

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université Ain Témouchent - Belhadj Bouchaib
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et Technologies
قسم الهندسة المدنية و الأشغال العمومية Département Génie Civil et Travaux Publics



MÈMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de :

Master

Filière: Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude du comportement mécanique d'un sol liquéfié traité et renforcé par les fibres de polypropylène

Réalisé par :

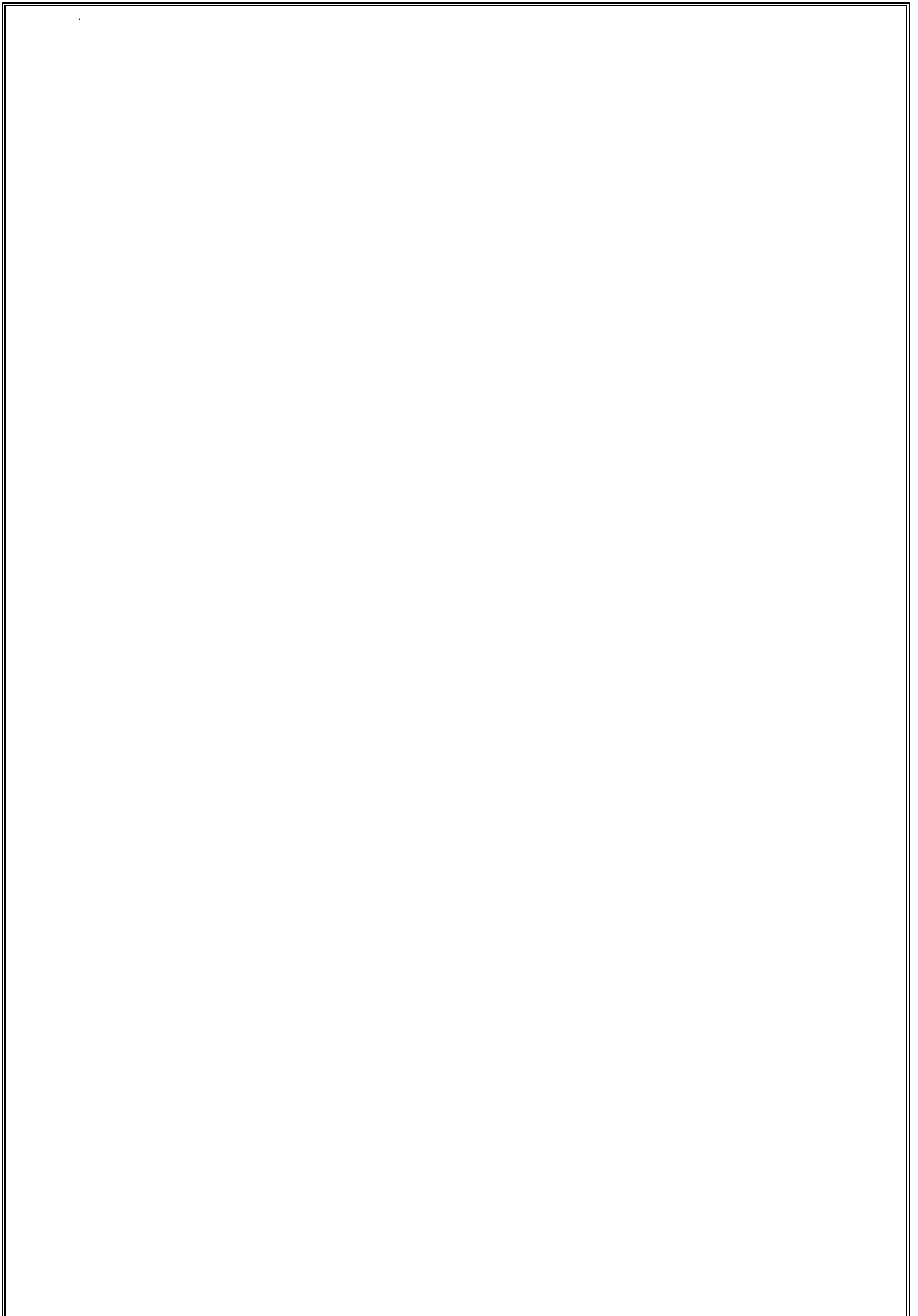
- MEGROUSSE Loubna.

- BOUZOUINA Amina.

Devant le jury composé de :

Dr.BOURIDjamel Eddine	Rapporteur	UATBB Ain Témouchent
Pr. HOUMADI Youcef	Co-Rapporteur	UATBB Ain Témouchent
Pr. Sidi Mohammed AISSA MAMOUNE	Président	UATBB Ain Témouchent
Dr.BELABACI .Z	Examinateur	UATBB Ain Témouchent

2020/2021



REMERCIEMENT

Après avoir rendu grâce à Dieu les tous puissant et le miséricordieux nous tenons absolument à remercier tous ceux qui nous ont soutenu, contribuer et participer à la rédaction de ce document ainsi qu'à la réalisation et le bon fonctionnement de notre application. Il s'agit plus particulièrement de :

Nos encadreurs Monsieur BOURI et Monsieur HOUMADI à qui on exprime notre profonde reconnaissance pour leurs disponibilités, leurs rigueurs scientifiques est leurs sens d'écoutes et d'échanges.

Je tiens à exprimer mes chaleureux remerciements au professeur AISSA MAMOUN pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

Nous exprimons tous notre grande gratitude à Monsieur GUELLIL d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Nous vifs remerciements s'adressent également à tous nos enseignants d'université Belhadj Bouchaib d'Ain Temouchent pour la formation qu'ils ont eu le soin de nous apporter le long de notre cursus universitaire.

Nos remerciements vont également aux ingénieurs Keddou Adel, Kawter et nadjet les ingénieurs du laboratoire de mécanique des sols de l'université d'Ain Temouchent

DÈDICACES

Un vif remerciement à notre source de motivation qui n'a jamais cessé de nous guider tout au long de notre vie qui a tout sacrifié pour notre bien-être à mes chers parents Ali et Saliha que Dieu les préserve et leur accorde une longue vie jusqu'à ce qu'ils nous voient répondre à leurs attentes.

Je tenais aussi à dédier ce travail à mes chers frères et ma sœur (Megrousse Marwa, Mohammed et Nadir) on vous souhaite un avenir plein de joie de réussite et du bonheur.

Respectivement à nos grands-parents, tantes en particulier (Aicha), oncles, cousins et cousines et tous les membres de nos grandes et aimables familles qui ont toujours cru en nous et à notre réussite et j'ai toujours encouragé et poussés à donner le meilleur de moi-même je vous porte un grand respect et un grand merci.

À tous mes chères amies (Si Bachir nardjis et Yebbal sarah) qui ont déployé leur effort morales et physiques, merci de nous avoir motivé lorsqu'on avait besoin de votre aide et merci pour votre présence dans les moments difficiles.

À mon binôme de cœur Amina tu n'es pas qu'un super binôme tu es bien plus que ça, ma chère sœur merci beaucoup pour ton soutien et ton encouragement durant ces 5 années.

MEGROUSSE LOUBNA

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance.

C'est tout simplement que je dédie ce travail à mes chers parents BOUHDIJAR et FATIMA aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour moi. Que Dieu vous me garde et que vous soyez toujours fières de moi.

Je vous remercie aussi pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et pendant cette période de formation et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

À mes chers et adorable frères BOUALEM et AHMED YASSINE et chers sœur Asya qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'apporter leur aide durant toute ma vie. Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

A mon fiancé qui m'a encouragé durant toute l'année et qui m'a vraiment soutenu et je remercie aussi ma deuxième famille OTSMANI.

À mes cousins et cousines RABAH ZIYAD qui m'ont aidée de loin et de près.

A mon binôme et ma sœur MEGROUSSE LOUBNA qui m'a encouragé pendant tous les moments.

À mes chères amies Si BACHIR NARDJIS et BESKLAL SOUAD.

BOUZOUINA AMINA

Résumé

Il y a eu de nombreuses études expérimentales et numériques basées sur des essais au laboratoire visant à examiner le comportement mécanique des sols liquéfiables.

Dans ce mémoire nous avons dans un premier temps étudié le comportement au cisaillement des compositions sable-fibre et sable-limon-fibre moyennement denses ($D_r=50\%$) et ceci afin de d'analyser l'impact des fibres de polypropylènes sur le comportement au cisaillement des sols granulaires dont la résistance, la cohésion et l'angle de frottement. Ensuite nous avons étudié le comportement de compressibilité en utilisant l'essai oedométriques du sable de Chlef pour chercher l'effet de ces fibres sur le coefficient de compressibilité (C_c).

Enfin des simulations numériques par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul Plaxis 3D ont été réalisées et ceci afin de prédire le comportement au cisaillement du sable en question.

Organisation du mémoire

- Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur les différents types des d'instabilité des terrains et les facteurs influençant la liquéfaction des sols, ainsi que les techniques de renforcement et leurs critères de choix.
- Le deuxième chapitre présente les appareils, la méthodologie et les démarches à suivre pour réaliser les essais au laboratoire
- Le troisième chapitre consiste à présenter les résultats des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande
- Le quatrième chapitre présente les résultats des essais Oedométriques
- Le cinquième chapitre présente les résultats de simulation numérique et leur comparaison avec les tests expérimentaux
- Enfin, la conclusion contient une synthèse globale de cette étude.

Mots clés : Cisaillement, fibre polypropylène, compressibilité, cohésion, angle de frottement, Plaxis

Abstract

There have been numerous experimental and numerical studies based on laboratory tests to examine the mechanical behavior of liquefiable soils.

In this thesis we first studied the shear behavior of moderately dense sand-fiber and sand-silt-fiber compositions ($D_r = 50\%$) in order to analyze the impact of polypropylene fibers on the behavior. shear of granular soils including strength, cohesion and friction angle. Then we studied the behavior of compressibility using the oedometric tests of Chlef sand to look for the effect of these fibers on the coefficient of compressibility (C_c).

Finally, numerical simulations by the finite element method using the Plaxis 3D calculation code were carried out in order to predict the shear behavior of the sand in question.

Organization of the dissertation

- The first chapter presents a literature search on the different types of land instability and the factors influencing soil liquefaction, as well as reinforcement techniques and their selection criteria.
- The second chapter presents the devices, the methodology and the procedures to follow to carry out the tests in the laboratory.
- The third chapter consists in presenting the results of the tests of direct shearing with the box of Casagrande
- The fourth chapter presents the results of the Oenometric tests.
- The fifth chapter presents the results of numerical simulation and their comparison with the experimental tests.
- Finally, the conclusion contains an overall summary of this study.

Key words: Shear, fiber, polypropylene, compressibility, cohesion, friction angle, plaxi

ملخص

تم إجراء العديد من الدراسات التجريبية والرقمية بناءً على الاختبارات المعملية التي تهدف إلى فحص السلوك الميكانيكي للتربة القابلة للتسييل

. درسنا في هذه الأطروحة أولاً سلوك القص لتركيبات ألياف الرمل ذات الكثافة المتوسطة وألياف الطمي الرملية ($Dr = 50\%$) من أجل تحليل تأثير ألياف البولي بروبيلين على سلوك قص التربة الحبيبية بما في ذلك القوة والتماسك و زاوية الاحتكاك. ثم درسنا سلوك الانضغاط باستخدام اختبارات القياس لرمل الشلف للبحث عن تأثير هذه الألياف على معامل الانضغاط (Cc).

أخيراً، تم إجراء عمليات محاكاة عددية باستخدام طريقة العناصر المحدودة باستخدام كود حساب Plaxis 3D من أجل التنبؤ بسلوك القص للرمل المعني.

تنظيم الرسالة

- يقدم الفصل الأول بحثاً في الأدبيات حول الأنواع المختلفة من عدم استقرار الأرض والعوامل التي تؤثر على تسييل التربة ، بالإضافة إلى تقنيات التعزيز ومعايير الاختيار الخاصة بهم.
 - يعرض الفصل الثاني الأجهزة والمنهجية والإجراءات الواجب اتباعها لإجراء الاختبارات في المختبر.
 - الفصل الثالث: عرض نتائج اختبارات القص المباشر بصندوق Casagrande
 - الفصل الرابع يعرض نتائج اختبارات Oenometric.
 - الفصل الخامس يعرض نتائج المحاكاة العددية ومقارنتها بالاختبارات التجريبية.
 - أخيراً ، تحتوي الخاتمة على ملخص شامل لهذه الدراسة.
- الكلمات الدالة القص ، الألياف ، البولي بروبيلين ، الانضغاط ، التماسك ، زاوية الاحتكاك

Sommaire

Résumé	5
Abstract	6
Introduction Générale	17
1. Contexte	18
2. Problématique	18
3. Objectif de la recherche	20
4. La zone de liquéfaction et prélèvements des échantillons	21
Chapitre I : Recherche Bibliographique	22
I.1 Introduction	23
I.2 Les différents types d'instabilité des sols.....	23
I.2.1 Les glissements des terrains	23
I.2.2 Les affaissements	24
I.2.3 La liquéfaction :.....	25
I.2.3 Tassement et consolidation	25
A) Tassement des sols	25
B) Phénomène de consolidation :	27
I.3 Résistance au cisaillement :	28
I.3.1 Définition de la rupture du sol.....	28
I.3.2 Comportement drainé	29
I.3.3 Comportement non drainé	29
1.3.3 Critères de mohr coulomb :	29
I.4 Facteur influençant la résistance au cisaillement (la résistance à la liquéfaction)	30
1.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre	30
I.4.2 La nappe phréatique	31
I.4.3 Type de sol:	31

I.4.3 La densité relative du sol Dr	32
I.4.4 La taille des particules	33
I.4.5 Les conditions de drainage	33
I.4.6 La pression de confinement.....	33
I.4.7 Historiques d'environnement	34
I.4.8 Charge de bâtiment.....	34
I.6 Les différentes méthodes de renforcements des sols	35
I.6.1 Compactage dynamique et plots ballastés	35
I.6.2 Amélioration par les drains verticaux	35
I.6.3 Amélioration par le compactage	36
A) Compactage dynamique	36
b) Vibrocompactage	37
c) Compactage par explosifs	38
I.6.4 Renforcement par colonnes ballastées	39
I.6.5 Renforcement par Inclusions	39
A) Renforcement mixte par pieux est géosynthétiques.....	40
B) Renforcement par les fibres polypropylène	40
I.7 Conclusion.....	42
Chapitre II: Dispositifs Expérimentaux Et Essais Réalisés.....	43
II.1 Introduction.....	44
II.2 Essai d'analyse granulométrique par tamisage selon la norme (NFP:94-056).....	44
II.2.1 But de l'essai	44
II.2.2 Principe de l'essai	44
II.2.3 Mode opératoire	45
II.3 Essais de pycnomètre selon la norme : (NFP : 94-054).....	47
II.3.1 Le but d'essai	47
II.3.2 Principe d'essai	47

