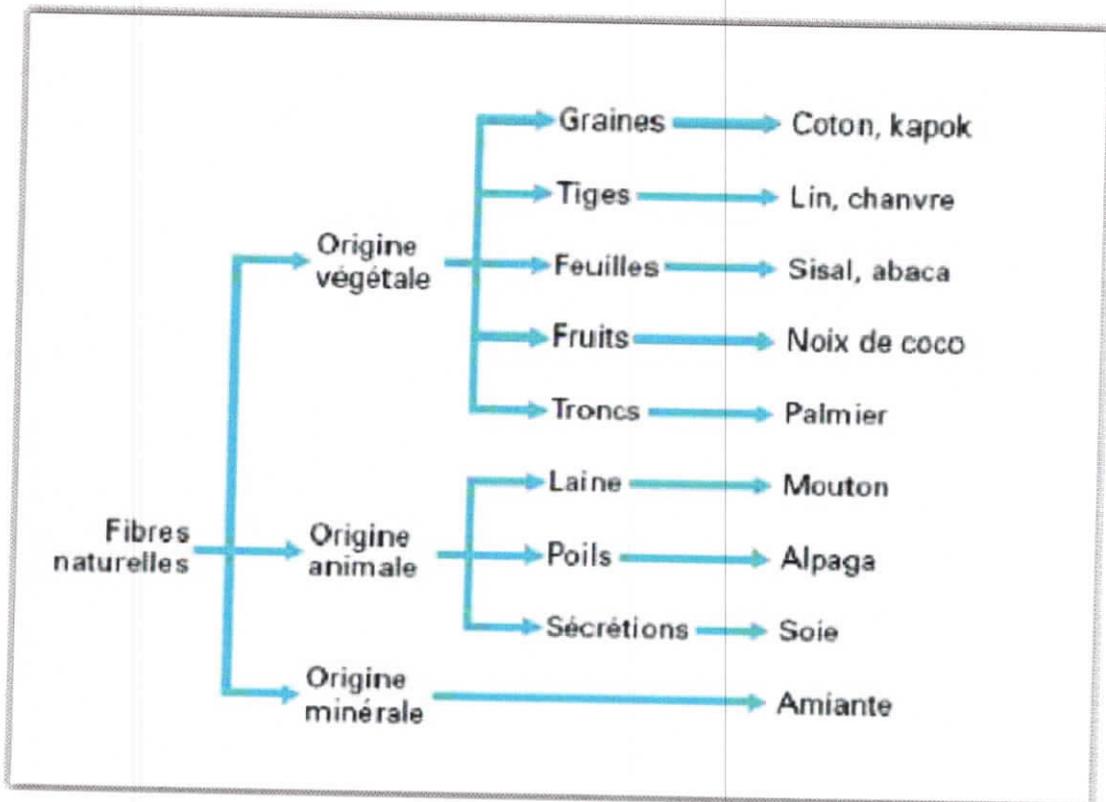


Figure II.1 : différentes types des fibres naturelles.

4) **Fibres synthétiques** : Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont:

- Les polyamides (Nylons).
- Les polyester.
- Les dérivés polyvinyliques.
- Les polyoléfines : les polyéthylènes et les polypropylènes : sont d'une importance croissante et leur production s'élève maintenant à environ 8% de toutes les fibres synthétiques.

5) **Fibres artificielles** : Ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine de génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres d'acier et d'autres. Elles sont aujourd'hui les plus répandues dans l'industrie de la construction.

II.5.3. Classification des fibres végétale

Il existe plusieurs critères de différenciation des fibres:

- suivant l'organe de la plante dont elles sont issues, les fibres végétales peuvent être classées en fibres de tiges (Kénafe, jute, lin, ramie), et de feuilles (Sisal, abace, paille de graminée).
- Suivant leur teneur en holocellulose (cellulose et hémicellulose) et en lignine, on peut distinguer les fibres ligneuses (dures et rigide provenant de matériels ligneux tels que le bois d'œuvre, les résidus de l'industrie du bois et les fibres non ligneuses (douces, souples, issues de végétaux non ligneux souvent annuels relativement moins riches en lignine tels que le kénafe, le chanvre, le sisal, le jute et le lin).
- Suivant leur longueur, les fibres végétales peuvent être groupées en deux catégories : fibres longues, dites libérienne, provenant des tiges et d'écorce de tiges de plantes annuelles. Elles sont douces, tandis que les fibres longues issues de feuilles ou de troncs d'arbre sont plus dures et plus rigides à cause de leur richesse en lignine, et fibres courtes ou étoupes qui sont associées aux fibres longues. [16]

II.5.3.1. Le processus d'extraction des fibres végétales

Pour obtenir différentes fractions végétales à partir de de paille, le processus d'extraction dit <<classique>> ou générique est composé de trois étapes bien distinctes :

- La décortication : consiste, par une opération mécanique exercée sur la tige entière, à désolidariser la matière ligneuse (ou moelle) de la fibre libérienne.
- La séparation : consiste à séparer les différentes fractions végétales obtenues.
- L'affinage : se focalise sur les faisceaux afin de réduire le nombre de fibres unitaires par faisceau jusqu'à éventuellement l'obtention de élémentaires.[17]

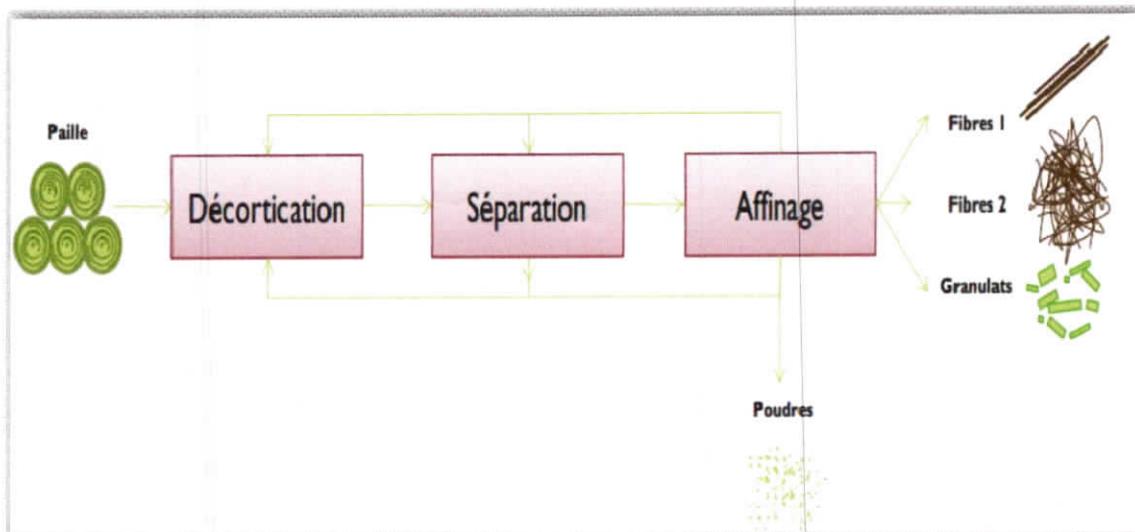


Figure II.2: Processus générique d'extraction des fibres végétales.

II.5.3.2. Les avantages et les inconvénients des différentes fibres végétales [16]

Tableau II.1: les avantages et les inconvénients des fibres végétales.

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> -Faible coût -Biodégradabilité -Propriétés mécaniques spécifiques importantes (résistance et rigidité) -Non abrasif pour les outillages -Neutre pour l'émission de CO₂ -Peu d'énergie pour production -Pas de résidus après incinération -Pas d'irritation cutanée lors de la manipulation des fibres -Ressource renouvelable 	<ul style="list-style-type: none"> -Absorption d'eau -Biodégradabilité -Tenue thermique limitée (200 à 230 °C max) -Fibres anisotropes -Renfort discontinu -Variation de qualité en fonction du lieu de croissance, de la météo. -Culture annuelle demande la gestion d'un stock

II.5.4. Fibre de sisal

II.5.4.1. Définition

Le sisal est issu de l'Agave sisalana, originaire de la péninsule du Yucatan, au Mexique (un autre agave mexicain, A. fourcroydes, produit une fibre similaire, l'henequen). Les ficelles et les cordes étaient autrefois en sisal. Le sisal est une plante succulente adaptée aux climats chauds, elle pousse même dans les régions arides. Ses fibres sont exploitées au Brésil, en Chine, à Cuba, au Kenya, en Haïti, à Madagascar et au Mexique. Les systèmes de production varient selon le pays à l'autre. En Tanzanie et au Kenya, il est surtout planté en peuplements et les petites exploitations jouent un rôle marginal. Tandis qu'au Brésil, il est essentiellement cultivé par de petits paysans. Il ne nécessite pas d'engrais chimiques ni d'herbicides.

Les feuilles de la plante sont constituées de 3% de fibres. Ce dernier a une structure en cellulose et n'a pas un filament seul comme le carbone ou le verre, mais un paquet de total cellulaire qui consiste de plus que 100 cavités hexagonales irrégulières. [8]

Son longueur est variée entre 1.0 et 1.5m et son diamètre est approximativement égal de 100–300µm. [9]

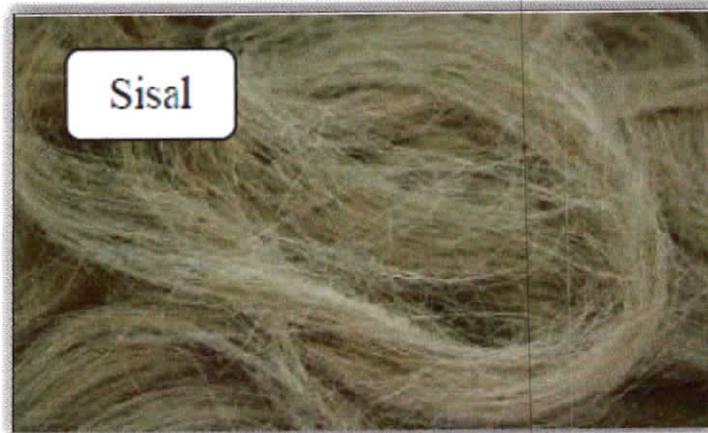


Figure II.3: fibre de sisal.

II.5.4.2. Les Caractéristiques Physiques et Mécaniques de fibre sisal

Généralement la fibre sisal est caractérisée physiquement par sa diamètre sa densité et sa teneur en eau et sa pourcentage d'absorption d'eau. Et elle est caractérisée mécaniquement par sa résistance à la traction, sa résistance à la rupture et son module d'élasticité. Il y a plusieurs recherches concernant les propriétés physiques et mécaniques.

Les deux tableaux ci-dessous donnent un résumé sur ces propriétés basé sur la recherche.[16]

Tableau II.2: Les caractéristiques physiques de fibre de sisal.

Fibre	Référence	Diamètre (mm)	Densité (g/cm ³)	Teneur en eau à l'état naturel (%)	Absorption d'eau après 5 min (%)	Absorption d'eau à la saturation (%)
Sisal	BLEDZKI et al TOLÉDO FILHO et al SAVASTANO et al.	- - 0.08-0.30	1.5 1.37 0.75-1.07	- - 10.97-14.44	- 89.30 67-92	- 92 190-250

Tableau II.3: Les caractéristiques physiques de fibre de sisal

Fibre	Référence	Densité (g/cm ³)	Allongement à la rupture (%)	Résistance à la traction (MPa)	Module de Young (GPa)
Sisal	BLEDZKI et al TOLÉDO FILHO et al SAVASTANO et al.	-- 1.37 0.75-1.07	2.6 5.2 2.08-4.08	278 363 577.50	-- 15.2 10.94-26.70

II.4.3. Caractéristiques Chimiques de Fibre de sisal

La fibre de sisal est caractérisée par sa composition chimique qui influe énormément sur leur durabilité et spécialement dans les milieux alcalins.

La composition chimique de la fibre de sisal est formée de trois principaux constituants à savoir : la cellulose, l'hémicellulose et la lignine [18].

➤ La Cellulose

C'est la principale composante de fibre de sisal. C'est un polymère naturel du premier plan. Généralement, la fibre de sisal est constituée par une chaîne de fibre en cellulose.

➤ Hémicellulose

L'hémicellulose présente dans toutes les parois de cette fibre, est un polysaccharide à chaîne courte ramifiée et repliée sur elle-même. C'est le constituant responsable de l'élasticité de fibre et qui permet aux parois de s'allonger pendant la croissance.

➤ Lignine

La lignine constitue la colle qui lie la fibre de sisal entre elles ainsi que leur paroi. C'est un polymère tridimensionnel provenant de la copolymérisation de trois alcools phénylpropénoïques. [16]

Tab II.4: la composition chimique de fibre de sisal.

Fibre	Composition (%)			
	Cendre	Cellulose	hémicellulose	lignine
sisal	1.13	66-72	12	10-14

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une étude bibliographique qui présente l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de la stabilisation des sols par l'ajout des liants hydrauliques (chaux, ciment...), et les fibres naturelles (animal, végétal,.....)

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions de l'environnement.

III.1. Introduction

La construction des ouvrages sur un remblai médiocre est un des problèmes les plus communs de la construction en génie civil dans beaucoup de parties du monde. L'approche habituelle à la stabilisation des remblais est d'enlever le sol fin à faible résistance et de le remplacer par un sol plus durable et résistant. Le coût élevé de remplacement a conduit généralement les gestionnaires de construction à utiliser la technique de stabilisation des sols en place. Ce chapitre présente les différents matériaux et méthodes expérimentales utilisés dans cette étude.

III.2. Le sol étudié

Le sol étudié est un sable de dune prélevé de la ville de Sidi Abdelaziz (wilaya de Jijel), il s'agit d'un terrain plat, ayant une topographie régulière (voir figure III.1). Il est délimité par :

- Terrain vague au nord.
- Une voie au sud.
- Terrain vague à l'est.
- Un cimetière à l'ouest.



Figure III.1: Sable de Sidi Abdelaziz.

III.3. Les essais d'identification

III.3.1. Les caractéristiques physiques des sols

III.3.1.1. Analyse granulométrique

a. Principe de l'essai :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions. Elle présente les proportions relatives des différentes dimensions de particule et permet d'identifier quelle fraction de sol contrôle ses propriétés.

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à $80\mu\text{m}$ (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à $80\mu\text{m}$ (NF P94-057).

L'analyse granulométrique sol jusqu' au diamètre de $80\mu\text{m}$ se fait en utilisant une série de tamis (NF P94-056).

b. Equipements utilisés :

Pour réaliser cette opération, nous avons utilisé les équipements suivants :

- Des tamis de différents diamètres (0.08mm—5mm),
- Un échantillon de 1000 g (sable),
- Une balance de 6 Kg, pesant au gramme près,
- une étuve thermostatée,
- Un vibro-tamis électrique.



Figure III.2: granulométrique par tamisage.

c. Les résultats obtenus:

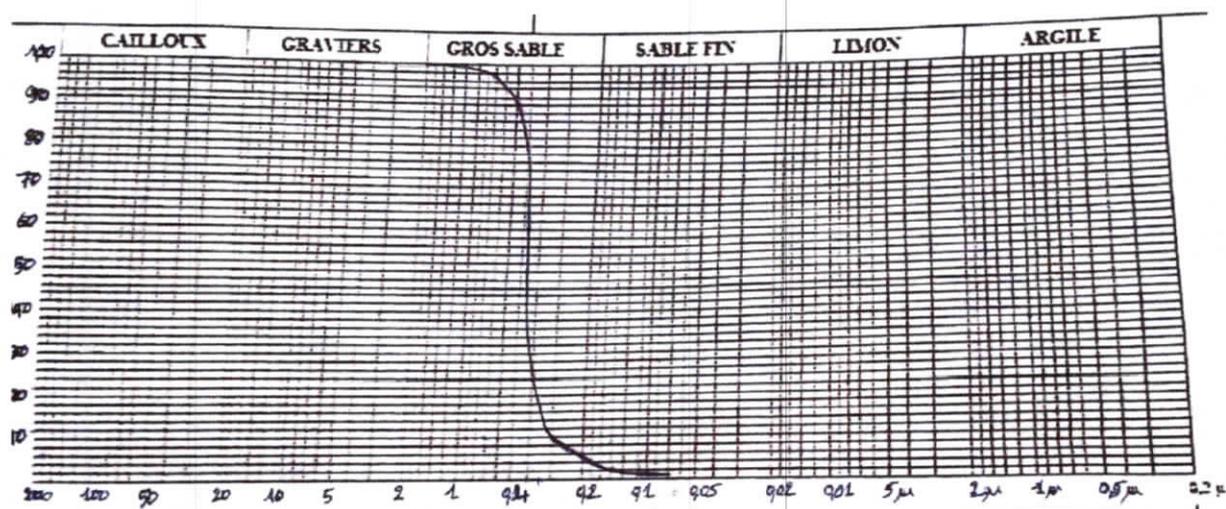


Figure III.3: Courbe granulométrique par tamisage.

Les résultats de l'analyse sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique ou l'on porte :

- Les diamètres des particules en abscisse (graduation logarithmique).
- les pourcentages en poids des tamisages cumulés en ordonnée.

On détermine alors les caractéristiques du sol par deux coefficients :

❖ Coefficient d'uniformité ou de Hazan le coefficient C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} (\%)$$

$$C_u = \frac{9.32}{8.52} = 1.09 \text{ Alors : } 1.09 < 2$$

- Si $C_u < 2$ la granulométrie est dite étroite (uniforme).

❖ Coefficient de courbure la quantité C_c :

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

$$C_c = \frac{(9.06)^2}{8.54 \times 9.32} = 1.03 \text{ donc : } 0.1 < 1.03 < 0.3$$

- $1 < C_c < 3$ Le sol est bien gradué.

III.3.1.2. Equivalent de sable (NF P18-598)

a. Principe de l'essai :

L'essai d'équivalent de sable, désigné par symbole (E.S) trouve son application essentiellement en géotechnique routier et en béton pour évaluer la portion relative d'éléments fins contenus dans le sol. Cet essai permet de mettre en évidence des traces d'argile, de limon ou de matières très fines, contenues dans un sol. En effet les éléments très fins contenus dans les granulats ont une influence très sensible sur les bons tenus des remblais, pour les chaussées, ou pour les bétons.

b. Appareillage

- Eprouvette.
- Entonnoir à large ouverture pour introduire le sable.
- Spatule.
- Une balance électrique de précision.
- Solution lavant destinées à séparer les grains les uns des autres.
- Chronomètre.
- Tube laveur métallique pour la mesure des hauteurs des sables et flocculat.
- Machine agitatrice.

c. Mode opératoire

On tamise le matériau à tester de façon à séparer l'élément sableuse les plus grossiers des particules fins (fraction 0/2), puis en prélever 120g, et remplir une éprouvette avec la solution lavant jusqu'au premier trait de jauge. On verse les 120g de l'échantillon dans l'éprouvette à l'aide de l'entonnoire, puis on le laisse au repos pendant 10 minutes et boucher l'éprouvette à l'aide des bouchons et agiter avec la machine agitric. Enfin remplir l'éprouvette jusqu'au second trait de jauge en lavant le bouchon et les parois intérieures afin de récupérer toutes les impuretés et le sable au fond de tube.



Figure III.4: échantillon équivalent de sable.

d. Les résultats obtenus:

❖ Equivalent de sable visuel : $ES_v = \frac{H_1}{H_2} \times 100$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1: Résultats de l'essai équivalent de sable visuel.

	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	ESv (%)	Moyenne (%)
Essai 01	9.7	9.5	97.97	97.75
Essai 02	9.7	9.4	96.90	
Essai 03	9.65	9.5	98.44	

$$\diamond \text{ Equivalent de sable piston : } ES_p = \frac{H_1}{H'_2} \times 100$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Résultats de l'essai équivalent de sable piston

	H ₁ (cm)	H' ₂ (cm)	Esp (%)	Moyenne (%)
Essai 01	9.7	10.4	93.26	92.95
Essai 02	9.7	10.5	92.23	
Essai 03	9.65	10.3	93.36	

(ES > 80 %) le sable est propre et ne contient pas des fines

III.3.1.3. Détermination de la masse volumique

a. Masse volumique des grains solides

Mettre dans une éprouvette graduée un volume d'eau: V₁, et on pèse une masse sèche de l'échantillon M_s, et verser l'échantillon dans l'éprouvette remplie d'eau, éliminer aussi bien que possible les bulles d'air et on relève le nouveau volume : V₂.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_2 - V_1}$$

On a: V₁=600 ml; V₂=690 ml; M_s=200g donc

$$\rho_s = \frac{200}{(690-600)} = 2.22 \frac{g}{ml} \longrightarrow \rho_s = 2.22 \text{ g/cm}^3$$

b. Masse volumique sèche (NF P 94-064)

La masse volumique sèche P_d d'un échantillon de sol est le quotient de sa masse sèche par volume V qu'il occupe y compris le vide, elle est exprimée en Kg /m³.

L'essai consiste à mesure la masse et le volume d'un échantillon de sol.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_t} \longrightarrow \rho_d = 1.57 \text{ g/cm}^3$$

Donc le sable est dense

III.3.1.4. La teneur en eau d'un sol (NF P 94-050)

a. Introduction :

La teneur en eau est un paramètre approximatif caractérise la consistance d'un sol, en utilisant un échantillon intact (remanié ou reconstitué).

La perte d'eau de cet échantillon effectuée par étuvage, et par pesage on mesure les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée, une fois la dessiccation réalisée, on pèse encore l'échantillon.

b. Principe de détermination de la teneur en eau

La perte de l'eau d'un échantillon de matériau est provoquée par étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage.

c. Résultats obtenus

$$W = M_w / M_d;$$

Où :

M_w est la masse d'eau.

M_d est la masse de matériau sec.

$$\left. \begin{array}{l} M_w = 1 \text{ g.} \\ M_d = 51 \text{ g.} \end{array} \right\} W = 1.96\%$$

III.3.2. Les caractéristiques chimiques de sol (Essai bleu de méthylène)

a. introduction

La valeur au bleu désigné par VBS est le nombre de grammes de bleu nécessaire pour saturer 100g de fines inférieure à 0.08mm. Cet essai est réalisé sur la fraction 0/2mm ou 0/5mm et ramené par une règle de proportionnalité à la fraction 0/50. La valeur de bleu du sol est déterminée par la relation suivant :

$$V_{BS} = V / M_s$$

Avec :

- V : volume de la saturation de bleu en (m^3)
- M_s : la masse sèche de l'échantillon en gramme(g)

b. Principe de l'essai

Le principe de l'essai est de déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire (selon NF P 94-068) pour recouvrir d'une couche supposée mono-moléculaire les surfaces internes

et externes des particules d'argile, des matières organiques et les hydroxydes en dispersion dans l'eau, il s'agit donc d'une adsorption irréversible qui s'effectue avec une libération de cations échangeables. L'adsorption chimique de bleu (molécule polaire) permet de mesurer la surface spécifique totale.

Les éléments non argileux du sol ne participent pratiquement pas à ce phénomène d'adsorption, la quantité de colorant adsorbée pour 100g du sol dépend donc de la surface globale de la fraction argileuse très caractéristique de la nature de l'argile.