II.4 Essai e_{\min} e_{\max} Selon la norme (NFP : 94- 059).....	48
II.4.1 calcul e_{\max} et e_{\min} (état lâche).....	48
II.5 les fibres utilisées dans cette étude	50
II.6 Essais de cisaillement	51
II.6.1 Procédure de l'essai	51
II.6.2 But de l'essai	55
II.7 Essais Oedométrique.....	55
II.7.1 Le principe de l'odomètre	56
II.7.2 But de l'essai l'œdométrique	57
II.7.3 Principe de l'essai de chargement par palier.....	57
II.8 Conclusion.....	58
Chapitre III: Résultats Et Interprétations Des essais De Cisaillement Direct.....	59
III.1 Introduction	60
III.2 Résultats des essais de cisaillement direct.....	60
III.2.1 Sable naturel	60
III.2.2 Sable + 10% limon.....	63
III.3 Interprétation des essais de cisaillement direct	65
III.4 Conclusion.....	65
Chapitre IV: Résultats Et Interprétations Des essais Oedométriques	67
IV.1 Introduction.....	68
IV.2 Résultats des essais oedométriques	68
III.3 Interprétation des essais de cisaillement direct	70
IV.4 Conclusion.....	70
Chapitre V : simulation numérique de l'essai de cisaillement	72
V.1 Introduction	73
V.2 Présentation du code élément finis Plaxis	73
V.3 Les modèles de comportement intégré dans Plaxis	73

V.3.1 Modèle de Mohr coulomb	73
a. Module de Young	74
b. Coefficient de poisson :	74
c. L'angle de frottement :	74
d. La cohésion :	75
e. L'angle de dilatance :	75
V.3.2 Modèle de sol avec écouissage (Duncan et chang (Hardening Soil Model, HSM)):	75
Les paramètres du HSM:	76
a. Paramètres de Mohr-Coulomb :	76
b. Paramètres de rigidité :	76
c. Paramètres avancés :	76
V.4 Simulation des essais réalisés a la boite de casagrande	77
V.4 Conclusion	81
Conclusion Générale	82
Références Bibliographiques	85

Listes des figures

Introduction Générale

Figure 1 : Les damages des structures causées par le phénomène de liquéfaction	19
Figure 2: Glissement de terrain le long des berges d'oued Chlef.....	19
Figure 3: Dislocation d'arbres dans la vallée de Chlef.....	20
Figure 4: La zone de liquéfaction.....	21
Figure 5: Profil géotechnique du dépôt de sol sur le site	21

Chapitre I

Figure I. 1: Glissement de terrains Bejaïa 2012, [8].....	24
Figure I. 2: Affaissement d'un sol granulaire à Loma Prieta (USA) en 1989	24
Figure I. 3: Exemples de dégâts causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes, [7]	25
Figure I. 4: Le tassement du sol.....	26
Figure I. 5 : les facteurs externes contribuant au tassement : A) Semelle de labour ; B) Passage d'un épandeur au printemps	27
Figure I. 6 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement. [9].....	29
Figure I. 7 : Influence de la densité relative sur le sable de la ville de chlef [6]	32
Figure I. 8: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables [14]	33
Figure I. 9: Compactage dynamique et plots ballastés [13]	35
Figure I. 10: Opération de drainage vertical [13]	36
Figure I. 11: La densification au niveau des grains de sol	37
Figure I. 12: Domaine d'application de la technique de vibrocompactage	38
Figure I. 13: Principe d'injection de colonnes ballastées	39
Figure I. 14: Pompes d'injection	40
Figure I. 15: Les fibres polypropylène	41
Figure I. 16: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal [19]	41
Figure I. 17: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal [4]	42

Chapitre II

Figure II. 1: Série des tamis utilisés	44
Figure II. 2: Essais d'analyse granulométrique par tamisage, a) Tamis vide +balance, b) tamis + sable de Chlef+balance, c) Tamis + limon +balance	45
Figure II. 3: Courbes granulométriques des deux sols étudiés	46
Figure II. 4: Essai pycnomètre sur sable propre	47
Figure II. 5: Procédure d'essai pour calculer e_{max}	49
Figure II. 6: Procédure d'essai pour calculer e_{min}	50
Figure II. 7: Fibre de polypropylène utilisée dans les essais	50
Figure II. 8: Principe d'essais de cisaillement	51
Figure II. 9: Machine de cisaillement utilisé dans cette étude	53
Figure II. 10: illustration de l'essai de cisaillement	55
Figure II. 11: principe d'essais l'œdométrique	56
Figure II. 12: L'appareil œdométrique utilisé	57

Chapitre III

Figure III. 1: Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, a) $\sigma_n=100kPa$, b) $\sigma_n=200kPa$, c) $\sigma_n=400kPa$	61
Figure III. 2: Variation de la contrainte de cisaillement maximal en fonction de la contrainte normale pour le sable naturel mélangé avec les différents pourcentages des fibres	62
Figure III. 3: Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, a) $\sigma_n=100kPa$, b) $\sigma_n=200kPa$, c) $\sigma_n=400kPa$	64
Figure III. 4: Variation de la contrainte de cisaillement maximal en fonction de la contrainte normale pour le sable mélangé avec 10% limon avec les différents pourcentages des fibres	64

Chapitre IV

Figure IV. 1: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression œdométrique	69
Figure IV. 2: Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fibres	70

Chapitre V

Figure V. 1: Définition du module de young à 50% de la rupture	74
Figure V. 2: Définition du module œdométrique tangent	77
Figure V. 3: Définition de l'angle de dilataance	77

Figure V. 4: Paramètres de simulation et résultats dans Plaxis 3D (modèle de mohr-coulomb)	79
Figure V. 5: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Modèle de Mohr coulomb)	79
Figure V. 6: Paramètres de simulation et résultats dans Plaxis 3D (Modèle de Duncan et chang HSM)	80
Figure V. 7: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Modèle de Duncan et chang HSM)	80

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II. 1: Résultats de l'essai granulométrique pour le sable propre	46
Tableau II. 2: Résultats de l'essai granulométrique pour le sable mélangé avec 10% limon ..	46
Tableau II. 3: Résultats obtenus lors d'un essai pycnomètre sur sable propre	48
Tableau II. 4: Résultats obtenus lors des essais e_{max} et e_{min}	48
Tableau II. 5: Propriétés de la fibre de polypropylène	50

Chapitre III

Tableau III. 1: La cohésion et l'angle de frottement des différents mélanges	62
Tableau III. 2: La cohésion et l'angle de frottement des différents mélanges	65

Chapitre IV

Tableau IV. 1: Résultats des essais oedométriques pour sable+10% limon.....	68
Tableau IV. 2: Résultats des essais oedométriques pour sable propre	68
Tableau IV. 3: Coefficients de compressibilités du sable propre	70
Tableau IV. 4: Coefficients de compressibilités du sable+10% limon	70

Chapitre V

Tableau V. 1: Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Mohr-Coulomb pour un sable propre	78
Tableau V. 2 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle de Duncan et Chang Hading soft soil (HSM) pour un sable propre	78

Liste des symboles

D_{10} (mm)	Diameter effectif
D_{50} (mm)	Diameter moyen
C_c	Coefficient de compressibilité
F_c (%)	Teneur en fibre
C_c	Coefficient de courbure
C_u	Coefficient d'uniformité ($C_u = D_{60}/D_{10}$)
e_{max}	L'indice des vides maximum
e_{min}	L'indice des vides minimum
E	L'indice des vides initial
D_r (%)	Densité relative
R^2	Coefficient de détermination
σ' (kPa)	Pression oedométrique
σ_n (kPa)	Contrainte normale
ϕ (°)	L'angle de frottement interne
C (kPa)	Cohesion
Ψ (°)	Angle de dilatance
ν	Coefficient de Poisson
τ (kPa)	Résistance au cisaillement
ΔH (mm)	Déplacement horizontal
E (kPa)	Module de Young
E_{50} (kPa)	Module de Young à 50% de déformation
E_{oed} (kPa)	Module tangent dans un essai oedométrique

Introduction

Générale

Introduction Générale

1. Contexte

Pour augmenter la fiabilité des méthodes de dimensionnement des ouvrages et améliorer le niveau de sécurité dans la conception et la réalisation des projets de construction vis-à-vis les dégâts naturels comme séismes, glissements de terrains, liquéfaction...etc, on doit étudier le comportement des sols envers ces risques géotechniques d'une manière rigoureuse. La liquéfaction en fait partie, elle cause d'importants dégâts dans les ouvrages en génie civil suite à des tremblements de terre.

Ce risque de liquéfaction prend une part importante dans les projets de développement des infrastructures et de construction. La liquéfaction correspond à la perte de résistance au cisaillement d'un matériau sableux ou limoneux saturé suite à une surgénation de la pression interstitielle. C'est alors que le sol perd sa résistance et commence à couler comme un liquide. Ce phénomène a été responsable de nombreux dégâts à travers le monde : séisme d'Alaska et de Niigata 1964, Chlef 1980, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobé 1995 et récemment Izmir 1999, Boumerdes 2003.

L'évaluation du risque de liquéfaction de massifs sableux, et de ses conséquences éventuelles en fonction d'une intensité sismique donnée, constitue un enjeu économique et humain de première importance, en particulier dans les zones à haut risque sismique

Les méthodes actuelles pour évaluer le risque de liquéfaction peuvent être classées en deux familles, soit les essais de laboratoire ou les essais in-situ.

Les essais de laboratoire permettent d'étudier précisément l'influence de divers paramètres qui sont, par exemple, la densité relative, le niveau de consolidation, le niveau de sollicitation cyclique, la teneur en fine, la saturation etc., sur le risque de liquéfaction du matériau.

2. Problématique

Suite aux recherches qui ont été réalisés au cours des dernières décennies sur la liquéfaction des sols, on a constaté que ce phénomène intervient dans les sols lâches saturés en eau, il correspond à une perte brutale de la résistance au cisaillement a cause de l'augmentation de la pression interstitielle de l'eau dans le sol. Belkhatir et al (2010) ont indiqué que la cause principale des damages des structures durant le séisme de chlef le 10 octobre 1980 est le phénomène de liquéfaction et d'affaissement.



Figure 1: Les damages des structures causées par le phénomène de liquéfaction



Figure 2: Glissement de terrain le long des berges d'oued Chlef



Figure 3: Dislocation d'arbres dans la vallée de Chlef

3. Objectif de la recherche

L'objectif principal de notre étude est de renforcer le sol de la ville de Chlef avec ajouts de fibres de polypropylène vis-à-vis de deux phénomènes qui sont la liquéfaction et la compressibilité. Notre choix s'est porté sur cette méthode du fait qu'elle est moins coûteuse et plus facile à réaliser au laboratoire. Il reste maintenant à voir comment l'appliquer sur site ?

Le but attendu de cette méthode est l'amélioration de la résistance au cisaillement puisque la liquéfaction est une perte de résistance au cisaillement et les paramètres mécaniques dont la cohésion, l'angle de frottement et le coefficient de compressibilité.

Introduction Générale

4. La zone de liquéfaction et prélèvements des échantillons

La zone de liquéfaction se trouve au nord algérien dans la wilaya de chlef à côté d'oued chlef, les échantillons de sable limoneux ont été prélevés dans la couche liquéfiable à une profondeur de 6,0 m (Fig. 1) près de l'épicentre du séisme de Chlef (10 octobre 1980).

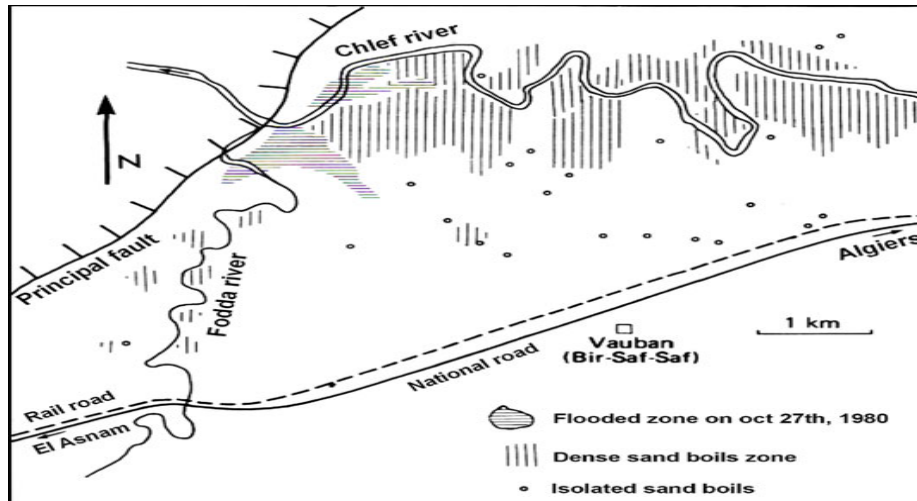


Figure 4: La zone de liquéfaction

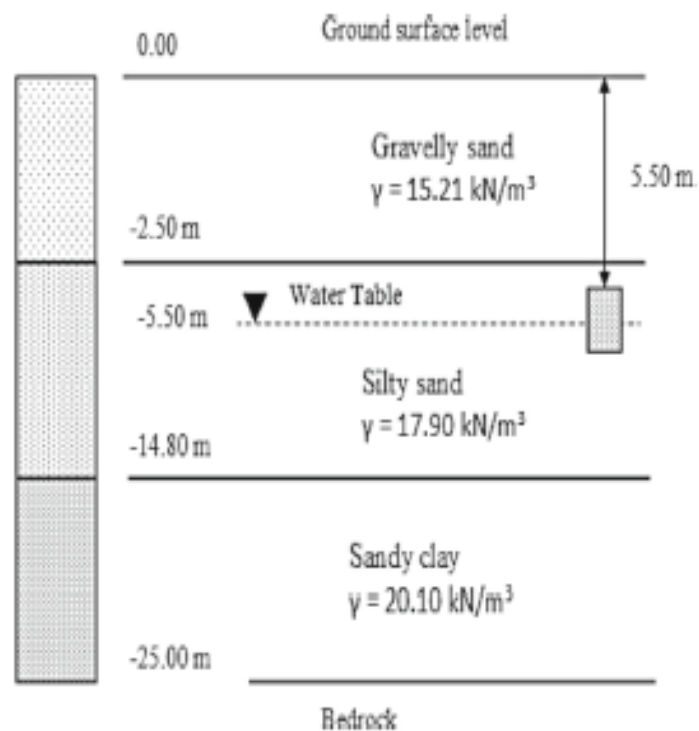


Figure 5: Profil géotechnique du dépôt de sol sur le site

Chapitre I :

Recherche

Bibliographique

I.1 Introduction

En Algérie, la construction des ouvrages sur des terrains présentant des caractéristiques géotechniques de mauvaise qualité, constituent un problème majeur pour les ingénieurs sur chantier et les géotechniciens chercheurs, surtout quand ces terrains sont soumis à des différents phénomènes géotechniques (les glissements des terrains, les affaissements, la liquéfaction, tassement...ect). Donc il est très nécessaire d'améliorer la qualité de ces sols pour les rendre acceptables pour la construction, en employant différentes méthodes physiques ou par inclusion.

Dans ce chapitre et en premier lieu, une étude bibliographique sera développée sur les différents mouvements des sols. En deuxième lieu, les différentes techniques d'amélioration et de renforcement des sols instables seront aussi présentées. Et enfin, les facteurs influençant la résistance au cisaillement des sols

I.2 Les différents types d'instabilité des sols**I.2.1 Les glissements des terrains**

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an, à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérent, de volume et d'épaisseur variable : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Les glissements des terrains peuvent atteindre de grandes dimensions et entraîner des conséquences graves : à Bejaïa (Ait Smail) par exemple, le glissement survenu en 2012 a mobilisé des centaines de mètres cubes de sols, causé la ruine de la route sur l'axe chefs lieux communaux d'Ait Smail et Taskriout et l'effondrement de six maisons.



Figure I. 1: Glissement de terrains Bejaïa 2012, [8]

I.2.2 Les affaissements

Ce sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Ces cavités peuvent être préexistantes ou se développer progressivement dans le sol. Elles ont plusieurs origines naturelles : la dissolution de matériaux solubles (calcaire, gypse, sel), c'est le phénomène de karstification, et la liquéfaction dans des sols granulaires contenant des fines comme le sable-limoneux (entraînements des particules les plus fines par des circulations souterraines), c'est le phénomène de suffusion.



Figure I. 2: Affaissement d'un sol granulaire à Loma Prieta (USA) en 1989

I.2.3 La liquéfaction :

La liquéfaction du sol est un phénomène sismique géologique, généralement brutal et temporaire, par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa résistance au cisaillement à cause de l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle qui engendre une diminution de la contrainte effective jusqu'à son annulation.

Le phénomène de liquéfaction concerne les formations géologiques peu compactes (état lâche du sol) à granulométrie faible (entre 0,08 et 2 mm) et uniforme. De nombreux phénomènes de liquéfaction ont été observés (figure I.3) [7]



Niigata, Japon, 1964



Chlef, algérie, 1980

Figure I. 3: Exemples de dégâts causés par le phénomène de liquéfaction durant les séismes, [7]

I.2.3 Tassement et consolidation**A) Tassement des sols**

Le tassement différentiel est par définition un mouvement d'enfoncement du sol non uniforme sous l'action d'une charge. Ce phénomène peut provoquer de graves désordres dans la structure des constructions se traduisant par l'apparition de fissures pouvant atteindre plusieurs mètres

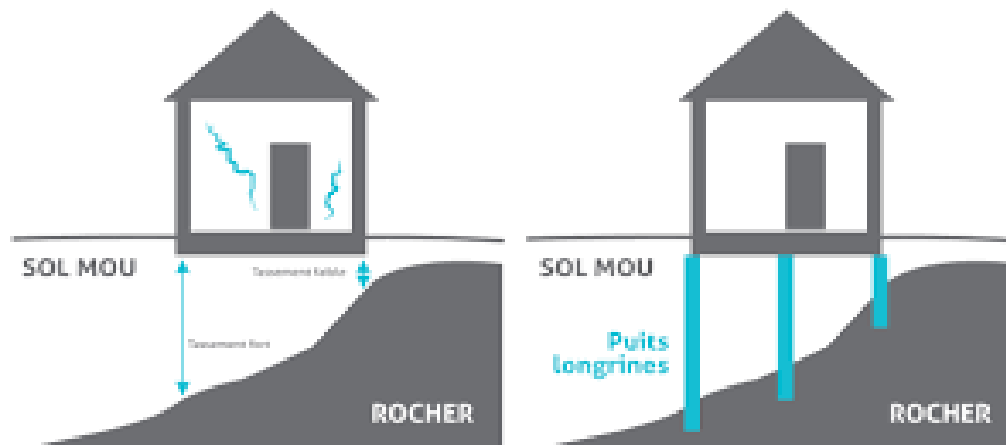


Figure I. 4: Le tassement du sol

Le tassement du sol est dû à la combinaison de plusieurs **facteurs externes** au sol, dont les principaux sont :

- le passage d'outils lourds (exemple de l'épandeur [cf. illustration]),
- le choix de pneumatiques non adaptés (pression trop importante appliquée sur de petites surfaces avec des roues étroites),
- le chargement animal trop important,
- le lissage successif dû à des passages d'outils dans des conditions de sol trop plastiques (exemple de la semelle de labour [cf. illustration]), etc.

Le tassement va également dépendre de **facteurs intrinsèques** du sol :

- L'humidité du sol : si le sol est trop humide, c'est-à-dire son humidité est supérieure à sa capacité au champ, alors la cohésion des particules du sol est faible. Par conséquent, suite à l'application d'une charge sur ce sol, la porosité diminue.
- La teneur en argile : plus la proportion d'argile est élevée, moins le sol est sensible au tassement, et ce dans des conditions d'humidité acceptables.

Suivant la porosité concernée, il existe deux types de tassements du sol :

- Le tassement **structural** du sol
- Le tassement **textural** du sol

Tassement structural : C'est un réarrangement des éléments structuraux entre eux. Il conduit à une diminution des vides entre les agrégats et donc une diminution de la porosité structurale. C'est un phénomène réversible, via plusieurs actions :

- par le climat, sous certaines conditions
- par l'activité biologique (organismes vivants, racines)
- par le travail du sol

Tassement textural : C'est un réarrangement des particules élémentaires à l'intérieur des agrégats qui conduit à une diminution de la porosité texturale.



Figure I. 5 : les facteurs externes contribuant au tassement : A) Semelle de labour ; B) Passage d'un épandeur au printemps

B) Phénomène de consolidation :

La consolidation est, selon K. Von Terzaghi, « tout processus par lequel la teneur en eau d'un sol saturé diminue, sans remplacement de l'eau par l'air ». Le plus souvent c'est par tassement, sous l'action à long terme des charges statiques, que s'effectue cette compaction avec expulsion de l'eau interstitielle.

L'étude du phénomène de consolidation est essentielle dans la compréhension des phénomènes de tassement en construction. Elle est une composante de la mécanique des fondations.

Il existe différentes méthodes pour prédire l'amplitude du tassement par consolidation. Dans la méthode classique, due à Terzaghi, on recourt à des essais dits « œdométriques » effectués en laboratoire sur un échantillon du sol à étudier : cet essai aboutit à la mesure d'un module de compressibilité qui permet de calculer le tassement dû à la consolidation.

I.3 Résistance au cisaillement :

I.3.1 Définition de la rupture du sol

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produite. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur la figure I.6 :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante ;
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{\lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée est révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement du type asymptotique. [9]

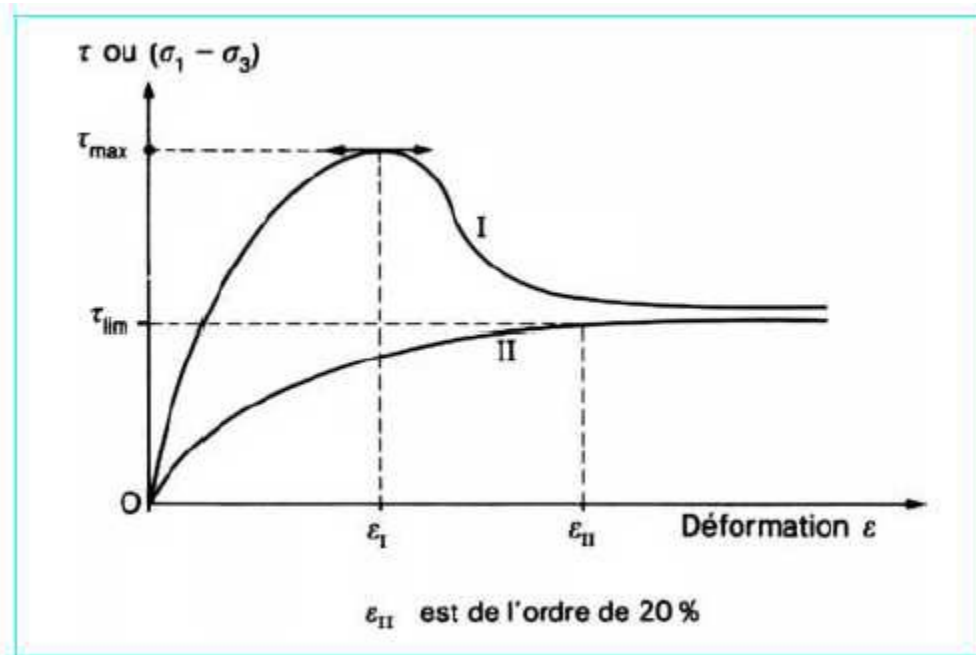


Figure I. 6 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement. [9]

I.3.2 Comportement drainé

On dit comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- Elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol) et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol ;
- Elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol

I.3.3 Comportement non drainé

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

1.3.3 Critères de mohr coulomb :

La théorie de Mohr-Coulomb est un modèle mathématique décrivant la réponse des matériaux fragiles tels que le béton, ou des agglomérats lâches, aux contraintes de

cisaillement ainsi qu'au stress normal. La plupart des matériaux d'ingénierie classiques suivent cette règle dans au moins une partie de leur enveloppe qui se rompt par cisaillement. En général, la théorie s'applique aux matériaux dont la résistance à la compression est de loin supérieure à la résistance à la traction. En géotechnique, la théorie est utilisée pour définir la résistance au cisaillement des sols et des roches à différents états de contrainte effective.

En ingénierie des structures, elle est utilisée pour déterminer la charge de rupture ainsi que l'angle de rupture d'une fracture de déplacement dans des matériaux tels le béton. L'hypothèse de frottement de Coulomb est utilisée pour déterminer la combinaison de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement qui va engendrer une fracture du matériau. Le cercle de Mohr est utilisé pour déterminer lesquelles des contraintes principales produiront cette combinaison de la contrainte de cisaillement et normale, et l'angle du plan dans lequel cela se produira. Selon le principe de la normalité de la contrainte à la rupture, le stress introduit est perpendiculaire à la ligne qui décrit l'état de la fracture.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente l'enveloppe linéaire qui est obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement d'un matériau et la contrainte normale :

$$\tau = \sigma \tan (\varphi) + c \quad (1.1)$$

Où τ est la contrainte de cisaillement, σ est la contrainte normale, c est l'ordonnée de l'enveloppe de rupture par rapport à l'axe des τ et φ est la pente de l'enveloppe de rupture. [9]

1.4 Facteur influençant la résistance au cisaillement (la résistance à la liquéfaction)

Il y a beaucoup de facteurs qui influencent le procédé de liquéfaction (résistance au cisaillement) pour le sol basé sur les résultats des essais en laboratoire aussi bien que des observations de champ et des études, les facteurs les plus importants qui influençant la liquéfaction sont comme suit :

1.4.1 L'intensité et la durée de tremblement de terre

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, tel que l'accélération et la durée de la secousse, détermine la déformation de cisaillement qui cause la contractance des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la

liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme. Le potentiel de liquéfaction augmente à mesure de l'intensité du séisme et l'augmentation de la durée de secousse. Ces tremblements de terre qui ont la magnitude la plus élevée produiront à la fois l'accélération la plus grande et la plus longue durée des secousses.

I.4.2 La nappe phréatique

La condition la plus favorable à la liquéfaction est une nappe phréatique près de la surface. Le sol non saturé situé au-dessus de la nappe phréatique ne sera pas liquéfié. S'il peut être démontré que les sols sont actuellement au-dessus de la nappe phréatique et sont très peu susceptibles de devenir saturé pour compte tenu des changements prévisibles dans le régime de cycle hydrologique, alors que ces sols ne sont pas besoin d'être évaluées pour le potentiel de liquéfaction. Sur les sites où la nappe phréatique fluctue de manière significative, le potentiel de liquéfaction sera également fluctué. En règle générale, le niveau des eaux souterraines plus haut historique doit être utilisé dans l'analyse de liquéfaction à moins d'autres informations indiquent un niveau supérieur ou inférieur est approprié (Division des Mines et de Géologie, 1997). [15] affirment que la liquéfaction peut également se produire dans les très grandes masses des sables ou limons qui sont secs et lâches.

I.4.3 Type de sol:

En ce qui concerne les types de sols les plus sensibles à la liquéfaction, [12] stipule que: le risque associé à la liquéfaction des sols lors de séismes a été connu pour être rencontrés dans les dépôts constitués de sable fin à moyen et les sables contenant de faible plasticité. Parfois, cependant, des cas sont signalés où la liquéfaction s'est apparemment produite dans les sols graveleux. Ainsi, les types des sols sensibles à la liquéfaction qui ne sont pas plastiques (sans cohésion). Une liste approximative des sols sans cohésion du moins au plus résistant à la liquéfaction est les sables propres, sables limoneux non plastiques, de limon non plastique et des graviers. Il pourrait y avoir de nombreuses exceptions à cette séquence. Par exemple, [12] décrit le cas des résidus issus de l'industrie minière qui ont été composées essentiellement de la terre superficielle des rochers et ont été classés comme de la farine de roche. [12] conclue que la farine de roche dans un état saturé d'eau ne possède pas de cohésion significative et s'est comporté comme s'il s'agissait d'un sable propre. Ces résidus ont été montré à exposer aussi bas une résistance à la liquéfaction du sable propre. [17] a déclaré après baser sur des tests en laboratoire et performances sur le terrain, la grande majorité des sols cohésifs ne sera liquéfié pas en cours de tremblements de terre. En utilisant des critères initialement prévus par

[16] et par la suite confirmée par [12], pour un sol cohérent pour liquéfier, il doit satisfaire à toutes les trois critères suivants:

- Fraction de fines inférieures à 0.005 mm < 35%.
- Teneur en eau normale >0.9 LL.

Si le sol cohérent ne répond pas à tous les trois critères, il est généralement considéré comme n'était pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne puisse pas se liquéfier, il pourrait y avoir encore être une perte significative de la résistance au cisaillement non drainée en raison de la secousse sismique.

I.4.3 La densité relative du sol D_r

On se basant sur des études de terrain, les sols pulvérulents dans un état lâche sont sensibles à la liquéfaction. Les sols constitués des éléments non plastiques vont se contracter au cours de la secousse sismique qui va provoquer le développement d'un excès de pressions interstitielles. Pour les sables denses, l'état de liquéfaction initiale ne produit pas de grandes déformations en raison de la tendance de la dilatation du sable lors de l'inversion de la contrainte de cisaillement cyclique. [15] affirment que si le sol in situ peut être démontré dilatée, alors il ne doit pas être évalué car il ne sera pas susceptible de se liquéfier. En substance, les sols dilatants ne sont pas sensibles à la liquéfaction, parce que leur résistance au cisaillement non drainés est supérieure à leur résistance au cisaillement drainé. [6] ont montré que l'augmentation de la densité relative de 65% à 80% améliore la résistance au cisaillement du sol.