On recherche la quantité de bleu nécessaire pour saturer le sol ; cette saturation est indiquée par le test de la tache. Il consiste à prélever une goutte de suspension que l'on dispose sur un papier filtre. La tache ainsi formée se compose d'une partie centrale de sol colorée entourée d'une zone humide incolore. Le début de la sursaturation est marqué par une coloration de l'auréole.

c. Préparation de l'échantillon

L'essai est effectué sur la fraction granulométrique 0/5mm du matériau, car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau.

On prépare 30g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 200 ml d'eau déminéralisée. Le tout est maintenu en agitation permanente au moyen de l'agitateur à ailettes.

Le dosage consiste à injecter successivement des doses bien déterminées de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test de la tache permet de repérer l'instant de cette saturation. On prélève une goutte de liquide dans le bêcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu; le test est positif.

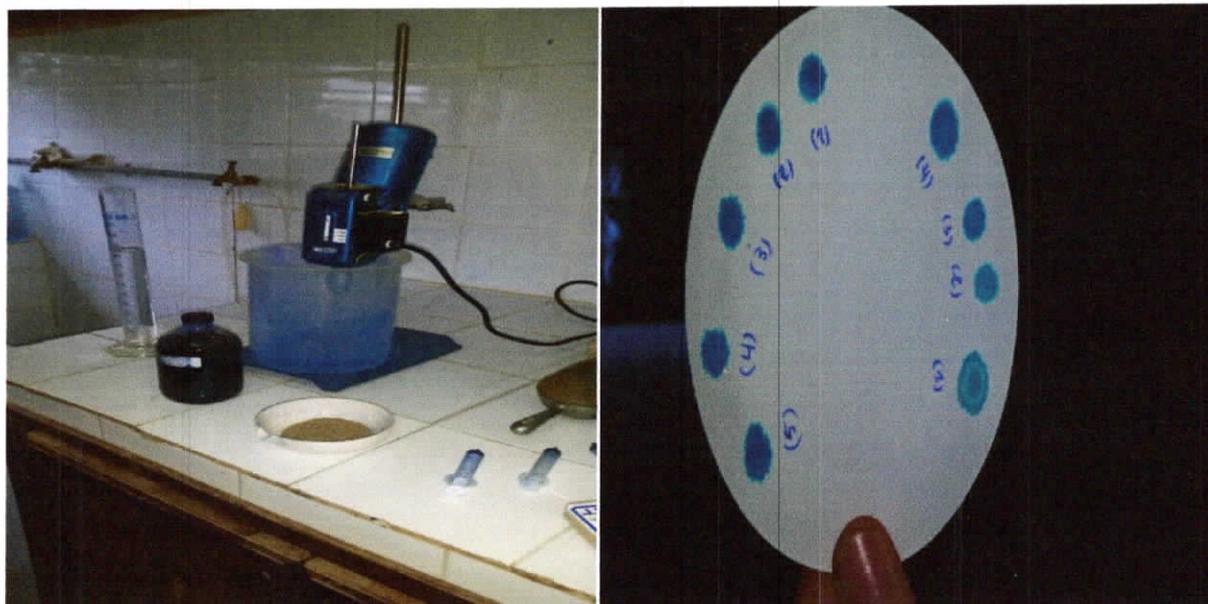


Figure III.5: le déroulement de l'essai de bleu de Méthylène.

Tableau III.3: Classification des sols d'après l'essai bleu méthylène.

$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau
$0.2 \leq V_{BS} < 1.5$	sols sensible à l'eau
$1.5 \leq V_{BS} < 2.5$	sols limoneux peu plastiques
$2.5 \leq V_{BS} < 6$	sols limoneux de plasticité moyenne.
$6 \leq V_{BS} < 8$	sols argileux.
$8 \leq V_{BS}$	sols très argileux

$B = V_0 + 0,01$

$V_{BS} = \frac{B}{m_0} \times 100$

$B = 0,15$

$m_0 = 100g$

➤ **Présentation des résultats**

- La teneur en eau de l'échantillon : $W = (m_{h2} - m_{s2}) / m_{s2}$
- La masse sèche de la prise d'essai humide : $m_0 = m_{h1} / (1 + W)$
- La masse de bleu introduite (solution à 10g/l) : $B = 0.1V$
- ✓ La valeur de bleu pour des matériaux que $D_{max} < 5mm$: $V_{BS} = (B/m_0) * 100$

$W = 1.96\%$; $V = 17\text{ ml}$; $m_{h1} = 50g$; $m_0 = 51g$; $B = 0.17$

$$V_{BS} = \left(\frac{0.17}{51} \right) * 100 = 0.33$$

III.4. Ciment de Hama Bouziane (Constantine)

III.4.1. Présentation La société des ciments de Hama Bouziane

La société des ciments de Hama Bouziane filiale du groupe GICA est une EPE – SPA au capital de 2 200 millions Da, créée en 1998. Son patrimoine est composé d'une cimenterie sise à Hama Bouziane-Constantine d'une capacité de production de un (01) million de tonnes de ciment par an et de trois (03) unités commerciales implantées respectivement à Constantine, Annaba et Skikda.

- L'activité principale de ces unités commerciales est la prise en charge et la satisfaction des besoins en ciment de la clientèle auto construction avec le propre produit de la Société ou par des enlèvements auprès d'autres sources (principalement l'usine de la SCHS) et cela grâce à des points de vente implantés au niveau de diverses Wilaya tes.
- La Cimenterie est située dans la commune de Hama Bouziane, 10 Km à l'Est de Constantine. En bordure d'un axe routier très important, la route nationale N°03.
- La Cimenterie a été réalisée par Creusot Loire Entreprise (France) et elle est opérationnelle depuis Février 1982.
- Le type de ciment produit est le CPJ CEM II selon la norme NA 442.
- la Société des Ciments de Hama Bouziane est certifiée ISO 9001 V 2008 au plan management qualité depuis l'année 2007 et s'est lancé dans la certification environnement ISO 14001.

III.4.2. Ciment utilisé

Le ciment CPJ-CEM II est un ciment portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker et d'ajouts. Du sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse en tant que régulateur de prise.

III.4.3. Composition du ciment

- Clinker : 80 à 94%.
- Ajouts : 06 à 20% (Tuf, Laitier, Pouzzolane, Calcaire).

III.4.4. Caractéristiques Physiques

- Temps de début de prise mesuré sur pâte pure ≥ 60 minutes.
- Retrait à 28 jours d'âge sur mortier normal $\leq 1000 \mu\text{m/m}$.
- Stabilité mesurée sur éprouvette de pâte pure ≤ 10 mm.

III.4.5. Caractéristiques Mécaniques

Les résistances mécaniques à la compression font apparaître une valeur moyenne des résultats à 28 jours d'âge voisine de $52,5 \text{ N/mm}^2$

Les valeurs limites garanties sont :

- à 02 jours $\geq 10,0$ N/mm².
- à 28 jours $\geq 40,0$ N/mm².

III.4.6. Caractéristiques Chimiques

- La teneur en sulfates (SO₃) dans le ciment $\leq 3,5\%$
- La teneur en chlorures (Cl⁻) $\leq 0,1\%$.

III.5. Fibre naturelle (fibre de sisal)

Les propriétés mécaniques et physiques de la fibre naturelle utilisée dans notre travail est présenté dans le tableau ci-dessous (tableau III.2)

Tableau III.4: Propriété de la fibre sisal. (d'après le chap II)

Propriétés/Composition	Valeurs
Densité	1.33
Résistance à la traction (MPa)	600-700
Module d'élasticité (GPa)	38
Densité spécifique	29
Allongement à la rupture (%)	2-3
Absorption d'eau (%)	11
Pourcentage de Cellulose(%)	67-78
Angle micro-fibrillaire (°)	20

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué différents essais au laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques de notre sol, ce travail constitue la première partie d'indentification du sol.

Les résultats de l'analyse granulométrique qui ont été trouvés nous indiquent que notre sol est un sol sableux, les résultats de l'essai équivalent de sable et l'essai de bleu méthylène indiquent que ce sable est propre. Ces résultats d'investigation pour la reconnaissance des caractéristiques du sol vont contribuer ultérieurement de façon directe dans le processus de stabilisation du sol.

IV.1.Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier une solution proposée par l'ajout de ciment et fibre de sisal pour stabiliser le sol (sable de dune) donc les modifications apportées aux propriétés physiques et mécaniques de cette nouvelle matrice de sol a été discuté dans ce chapitre. Pour notre cas l'objectif est donc d'évaluer les effets du ciment et des fibres sur les sables et de mettre en évidence les différences de comportement.

Des facteurs variables, comme la teneur en liant et le temps, ont été pris en compte dans cette étude, de manière à évaluer l'effet du dosage et la cinétique du traitement.

La caractérisation physique et mécanique a été réalisée à partir des mesures suivantes

- La teneur en eau optimum et le poids volumique sec optimum ;
- Cohésion et angle de frottement non drainée (C_u , φ_u).



IV.2. Programme des essais réalisés :

Plusieurs essais ont été réalisés dans ce chapitre, dans le but de trouver les valeurs optimums pour la stabilisation de sable de dune (de Sidi Abdelaziz), le programme des essais est montré dans tableau IV.1. Nous avons varié au début le % de ciment ajouté pour trouver le pourcentage optimum de ce dernier, puis nous avons varié le pourcentage des fibres ajoutées à cette matrice du sol (sol + % de ciment optimum). Lorsqu'on trouve le pourcentage optimum des fibres de sisal nécessaire pour la stabilisation, nous avons varié la longueur des fibres pour trouver aussi la longueur optimale des fibres (sisal) ajoutée. Afin de trouver la matrice du sol optimal pour la stabilisation (sable de dune + % de ciment optimum +% des fibres de sisal optimum + la longueur des fibres de sisal optimum).

Tableau IV.1: Programme des essais effectués.

		contrainte initiale (Kpa)	Teneur en eau %	% ciment	Fibre du sisal	
					%	Longueur (cm)
Essai 1	5 échantillons	-	varié (2 jusqu'à 12%)	0	0	0
Essai 2	5 échantillons	-	varié (2 jusqu'à 12%)	3	0	0
Essai 3	5 échantillons	-	varié (2 jusqu'à 12%)	6	0	0
Essai 4	5 échantillons	-	varié (2 jusqu'à 12%)	9	0	0
Essai 5	5 échantillons	-	varié (2 jusqu'à 12%)	12	0	0
Essai 6	échantillon A25	100	4,39	0	0	0
	échantillon A26	200	4,39	0	0	0
	échantillon A27	300	4,39	0	0	0
Essai 7	échantillon A28	100	4,39	3	0	0
	échantillon A29	200	4,39	3	0	0
	échantillon A30	300	4,39	3	0	0

Essai 8	échantillon A31	100	4,39	6	0	0
	échantillon A32	200	4,39	6	0	0
	échantillon A33	300	4,39	6	0	0
Essai 9	échantillon A34	100	4,39	9	0	0
	échantillon A35	200	4,39	9	0	0
	échantillon A36	300	4,39	9	0	0
Essai 10	échantillon A37	100	4,39	12	0	0
	échantillon A38	200	4,39	12	0	0
	échantillon A39	300	4,39	12	0	0
Essai 11	échantillon A40	100	4,39	3	0,25	1
	échantillon A41	200	4,39	3	0,25	1
	échantillon A42	300	4,39	3	0,25	1
Essai 12	échantillon A43	100	4,39	3	0,5	1
	échantillon A44	200	4,39	3	0,5	1
	échantillon A45	300	4,39	3	0,5	1
Essai 13	échantillon A46	100	4,39	3	0,75	1
	échantillon A47	200	4,39	3	0,75	1
	échantillon A48	300	4,39	3	0,75	1
Essai 14	échantillon A49	100	4,39	3	1	1
	échantillon A50	200	4,39	3	1	1
	échantillon A51	300	4,39	3	1	1
Essai 15	échantillon A52	100	4,39	6	0,25	1
	échantillon A53	200	4,39	6	0,25	1
	échantillon A54	300	4,39	6	0,25	1
Essai 16	échantillon A55	100	4,39	6	0,5	1
	échantillon A56	200	4,39	6	0,5	1
	échantillon A57	300	4,39	6	0,5	1
Essai 17	échantillon A58	100	4,39	6	0,75	1
	échantillon A59	200	4,39	6	0,75	1
	échantillon A60	300	4,39	6	0,75	1
Essai 18	échantillon A61	100	4,39	6	1	1
	échantillon A62	200	4,39	6	1	1
	échantillon A63	300	4,39	6	1	1
Essai 19	échantillon A64	100	4,39	6	0,5	1,5
	échantillon A65	200	4,39	6	0,5	1,5
	échantillon A66	300	4,39	6	0,5	1,5
Essai 20	échantillon A67	100	4,39	6	0,5	2
	échantillon A68	200	4,39	6	0,5	2
	échantillon A69	300	4,39	6	0,5	2
Essai 21	échantillon A70	100	4,39	6	0,5	2,5
	échantillon A71	200	4,39	6	0,5	2,5
	échantillon A72	300	4,39	6	0,5	2,5

IV.3.Essai de Proctor normal selon NF P94-093:

IV.3.1.Introduction :

Cet essai consiste à met en œuvre une énergie relativement faible qui correspond à un compactage modéré. L'essai Proctor normal est utilisé pour les études de remblai en terres (digues).

Le principe de ces essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune des teneurs en eau , selon un procédé et une énergie conventionnels . pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.Pour réaliser cette opération, nous avons utilisé les équipements suivants :

- Le moule Proctor constitué par un cylindre métallique inoxydable pourvu d'un fond et d'une hausse métallique amovible.
- La dame standard de l'essai Proctor normal constituée par un manchon cylindrique de 51 mm de diamètre guidé par une tige à l'intérieur d'un tube sur une certaine longueur .
- Une règle à araser constituée par une lame métallique biseautée sur l'un de ses grands cotés.
- Des truelles et des spatules pour le malaxage.
- Des burins, couteaux et maillets pour le démoulage.
- Une balance sensible au gramme d'une portée de 20 Kg et une balance de précision sensible au 0,1 g et une étuve



a) étuve

b)balance



c)moule Proctor

Figure IV.1:Matériel de l'essai Proctor

IV.3.2. Mode opératoire :

L'essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations correspondantes.

Il s'agit de compacter un échantillon de sol de manière répétitive en variant sa teneur en eau. On mesure régulièrement la teneur en eau et la masse volumique sèche du matériau, lorsqu'on reporte les différentes mesures sur un graphique, on obtient une courbe. La forme de cette dernière dépend de l'influence de la variation de la teneur en eau sur le produit compacté, s'il est sensible à cette variation, la courbe apparaît en forme de cloche, mais s'il en est peu sensible, sa courbe ressort moins recourbée (Courbe ouverte)



Figure IV.2: L'opération de l'essai Proctor.

IV.3.3. Résultats obtenus de l'essai 1:

La courbe de compactage est montrée dans la figure IV.3 de l'essai n°1 c-à-d du sable de dune sans aucun ajout (sable de dune pure); le poids volumique sec optimum est $1,7 \text{ t/m}^3$ avec une teneur en eau optimale de $4,39 \%$.

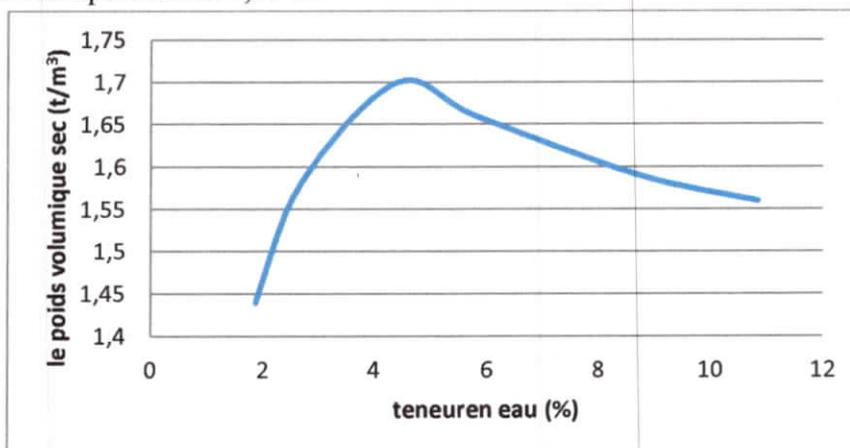


Figure IV.3: courbe de compactage de l'essai n°1

IV.3.4. Résultats obtenus de l'essai 2 jusqu'à l'essai 5:

Des différents pourcentages de ciment ont été ajoutés au sable pour le stabiliser. Chaque échantillon de sol a été préparé par mélange à sec initial du sol brut (3 kg) et la quantité correspondante de ciment selon le pourcentage (en poids de sol brut) de la teneur en ciment (3%, 6%, 9% et 12%). Ensuite, l'eau a été ajoutée et mélangé à nouveau jusqu'à ce que l'eau se répande partout dans le sol. L'échantillon humide de sable-ciment-eau a été réalisé dans un bac en métal non poreux afin d'éviter la perte d'eau. La variation des poids volumiques secs en fonction de la teneur en ciment est montrée dans la figure ci-dessous (figure IV.4).

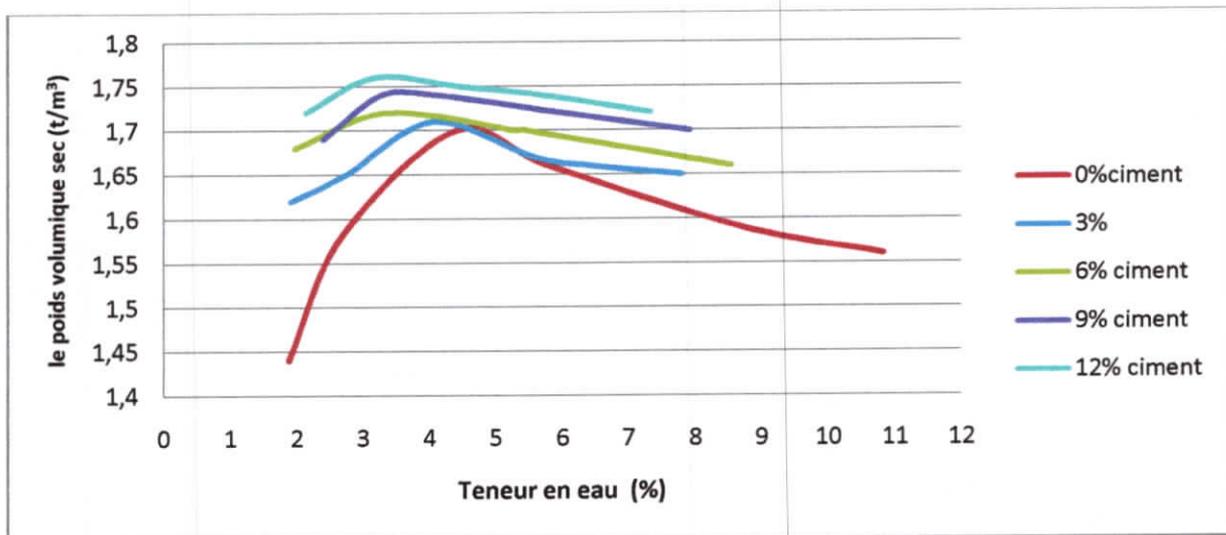


Figure IV.4: Courbe de compactage par l'ajout du ciment

La courbe de compactage du sable pur obtenue a une forme de cloche (figure IV.4). Elle indique que dans un premier temps, lorsqu'on augmente la teneur en eau du matériau, son poids volumique sec augmente, ce qui signifie que le matériau devient plus dense donc plus compact. Puis la courbe arrive à un maximum obtenu pour une valeur 6% de la teneur en eau. Pour cette valeur de la teneur en eau, le poids volumique sec optimal est égale 1.7 t/m^3 et la teneur en eau est égale 4.39%.

Par l'ajout des différents pourcentages de ciment au sable compacté, la courbe de compactage a une forme étalée. L'augmentation de pourcentage du ciment conduit une augmentation de la densité sèche maximum puisque les vides sont remplis par ciment et la teneur en eau optimale diminue à la raison de l'hydratation du ciment, c'est les mêmes observations trouvées par CAPDESSUS & CHAUVIN [1].

Les résultats de l'essai compactage par l'ajout des différents pourcentages du ciment sont résumés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2: Résultats des essais de compactages

	Sable	3%ciment	6%ciment	9%ciment	12%ciment
$\gamma_d(t/m^3)$	1.7	1.71	1.72	1.75	1.76
W_{opt}	4.39	4.05	3.37	3.27	3.17
% d'augmentation γ_d	0	0.59	0.58	1.74	0.57
% de diminution W_{opt}	0	7.74	16.79	2.96	3.05

IV.4. Essai de cisaillement :

IV.4.1. Principe de l'essai

Dans l'essai de cisaillement à la boîte, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre. On applique à l'échantillon un effort normal de compression N , verticalement, par l'intermédiaire d'un piston et un effort tranchant T , horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure. Un comparateur mesure la variation de hauteur de l'échantillon. Plusieurs essais sont effectués en faisant varier (σ) et en trace la courbe intrinsèque.

IV.4.2. Appareillage

L'appareillage spécifique à l'essai comprend (voir figure IV.5)

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

Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.



Figure IV.5: L'appareil de cisaillement.

Une boîte de cisaillement comporte les éléments suivants (figure IV.6)

- a) Deux demi-boîtes (l'une inférieure, l'autre supérieure), carrées intérieurement, de même section droite, de longueur 6 cm.
- b) La demi-boîte supérieure est équipée de vis permettant un léger soulèvement.
- c) Un blocage ou solidarisation des deux demi-boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe de symétrie intérieur.
- d) Un châssis étanche support de la demi-boîte inférieure.
- e) Une plaque drainante à la base de la demi-boîte inférieure ;
- f) Un piston rigide muni à la base d'une plaque drainante, l'ensemble glissant librement dans la demi-boîte supérieure. Ce piston possède en centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort vertical.
 - Les plaques drainantes (pierres poreuses, ...) sont planes et reliées à des orifices pour la circulation des fluides.
 - Les matériaux utilisés sont inertes chimiquement vis-à-vis des fluides qu'il contient.
 - La surface de contact entre les demi-boîtes est plane et lisse.



Figure IV.6: Boîte de cisaillement

IV.4.3. Mode opératoire:

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

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant durant la durée de l'essai ($\sigma = N/s$),
- Produire, après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N), un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif Δl à vitesse constante,
- Mesurer l'effort (T) correspondant ($t = T/s$).

L'essai est réalisé sur une série d'au minimum 3 éprouvettes en faisant augmenter à chaque éprouvette la valeur de l'effort vertical (N). La contrainte verticale maximale a max ($=N$)

max/s) appliquée à la série d'éprouvette doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après travaux

IV.4.4. Les Résultats de sable de dune pur:

La figure ci-dessous (figure IV.7) présente la courbe intrinsèque dans le cas du sable de dune pur:

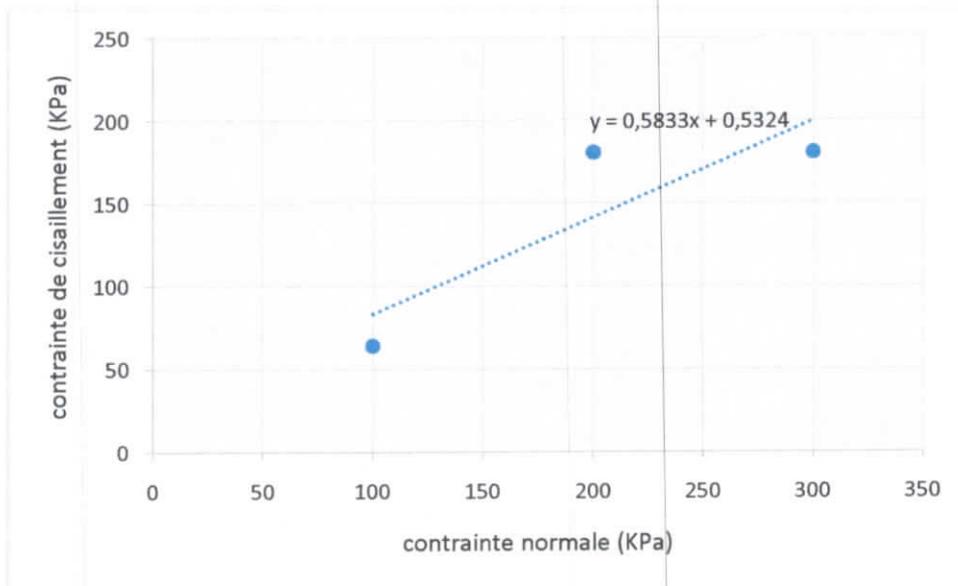


Figure IV.7: Courbe intrinsèque de l'essai de cisaillement pour sable pur

Le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb et l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de $C=0.5$ KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 33.34^\circ$

La figure IV.8 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons pour les différentes contraintes de confinement (100, 200 et 300 KPa) du sable de dune pure.

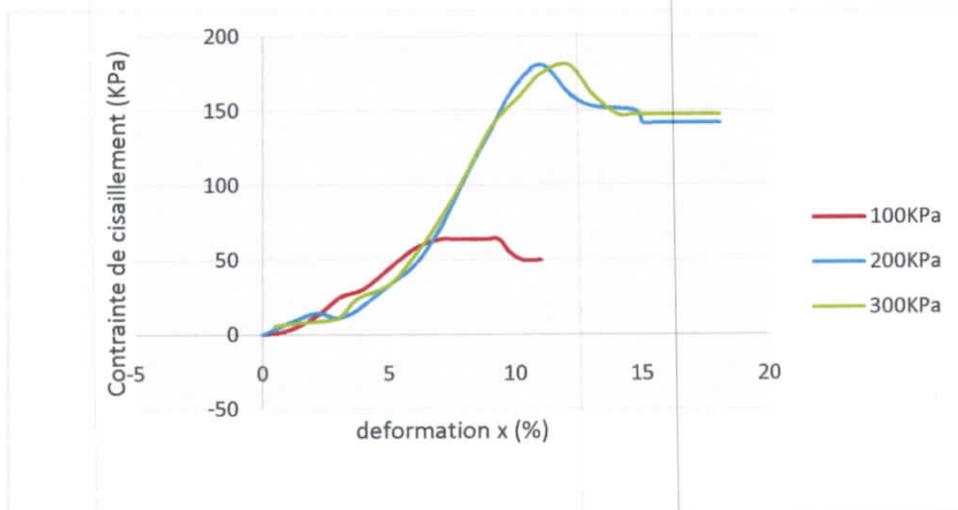


Figure IV.8: Courbe contrainte de cisaillement déformation pour sable pur.

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.8). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.3 a été présente les contrainte de cisaillement ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.3:Contrainte de cisaillement et module d'élasticité

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximale (KPa)	Module d'élasticité E (KPa)
100	63.89	2812
200	180.56	2857
300	180.56	2928

La figure IV.9 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales du sable pur :

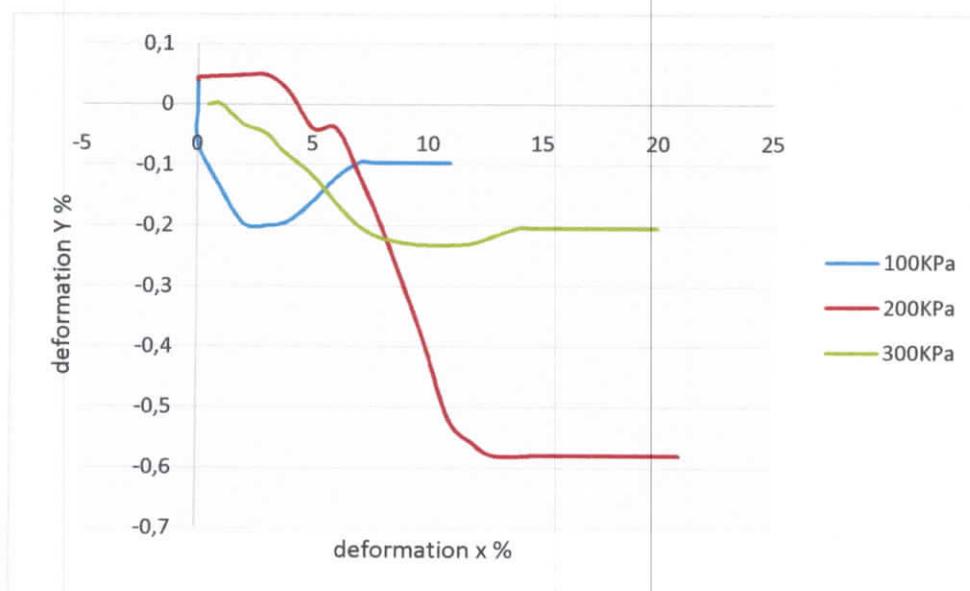


Figure IV.9:Les courbes de déformation x et déformation y pour sable pur.

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 3.95% ; 2.96% pour les contraintes normales de 100 et 200 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance). Pour la contrainte normale de 300KPa, on observe qu'il y a une diminution de volume.

IV.4.4. Les Résultats de l'essai N° 6 (sable de dune compacte):

La figure IV.10 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A25, A26 et A27) du sable de dune compacte.

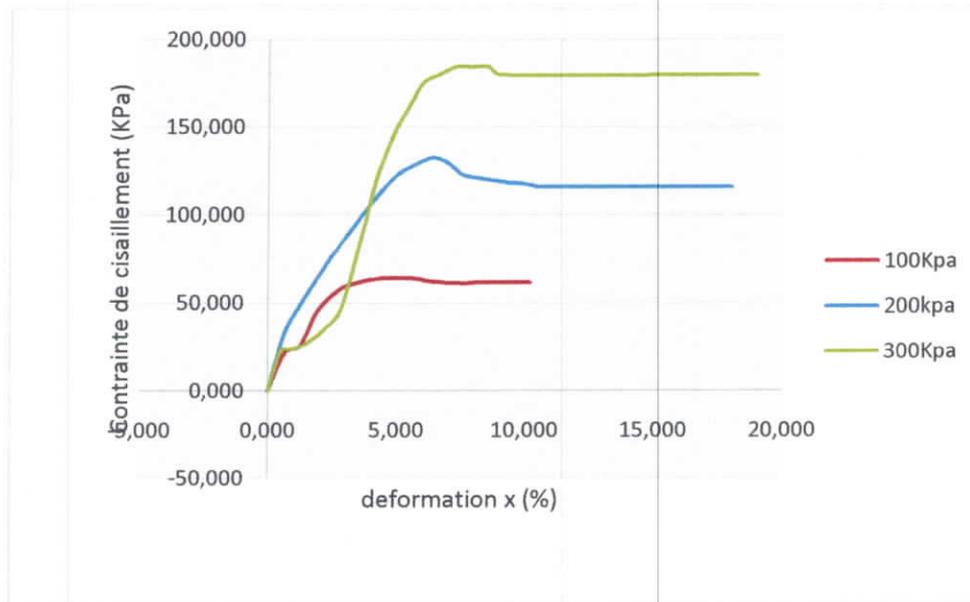


Figure IV.10: Courbe contrainte déformation de l'essai n°6

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.10). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.4 a été présentée les contraintes de cisaillement ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.4: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°6

Contrainte de normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	% par rapport a sable pur	Module d'élasticité E (KPa)	% par rapport a sable pur
100	63.75	-0.22	4879	73.5
200	132.22	-26.77	4154	45.4
300	184.17	2	3949	34.9

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.11. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de $C = 6.29$ KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 34.39^\circ$. La cohésion (c) du sable compacté augmente par rapport à la cohésion du sable de dune pure par 1100% et l'angle de frottement augmente par 3.5%. Donc l'effet de compactage est très important pour améliorer les caractéristiques de résistance au cisaillement pour le sol.

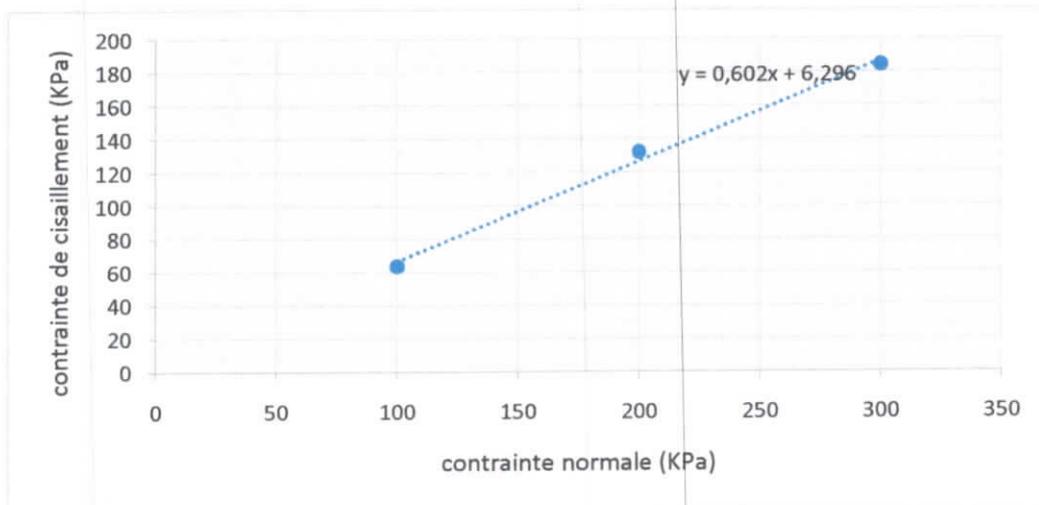


Figure IV.11: Courbe intrinsèque de l'essai de cisaillement de l'essai n°6

La figure IV.12 représente la variation de déformation en fonction de déformation x des trois contraintes normales du sable compacte :

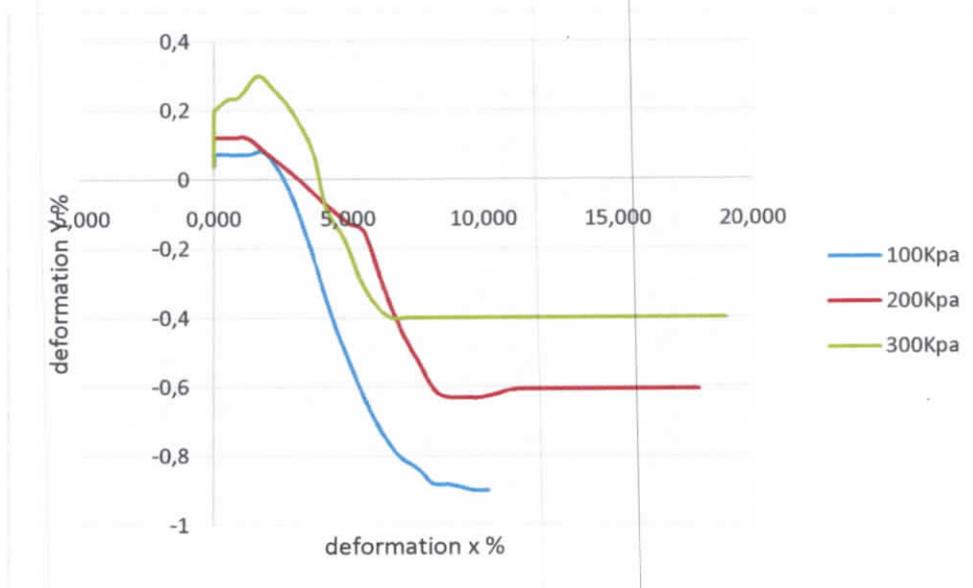


Figure IV.12: Les courbes de déformation x et déformation y de l'essai n°6

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 5.21%, 6.93% et 11.26%. Pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV. 5. Essai de cisaillement pour le sable stabilise par ajout de ciment

IV.5.1. Essai n°7 (sable + 3% ciment)

La figure IV.13 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A28, A29 et A30) du sable de dune compacte plus 3% du ciment (essai n°7).

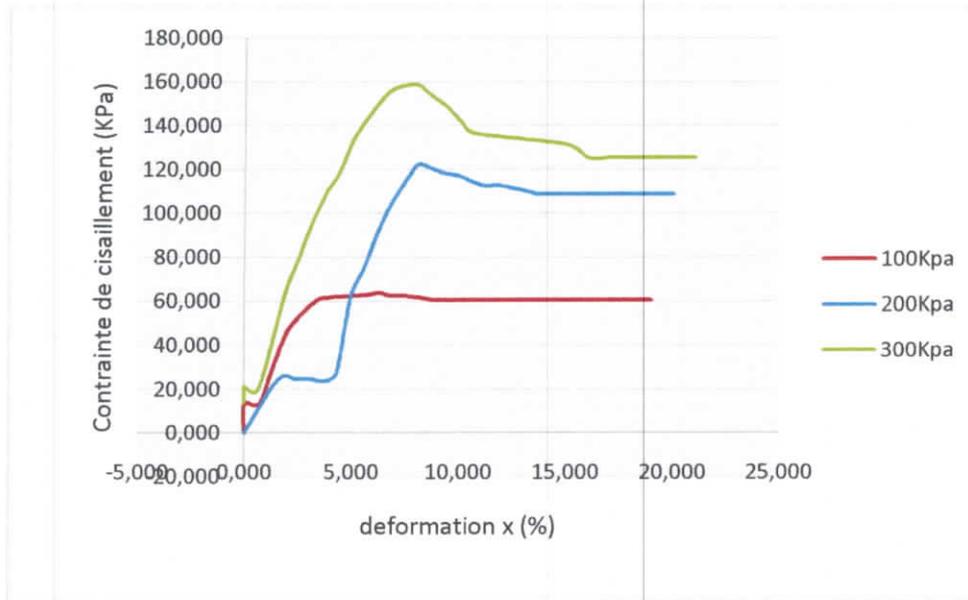


Figure IV.13: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x (mm) de l'essai n°7

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.13). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.5 a été présenté les contraintes de cisaillement ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.5: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°7

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	% par rapport a sable compact	Module d'élasticité E (KPa)	% par rapport a sable compact
100	61.39	3.7	6103	25
200	121.83	7.85	5699	37
300	158.20	14.1	5476	38.6

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.14. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$,Donc la cohésion non drainée est de $C=20.148$ KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 27.06^\circ$. La cohésion (c) du sable compact +3% ciment augmente par rapport le cohésion du sable compacté par 220% et l'angle de frottement diminué par 21.31%.

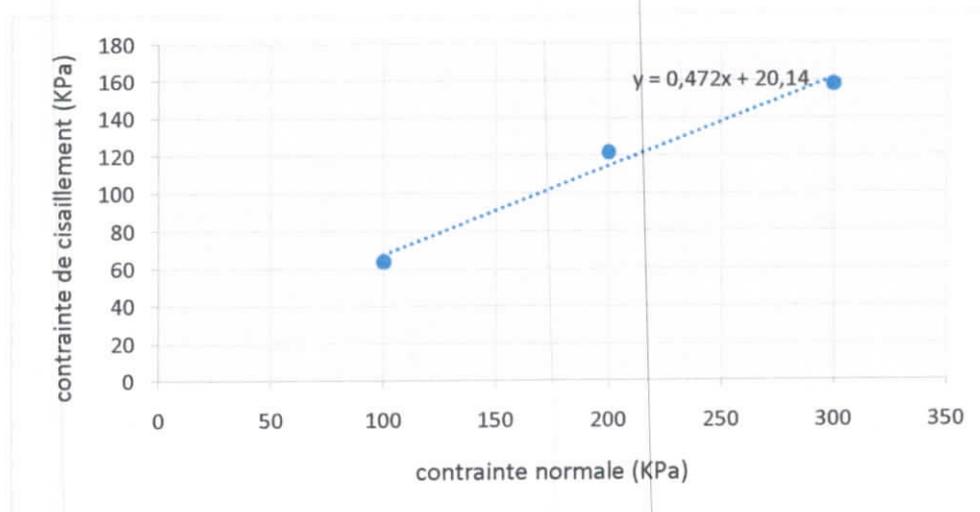


Figure IV.14: Courbe intrinsèques de l'essai n°7.

La figure IV.15 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n°7

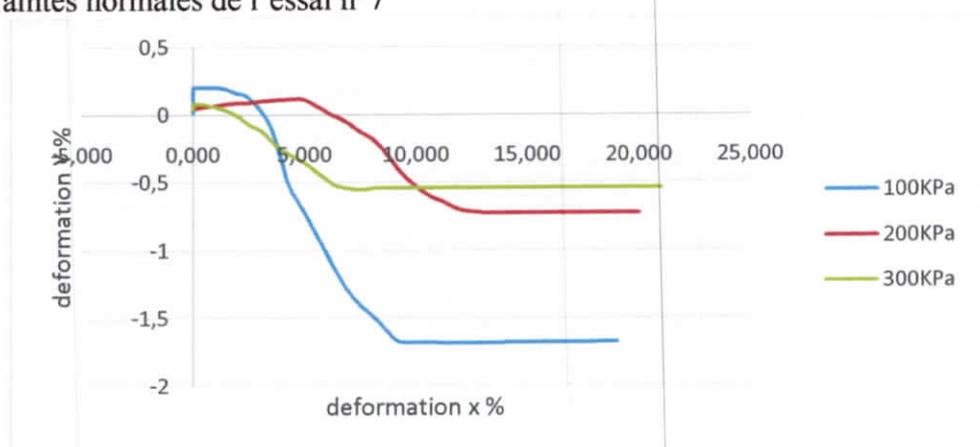


Figure IV.15: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°7

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 11.90%, 5.65% et 5.65%. Pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.5.2. Essai n°8 (sable + 6% ciment)

La figure IV.16 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A31, A32 et A33) du sable de dune compacte plus 6% du ciment.

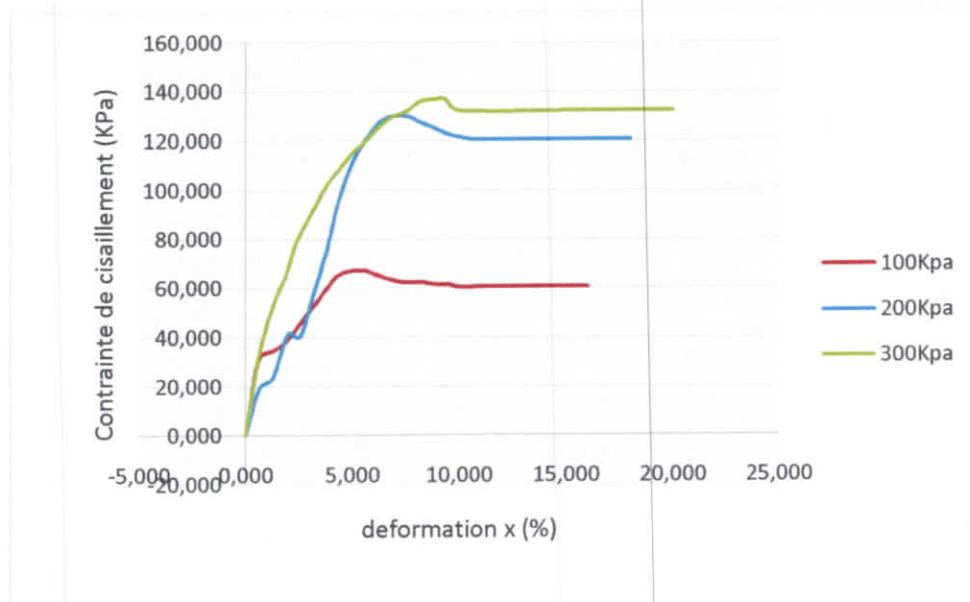


Figure IV.16: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x (mm) de l'essai n°8

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.16). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.6 a été présenté les contraintes de cisaillement ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa.

Tableau IV.6: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°8

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 3%ciment	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 3%ciment
100	67.05	9.2	7330	20
200	129.86	6.59	6470	13.5
300	136.94	-13.4	6252	14

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.17., on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, Donc la cohésion non drainée est de $C=41.398$ KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 20.06^\circ$. La cohésion du sable compact avec 6% ciment augmente par rapport à l'essai n°7 par le pourcentage de 105% et l'angle de frottement diminué par 25.86%.

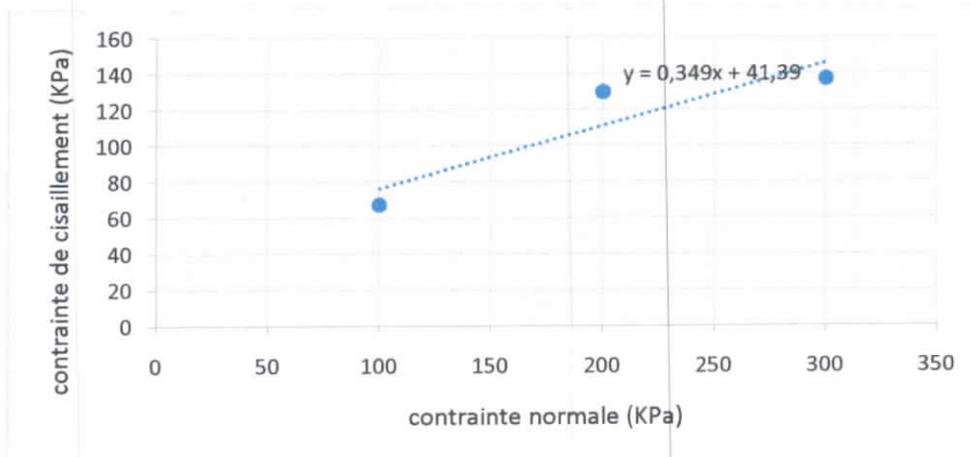


Figure IV.17: Courbe intrinsèque de l'essai n°8

La figure IV.18 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n°8

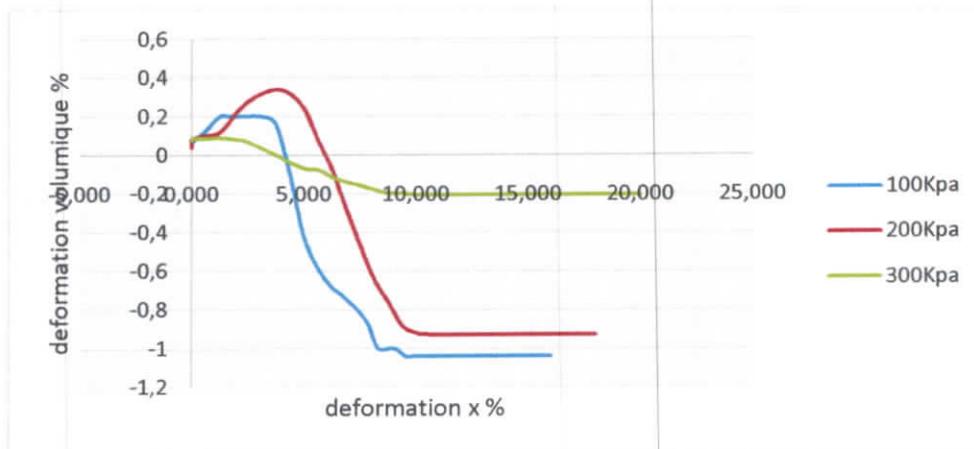


Figure IV.18: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°8

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.50 % ; 7.40 % et 9.38%. Pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.5.3. Essai n°9 (sable + 9% ciment)

La figure IV.19 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A34, A35 et A36) du sable de dune compacte plus 9% du ciment.