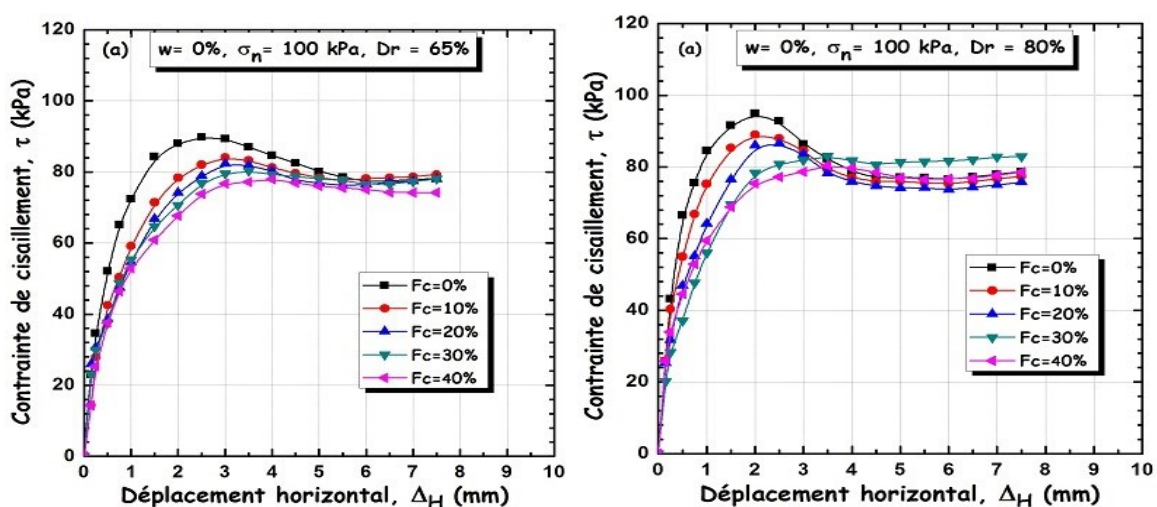


Figure I. 7 : Influence de la densité relative sur le sable de la ville de chlef [6]

I.4.4 La taille des particules

Les sols non plastiques de granulométrie uniforme ont tendance à former une instabilité de particules et sont plus sensibles à la liquéfaction. Les sols bien classés auront également de petites particules qui remplissent les espaces vides entre les grosses particules. Cela tend à réduire la contractance potentielle du sol, résultant en moins excessives pressions interstitielles générées durant le tremblement de terre. [14] a montré que les graviers et sols avec de gros éléments ne présentent pas de risque de liquéfaction grâce à leur grande perméabilité. Figure I.8

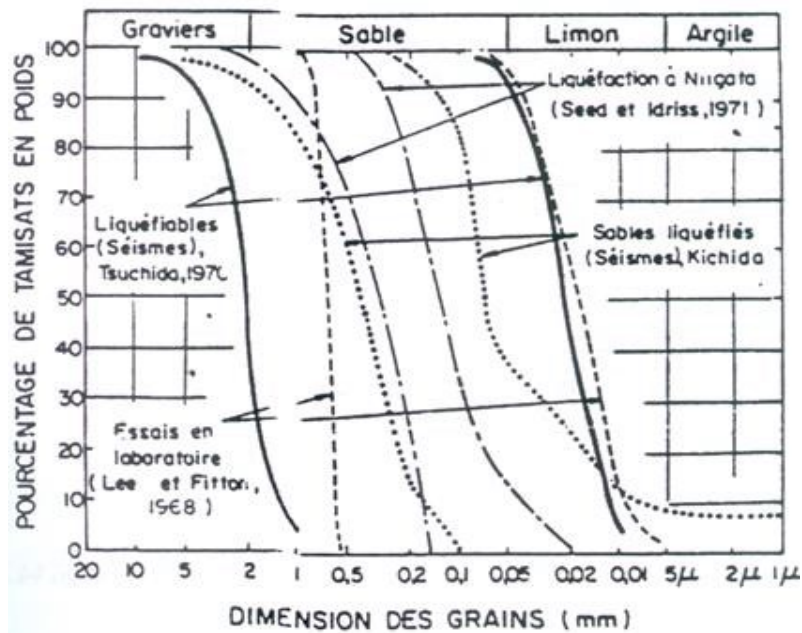


Figure I. 8: Fuseau granulométrique des sables liquéfiables [14]

I.4.5 Les conditions de drainage

Si l'excès de pression interstitielle peut rapidement se dissiper, le sol ne peut pas se liquéfier. Comme le gravier très perméable les égouts ou les couches de gravier peuvent réduire le potentiel de liquéfaction du sol adjacent.

I.4.6 La pression de confinement

Plus la pression de confinement est grande, moins le sol est susceptible à la liquéfaction. Les conditions qui peuvent créer une pression de confinement plus élevée sont une nappe phréatique plus profonde, un sol qui est situé sur une surface souterraine de fond, et un excès de pression appliquée sur la surface de sol. Les études de cas ont prouvé que la zone possible

de la liquéfaction s'étend habituellement de la surface au sol à une profondeur maximale d'environ 15 m. Les sols plus profonds généralement ne liquéfient pas en raison des pressions de confinement plus élevées. Ceci ne signifie pas qu'une analyse de liquéfaction ne devrait pas être exécutée pour le sol qui est au-dessous d'une profondeur de 15 m. Dans beaucoup de cas, il peut être approprié d'exécuter une analyse de liquéfaction pour le sol qui est plus profond que 15 m. une analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour n'importe quel dépôt de sol qui a été lâchement vidé dans l'eau (c.-à-d., l'analyse de liquéfaction devrait être exécutée pour l'épaisseur entière lâchement de vider complètement l'eau, même si elle dépasse 15 m d'épaisseur). De même, un site est rapidement déposé peut également avoir besoin d'une recherche de liquéfaction au-dessous d'une profondeur de 15 m. Une expérience et le jugement considérables sont requis dans la détermination de la profondeur appropriée pour terminer une analyse de liquéfaction.

I.4.7 Historiques d'environnement

Il a été également déterminé que l'historique d'environnement du sol peut affecter son potentiel de liquéfaction. Par exemple, les dépôts de sols plus anciens qui ont déjà été soumis à des secousses sismiques ont une résistance à la liquéfaction accrue par rapport à un modèle nouvellement formé de la même terre ayant une densité identique [10]. La résistance à la liquéfaction augmente également avec une augmentation du rapport de sur consolidation (OCR) et le coefficient de pression latérale des terres au repos k_0 [18] et [11]. Un exemple serait le retrait d'une couche supérieure du sol due à l'érosion. Parce que le sol sous-jacent a été pré chargé, il aura un ratio plus élevé de sur consolidation et il aura un coefficient plus élevé de la pression latérale des terres au repos k_0 . Un tel sol qui a été pré chargé sera plus résistant à la liquéfaction de la même terre qui n'a pas été pré chargé.

I.4.8 Charge de bâtiment

La construction d'un bâtiment lourd sur un gisement de sable peut diminuer la résistance de liquéfaction du sol. Par exemple, supposer qu'une galette de natte sur la surface au sol soutient un bâtiment lourd. Le sol étant à la base de la galette de natte sera soumis aux efforts de cisaillement provoqués par la charge de bâtiment. Ces efforts de cisaillement induits dans le sol par la charge de bâtiment peuvent rendre le sol plus susceptible de la liquéfaction. La raison est qu'un plus petit effort de cisaillement additionnel sera exigé du tremblement de terre afin de causer la contraction et par conséquent la liquéfaction du sol.

I.6 Les différentes méthodes de renforcements des sols

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de :

- 1-Augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement.
- 2-Diminuer les tassements, tant absolus que différentiels.

I.6.1 Compactage dynamique et plots ballastés

Cette méthode permet de traiter le sol en profondeur, par des actions de surface. La consolidation dynamique provoque un compactage des sols granulaires. Le principe consiste à laisser tomber, en chute libre et de façon répétée une masse de plusieurs dizaines de tonnes depuis une hauteur de quelques dizaines de mètres. Dans les terrains cohérents, on procède à une incorporation de ballast sous la masse, réalisant ainsi des plots ballastés.

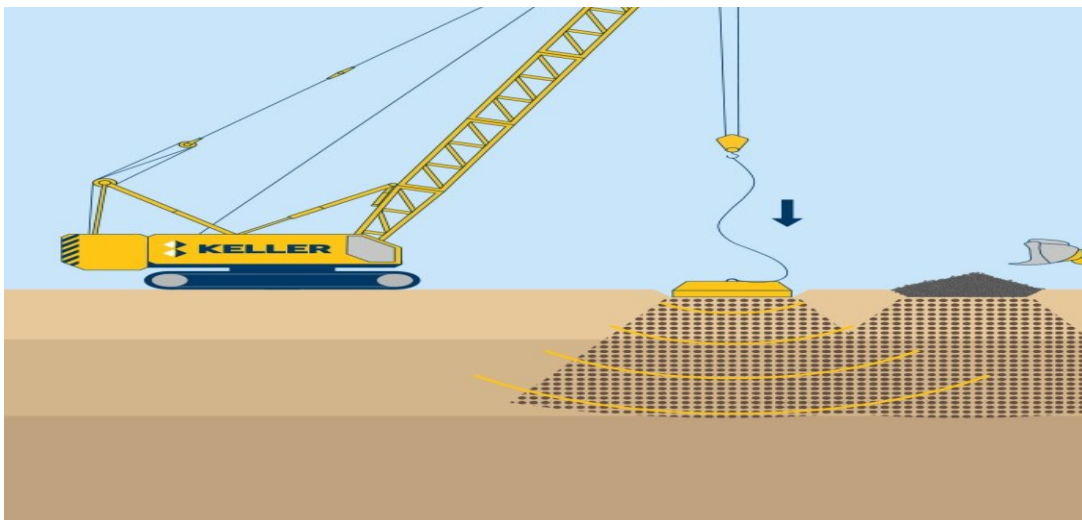


Figure I. 9: Compactage dynamique et plots ballastés [13]

I.6.2 Amélioration par les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau. La technique consiste à fonder verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargeement, soit par d'autres méthodes.

[13]

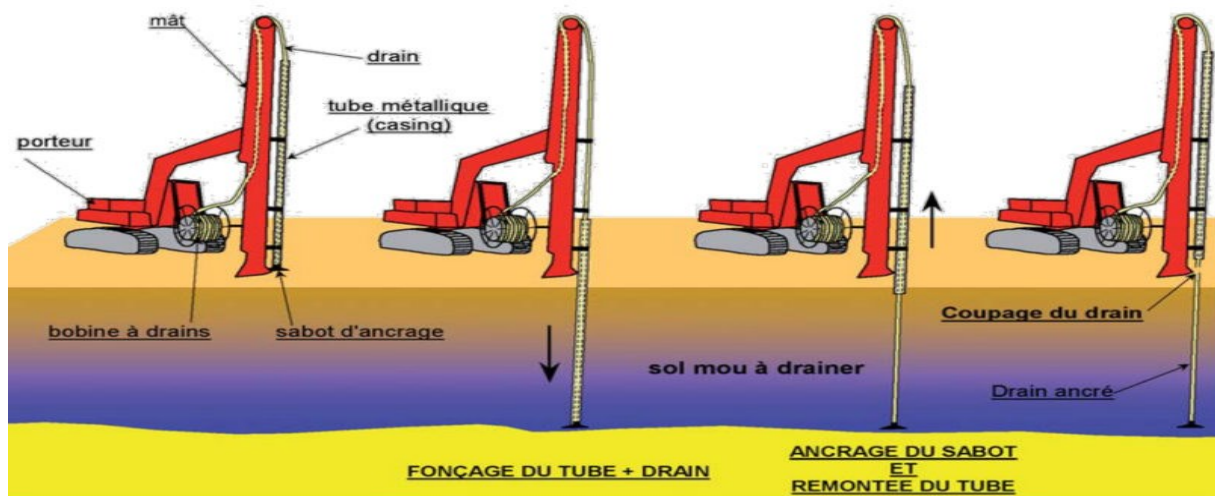


Figure I. 10: Opération de drainage vertical [13]

I.6.3 Amélioration par le compactage

Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique. Cette diminution du volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existe dans les grains à son état initial.

A) Compactage dynamique

Le compactage dynamique est une technique qui permet de densifier les sols à grande profondeur grâce à la création d'ondes de choc de très haute énergie. La technique a été inventée et développée par Menard dans les années 60. Objectif de technique:

- Traitement de sol de mauvaise qualité à la profondeur par des actions en surface
- Amélioration des propriétés géotechniques des sols lâches tels que la cohésion.
- Élimination de facteur de sécurité.
- Provoquer le tassement sans attendre le séisme.
- Diminution des vides et augmentation de contact granulaire. Son principe est de:

-Compactage dynamique permet de densifier le sol sous les impacts de masse de 15 à 150 tonnes tombantes de 20 à 40 m.

-Profondeur traitée dépend de la puissance de matériel qui peut être de l'ordre de 6m.

-Il est réalisé en plusieurs phases successives jusqu'à l'obtention de la densité adéquate.

Domaine d'application:

-Traitement sous bâtiments industriels, plates

-Formes portuaires et aéroportuaires, remblais routiers et ferroviaires.

-Adapté pour le traitement des sols de composition variable.

-Ouvragée grande surface Et couramment utilisé

b) Vibrocompactage

La technique du vibrocompactage est un procédé très performant d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux. Cette technique permet d'obtenir une compacité proche de l'optimum Proctor modifié, même en dessous de la nappe. Elle trouve principalement son application dans le cadre d'ouvrages situés dans les plaines alluvionnaires. Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement optimal des matériaux granulaires, de manière à ce qu'ils occupent le plus petit volume possible. Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place et par réduction de la porosité pour augmenter la portance du sol, réduire les tassements et limiter le risque potentiel de liquéfaction. Il consiste non pas à créer des éléments porteurs, mais à augmenter la capacité portante du terrain. Le sol pourra alors être sollicité par des fondations superficielles.