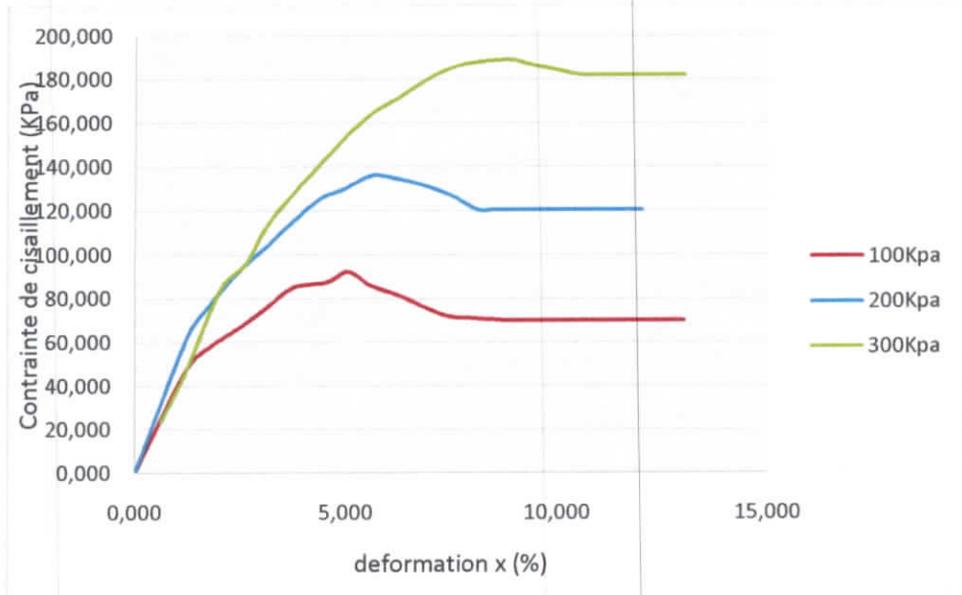


Figure IV.19: Courbe de contrainte de cisaillement et déformation x de l'essai n°9

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.19). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.7 a été présentée les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.7: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°9

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 6% ciment	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 6% ciment
100	92.08	37.3	5643	-23
200	136	5.1	5119	-21
300	188.89	38	4719	-24.5

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.20. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \phi + C$, donc la cohésion non drainée est de $C=42.185$ KPa et l'angle de frottement est de $\phi = 27.74^\circ$. Cette cohésion est augmentée par rapport à l'essai n°8 par 1.92% et l'angle de frottement est augmenté par 27.68%

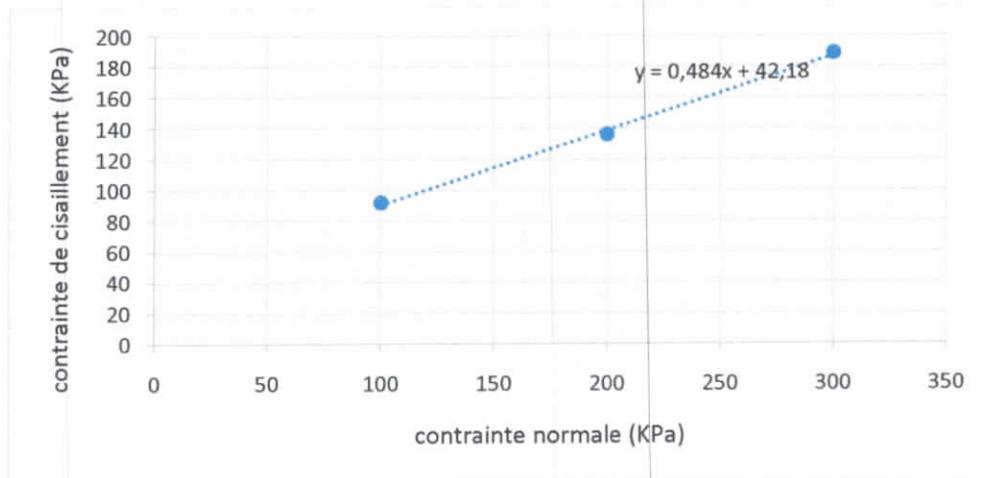


Figure IV.20: Courbe intrinsèque de l'essai n°9

La figure IV.21 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 9

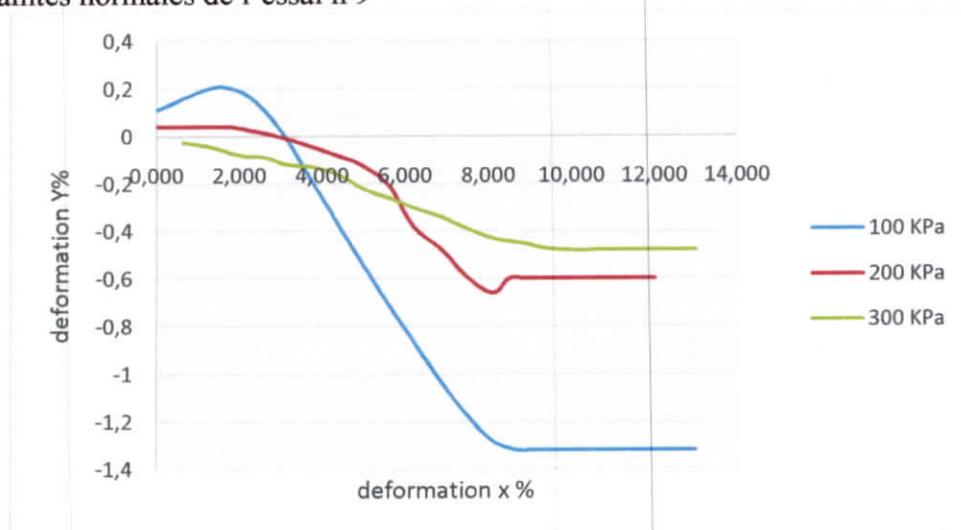


Figure IV.21: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 9

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 3.17 % et 2.43 % pour les contraintes normales de 100 et 200 Kpa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance). Pour la contrainte normale de 300 Kpa, il y a uniquement une dilatation.

IV.5.4. Essai n°10 (sable + 12% ciment)

La figure IV.22 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A37, A38 et A39) du sable de dune compacte plus 12% du ciment.

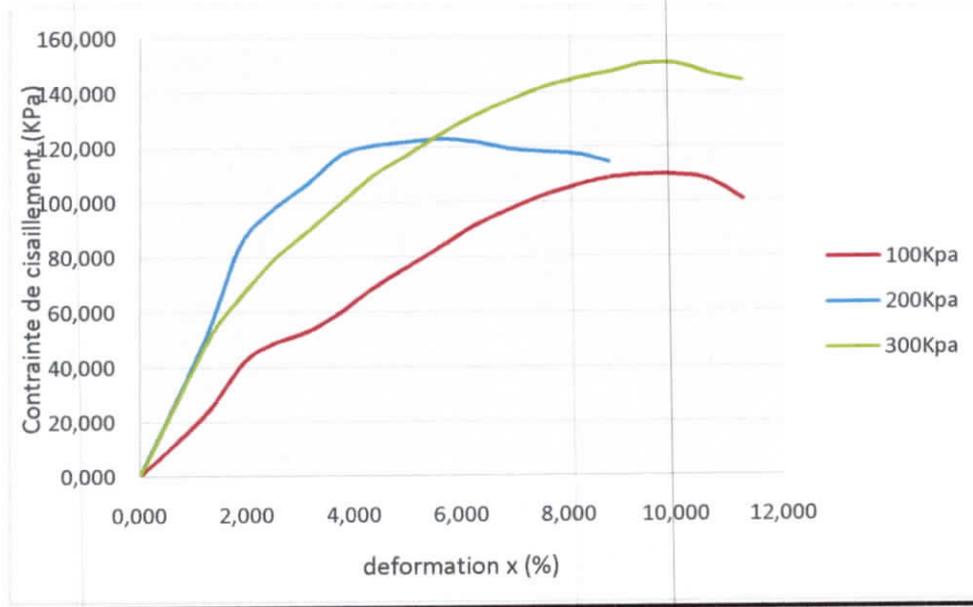


Figure IV.22: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x pour l'essai n°10

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.23). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.8 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.8: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité pour l'essai n 10

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 9% ciment	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 9% ciment
100	109.55	276.7	4736	-15.9
200	122.77	-9.72	5450	6.46
300	150.16	-21.4	5008	6.12

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.23. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \phi + C$, donc la cohésion non drainée est de $C=86.89$ KPa et l'angle de frottement est de $\phi = 11.64^\circ$. Cette cohésion est augmenté par rapport à l'essai n°8 par 106% et l'angle de frottement est augmenté par 58%.

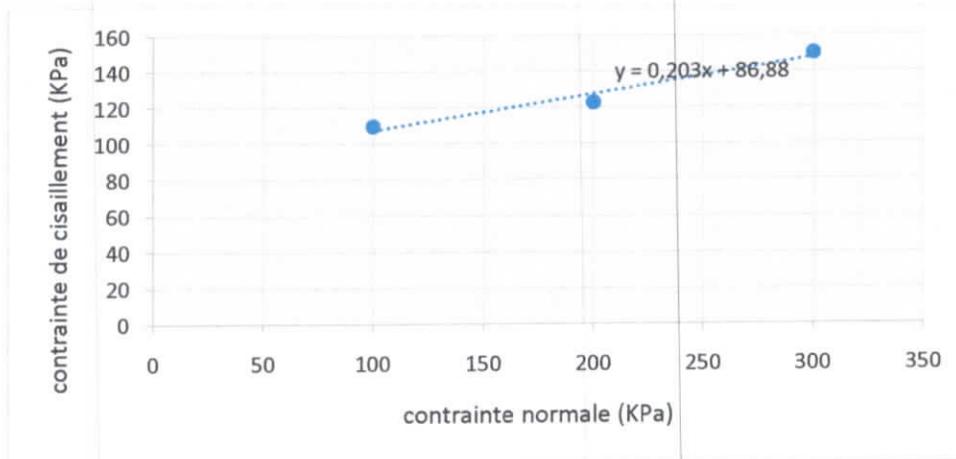


Figure IV.23: Courbe intrinsèque pour l'essai n 10.

La figure IV.24 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 10

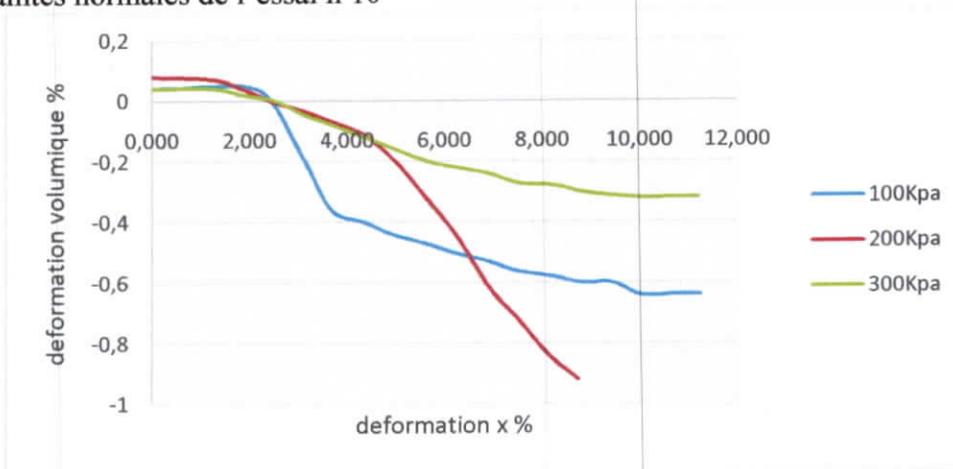


Figure IV.24: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 10

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 1.86 % pour les trois échantillons. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.5.5. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment

Le tableau suivant (tableau IV.9) a été montré la récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages du ciment. L'effet d'ajout du ciment est très important surtout au niveau de la cohésion, le sable devient plus en plus cohérent l'angle du frottement diminué par l'augmentation du pourcentage du ciment sauf dans l'essai n° 9 (ajout de 9% du ciment). Les résultats de l'essai n° 8 et 9° presque les mêmes-à-d qu'il n'y a pas une grande amélioration pour ajout de 6 ou 9 % du ciment, pour cela et selon aussi des raisons économiques nous avons pris l'optimum d'ajout de ciment soit 3 ou 6 % (l'ajout de 12% du ciment au sable de dune n'est pas une solution économique, malgré la grande amélioration obtenue)

Tableau IV.9: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages du ciment

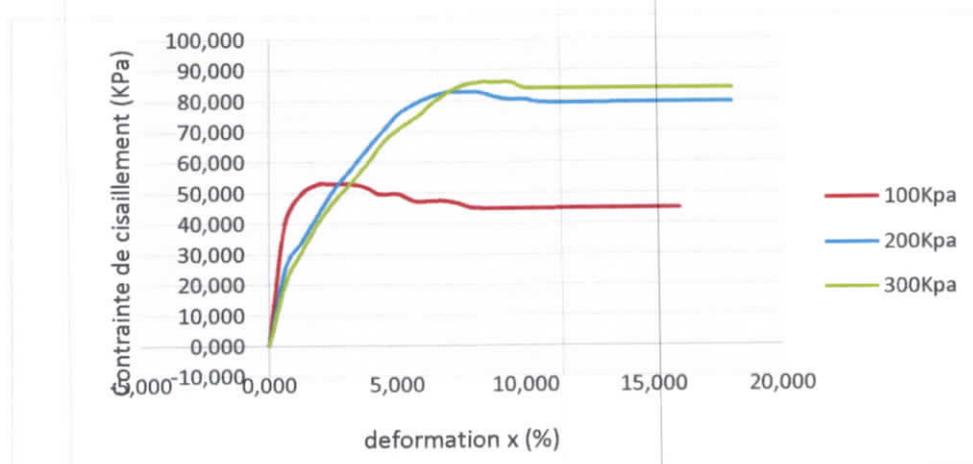
	Cohésion (KPa)	Angle de frottement(⁰)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)		
			100KPa	200KPa	300KPa
Sable de dune pure	0.5	33.24	63	180.56	180.56
Essai n° 6	6.29	34.4	63.75	132.22	184.17
Essai n° 7	20.14	27.07	63.75	121.83	158.19
Essai n° 8	41.39	20.02	67.05	129.86	136.94
Essai n° 9	42.18	27.75	92.08	136	188.89
Essai n° 10	86.89	11.64	109	122.78	150.17

Puisque le pourcentage optimum d'ajout du ciment n'est pas défini précisément (soit 3 ou 6 %), donc nous avons utilisé ces deux pourcentages. la longueur de fibre naturelle a été fixé de 1 cm (sisal), et nous avons varié le pourcentage de fibre de sisal (0.25, 0.5, 0.75 et 1%).

IV. 6. Essai de cisaillement pour le sable stabilisé et renfort par ajout de ciment et des différents pourcentages de fibre du sisal

IV.6.1. Essai n° 11 (sable + 3% ciment + 0.25% fibre du sisal « 1cm ») :

La figure IV.25 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 40, 41 et 42) du sable de dune compacte + 3% ciment + 0.25% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n° 11).

**Figure IV.25:** Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n 11

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.24). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.10 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.10: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité pour l'essai n° 11

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 12%ciment	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 12%ciment
100	52.89	-13.8	3126	-24.9
200	82.63	-32.1	3372	-40.8
300	85.94	-45.7	3459	-36.8

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.26., on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 40.769 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 9.48^\circ$. Cette cohésion est augmenté par rapport à l'essai n°7 par 102% et l'angle de frottement est diminué par 52.8%.

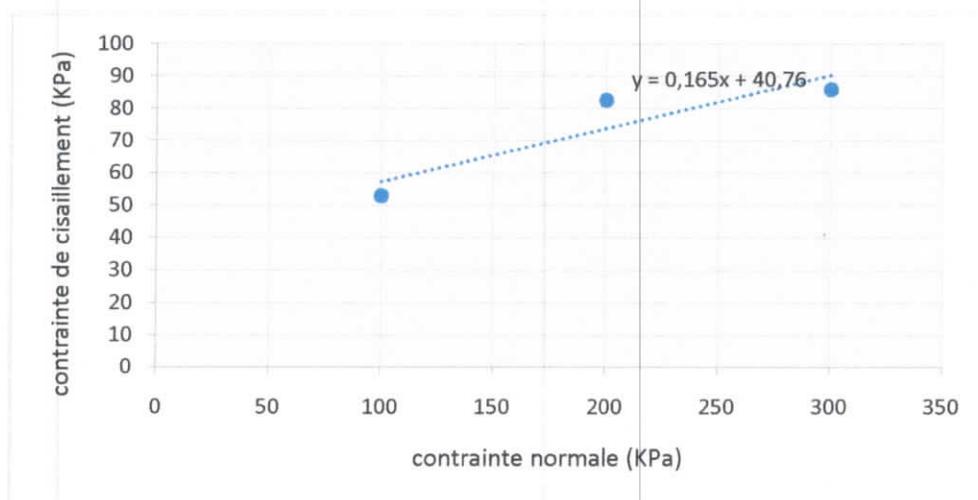


Figure IV.26: Courbe intrinsèque pour l'essai n°11.

La figure IV.27 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 11.

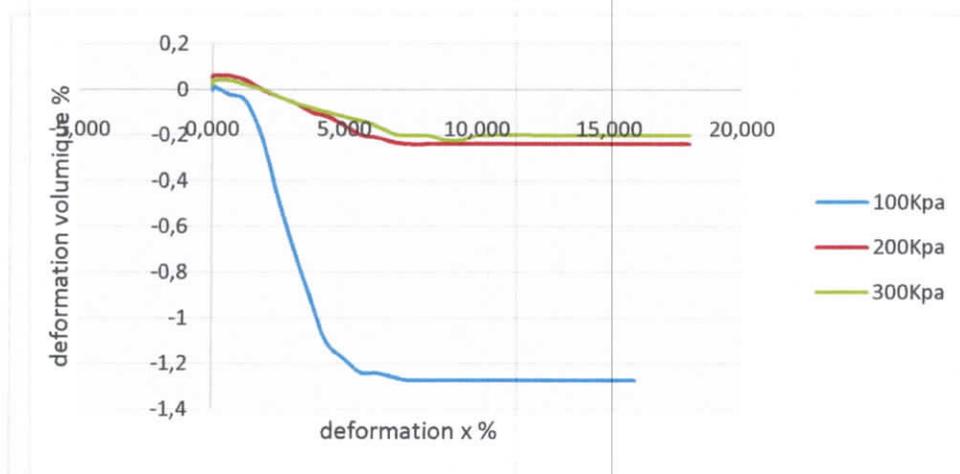


Figure IV.27: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°11

On observe une faible augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.98 % pour les trois échantillons. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.2. Essai n° 12 (sable + 3% ciment + 0.5% fibre du sisal « 1cm ») :

La figure IV.28 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 43,44 et 45) du sable de dune compacte + 3% ciment + 0.5% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°12).

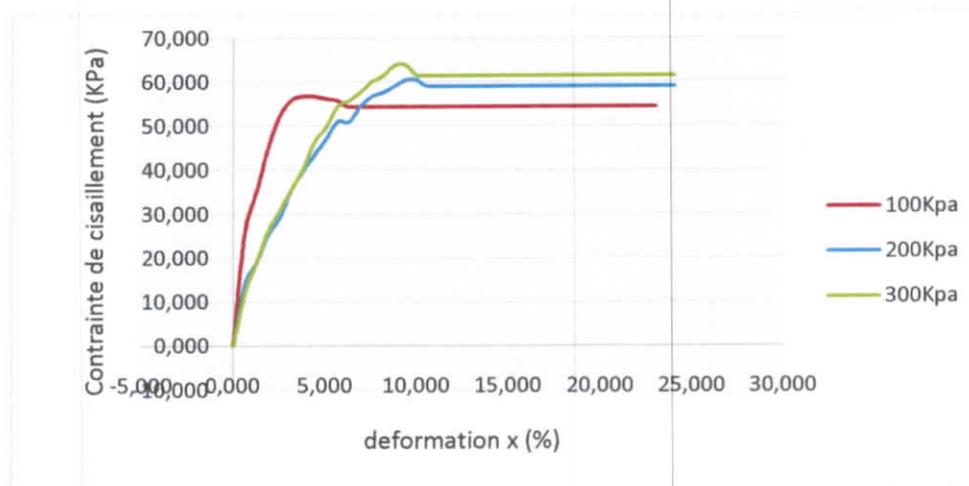


Figure IV.28: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n°12

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.28). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.11 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.11: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°12

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.25% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.25% fibre
100	56.67	7.14	3492	-23.7
200	60.44	-26.8	2337	-30.7
300	63.75	-25.8	2600	-24.8

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.29. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des

points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 53.20 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 2.03^\circ$. cette cohésion est augmentée par rapport à l'essai n°11 par 30.7% et l'angle de frottement est diminué par 78.54%.

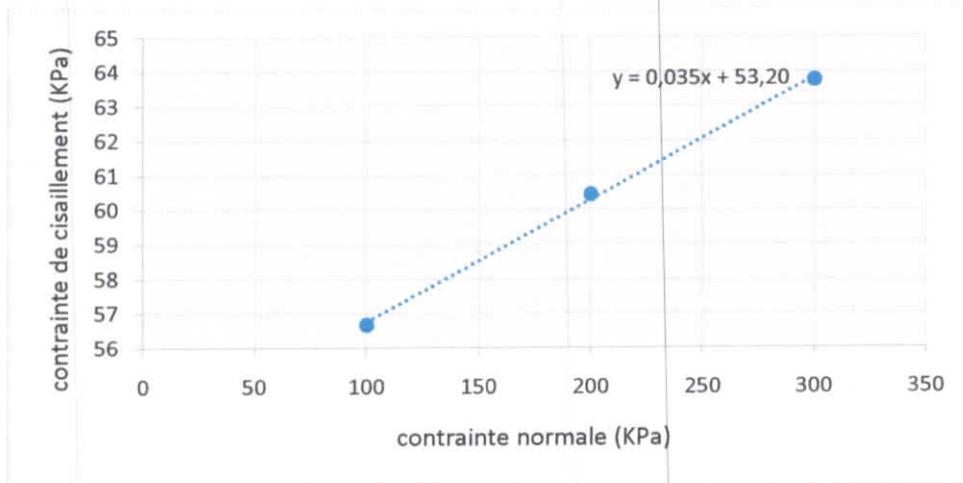


Figure IV.29: Courbe intrinsèque de l'essai n°12.

La figure IV.30 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 12.

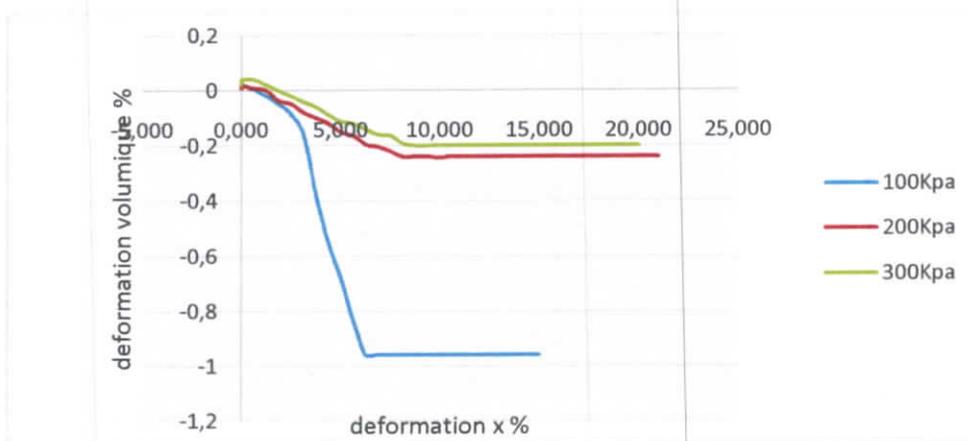


Figure IV.30: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°12

On observe une faible augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.38 % pour les trois échantillons. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.3. Essai n° 13 (sable + 3% ciment + 0.75% fibre du sisal « 1cm ») :

La figure IV.31 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon A46, A47 et A48) du sable de dune compacte + 3% ciment + 0.75% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°13).

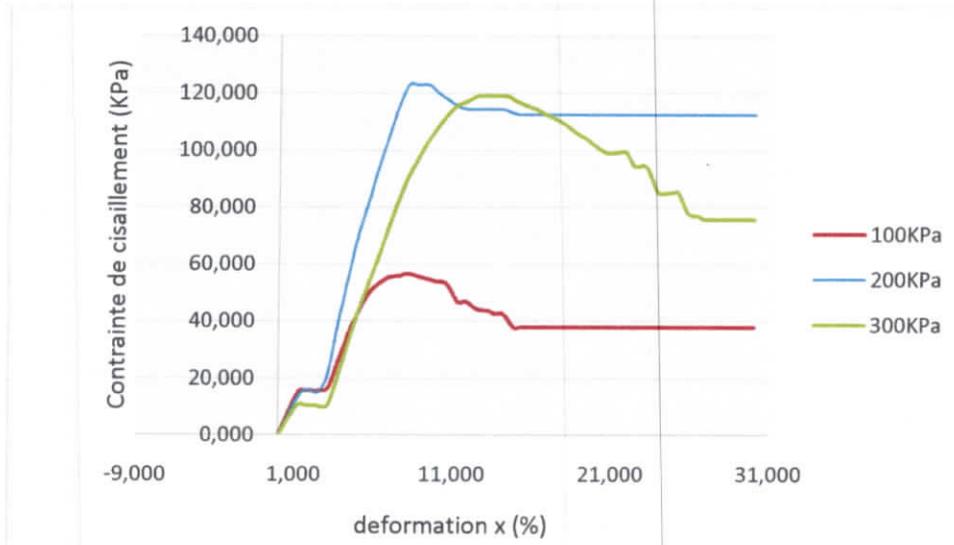


Figure IV.31: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n°13

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.31). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.12 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.12: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°13

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.5% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.5% fibre
100	56.67	0	3107	-11
200	122.78	99.8	3963	69.6
300	119	46.4	2929	12.65

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.32., on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 37.17 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 17.87^\circ$. Cette cohésion est augmentée par rapport à l'essai n°12 par 30.27% et l'angle de frottement est diminué par 780%.

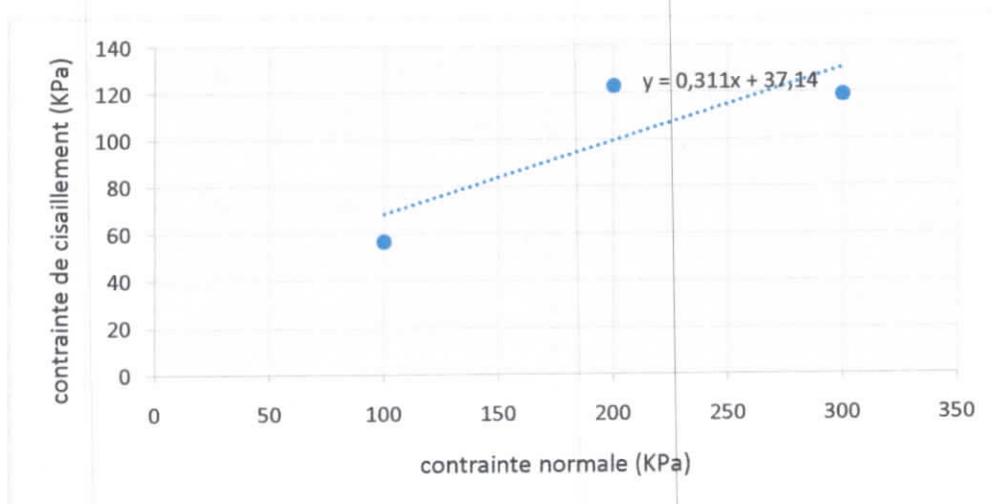


Figure IV.32: Courbe intrinsèque de l'essai 13

La figure IV.33 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 13.

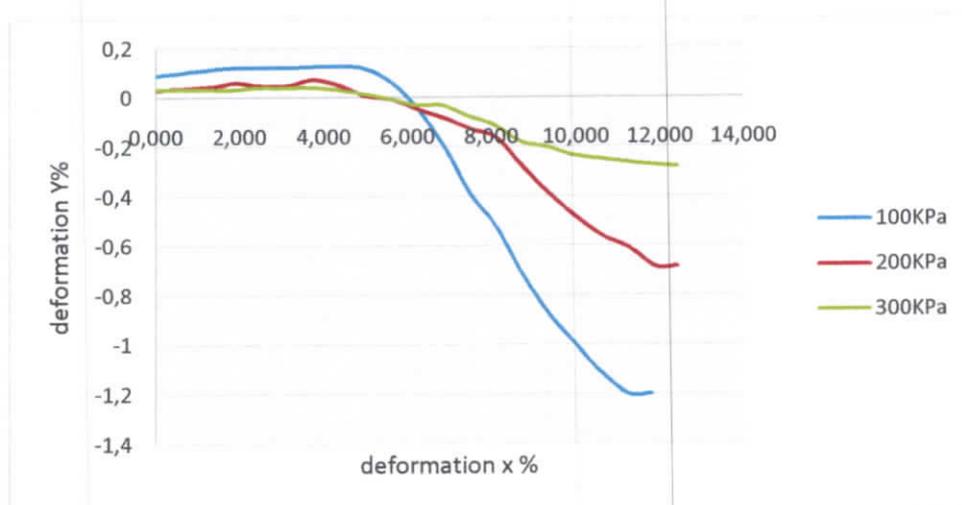


Figure IV.33: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n° 13

On observe une faible augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 5.60 % pour les trois échantillons. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.4. Essai n° 14 (sable + 3% ciment + 1% fibre du sisal « 1cm »)

La figure IV.34 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 49A, 50A et A51) du sable de dune compacte + 3% ciment + 1% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°14).

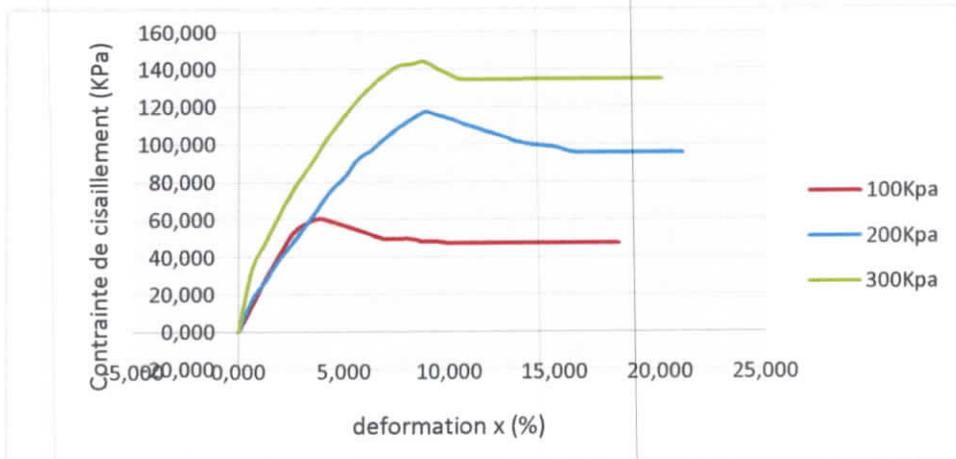


Figure IV.34: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n 14

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.34). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.13 a été présentée les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.13: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n 14

Contrainte normale(KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.75% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.75% fibre
100	60.44	6.6	3228	5.3
200	117.11	-4.5	3361	15.2
300	144.22	21.2	3058	4.4

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.35. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 23.611 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 24.07^\circ$. cette cohésion est diminué par rapport à l'essai n°13 par 36.44% et l'angle de frottement est augmenté par 34%.

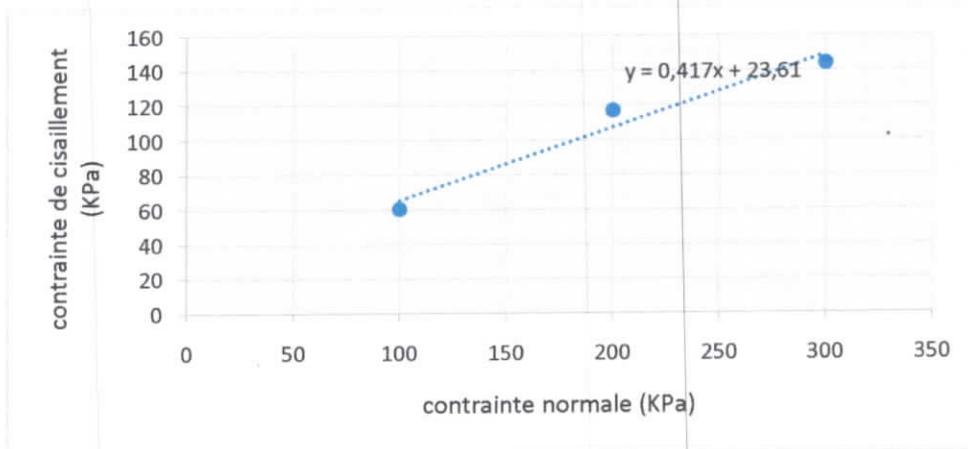


Figure IV.35: Courbe intrinsèque de l'essai n 14

La figure IV.36 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 14.

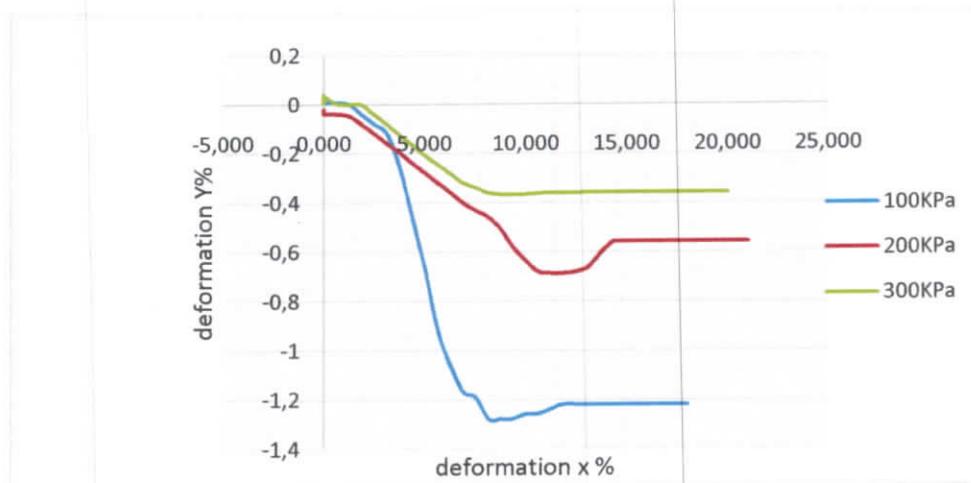


Figure IV.36: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n 14

On observe une diminution de déformations verticales (dilatance) pour les trois échantillons.

IV.6.5. Essai n° 15 (sable + 6% ciment + 0.25% fibre du sisal « 1cm »)

La figure IV.37 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 52,53 et 54) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.25% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°15).

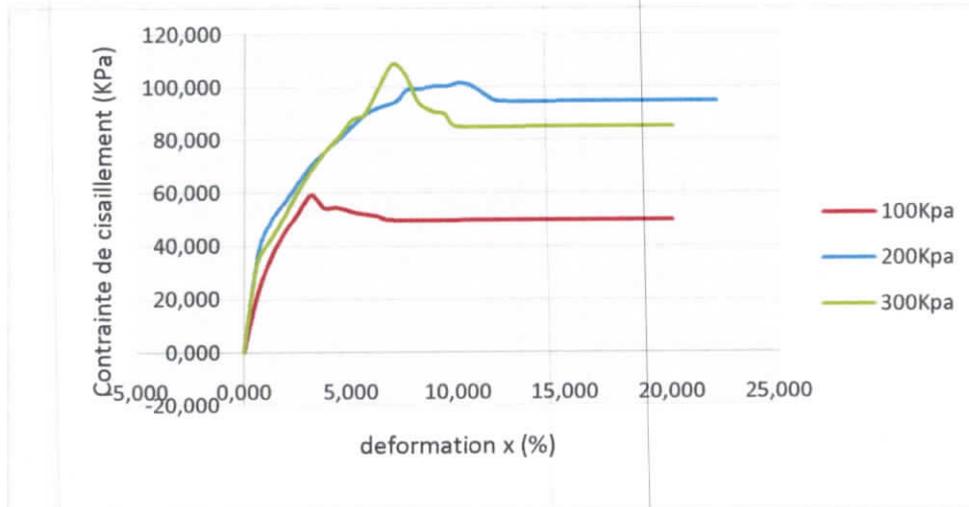


Figure IV.37: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n°15

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.37). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.14 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa.

Tableau IV.14: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°15

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 1% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 1% fibre
100	59.03	-11.9	3859	-89.9
200	101.53	-21.8	4947	-23.5
300	108.61	-20.7	5516	-11.8

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.38. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 40.13 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 14.21^\circ$. Cette cohésion est diminuée par rapport à l'essai n°8 par 3.04% et l'angle de frottement est diminué par 29.4%.

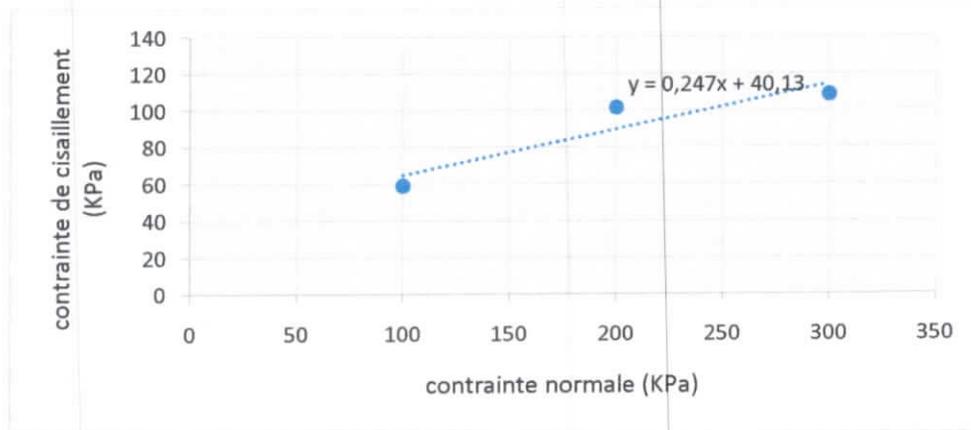


Figure IV.38: Courbe intrinsèque de l'essai n°15

La figure IV.39 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 15.

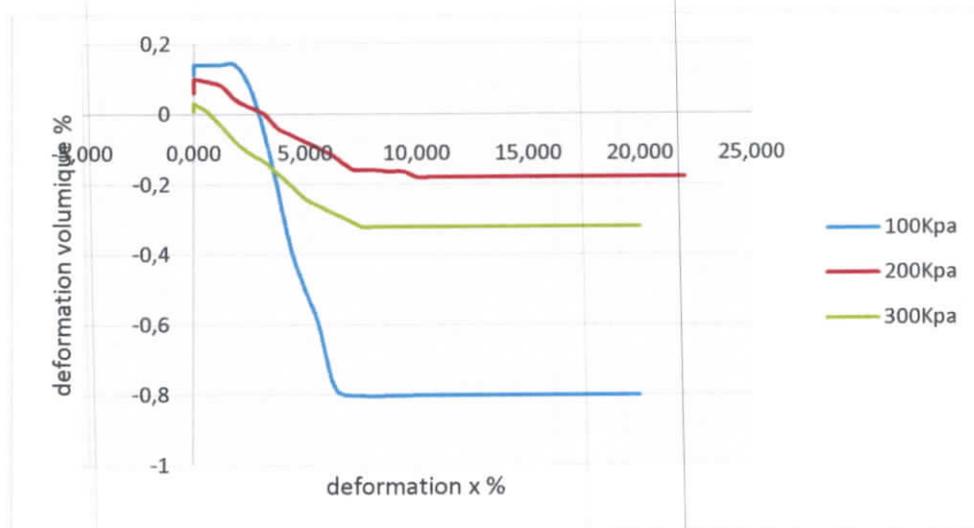


Figure IV.39: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°15

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 6.23% ; 6.9% et 3.28% pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.6. Essai n° 16 (sable + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal « 1cm »)

La figure IV.40 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 55, 56 et 57) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°16).

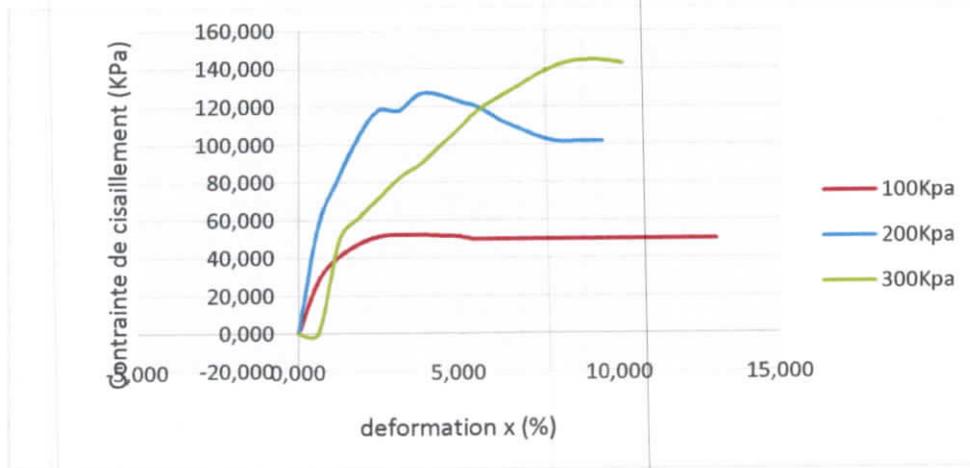


Figure IV.40: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n°16

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.40). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.15 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.15: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°16

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.25% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.25% fibre
100	51.94	-12	4371	13.26
200	126.55	24.5	6787	37.2
300	144.02	32.6	4001	-27.4

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.41., on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 15.42 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 16.36^\circ$. Cette cohésion est diminuée par rapport à l'essai n°15 par 61.5% et l'angle de frottement est augmenté par 86.2%.

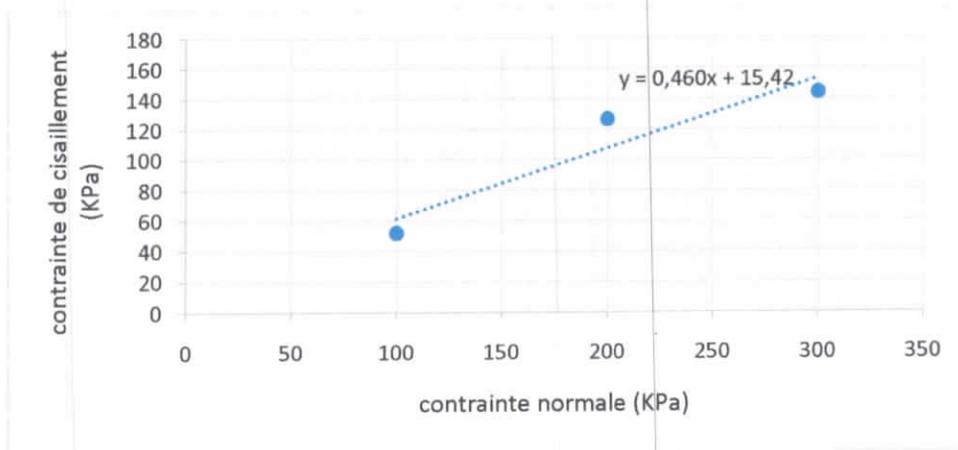


Figure IV.41: Courbe intrinsèque de l'essai n°16

La figure IV.42 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 16.

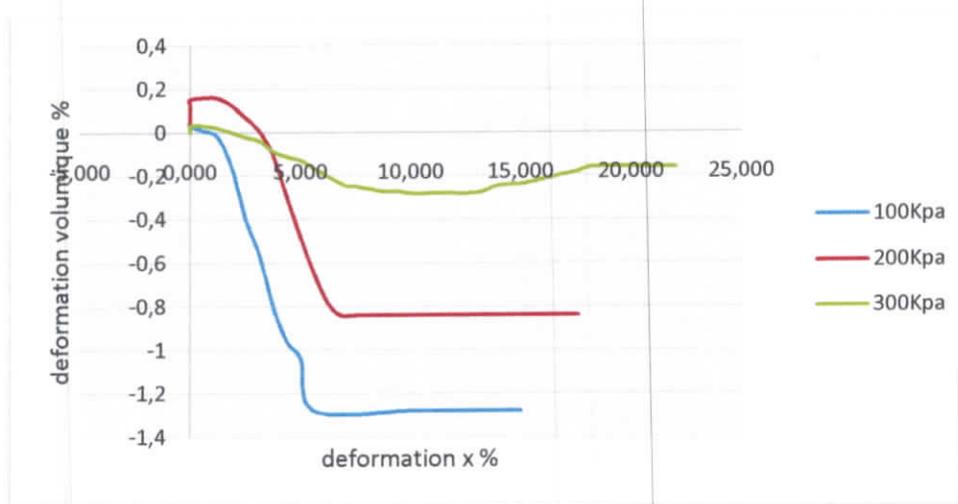


Figure IV.42: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°16

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 6.25% pour la contrainte normale de 200 Kpa; et une faible augmentation jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.88% pour les contraintes normales de 100 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.7. Essai n° 17 (sable + 6% ciment + 0.75% fibre du sisal « 1cm »)

La figure IV.43 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 58,59 et 60) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.75% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°17).