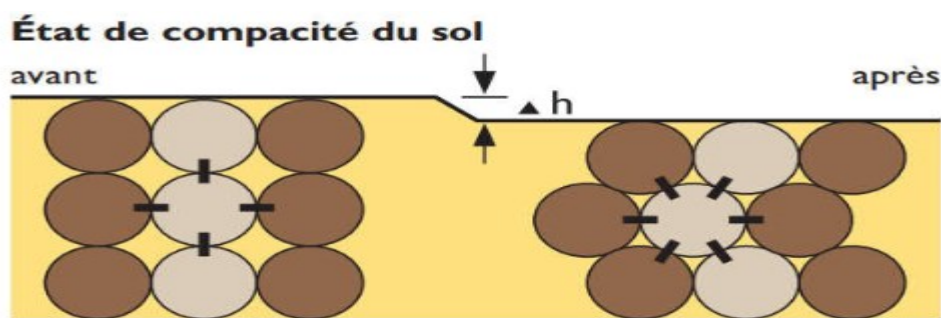


Figure I. 11: La densification au niveau des grains de sol

La technique de vibrocompactage trouve son application pour tous types d'ouvrages :

- Le vibrocompactage permet de réaliser des semelles isolées ou filantes avec des capacités portantes élevées de l'ordre de 0,5 à 0,8 MPa aux ELS (immeubles R+8 voire plus, centres commerciaux, hôpitaux, etc.).
- Le vibrocompactage du sol graveleux en place garantit des tassements d'ordre millimétrique sous des ouvrages dits sensibles (sites nucléaires, turbines, machines vibrantes, éoliennes).
- Le vibrocompactage est reconnu comme étant le procédé le plus efficace dans la limitation du risque potentiel de liquéfaction des sols

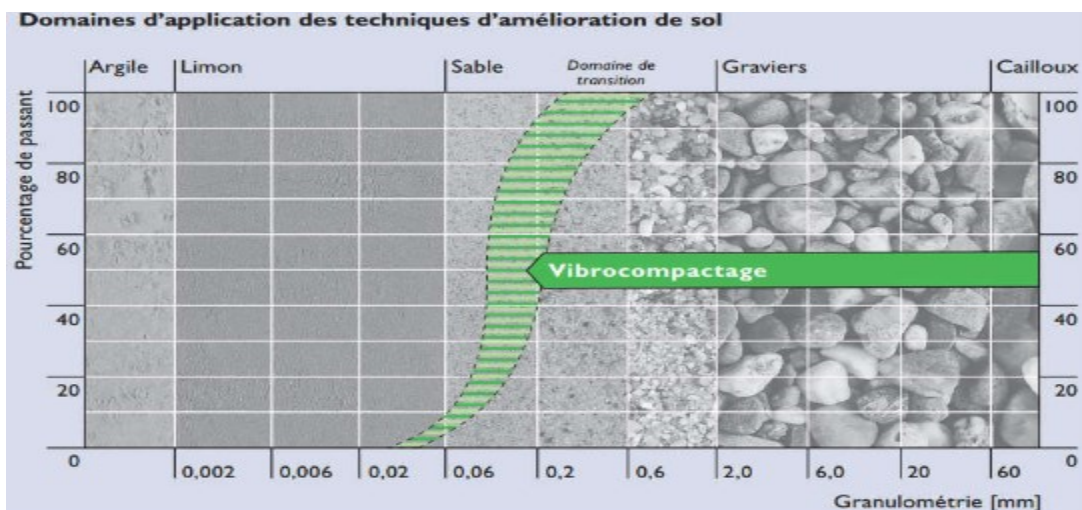


Figure I. 12: Domaine d'application de la technique de vibrocompactage

c) Compactage par explosifs

Utilisé généralement loin des zones urbaines, Il permet un compactage rapide et non coûteux de grands volumes de sol atteignant des profondeurs importantes. L'explosion induit une onde de choc qui se tend en comprimant le sol ; ainsi produite, l'onde de choc génère dans le sol des contraintes de cisaillement alternées. En dépassant la résistance frottement entre grains, elles engendrent des déplacements relatifs entre ces grains. Ces mouvements des grains induisent une diminution du volume des vides, si le sol est saturé cette diminution génère une augmentation de la pression interstitielle qui nous conduira à la liquéfaction. Dans le cas d'un sable, la dissipation de la surpression est très rapide, le sol obtient un nouveau réarrangement plus dense.

I.6.4 Renforcement par colonnes ballastées

La technique des colonnes ballastées est une extension de la vibroflottation aux terrains qui comportent des couches limoneuses ou argileuses dont les éléments ne peuvent être réarrangés par la vibration. Les colonnes ballastées permettent de traiter ces sols par incorporation de matériaux granulaires (couramment appelés ballast) compactés par passes remontantes. Ces colonnes peuvent être également cimentées ou constituées de mortier. Elles servent également de drains et permettent une accélération du processus naturel de consolidation. En zone sismique, elles réduisent les risques de liquéfaction.



Figure I. 13: Principe d'injection de colonnes ballastées

I.6.5 Renforcement par Inclusions

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements. Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures.

Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles en lieu et place d'un système de fondations profondes.

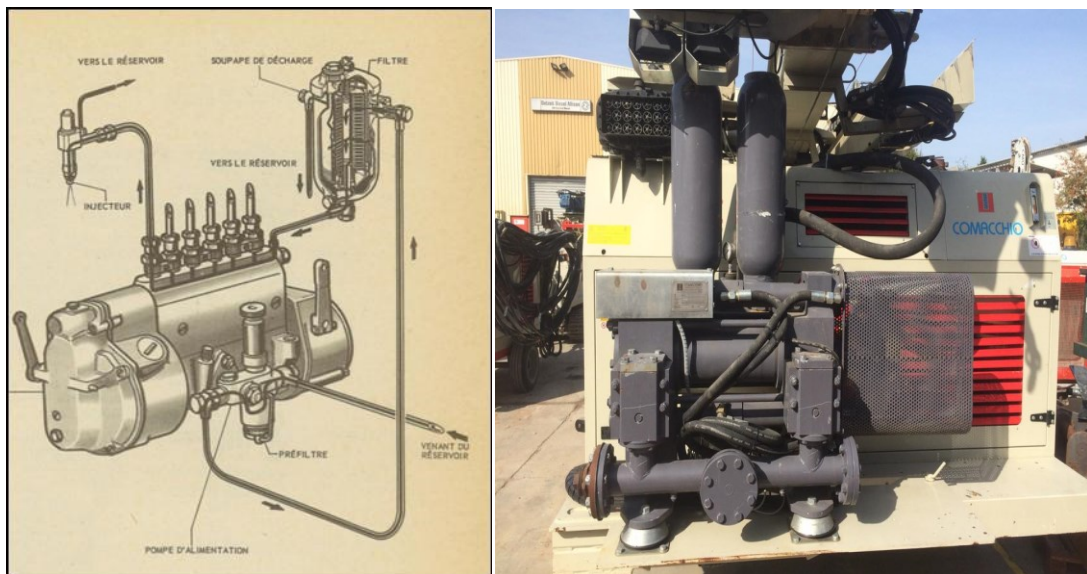


Figure I. 14: Pompes d'injection

A) Renforcement mixte par pieux est géosynthétiques

Dans le cas du sol à faible portance, posent de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil (tassements différentiels importants). Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par pieux. Parmi ces méthodes l'une d'elles, en pleine expansion dans certains pays, consiste à ajouter au dessus de réseau des pieux une nappe de renfort géosynthétique. Dans cette technique les charges dues au remblai sont transmises aux pieux soit directement par le sol de remblai par report de charge, soit indirectement par l'intermédiaire de la nappe géosynthétique par effet membrane.

B) Renforcement par les fibres polypropylène

Ces fibres, obtenues par extrusion du polypropylène (Figure I.15), se présentent en faisceaux. Elles se caractérisent par leur faible densité. Elles sont particulièrement souples et insensibles chimiquement mais peu résistantes à la chaleur (température de fusion 160 °c).

Mélange de sable ou béton avec des fibres polypropylène ne soulève aucune difficulté. La répartition des fibres est facile et ne nécessite pas de précaution particulière lors du malaxage.

Les fibres se répartissent de façon multidirectionnelle dans le béton Ou bien le sol, Ces derniers permettent en particulier de mieux contrôler le retrait plastique du béton frais. Elles améliorent la résistance et la cohésion du béton et du sol.

Le comportement des fibres n'est pas bien compris, d'après [19], les résultats des essais de cisaillement direct sur un sol renforcé par des pourcentages des fibres variant de 0, 0.5 , 0.75 ,1%, avec une densité relative de 65% et une contrainte normale de 100 kPa , montrent que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres (figure I.16), alors que [4] a trouvé que la 0.3% des fibres donne des résistance plus grandes que les autres teneur en fibres (0.1 et 0.5%) (Figure I.17)



Figure I. 15: Les fibres polypropylène

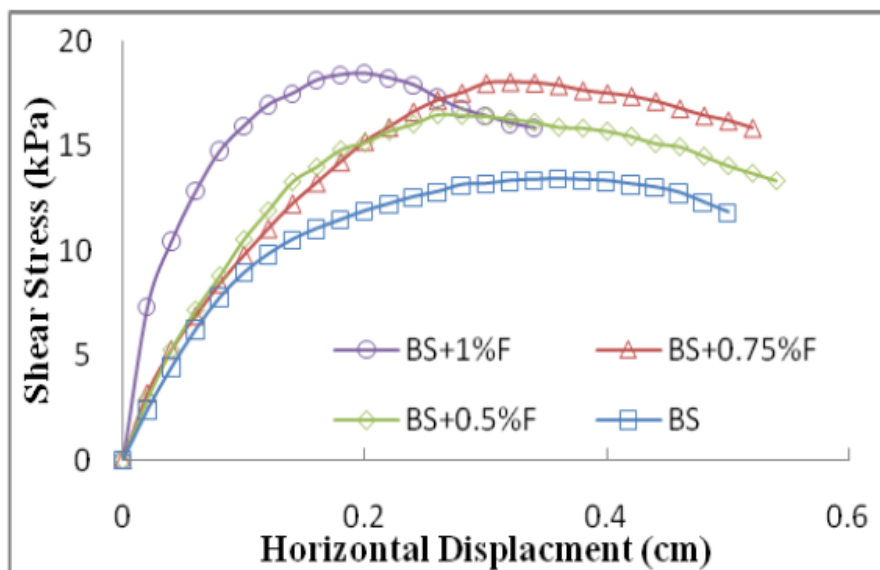


Figure I. 16: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal [19]

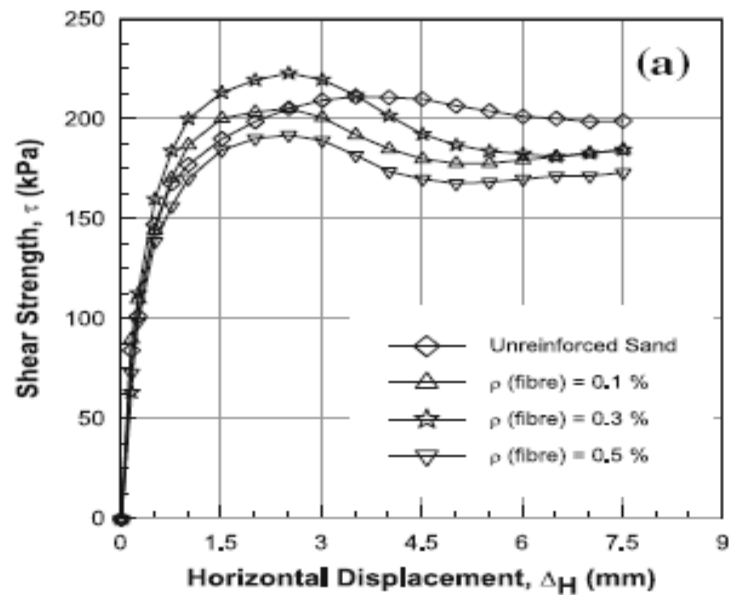


Figure I. 17: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal [4]

I.7 Conclusion

Dans ce chapitre, un aperçu général sur les différents phénomènes d'instabilité des sols ont été présenté, on a vu aussi les facteurs influençant la résistance au cisaillement et les techniques d'amélioration des sols liquéfiable qui peuvent être utilisés pour prévenir les conséquences dangereuses de ce phénomène.

Le choix de la méthode la plus adéquate pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols doit suivre les bonnes pratiques et la bonne méthodologie.

Parmi les méthodes d'amélioration, c'est l'amélioration par les fibres de polypropylène qui présente une solution très efficace et moins couteuse, dans les chapitres suivants nous allons vérifier de plus l'amélioration des sols liquéfiable par cette méthode.

Chapitre II:
Dispositifs
Expérimentaux
Et Essais
Réalisés

II.1 Introduction

L'étude du comportement des sols granulaires nécessite la réalisation des essais en laboratoire en utilisant des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable.

Nous allons présenter dans ce chapitre les essais réalisés, les différents appareils utilisés durant notre étude expérimentale (la boîte de Casagrande et l'appareil œdométrique) ainsi que leur mode d'utilisation et les différents modes de préparation des échantillons. Afin d'examiner la reproductibilité de nos résultats expérimentaux sur chaque appareil, des essais de respectabilité ont été effectués

II.2 Essai d'analyse granulométrique par tamisage selon la norme (NFP:94-056)

II.2.1 But de l'essai

L'analyse granulométrique permet de détecter et miner la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des filets.

II.2.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.



Figure II. 1: Série des tamis utilisés

II.2.3 Mode opératoire

- Peser les tamis vides
- Prendre une quantité de sable de Chlef
- Verser le sol sur le tamis supérieure puis fermer la colonne par la couverture
- Placer la colonne de tamis sur le vibreur
- Procéder à l'agitation pendant 5min
- Peser les tamis avec les refus partiels en commençant par le tamis supérieur



Figure II. 2: Essais d'analyse granulométrique par tamisage, a) Tamis vide +balance, b) tamis + sable de Chlef+balance, c) Tamis + limon +balance

Tableau II. 1: Résultats de l'essai granulométrique pour le sable propre

Ouverture des tamis	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat cumulé (%)
2 (mm)	0.2	0.2	0.03	99.97
1.25 (mm)	23.9	24.1	4.01	95.99
1 (mm)	32.1	56.2	9.39	90.64
0.63 (mm)	75.6	131.8	21.94	78.06
0.250 (mm)	326.7	458.5	76.34	23.66
0.125 (mm)	128	586.5	97.95	2.35
0.08 (mm)	12.4	598.6	99.72	0.28
fond	1.7	600.6	100	0.00

Tableau II. 2: Résultats de l'essai granulométrique pour le sable mélangé avec 10% limon

Ouverture des tamis	Refus partiel (g)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisat cumulé (%)
2 (mm)	0.2	0.2	0.03	99.97
1.25 (mm)	23.6	23.8	3.95	96.05
1 (mm)	32.3	56.1	9.30	90.70
0.63 (mm)	73	129.1	21.40	78.60
0.250 (mm)	299.2	428.3	71.01	28.99
0.125 (mm)	105.1	533.4	88.43	11.57
0.08 (mm)	12	545.4	90.42	9.58
fond	57.76	603.16	100	0.00

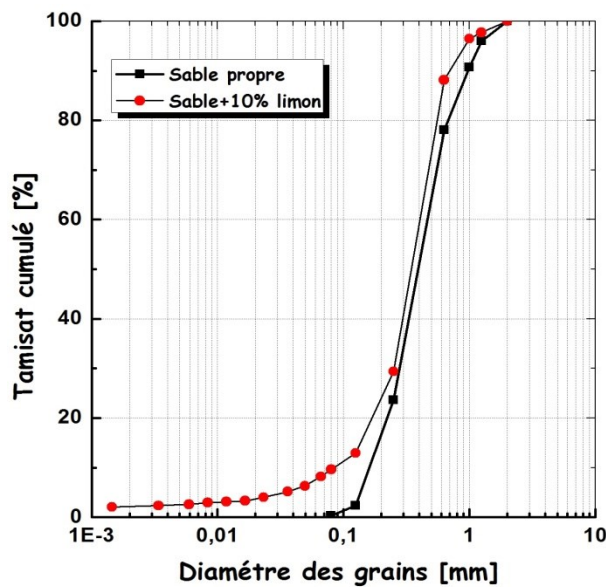


Figure II. 3: Courbes granulométriques des deux sols étudiés

II.3 Essais de pycnomètre selon la norme : (NFP : 94-054)

II.3.1 Le but d'essai

Un pycnomètre désigne un instrument de laboratoire utilisé pour mesurer, à une température déterminée, la masse volumique et la densité d'un produit liquide, pâteux (mastic, adhésif, peinture, etc.) ou solide (poudre, par exemple)

II.3.2 Principe d'essai

La capacité du pycnomètre étant connue avec précision (indiquée par le fabricant ou mesurée par étalonnage), il suffit de peser au moyen d'une balance de précision le pycnomètre avant et après remplissage pour déterminer par calcul la masse volumique d'un produit liquide.