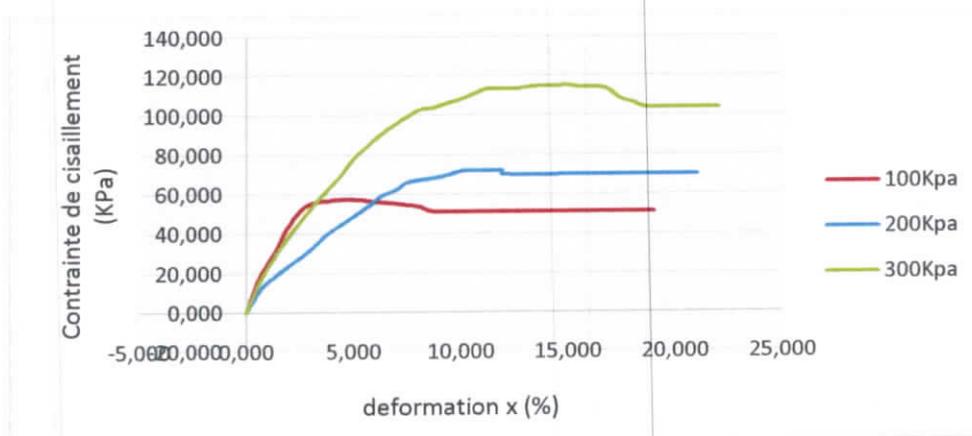


Figure IV.43: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°17

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.43). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.16 a été présentée les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 Kpa.

Tableau IV.16: Contrainte de cisaillement et module de l'essai n°17

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.5% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.5% fibre
100	57.14	10	3053	30
200	71.78	-43.3	4332	36.2
300	151.22	5	3146	21.4

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.44. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 51.32KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 4.6^\circ$. cette cohésion est diminué par rapport à l'essai n°16 par 11.6% et l'angle de frottement est augmenté par 7.78%.

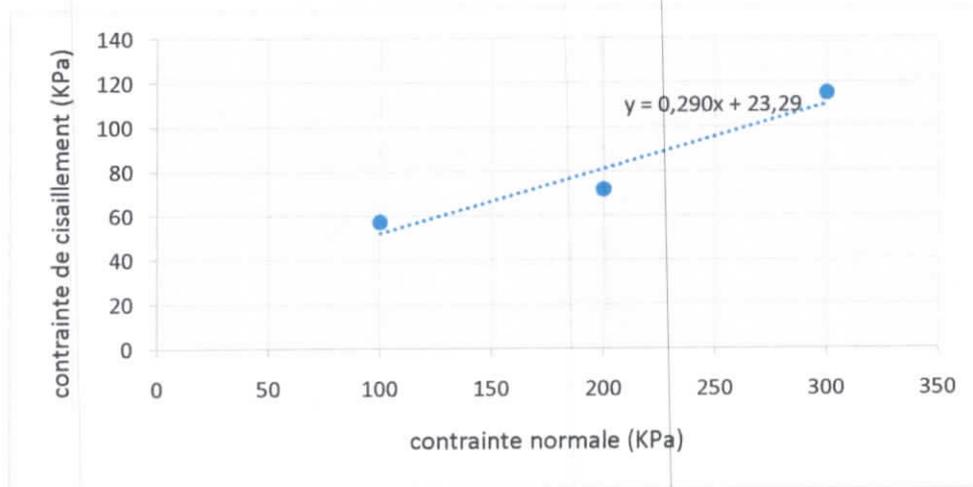


Figure IV.44: Courbe intrinsèque de l'essai n°17

La figure IV.45 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 17.

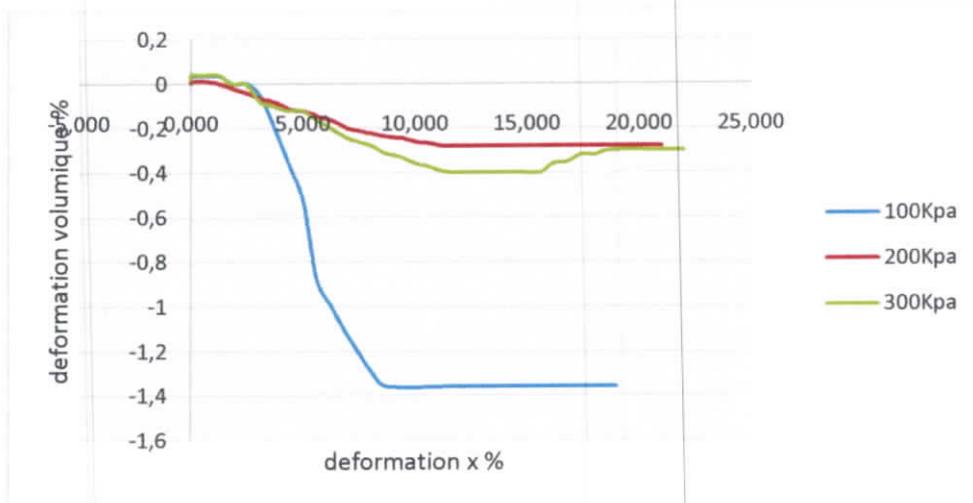


Figure IV.45: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°17

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.98 % pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.8. Essai n° 18 (sable + 6% ciment + 1% fibre du sisal « 1cm »)

La figure IV.46 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 61, 62 et 63) du sable de dune compacte + 6% ciment + 1% fibre du sisal de longueur : 1 cm (essai n°18).

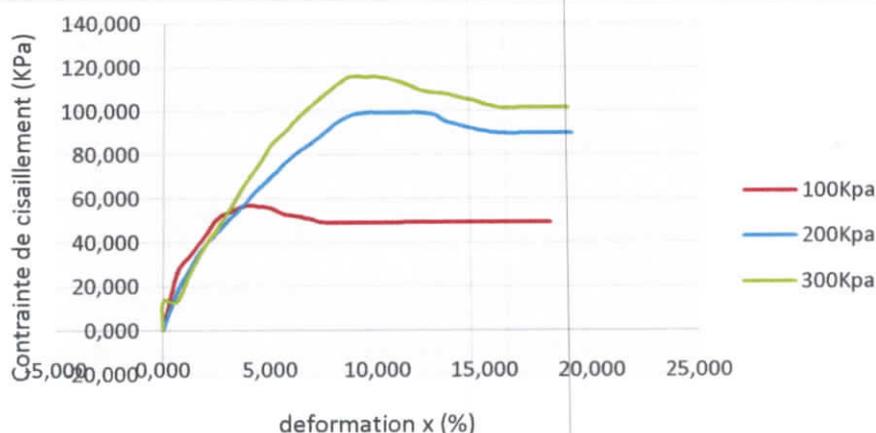


Figure IV.46: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x de l'essai n°18

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.46). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.17 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes correspondent aux contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa.

Tableau IV.17: contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°18

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	%par rapport a 0.75% fibre	Module d'élasticité E (KPa)	%par rapport a 0.75% fibre
100	56.67	-0.82	2934	-3.9
200	99.17	38.1	2631	-37.5
300	115.7	-23.5	3490	11

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.47. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 31.48 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 16.92^\circ$. Cette cohésion est augmentée par rapport à l'essai n°17 par 104% et l'angle de frottement est diminué par 35.7%.

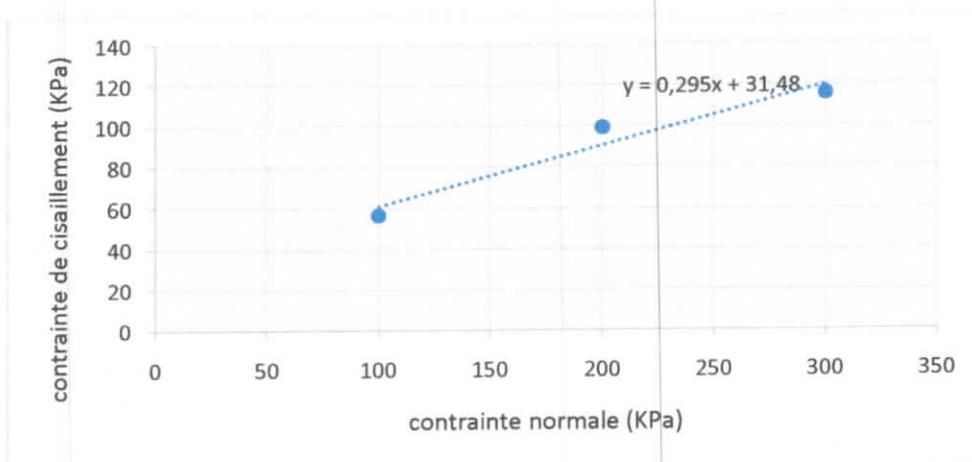


Figure IV.47: Courbe intrinsèque de l'essai n°18

La figure IV.48 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 18.

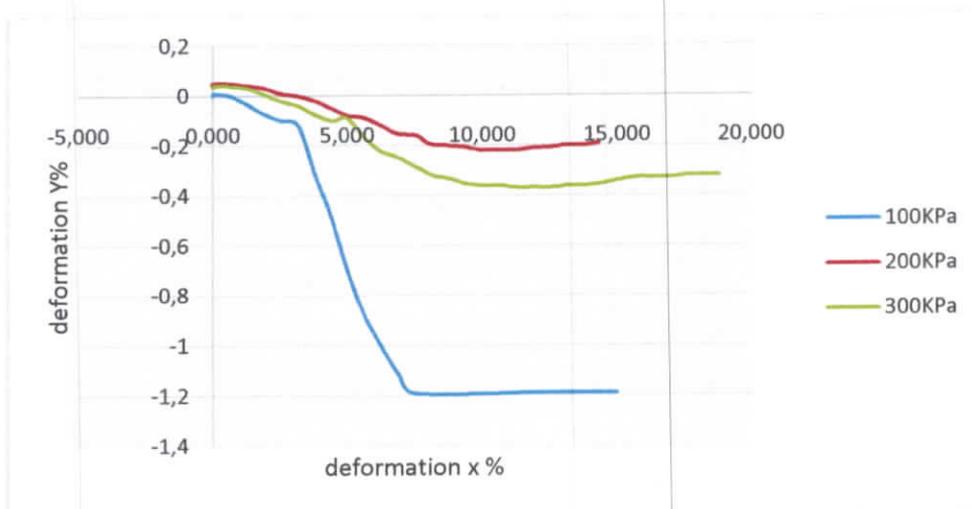


Figure IV.48: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°18

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.9 % pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.6.9. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment et différents pourcentages des fibres du sisal :

Le tableau suivant (tableau IV.18) a été montré la récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages des fibres du sisal et pour les deux pourcentages du ciment (3 et 6%). L'effet d'ajout des fibres du sisal ciment est très important, la cohésion est fortement augmente pour les pourcentages de 0.25% jusqu'à 0.5 % puis il est diminué par rapport aux autres pourcentages d'ajout des fibres et cela pour 3% du ciment ; pour le 6% du ciment, la cohésion est augmenté pour les pourcentages de 0.25 et 0.75 puis diminue pour les pourcentages de 0.5 et 1 %. Pour l'angle de frottement on observe pour 3% du ciment l'angle de frottement augmente sauf dans l'essai 12, il est diminué. Pour 6% du ciment l'angle de frottement est faiblement augmente sauf à 0.75 %, il est diminué. A 3% du ciment, les

contraintes de cisaillement sont augmentés avec l'augmentation du % des fibres du sisal jusqu'à 0.75 % puis elle est diminué ; à 6% du ciment, les contraintes de cisaillement ne sont pas stables avec l'augmentation du % des fibres. Ces paramètres ne permettent pas de trouver clairement les pourcentages optimums d'ajout du ciment et des fibres du sisal pour cela nous avons calcul le module d'élasticité.

Tableau IV.18:Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout des différents pourcentages des fibres du sisal

	Cohésion (KPa)	Angle de frottement(°)	Contraintes de cisaillement maximal (KPa)		
			100KPa	200KPa	300KPa
essai 11	40.77	9.48	52.89	82.63	85.94
essai 12	61.39	2.03	56.66	85	119
essai 13	38.09	18.57	60.44	122.77	125.14
essai 14	23.61	24.07	60.44	117.11	144.03
essai 15	39.67	14.21	59.03	101.53	108.61
essai 16	25.80	15.46	51.94	126.55	144.02
essai 17	51.32	4.6	57.13	71.8	73.2
essai 18	31.48	16.92	56.67	99.17	115.69

Le tableau suivant (tableau IV.19) a été montré le module d'élasticité obtenu par l'ajout des différents pourcentages des fibres du sisal et pour les deux pourcentages du ciment (3 et 6%). La plus grand module d'élasticité est de 4371 Kpa, pour 6% du ciment et 0.5 % de fibre di sisal, donc le sable de Sidi Abdlaziz avec ces conditions est devenu plus rigide que les autres ; c.-à-d., les pourcentages optimums sont 6% du ciment et 0.5 % du fibre de sisal.

Tableau IV.19:Module d'élasticité (E).

% de ciment \ % de fibre	Module d'élasticité (E) KPa			
	0.25%	0.5%	0.75%	1%
3%ciment	3126	3492	3107	3228
6%ciment	3859	4371	3053	2934

IV. 7. Essai de cisaillement pour le sable stabilise et renfort par ajout de ciment et des différentes longueurs de fibre du sisal

IV.7.1. Essai n° 19 (sable + 6% ciment + 0.5 % fibre du sisal « 1.5cm »)

La figure IV.49montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 64, 65 et 66) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal de longueur : 1.5 cm (essai n°19).

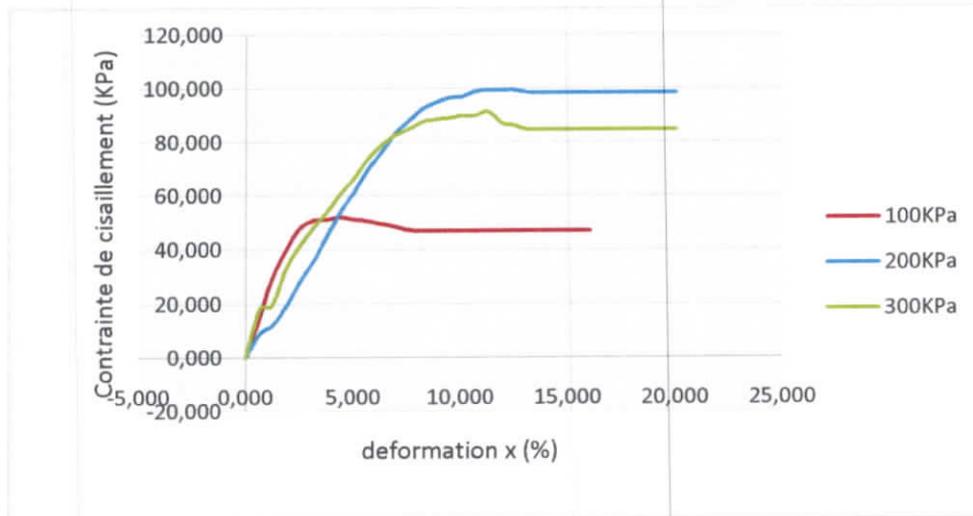


Figure IV.49: Courbe contrainte de cisaillement - déformation x d'essai n°19

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.49). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.20 a été présenté les contraintes de cisaillements ultimes et le module d'élasticité correspondant à la contrainte normales de 100 Kpa.

Tableau IV.20: contrainte de cisaillement et module d'élasticité d'essai n°19.

Contrainte de confinement (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	Module d'élasticité E (KPa)
100	51.94	7873.1

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.50, on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 41.56 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 11.23^\circ$.

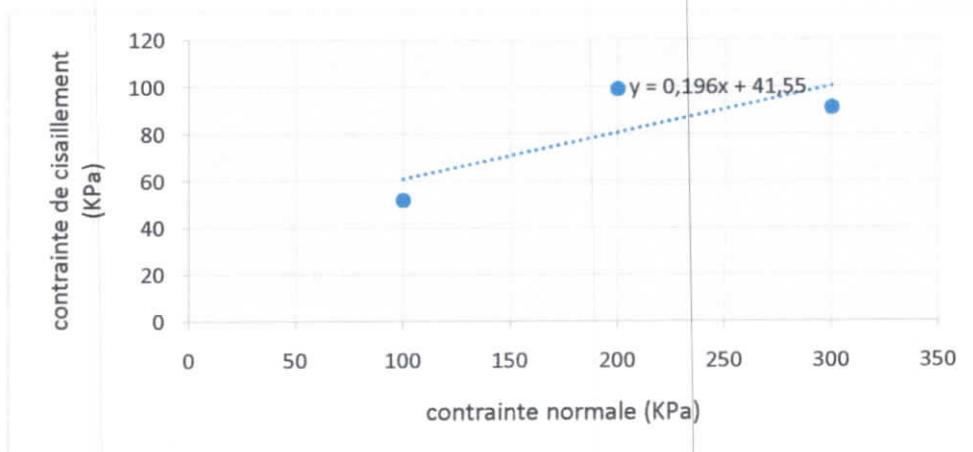


Figure IV.50: Courbe intrinsèque d'essai n°19

La figure IV.51 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n°19.

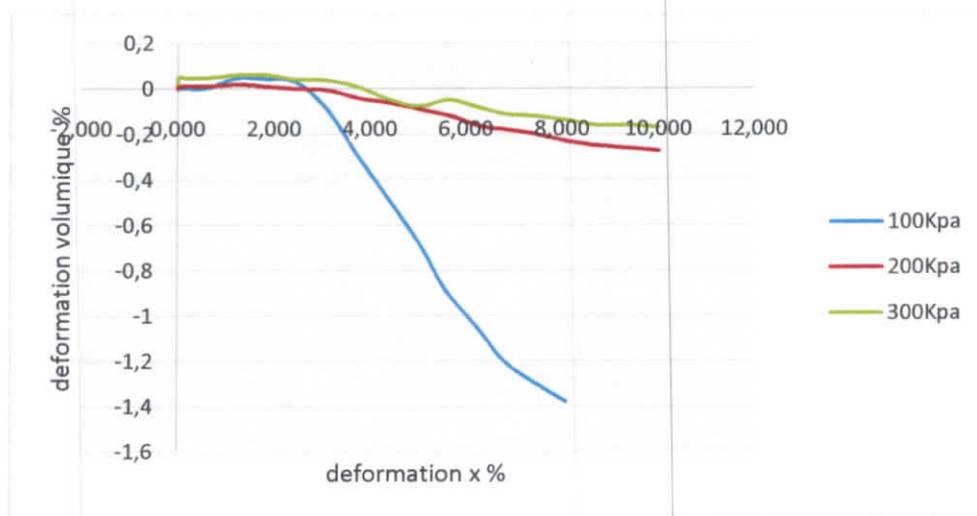


Figure IV.51: Courbe déformation y et déformation x d'essai n°19

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 5.63 % pour les contraintes normales de 100, 200 et 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.7.2. Essai n° 20 (sable + 6% ciment + 0.5 % fibre du sisal « 2 cm »)

La figure IV.52 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 67, 68 et 69) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal de longueur : 2 cm (essai n°20).

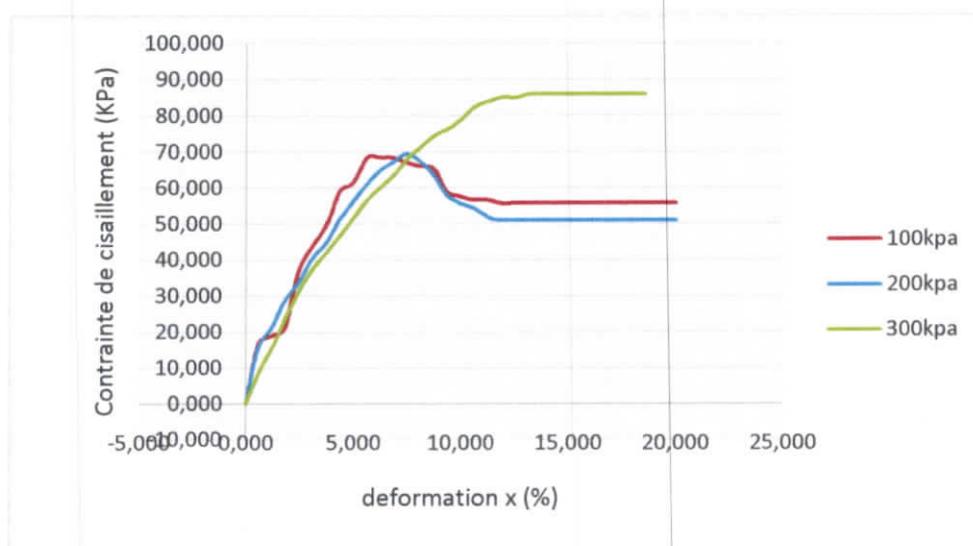


Figure IV.52: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°20

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.52). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme

c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.21 a été présente les contraintes de cisaillements ultimes et le module d'élasticité correspondant à la contrainte normale de 100 Kpa.

Tableau IV.21:Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°20

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	par rapport a %fibre	Module d'élasticité E (KPa)	par rapport a %fibre
100	68.47	31.8	2629	-66.6

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.53. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 57.14 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 5.01^\circ$.

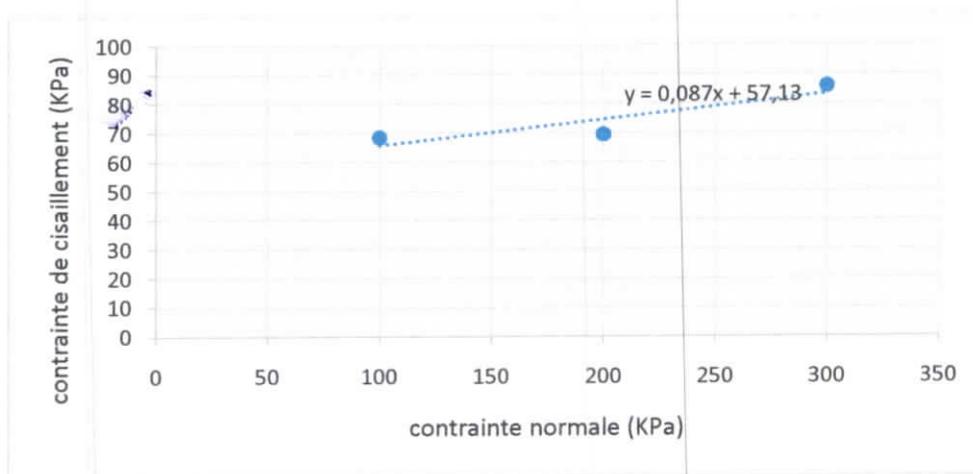


Figure IV.53: Courbe intrinsèque de l'essai n°20

La figure IV.54 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 20.