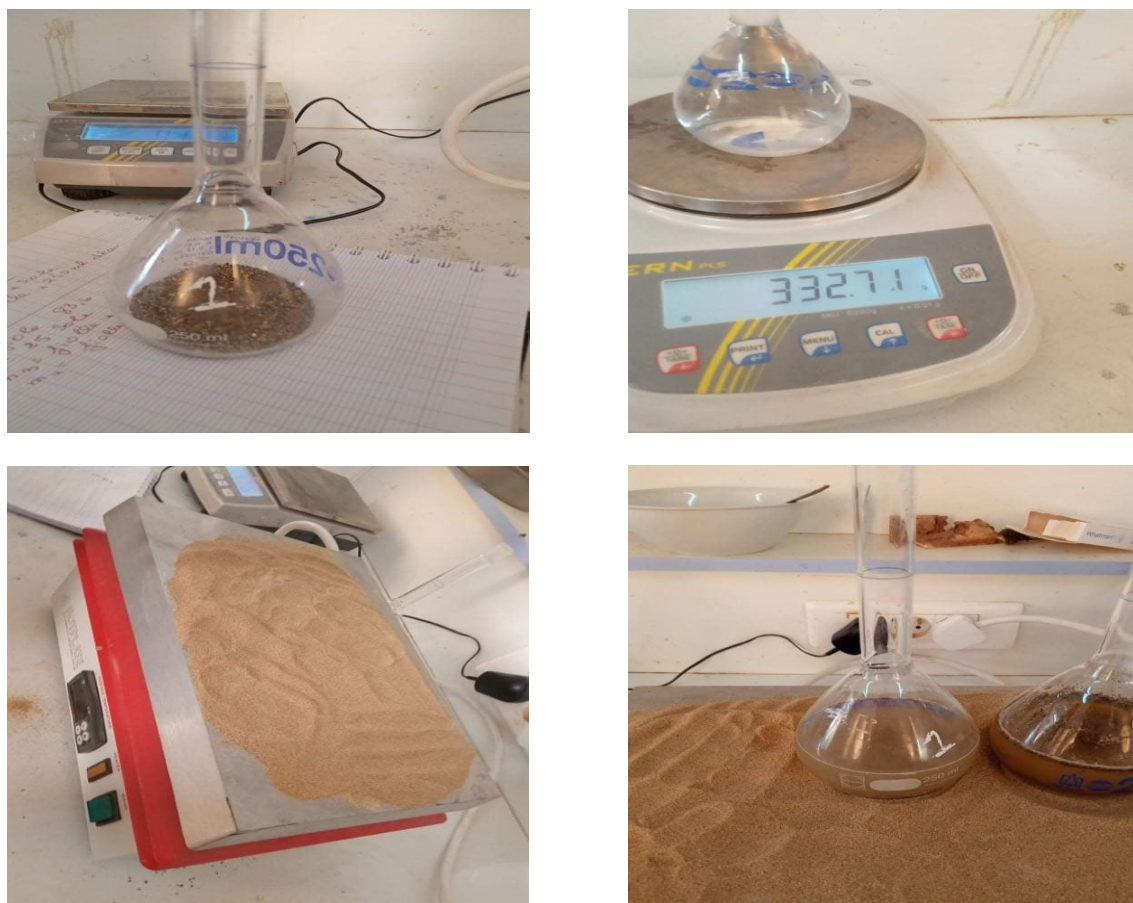


Figure II. 4: Essai pycnomètre sur sable propre

Tableau II. 3: Résultats obtenus lors d'un essai pycnomètre sur sable propre

Masses	Valeur (g)
Pycnomètre vide Q1	83.74
Pycnomètre + eau Q2	332.72
Pycnomètre + sable Q3	108.74
Pycnomètre+sable+eauQ4	348.1

$$\gamma_s = (Q3-Q1) \gamma_w / (Q2-Q4) + (Q3-Q1)$$

$$\gamma_s = (108.74-83.74) \gamma_w / (332.72-348.1) + (108.74+83.74)$$

$$\gamma_s = 2.59 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

II.4 Essai e_{min} e_{max} Selon la norme :(NFP : 94-059)

II.4.1 calcul e_{max} et e_{min} (état lâche)

Pour le calcul e_{max} on verse le sable sec dans le moule d'une vitesse constante à l'aide d'un entonnoir avec une hauteur de chute quasiment nulle, jusqu'à ce que le sable dépasse le moule. À l'aide d'une règle métallique on arase le surplus du matériau, puis on mesure le poids total du sable plus moule et retire ensuite le poids du moule. (Tableau II.4)

Tableau II. 4: Résultats obtenus lors des essais e_{max} et e_{min}

Matériau	Ms (lâche) (g)	Ms (dense) (g)
Sable de Chlef (600g)	1473	1623
Sable de Chlef + 10% limon (540g sable +60g limon)	1591	1823

$$e_{max} = (\gamma_s / \gamma_{d(lache)}) - 1$$

$$\gamma_{d(lache)} = m_{sable} / V_{moule}$$

$$v = (\pi d^2 / 4) * h$$

$$v = (3.14 * 10^2 / 4) * 12$$

$$V = 942 \text{ cm}^3$$

-Exemple de calcul e_{max} pour sable propre

$$\gamma_{d(lache)} = 1473 / 942 = 1.56 \text{ g/cm}^3$$

$$e_{max} = (\gamma_s / \gamma_{d(lache)}) - 1 = 0.66$$



Figure II. 5: Procédure d'essai pour calculer e_{max}

Pour le calcul e_{min} on prépare quatre masses de sable, puis chaque couche est compacté 25 coups, Nous compactons les quatre couches sauf la dernière couche (la couche supérieure), donc 100 coups, 25 pour chaque une, la dernière couche dépasse le moule, à l'aide d'une règle en métal nous appuyant sur elle et on arase l'excès de masse, puis nous mesurons le poids du moule avec le sable. (Tableau II.4)

$$e_{max} = (\gamma_s / \gamma_{d(dense)}) - 1$$

$$\gamma_{d(dense)} = m_{sable} / V_{moule}$$

$$v = (\pi d^2 / 4) * h$$

$$v = (3.14 * 10^2 / 4) * 12$$

$$V = 942 \text{ cm}^3$$

-Exemple de calcul e_{min} pour sable propre

$$\gamma_{d(dense)} = 1623 / 942 = 1.72 \text{ g/cm}^3$$

$$e_{max} = (\gamma_s / \gamma_{d(dense)}) - 1 = 0.50$$

$$Dr = e_{max} - e / e_{max} - e_{min}$$

$$\gamma_d = \gamma_s / (1 + e)$$

$$\gamma_d = Ms / V$$

Donc on peut calculer la masse du sable correspond a une densité relative de 50% dans notre étude



Figure II. 6: Procédure d'essai pour calculer e_{min}

II.5 les fibres utilisées dans cette étude

Le type de fibre utilisée dans cette étude était une fibre de polypropylène mono-filament blanc avec des sections transversales circulaires, une longueur moyenne de 12 mm et un diamètre de 0.018 mm (figure II.8). Les propriétés physiques de la fibre sont indiquées dans le tableau II.5. Les teneurs en fibres de 0,3%, 0,6 et 0,9% ont été utilisées.

Tableau II. 5: Propriétés de la fibre de polypropylène

Propriétés	Valeur
Diamètre (mm)	0.018
Longueur (mm)	12
Poids spécifique (g/m ²)	-
Perméabilité (m/s)	-
Resistance à la traction (Mpa)	300-400
Module de Young (MPa)	6000-9000



Figure II. 7: Fibre de polypropylène utilisée dans les essais

II.6 Essais de cisaillement

Une boîte de cisaillement de $60 \times 60 \text{ mm}^2$ de surface et de 30 mm de hauteur a été utilisée. Dans cette thèse, cet essai est issu après des expériences de Coulomb, s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal.

L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre à une charge verticale N , et à une charge horizontale T . On augmente progressivement jusqu'à la rupture.

La vitesse à laquelle on augmente la charge horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles.

Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure.

La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , on peut calculer directement la contrainte normale effective (σ_{rupt}) et la résistance au cisaillement effective à la rupture (τ_{rupt}).

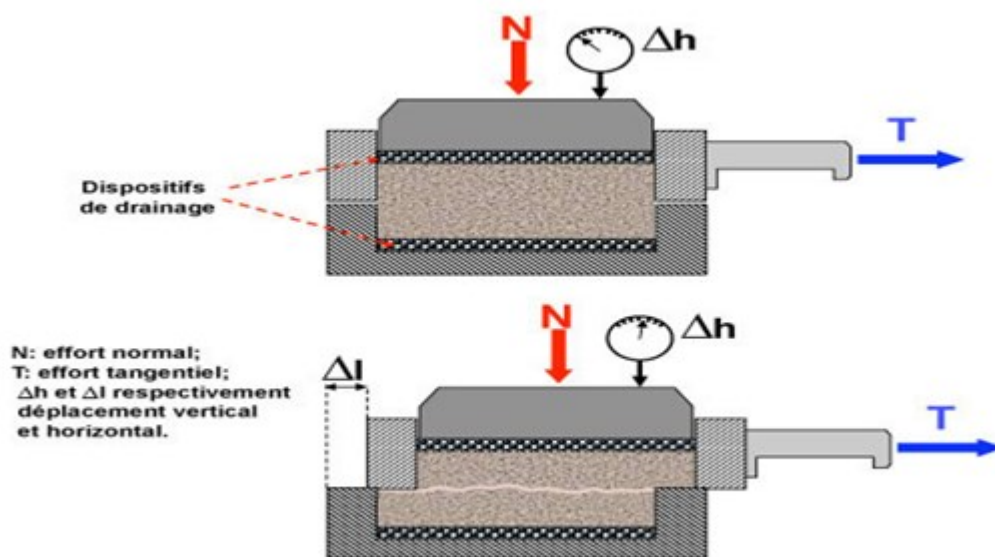


Figure II. 8: Principe d'essais de cisaillement

II.6.1 Procédure de l'essai

Préparation de la boîte de Casagrande

1. Avant de remplir la boîte, placez correctement les deux demi boîtes l'une par rapport à l'autre et

Solidariser les à aide des goupilles en aluminium.

2. Vissez ensuite les deux vis métalliques sur la demi-boîte supérieure. A partir du moment où elles

Arrivent en contact avec la boîte inférieure, vissez les vis d'un demi de tour supplémentaire. De cette

Manière, vous surélevez très légèrement la boîte supérieure, et vous évitez alors que le frottement des demi-boîtes l'une sur l'autre altère la mesure.

3. Refermez la boîte avec le piston, celui-ci doit venir affleurer la partie supérieure de la demi-boîte supérieure. Préparation de la machine

4. La vitesse de cisaillement est conditionnée par le type essai qu'on veut réaliser. Pour un Essai non drainé, ou sur sol sec, nous pouvons travailler avec une vitesse relativement élevée De 1 mm/min. Le réglage de cette vitesse se fait à l'aide des pignons présents sur le bâti de la Machine

5. Contraintes verticales : On a réalisé trois essais pour les valeurs de contraintes normales suivantes :

Essai n°1 : $\sigma = 100 \text{ kPa}$ (masse = 4 kg)

Essai n°2 : $\sigma = 200 \text{ kPa}$ (masse = 8kg);

Essai n°3 : $\sigma = 400 \text{ kPa}$ (masse = 16 kg).

6. Préparation des échantillons : on dispose notre sol directement dans la boîte et avant de remplir une boîte, on place correctement les deux demi boîtes l'une par rapport à l'autre et solidarisez les à l'aide des goupilles en aluminium on vise ensuite les quatre vis métalliques sur la demi-boîte supérieure

7. On divise notre échantillon sur 2 couches pour assurer une bonne distribution des grains et on compacte le sable en se basant sur la technique de lad (1978)

8. Refermez la boîte avec le piston, celui-ci doit venir affleurer la partie supérieure de la demi-boîte supérieure

9. Montage de la boîte de cisaillement sur le bâti de chargement et l'exécution de l'essai

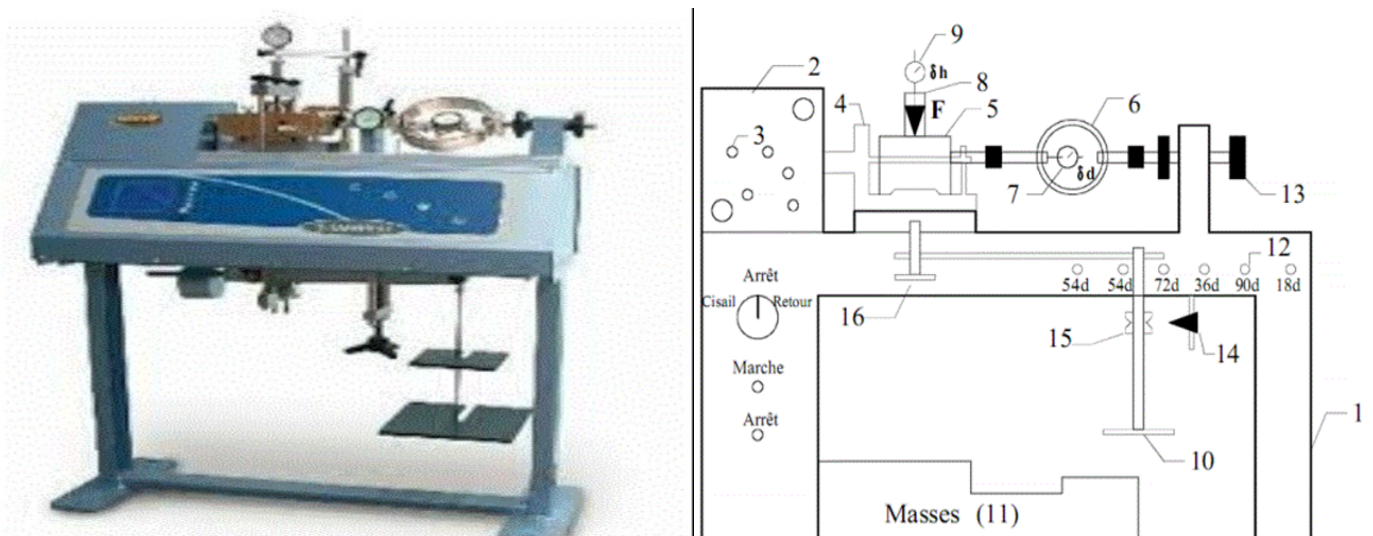


Figure II. 9: Machine de cisaillement utilisé dans cette étude

- 1 : Bâti de la machine
- 2 : Bloc moteur
- 3 : Axes supports de pignons;
- 4 : Partie mobile du bâti, support de la boîte;
- 5 : Boîte de cisaillement;
- 6 : Anneau dynamométrique
- 7 : Comparateur de déf d'anneau
- 8 : Étrier de chargement
- 9 : Mesure de $\delta \cdot h$
- 10 : Plateau supportant les masses
- 11 : Masses
- 12 : Pignons en attente
- 13 : Volant d'approche de l'anneau
- 14 : Pointeau
- 15 : Bague de contrôle
- 16 : Volant de réglage.

• Fixez la boîte de cisaillement remplie sur le chariot mobile (n° 4) du bâti de chargement en serrant les vis papillons. N'enlevez pas encore les goupilles.