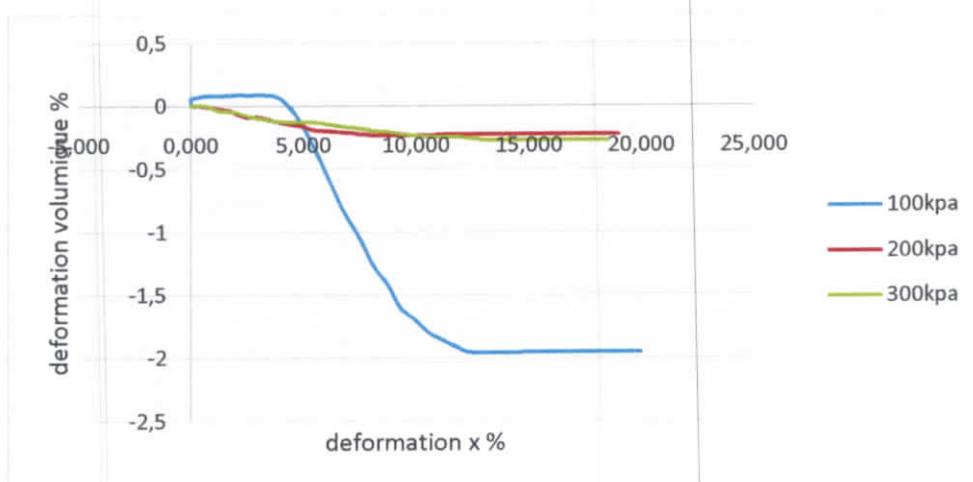


Figure IV.54: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°20

On observe une augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 3.17 % pour les contraintes normales de 100 et 200 Kpa et de 6.18 % pour la contrainte normale de 300 KPa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance).

IV.7.3. Essai n° 21 (sable + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal « 2.5 cm »)

La figure IV.55 montre les contraintes de cisaillement-déformation des trois échantillons (échantillon 70, 71 et 72) du sable de dune compacte + 6% ciment + 0.5% fibre du sisal de longueur : 2.5 cm (essai n°21).

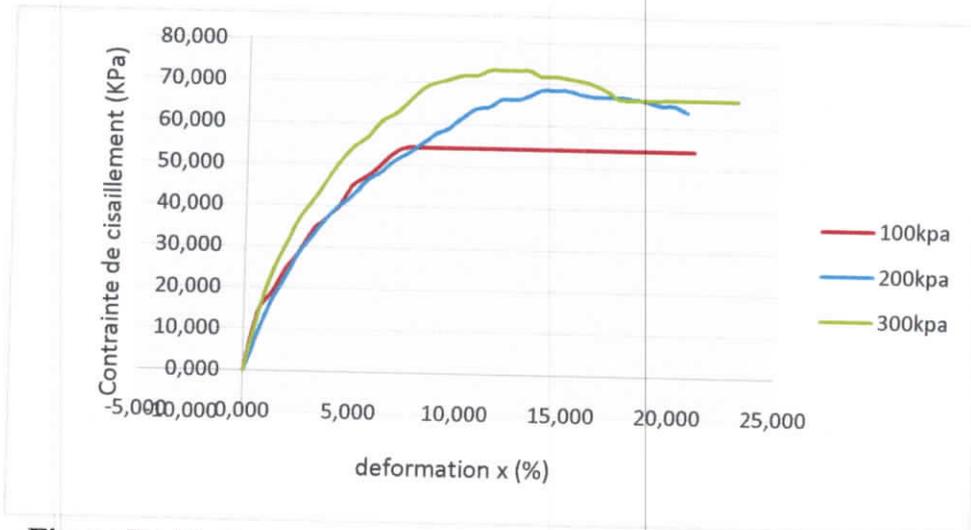


Figure IV.55: Courbe contrainte de cisaillement déformation x de l'essai n°21

La courbe de cisaillement est indiquée à la figure (IV.55). La contrainte de cisaillement augmente avec les déplacements imposés à l'échantillon jusqu'à l'état d'équilibre limite caractérisé soit par la présence d'un pic sur la courbe soit par une allure monotone comme c'est le cas pour le sol étudié. Le tableau IV.22 a été présente les contraintes de cisaillements ultimes et le module d'élasticité correspondent à la contrainte normales de 100 Kpa.

Tableau IV.22: Contrainte de cisaillement et module d'élasticité de l'essai n°21

Contrainte normale (KPa)	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	par rapport a %fibre	Module d'élasticité E (KPa)	par rapport a %fibre
100	54.3	-20.7	2499	-5

En reportant les points (σ, τ) comme le montre la figure IV.56. , on constate une variation linéaire de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normal appliquée, ce qui confirme expérimentalement le critère d'équilibre limite énoncé par Mohr-coulomb, l'ajustement des points expérimentaux par une droite au sens des moindres carrés donne : $\tau = \sigma \tan \varphi + C$, donc la cohésion non drainée est de 45.96 KPa et l'angle de frottement est de $\varphi = 5.41^\circ$.

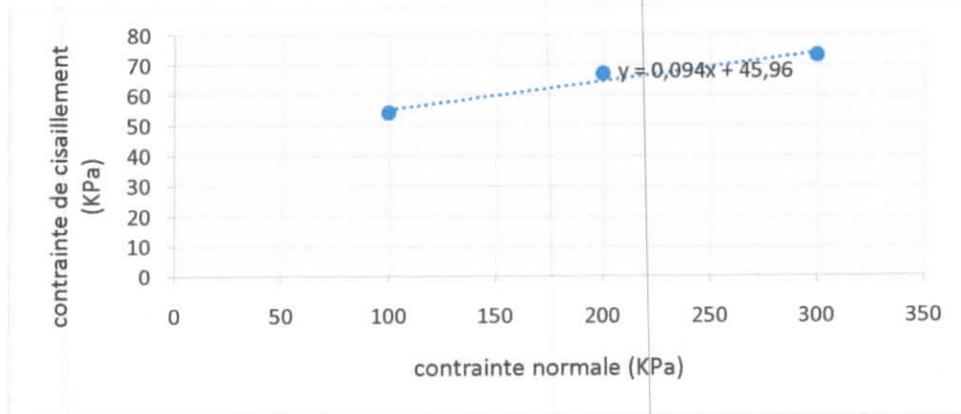


Figure IV.56: Courbe intrinsèque de l'essai n°21

La figure IV.57 représente la variation de déformation y en fonction de déformation x des trois contraintes normales de l'essai n 21.

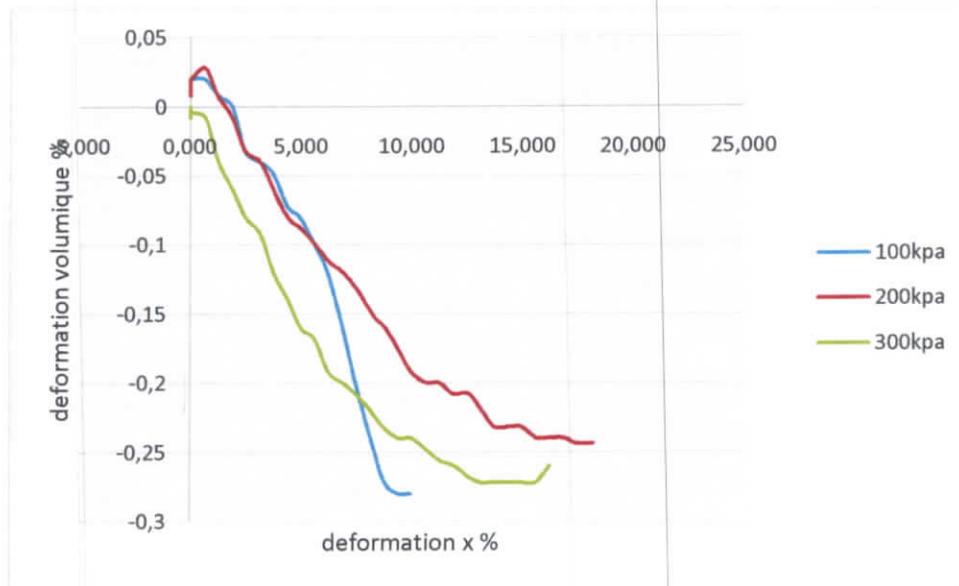


Figure IV.57: Courbe déformation y et déformation x de l'essai n°21

On observe une faible augmentation de déformations verticales (contractance) jusqu'à la valeur de déformation x égale de : 4.35 % pour les contraintes normales de 100 et 200 Kpa. Au-delà de ces valeurs, les déformations verticales ont été diminuées (dilatance). Les déformations verticales ont été diminuées pour la contrainte normale de 300 Kpa.

IV.7.4. Récapitulatif des résultats de stabilisation par ajout du ciment et différents longueur des fibres du sisal :

Le tableau suivant (tableau IV.23) a été montré la récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout de différentes longueurs des fibres du sisal (1.5, 2 et 2.5 cm) et pour les pourcentages optimums du ciment « 6% » et de fibre du sisal « 0.5 % ». L'effet d'ajout des fibres du sisal est très important pour améliorer la résistance au cisaillement du sable de Sidi Abdelaziz. Le plus grand module d'élasticité est de l'essai n° 19 qui correspond à une longueur de 1.5 cm du fibre de sisal.

Tableau IV.23: Récapitulatif des résultats obtenus par l'ajout de différentes longueurs des fibres

	Contrainte de cisaillement maximal (KPa)	Module d'élasticité E (Kpa)
essai 18	51.94	4371
essai 19	51.94	7873.1
essai 20	68.47	2629
essai 21	54.3	2499

IV.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué deux essais principaux (compactage et cisaillement) :

- Le compactage nous a donné la teneur en eau optimum (W_{opt}) et la densité sèche maximum (γ_d) en changeant les pourcentages du ciment (3%,6%,9%,12%), tels que γ_d augmente et W_{opt} diminue.
- Le cisaillement est achevé en utilisant le sol compacté et les différents pourcentages du ciment au but de choisir le meilleur de ce dernier. Ensuite nous avons additionné les fibres de Sisal et continué l'essai en changeant les longueurs et le pourcentage. Nous avons estimé que 0.5% et 1.5 cm de fibre et 6 % du ciment sont les meilleurs résultats pour la stabilisation de sable de Sidi Abdelaziz.

V.1. Introduction

Le but de ce chapitre est de modéliser un remblai sableux stabilisé par les différentes techniques étudiées dans le chapitre précédant, et cela pour faire une comparaison au niveau des déformations dues aux surcharges sur le remblai.

V.2. Bref aperçu de la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances des trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ... etc.
- L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaire, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

V.2.1. Concept de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

V.2.2. Calcul par la MEF

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- **Elle nécessite :**
 - La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières de calcul n'influencent pas sur les résultats.
 - Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Durcan... etc.
 - Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
 - Les caractéristiques des boutons et des tirants d'ancrage.
 - L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- **Elle permet**
 - D'effectuer les calculs d'écoulement.
 - De simuler toutes phases de travaux.
 - De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages ; des couches de terrain de lits de boutons ou de tirants.
 - De calculer un coefficient de sécurité.
- **Les sorties fournissent**
 - Pour les ouvrages :**
 - Les déplacements des ouvrages.
 - Les sollicitations internes des ouvrages.
 - Les efforts dans les boutons ou tirants.
 - Pour les sols :**
 - Les déplacements du sol.
 - Les déformations du sol.
 - Les contraintes totales et effectives dans le sol.
 - Les pressions interstitielles.
 - De calculer un de sécurité Coefficient.

V.3. Présentation de PLAXIS

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Cruves).

- **Le programme d'entrée de données (Input)**

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales
- **Le programme de calcul (Calculation)**

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.
- **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.
- **Le programme de courbe (Cruve)**

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contrainte-déformation.

V.4. modèle de comportement utilise dans PLAXIS

V.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

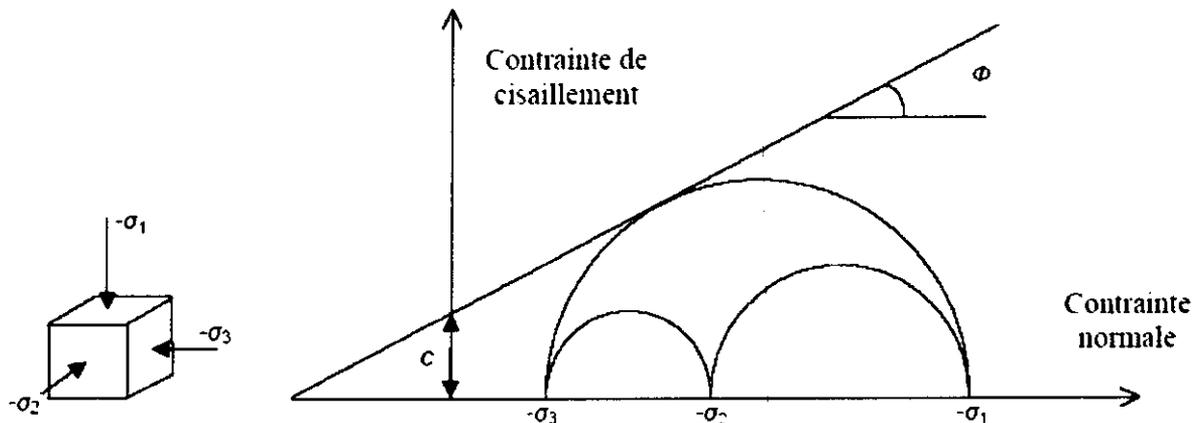


Figure V.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

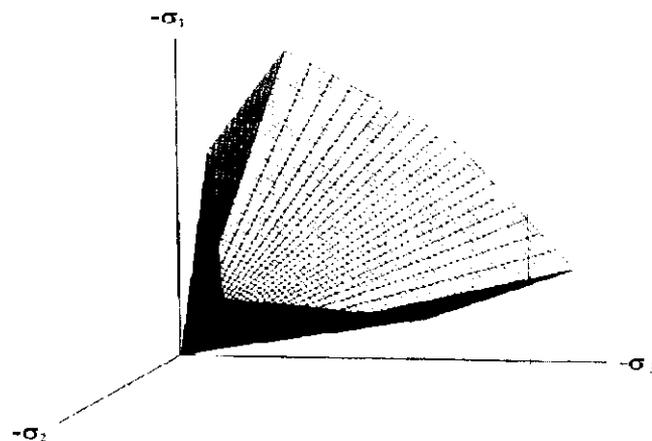


Figure V.2 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

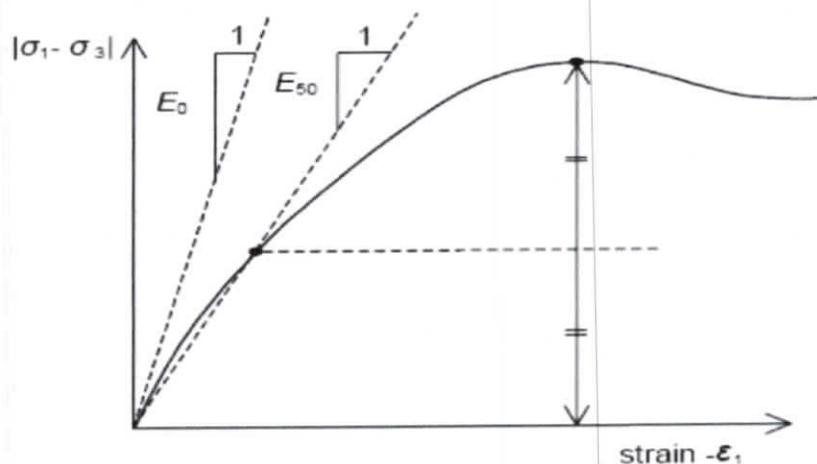


Figure V.3 : Définition du module à 50 % de la rupture

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi entrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

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

incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

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

Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{ev} (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

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

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

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

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

V.5. Modélisation numérique d'un remblai

V.5.1. Présentation du modèle

Dans cette partie, nous avons choisi d'utiliser une modélisation numérique en élément finis d'un remblai sous une charge uniformément répartie 10KN/m. le calcul numérique a été développé à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, donc nous avons fait une étude générale d'un remblai pour des différents facteurs suivants :

- Le remblai est en sable pur.
- Le remblai est en sable compacte
- Le remblai est en sable compacte stabilisé par l'ajout de 3% ciment
- Le remblai est en sable compacte stabilisé par l'ajout de 6% ciment
- Le remblai est en sable compacte stabilisé par l'ajout de 6% ciment et les fibres naturelles du sisal 0.5% (1.5cm).

Les principales caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisées sont étudiées dans le chapitre précédent et elles sont rassemblées dans le tableau ci-dessous (TabV.1)

TableauV.1 :les différents paramètres de remblai.

	Sable pur	Sable compacté	Sable compacté +3%ciment	Sable compacté+6%ciment	Sable compacté+6%ciment +0.5 fibre de 1.5cm
ν	0.28	0.28	0.2	0.27	0.33
$\psi(^{\circ})$	1.3	0.99	0.99	1	1
G (KPa)	1319	2140	2543	2886	3005
E (KPa)	2812	4879	6103	7330	7873
$\phi(^{\circ})$	33.24	34.39	20.14	20.02	14.9
C (KPa)	0.532	6.29	27.07	41.39	15.65
γ_{sat}	22	22	22	22	22
γ_d	15.89	17	17.1	17.2	17.2

La masse du sol est modélisée par un maillage en éléments finis à 15 nœuds comme montrée dans la figure (V.4), ce dernier est un élément très précis qui produit des résultats en contrainte et déformation de haute qualité sur différents problèmes. Une modélisation en déformation plane a été souvent utilisée pour étudier un remblai.

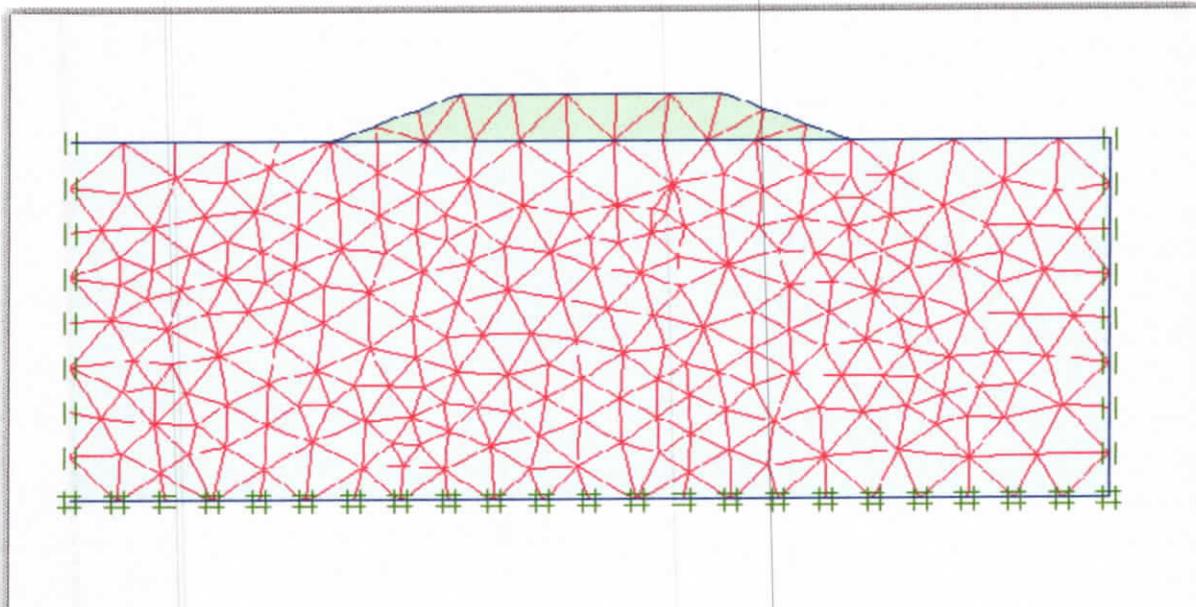


Figure V.4 :un maillage en éléments finis à 15 nœuds

V.5.2. Conception du modèle

V.5.2.1. Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représentée sur la figure V.5. La hauteur du remblai est 3m avec une longueur de 30m et pente égale 2/3

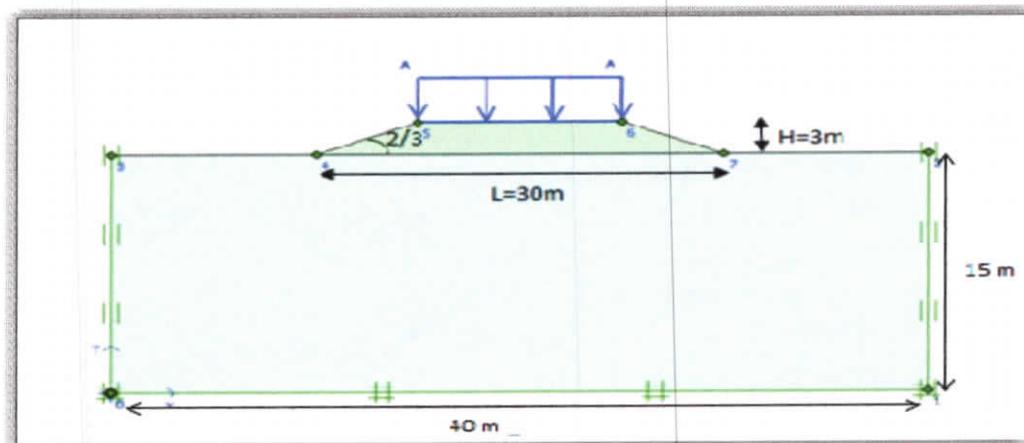


Figure V.5 :le modèle géométrique de remblai

V.5.2.2. Les conditions aux limites :

La figure ci-dessous (figure V.6) représente les conditions aux limites du modèle géométrique. Nous avons utilisés les conditions standards (les déplacements horizontaux sont bloqués aux côtés du modèle et tous les déplacements sont bloqués au fond du modèle).

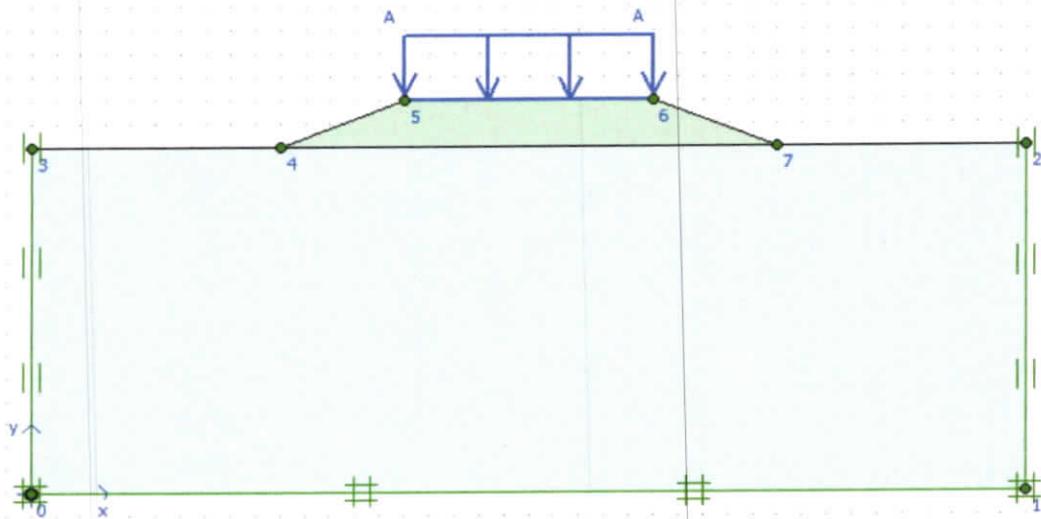


Figure V. 6: les conditions aux limites du modèle géométrique

V.5.2.3. Les phases de calcul

A. Phase 1 : Construction du remblai

Dans cette phase, on active le remblai et désactive les surcharges (figure V.7)

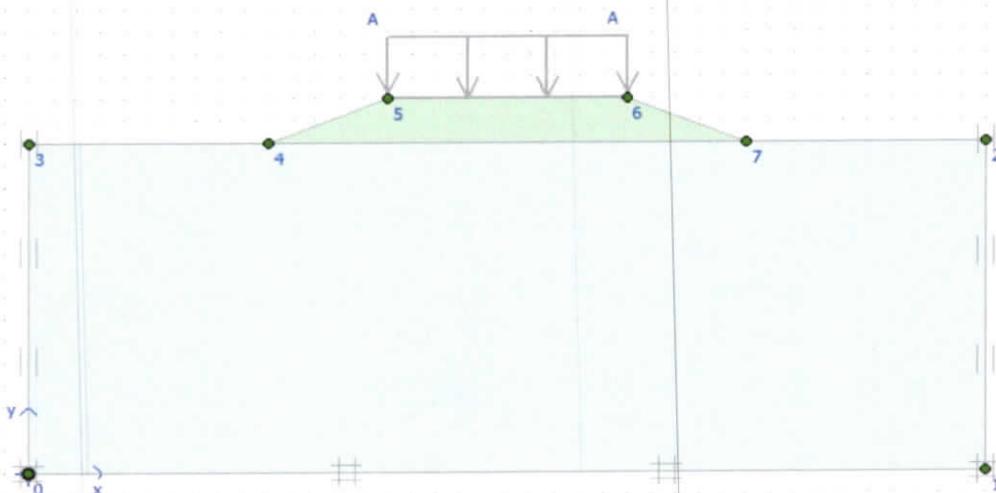


Figure V.7 :Phase de Construction du remblai

B. Phase 2 : Surcharge sur remblai

Dans cette phase, on active les surcharges sur remblai 10 KN/m (figure V.8)

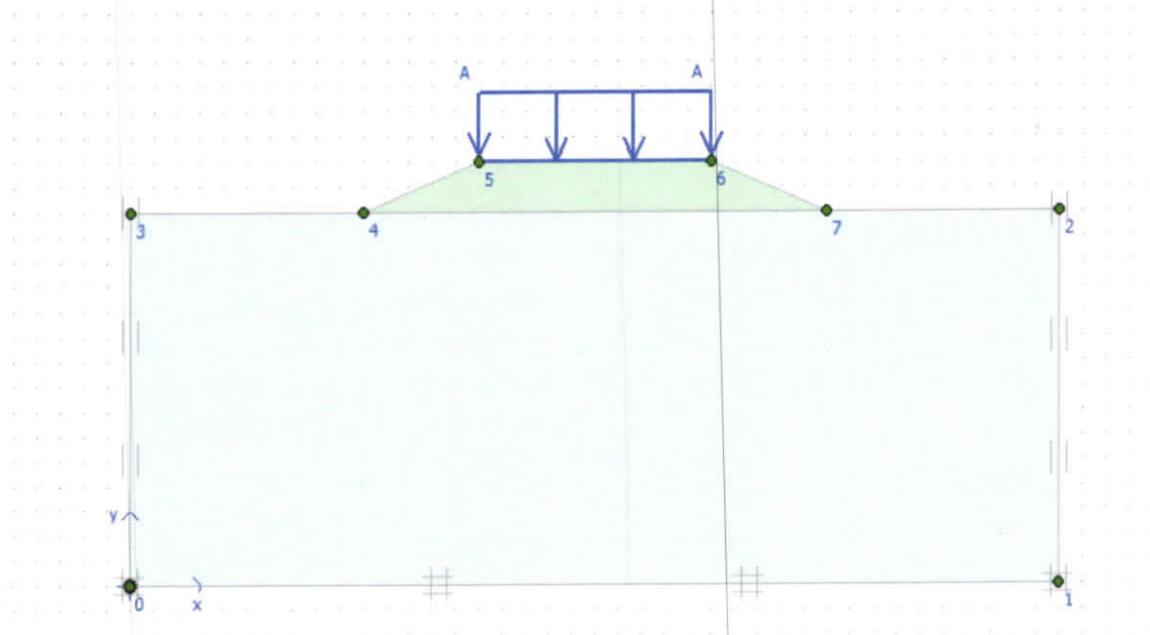


Figure V.8 :Phase de surcharge sur remblai

V.5.2.4. Les résultats

A. Pour sable pur

La figure suivante représente le déplacement total de remblais pour le sable pur

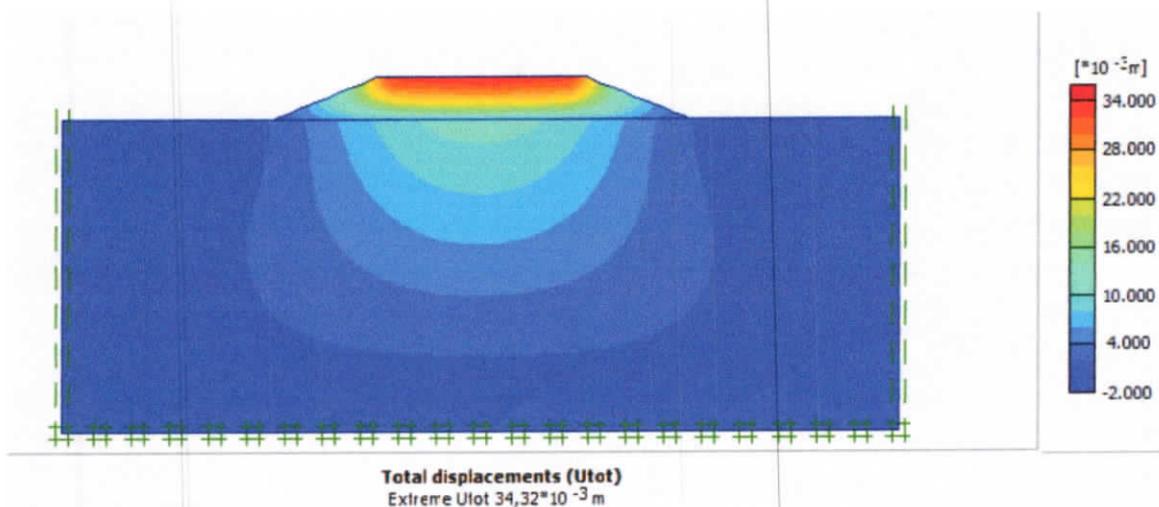


Figure V.9 :le déplacement total de remblais pour le sable pur

- Déplacements total=34.32mm
- contrainte normal=44.39 KN/m²
- Contrainte de cisaillement=3.9KN/m²

B. Pour sable compacté

La figure suivante représente le déplacement total de remblais pour le sable compact

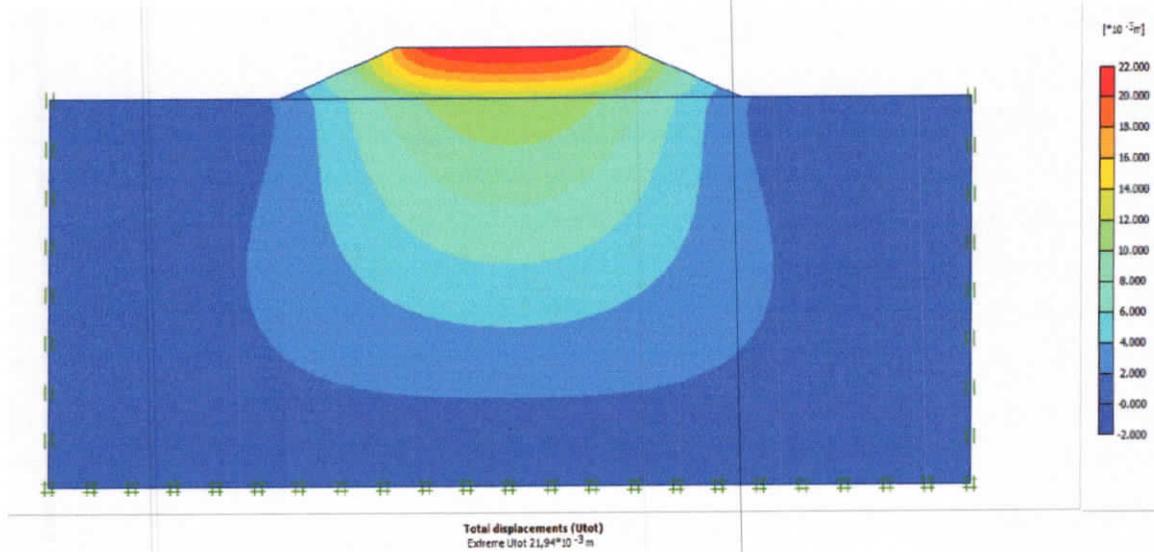


Figure V.10 :le déplacement total de remblais pour le sable compact

- Déplacements total=21.94mm
- contrainte normal=44.16 KN/m²
- Contrainte de cisaillement=3.69KN/m²

C. Pour sable compact +3% ciment

La figure suivante représente le déplacement total de remblais pour le sable compact+3% ciment

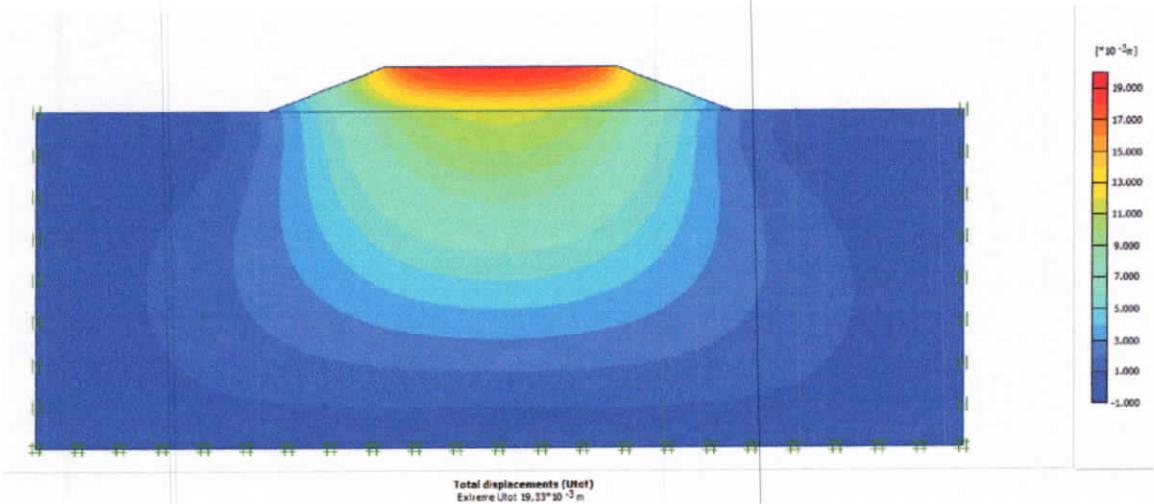


Figure V.11:le déplacement total de remblais pour le sable compact+3% ciment.

- Déplacements total=19.33mm
- Contrainte normal=44.08 KN/m²
- Contrainte de cisaillement=3.91KN/m²

D. Pour sable compact +6% ciment

La figure suivante représente le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment.

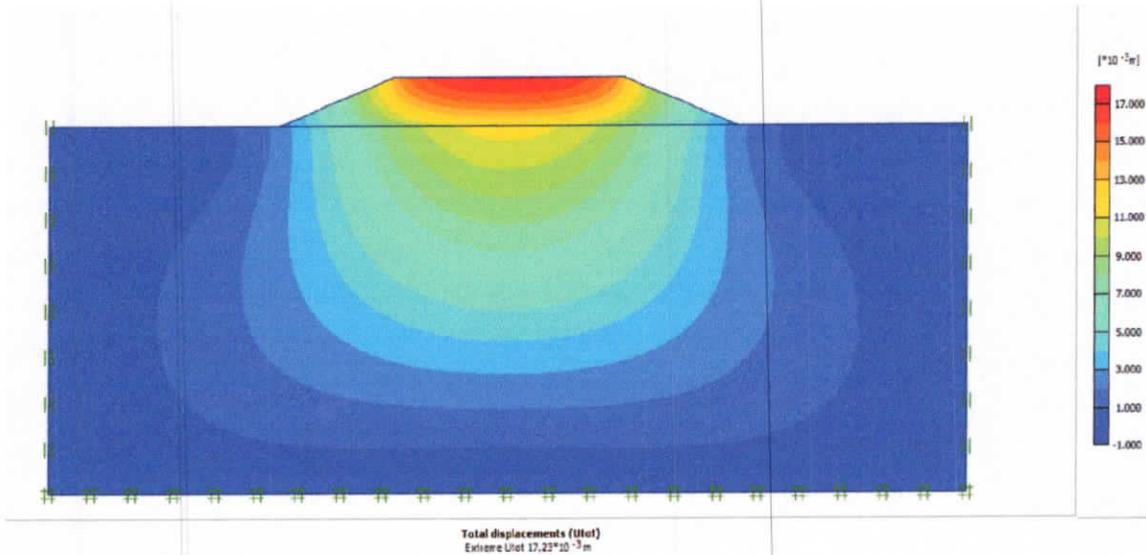


Figure V.12 : le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment.

- Déplacements total=17.22mm
- Contrainte normal=44.08 KN/m²
- Contrainte de cisaillement=4.73KN/m²

E. Pour le sable compact+6% ciment +0.5 fibre de 1.5cm

La figure suivante représente le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment +0.5% fibre de1.5cm

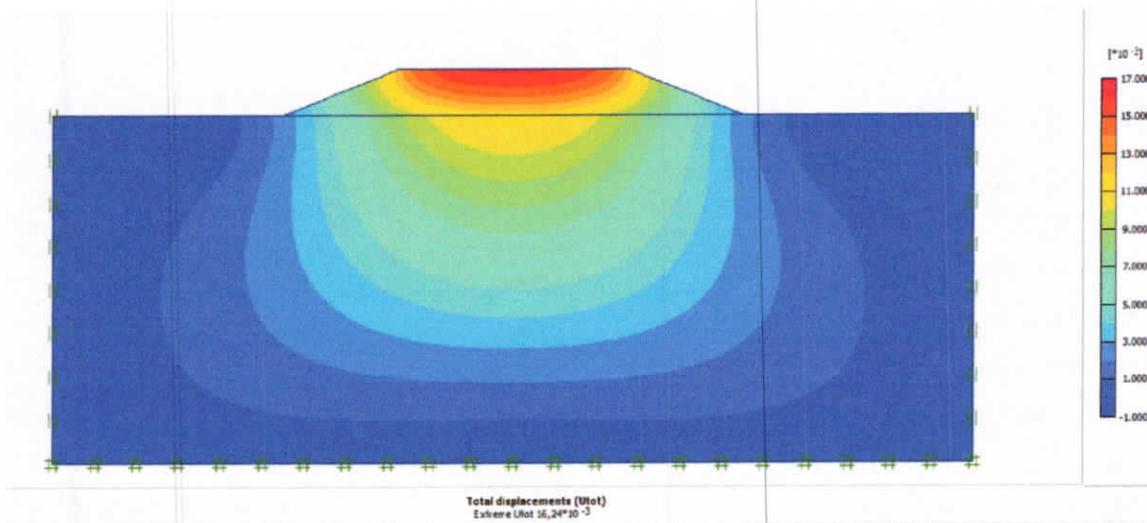


Figure V.13 : le déplacement total de remblais pour le sable compact+6% ciment +0.5% fibre de 1.5cm

- Déplacements total=16.24mm
- Contrainte normal=44.04KN/m²
- Contrainte de cisaillement=5.48 KN/m²

Les tableaux ci-dessous (tableau V.2 et V.3) donnent un récapitulatif des résultats obtenus par la modélisation numérique pour les différents cas étudiés. Nous avons observé une grande diminution de tassement et une augmentation dans la résistance de cisaillement donc, il y a une amélioration très importante lorsqu'on utilise ces méthodes de stabilisation dans un remblai.

Tableau V.2 :récapitulatif des déplacements du remblai

	Sable pur	Sable compact	Sable compact+3%ciment	Sable compact+6%ciment	Sable compact+6%ciment+0.5% fibre de 1.5cm
Déplacement de remblai (mm)	34.32	21.94	19.33	17.23	16.24
% de diminution	0	36	43.7	49.8	52.7

Tableau V.3 :les contraintes normales et les contraintes de cisaillements

	Sable pur	Sable compact	Sable compact+3%ciment	Sable compact+6%ciment	Sable compact+6%ciment+0.5% fibre de 1.5cm
Contrainte normale (KN/m ²)	44.39	44.16	44.08	44.08	44.04
Contrainte de cisaillement (KN/m ²)	3.9	3.69	3.91	4.73	5.48

V.6. Conclusion

Les résultats précédents dus à l'étude numérique du remblai construit par l'utilisation de sable de dune de Sidi Abdelaziz, et avec l'utilisation de différentes techniques étudiées dans le chapitre précédent pour stabiliser cet ouvrage. Le tassement diminué et la résistance au cisaillement augmente dans les trois cas de stabilisation par rapport au cas de sable pur celui et montrent que la simulation numérique en utilisant le code Plaxis donne des résultats concordant de manière satisfaisant avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles ce qui explique qu'il y a une bonne amélioration de la stabilité par l'ajout de ciment et la fibre de sisal.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce travail nous sommes intéressés à la stabilisation du sable de dune de Sidi Abdelaziz -Jijel- par ciment et par le renforcement de ce sable par des fibres naturelles (fibre de Sisal). Plusieurs essais ont été effectués sur ce sable pour le classer. Ces essais sont : l'analyse granulométrique, l'essai de l'équivalent de sable, l'essai de bleu de méthylène. Pour stabiliser ce sable, on a ajouté de différents taux de ciment puis réalisé des essais de compactage (Proctor normal) qui montrent une augmentation de la densité sèche et une diminution de la teneur en eau optimale. Pour renforcer ce sable on a ajouté de différents taux de fibres naturelles (sisal) puis réalisé des essais de cisaillement non-drainé, non consolidé (à la boîte), ces essais montrent que le renforcement de ce type de sol est très efficace. Dans la dernière partie de ce travail, nous avons pu également établir l'optimum des différents valeurs d'ajout de ciment et des fibres de sisal pour atteindre une grande amélioration, les pourcentages optimales de ciment et fibres sont : 6% ciment et 0.5 % fibres de Sisal de 1.5 cm.

Lors de notre étude, les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits.

Finalement, on peut dire que la stabilisation par l'ajout de ciment et des fibres de sisal est recommandée pour améliorer la stabilisation des sols dans notre cas d'étude.

Les perspectives de développement de ce travail peuvent s'inscrire dans quatre directions, il serait possible d'utiliser des autres matériaux de stabilisation, tels que chaux au-lieu de ciment, et des fibres synthétiques au lieu des fibres naturelles. Etudier l'influence des autres paramètres de résistance, par l'utilisation des autres essais d'étude. Etudier l'influence du temps sur l'amélioration de stabilité et finalement faire une modélisation numérique approfondie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Cours mécanique de sol Dr. Khelifaharichane Maître de Conférences A Année Universitaire 2013-2014.
- [2] Cours de mécanique de sols toms 1 propriétés des sols. j.m. TCHOUANT NANA 1999 j.a.j par.m.callaud.décembre2004.
- [3] Du verre au cristal : Nucléation, croissance et démixtion, de la recherche aux applications Broché – 6 juin 2013. de Daniel R. Neuville (Auteur), Laurent Cormier (Auteur), Daniel Caurant (Auteur), Lionel Montagne (Auteur)
- [4] master académique 2, option : géotechnique thème étude géotechnique d'un tronçon autoroutière sur 12 km de pénétrante Sétif/Barika.
- [6] : Boudlal O. « Etude expérimentale du comportement mécanique des sols dans la stabilité des talus et des fondations » ; these de Doctorat, université de Tizi-Ouzou, 2013
- [7] introduction à la géologie de surface altération et science du sol. Jean Leverque UMR Sciences Vie, Terre, Environnement.
- [8] livre des éléments de base en mécanique des sols
- [9] livre "Le pratique de mécanique des sols: tome1"; Bouafia Ali, etidion OPU, 2013
- [10] livre "étude des sols" par Michel-claude Girard et Christian Schvartz et Bernard Jabiol.
- [11] mémoire master II thème stabilisation des sols gonflants de la région d'In Aménas par l'ajout des liants hydrauliques (chaux et ciment) par DjaaniMabrouka et BenmensourSamah Farah. Promotion 2010-2011.
- [12] Stabilisation des sols gonflants par Djoudi A. KrimNedjahia.Raouf Université SoukAhras - Master en Géotechnique 2015
- [13] Traitement des sols à la chaux et /ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de formes. : Guide technique. – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) ; SETRA, 2000.
- [14] Caractérisation d'un composite à la rupture à base des fibres végétales (Diss) par Yahiaoui Lamia année 2011.
- [15] [Thèse de Doctorat ETUDE DU COMPORTEMENT PHYSICO-MECANIQUE DU BLOC DE TERRE COMPRIMÉE AVEC FIBRES par :TAALLAH Bachir décembre 2014

- [16] : Mémoire de Magistère Présenté par : BOUZIT Fatima thème Élaboration et caractérisation mécanique, en statique et en fatigue, des panneaux sandwichs à base de renforts naturels. Année universitaire 2014/2015.
- [17] évaluation de la disponibilité et de l'accessibilité de fibres végétale à usages matériaux en France mars 2011, étude réalisée pour le compte de l'AEME par recherche Développement Clément MEIRHAEGHE-Chargé de projet ressource végétale coordination technique : Hilaire BEWA, Département Bioressources, ADEME Angers
- [18] «BLEDZKI et al. ».
- [19]« TOLÉDO FILHO et al. ».
- [20]« SAVASTANO et al. » [12].
- [21] CAPDESSUS & CHAUVIN ; « Traitement des sables des Landes », Buletin de laboratoire de Bordeaux, septembre – octobre 1973.