- Maintenir avec une main l'étrier de chargement (n° 8) en contact avec le piston de la boîte, Régler en même temps l'horizontalité du bras de levier en tournant le volant (n° 16). Le Pointeau (n° 14) doit être aligné avec la gorge de la bague (n° 15).
 - Chargez alors le plateau des masses préalablement calculées afin d'appliquer la contrainte Normale désirée.
 - Positionner et bloquer anneau dynamométrique (le ressort supportant l'anneau Dynamométrique permet de compenser le poids de l'anneau en le maintenant dans une Position horizontale). Si l'anneau dynamométrique n'est pas correctement en contact avec la Queue de la demi boîte supérieure, tournez le volant (n° 13) dans le sens des aiguilles d'une Montre pour réaliser cette opération. Reliez ces deux éléments par vissage. Pour supprimer les jeux, vous exercerez un léger effort de traction à l'anneau. Pour cela, Agissez sur le volant (n° 13) dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. Arrêtez-vous Lorsque le capteur de l'anneau indique une valeur proche de -0.05 mm. Réglez alors le zéro du comparateur de l'anneau après vous être assuré qu'il n'y a plus de jeu.
 - Pour mesurer le déplacement vertical du piston (fonction du gonflement ou du tassement de L'échantillon en cours d'essai), placez un comparateur sur la partie supérieure de étrier et réglez son zéro de manière à ce que la tige du comparateur soit à mi-course. Dévisser de quelques tours les deux vis métalliques de la demi-boîte supérieure
- Mise en route de l'essai :
- Procéder au démarrage de l'essai en appuyant sur le bouton « marche »
- Effectuez, toutes les 15 secondes, les mesures de la déformation de l'anneau dynamométrique Et du déplacement vertical du piston
- La rupture de éprouvette se produit au bout de quelques minutes et correspond à un Maximum de déformation d'anneau dynamométrique. Vous poursuivrez l'essai jusqu' à Obtenir une décroissance régulière de l'effort.
- Essai pourra alors être considéré comme
- Étant terminé et vous pouvez appuyer sur le bouton « arrêt ».
- Exploitation des résultats de cisaillement direct :
- Calcul de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement
- 1) Force de cisaillement $\Rightarrow T = k \cdot |\Delta d|$
- Avec :
- T: Force de cisaillement;
 - k: Constante de l'anneau dynamométrique (voir l'annexe page);

- Δd : Déplacement correspondant à l'allongement de l'anneau.

La surface de l'éprouvette $\Rightarrow AC = l \times (1 - \Delta l)$

Avec :

- l : longueur initiale de l'échantillon $l = 3 \text{ cm}$.
- Δl : variation de la longueur de l'échantillon à un instant donné (on prend en compte

Le Déplacement de la demi boîte inférieure et l'allongement de l'anneau dynamométrique): Δd

$$= v \cdot t - |\Delta d|$$

- v est la vitesse de déplacement de la demi boîte inférieure, t le temps et Δd l'allongement de

L'anneau dynamométrique.

Calcule les valeurs des contraintes normales et tangentielles

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

$$\tau = \frac{T}{A}$$

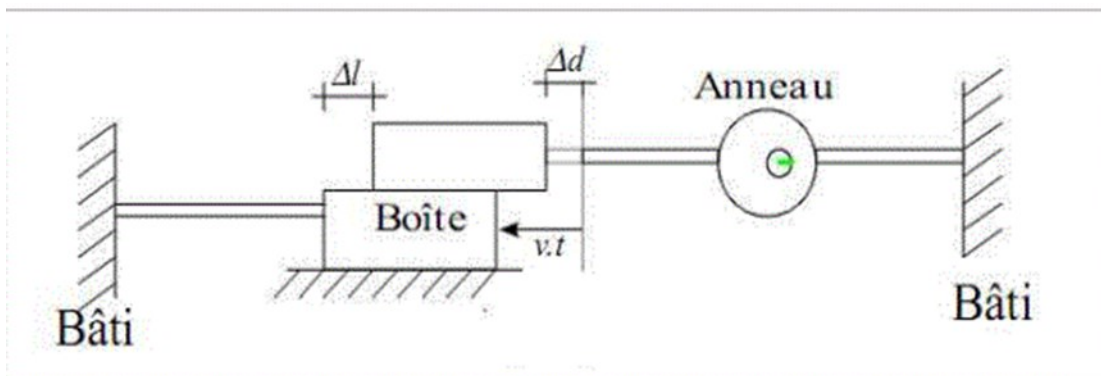


Figure II. 10: illustration de l'essai de cisaillement

II.6.2 But de l'essai

L'essai de cisaillement direct permet de mesurer les résistances au cisaillement direct de pic et résiduel en fonction de la contrainte normale sur le plan de cisaillement ainsi que les caractéristiques mécaniques c et ϕ

II.7 Essais Oedométrique

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

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol
- Un système de mise en charge

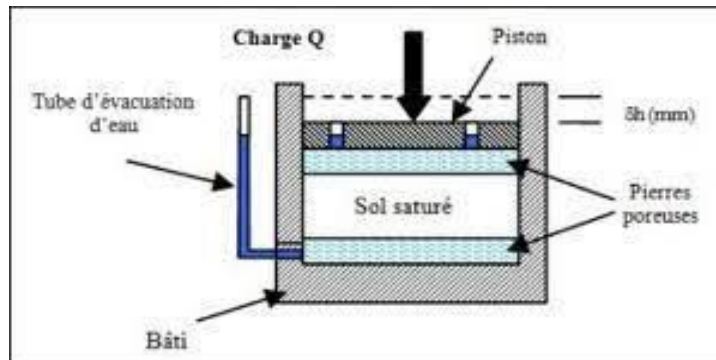


Figure II. 11: principe d'essais l'œdométrique

Un appareil l'œdométrique de 60 mm de diamètre et de 30 mm de hauteur a été utilisé. Dans cet essai un échantillon de sol est retenu latéralement et chargé axialement par paliers maintenu constants. Chaque augmentation de chargement est maintenue jusqu'à ce que les pressions d'eau interstitielles soient complètement dissipées. Au cours du processus de consolidation, les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées. Ces données sont utilisées pour la détermination de l'indice des vides. L'appareil œdométrique comprend l'appareillage suivant

II.7.1 Le principe de l'odomètre

A été inventé au début du XXe siècle et cet appareil fait partie de l'équipement de tous les laboratoires de mécanique des sols

- 1- La cellule œdométrique
- 2- Deux disques drainants (inférieur et supérieur),
- 3- Enceinte œdométrique
- 4- Dispositif de chargement (effort normal),
- 5- Bâti,
- 6- Réservoir,
- 7- Liquide d'imbibition (eau),
- 8- Capteur permettant le mesurage du déplacement,

9- Eprouvette de matériau



Figure II. 12: L'appareil oedométrique utilisé

II.7.2 But de l'essai l'œdométrique

-Détermination de la compressibilité des sols fins et matériaux fins cohérents avec chargement par paliers

II.7.3 Principe de l'essai de chargement par palier

Le principe de l'œdomètre a été inventé au début du XXe siècle et cet appareil fait partie de l'équipement de tous les laboratoires de mécanique des sols cet essai et de placer une éprouvette de sol de forme cylindrique dans une cellule pleine d'eau (Figure II.3). Ensuite on place l'échantillon dans une enveloppe (normalement dilatable).

Cet essai couramment appelé essai œdométrique traduit dans la pratique l'idée qui vient à l'esprit quand on veut mesurer la compressibilité un matériau on applique une charge on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise puis on applique une charge plus forte et l'on recommence l'observation etc. L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice de vide de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée c'est la courbe de compressibilité œdométrique ou courbe œdométrique

L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes :

-Taille de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre

-Saturation de l'éprouvette (dans les cas des sols fins pour lesquels on s'intéresse à la vitesse de tassement il est indispensable que le sol soit saturé pour que l'on puisse interpréter les courbes de tassement au cours du temps sous chacune des charges appliquées l'application d'une contre pression et comme la technique efficace.

-Application de la charge sur le piston par paliers de 24 heures et mesure du tassement au cours du temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette on applique habituellement des charge dans chacune et le double de la précédente.

II.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents essais physiques réalisés (analyse granulométrique par tamisage, l'essai au pycnomètre et l'essai e_{min} et e_{max}), les matériaux étudiés (sable de chlef, limon de chlef et les fibres de polypropènes) ainsi que la méthodologie pour la réalisation des essais (Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et l'essai oedométrique) en se basant sur les normes françaises (N.F).

Nous allons présenter les résultats des essais mentionnés ci-dessus dans les chapitres suivants.

**Chapitre III:
Résultats Et
Interprétations
Des essais De
Cisaillement
Direct**

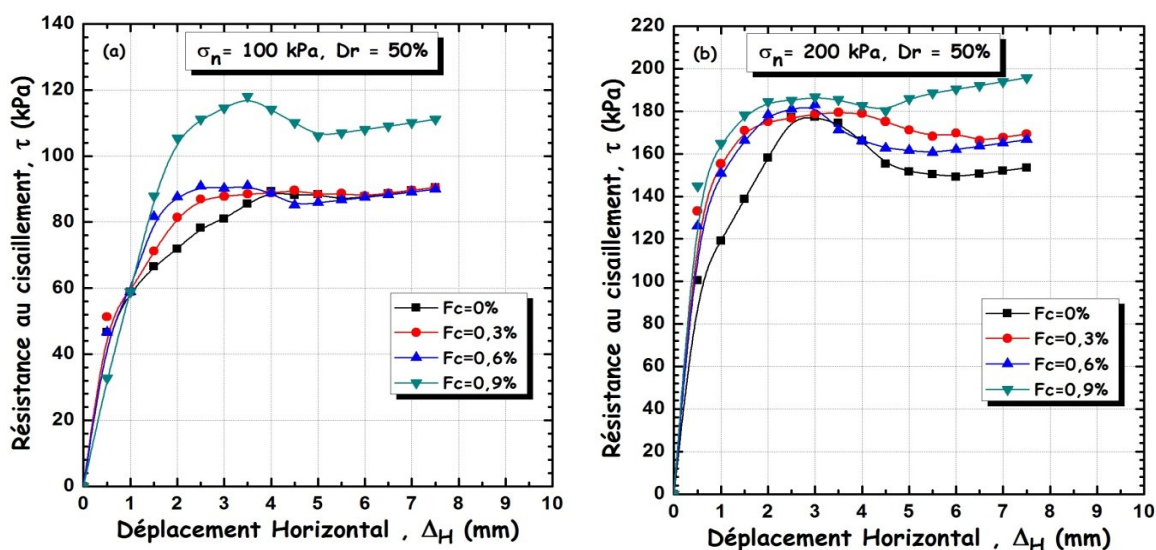
III.1 Introduction

L'amélioration des propriétés mécaniques du sol par l'ajout des matériaux cimentaires tels que le ciment, la chaux, les cendres volants...ect. Ces techniques de renforcement ont été largement utilisées dans de nombreuses applications géotechniques telles que la construction des digues routières et ferroviaires, la stabilité des pentes...ect. Les fibres distribuées au hasard ont suscité un intérêt considérable chez les ingénieurs pour une utilisation comme matériaux de renforcement pour la stabilisation des sols. La résistance au cisaillement d'un sol est le paramètre principal pour évaluer la stabilité des terrains de constructions, donc il est important d'étudier et d'améliorer le comportement au cisaillement d'un sable soumis à un risque de liquéfaction (c'est-à-dire une perte de résistance au cisaillement) comme le sable de la ville de chlef.

Dans ce chapitre, nous allons présenter les résultats des essais de cisaillement direct que nous avons réalisés sur un sable naturel et un sable avec 10% de limon avec les différents pourcentages des fibres de polypropylènes (0, 0.3, 0.6 et 0.9%), les résultats sont présentés sous forme de tableaux et courbes. Nous allons voir ainsi l'interprétation de ces résultats où on va discuter l'amélioration des paramètres mécaniques de sols après l'ajout des fibres de polypropylènes.

III.2 Résultats des essais de cisaillement direct

III.2.1 Sable naturel



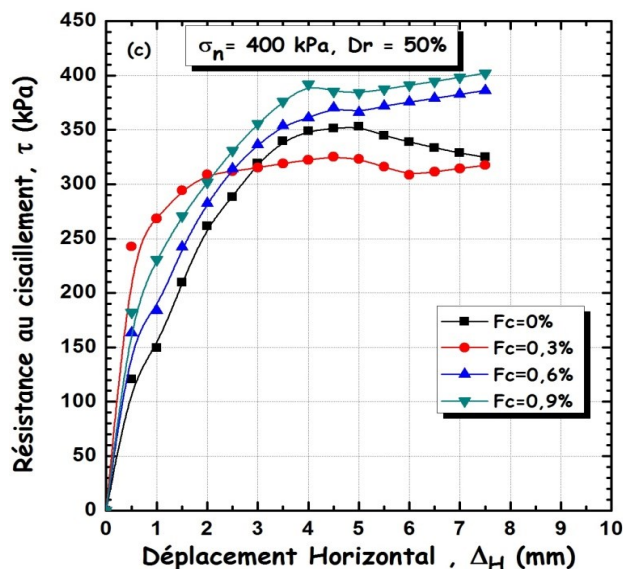


Figure III. 1: Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, a) $\sigma_n=100\text{kPa}$, b) $\sigma_n=200\text{kPa}$, c) $\sigma_n=400\text{kPa}$

Les figures III.1a ; III.1b et III.1c montrent l'effet des fibres de polypropylènes sur la résistance au cisaillement du sable naturel sous trois contraintes normales (100, 200 et 400 kPa), pour chaque contrainte normale on a quatre courbes de résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, chaque courbe représente un pourcentage de fibre (0% ,0.3% ,0.6% ,0.9%)

On remarque que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Pour le sable naturel de chlef soumis à une contrainte normale de 100 kPa, la résistance était de 89 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 118 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibres. Dans le cas d'une contrainte normale de 200kPa, la résistance était de 177 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 186 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibres, et enfin pour une contrainte normale de 400 kPa, la résistance était de 353 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 402 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibre.

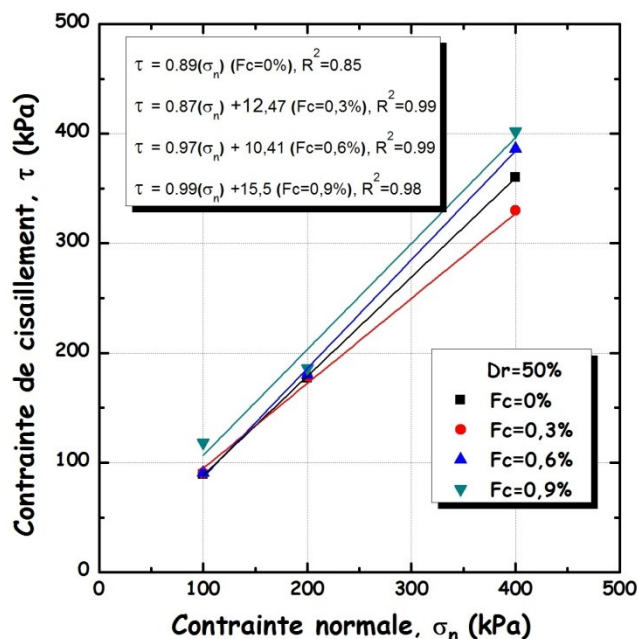


Figure III. 2: Variation de la contrainte de cisaillement maximal en fonction de la contrainte normale pour le sable naturel mélangé avec les différents pourcentages des fibres

La figure III.2 présente les courbes intrinsèques de mohr-coulomb, ces courbes ont une équation de type ($\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$), à partir de ces courbes on peut obtenir les caractéristiques mécaniques c et ϕ . On a quatre courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale, chaque courbe représente les pourcentages de fibre. Les courbes ont la même tendance, la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

Tableau III. 1: La cohésion et l'angle de frottement des différents mélanges

Matériaux Paramètres	Sable naturel	Sable+0.3% fibres	Sable+0.6% fibres	Sable+0.9%fibres
Cohésion (kPa)	0	12.47	10.41	15.5
Angle de frottement (°)	41.66	41.02	44.12	44.77

Le tableau III.1 présente l'évolution des paramètres mécaniques, la cohésion et l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibres, on remarque que la cohésion et l'angle de frottement augmentent considérablement avec l'augmentation de la teneur en fibres. La cohésion augmente de 0 kPa pour le sable naturel sans renforcement (0% des fibres) à 15.5 kPa du sable naturel renforcé avec 0.9% des fibres, et l'angle de frottement augmente de

Chapitre IV Résultats et interprétations des essais de cisaillement direct

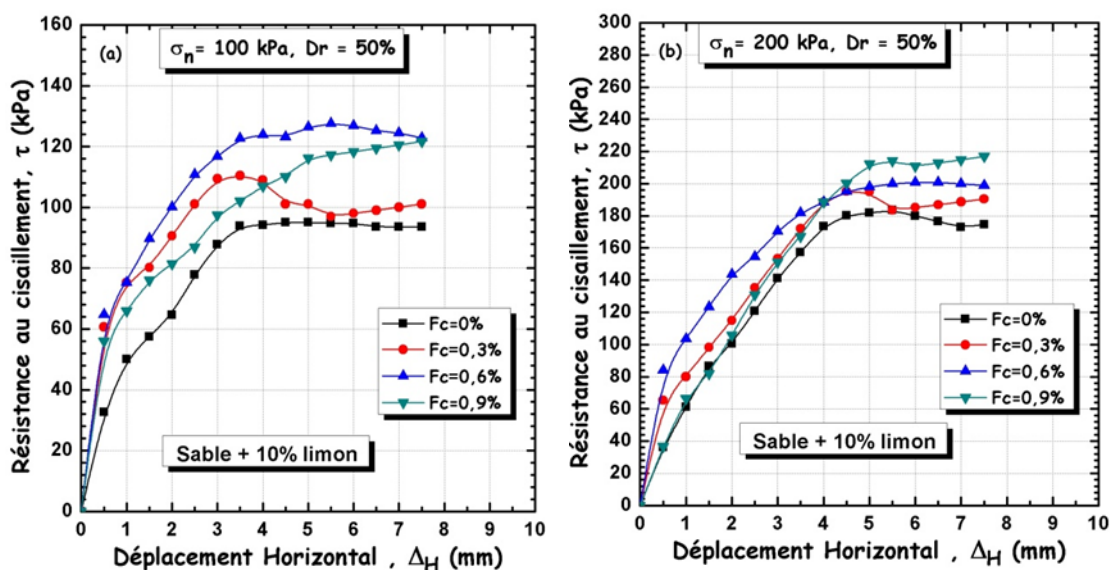
41.66° pour le sable naturel sans renforcement (0% des fibres) à 44.77° du sable naturel renforcé avec 0.9% des fibres

III.2.2 Sable + 10% limon

Les figures III.3a ; III.3b et III.3c montrent l'effet des fibres de polypropylènes sur la résistance au cisaillement du sable mélangé avec 10% de limon sous trois contraintes normales (100, 200 et 400 kPa), pour chaque contrainte normale on a quatre courbes de résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, chaque courbe représente un pourcentage de fibre (0% ,0.3% ,0.6% ,0.9%)

On remarque que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la teneur en fibre.

Pour le sable mélangé avec 10% de limon soumis à une contrainte normale de 100 kPa, la résistance était de 95 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 125 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibre. Dans le cas d'une contrainte normale de 200kPa, la résistance était de 183 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 210 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibres, et enfin pour une contrainte normale de 400 kPa, la résistance était de 350 kPa, alors que cette résistance a augmenté avec l'addition des fibres dans le sable jusqu'à atteindre 410 kPa pour le sable renforcé avec 0.9% de la teneur en fibre



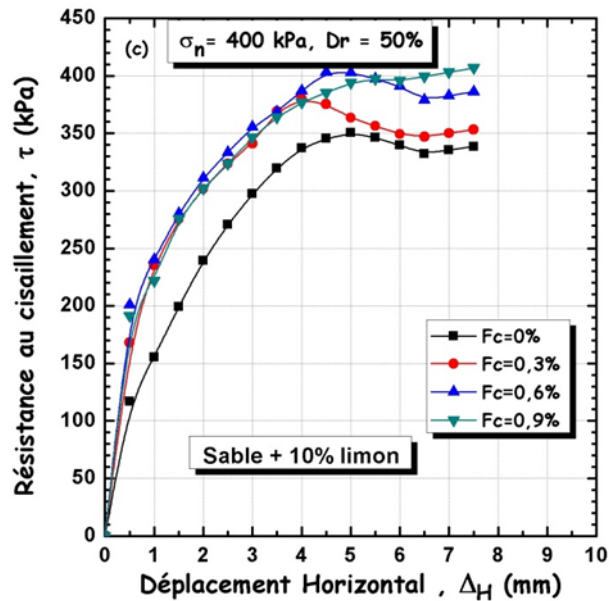


Figure III. 3: Variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal, a) $\sigma_n=100\text{kPa}$, b) $\sigma_n=200\text{kPa}$, c) $\sigma_n=400\text{kPa}$

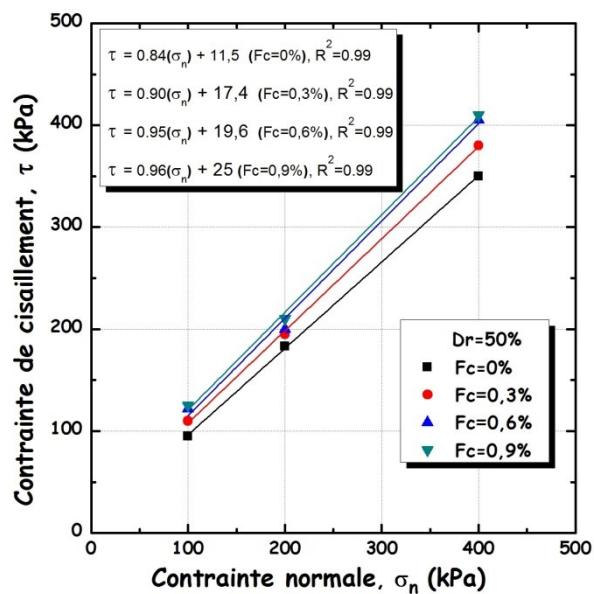


Figure III. 4: Variation de la contrainte de cisaillement maximale en fonction de la contrainte normale pour le sable mélangé avec 10% limon avec les différents pourcentages des fibres

La figure III.4 présente les courbes intrinsèques de mohr-coulomb, ces courbes ont une équation de type $(\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c)$, à partir de ces courbes on peut obtenir les caractéristiques mécaniques c et ϕ . On a quatre courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale, chaque courbe représente les pourcentages de fibre. Les courbes ont la

Chapitre IV Résultats et interprétations des essais de cisaillement direct

même tendance, la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale.

Tableau III. 2: La cohésion et l'angle de frottement des différents mélanges

Matériaux Paramètres	Sable + 10% limon	Sable+10% limon+0.3% fibres	Sable+10% limon +0.6% fibres	Sable+10% limon+0.9%fibres
Cohésion (kPa)	11.5	17.4	19.6	25
Angle de frottement (°)	40.03	41.98	43.53	43.83

Le tableau III.2 présente l'évolution des paramètres mécaniques, la cohésion et l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibres, on remarque que la cohésion et l'angle de frottement augmentent considérablement avec l'augmentation de la teneur de fibre du sable mélangé avec le limon. La cohésion augmente de 11.5 kPa pour le sable+10% limon sans renforcement (0% des fibres) à 25 kPa du sable+10% limon renforcé avec 0.9% des fibres. Et l'angle de frottement augmente de 40.03° pour le sable+10% limon sans renforcement (0% des fibres) à 43.83° du sable+10% limon renforcé avec 0.9% des fibres

III.3 Interprétation des essais de cisaillement direct

L'ajout des fibres de polypropylènes permet une amélioration remarquable de la résistance au cisaillement et des paramètres mécaniques des deux mélanges étudiés (sable naturel et sable avec 10 % de limon), selon Consoli et al (2009) l'augmentation de la cohésion est due à l'augmentation de la ductilité (plasticité) du mélange qui augmente avec l'augmentation des fibres, alors que l'augmentation de l'angle de frottement est due à la mobilisation des frottements entre le sol et les fibres

III.4 Conclusion

Après l'analyse et l'interprétation des résultats des essais de cisaillement direct on peut déduire que :

- 1- Le pourcentage des fibres influe sur le comportement du sable, et les résultats sont convenables et cohérents dans les deux sols étudiés.
- 2- L'ajout des fibres de polypropylènes dans les sables et les sables limoneux améliorent la résistance au cisaillement des sols étudiés
- 3- L'ajout des fibres de polypropylènes dans les sables et les sables limoneux améliorent les paramètres mécaniques du sol (cohésion et angle de frottement).

Chapitre IV Résultats et interprétations des essais de cisaillement direct

4- le sable naturel et le sable avec 10% de limon renforcé par les fibres de polypropylènes présentait des comportements plus ductiles.

Il est à noter que ces résultats ne sont valables que pour les matériaux utilisés dans cette étude. La longueur des fibres est également été maintenu constante dans cette étude. L'orientation des fibres n'a pas été prise en compte. Des recherches supplémentaires sont nécessaires avec différents types de sols, différentes longueurs des fibres, différentes orientations des fibres pour évaluer pleinement l'effet de l'inclusion de fibres sur les sols. De plus, l'effet des fibres sur le tassement et la conductivité hydraulique des sols grossiers mélangé avec des fines doit être étudié. Dans le chapitre suivant on va étudier l'effet de ces fibres sur la compressibilité du sable naturel et du sable mélangé avec 10% de limon.

Chapitre IV: Résultats Et Interprétations Des essais Oedométriques

IV.1 Introduction

Peu d'études sont également menées sur les caractéristiques de compressibilité des sols renforcée par les fibres de polypropylène. Des études ont montré que le tassement des sols argileux diminue en raison de l'ajout des fibres. Il a également été observé que l'indice de compressibilité de l'argile diminue à mesure que la quantité de fibres augmente jusqu'à un certain pourcentage des fibres et après cela, il recommence à augmenter. Dans ce chapitre, nous allons présenter les résultats des essais oedométriques que nous avons réalisés sur un sable naturel et un sable avec 10% de limon avec les différents pourcentages des fibres de polypropylènes (0, 0.3, 0.6 et 0.9%), les résultats sont représentés sous forme de tableaux et courbes. Nous allons voir ainsi l'interprétation de ces résultats où on va discuter l'amélioration des paramètres mécaniques des sols après l'ajout des fibres de polypropylènes.

IV.2 Résultats des essais oedométriques

Les tableaux IV.1 et IV.2 présentent les déplacements verticaux en fonction des charges appliquées

Tableau IV. 1: Résultats des essais oedométriques pour sable+10% limon

Charge \ Déplacement (mm)	Sable+10 % limon	Sable+10% limon+0.3% fibres	Sable+10% limon +0.6% fibres	Sable+10% limon +0.9% fibres
1kg	-0.295	-0.14	-0.24	-0.11
2kg	-0.39	-0.18	-0.34	-0.20
4kg	-0.45	-0.32	-0.50	-0.37
8kg	-0.59	-0.46	-0.68	-0.58
16kg	-0.68	-0.68	-0.98	-1.08
32kg	-0.87	-1.01	-1.35	-1.69

Tableau IV. 2: Résultats des essais oedométriques pour sable propre

Charge \ Déplacement (mm)	Sable	Sable +0.3% fibres	Sable +0.6% fibres	Sable +0.9% fibres
1kg	-0.09	-0.28	-0.13	-0.14
2kg	-0.14	-0.31	-0.22	-0.21
4kg	-0.20	-0.37	-0.32	-0.40
8kg	-0.27	-0.47	-0.46	-0.73
16kg	-0.37	-0.63	-0.63	-0.93
32kg	-0.55	-1.17	-1.07	-1.30

L'indice des vides a été calculé selon cette équation :

$$e = H_v / H_s \tag{IV.1}$$

e est l'indice des vides, H_v est la hauteur des vides et H_s est la hauteur des grains solides

D'après les figures IV.1 on remarque que l'indice des vides diminue avec l'ajout des fibres de polypropylènes de 0.3 à 0.9%. Cette diminution est due peut être que les fibres rempli les espaces vides entre les grains du sable, c'est pour cette raison on remarque une diminution de l'indice des vides.

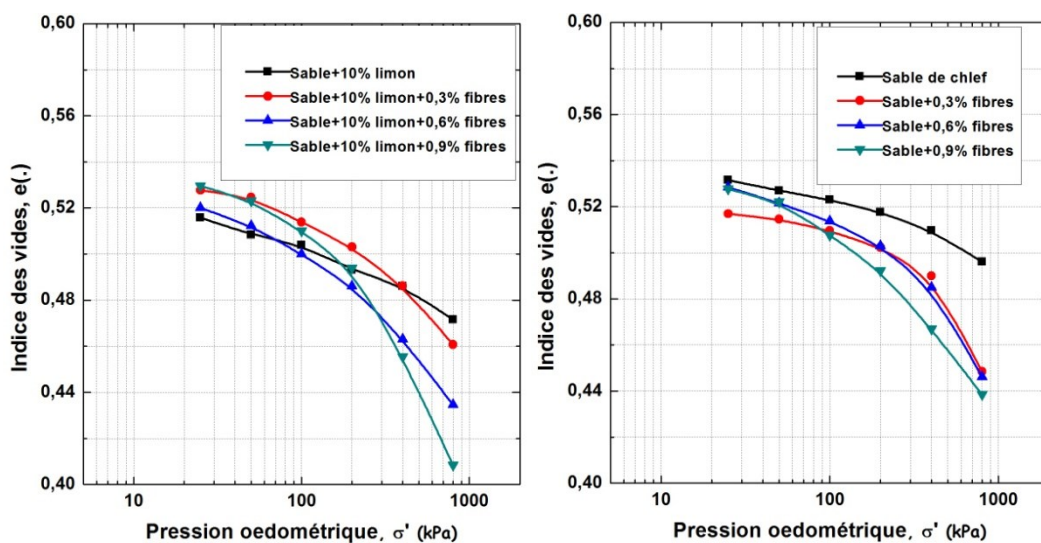


Figure IV. 1: Variation de l'indice des vides en fonction de la pression œdométrique

Les coefficients de compressibilités en fonction du pourcentage des fibres sont montrés sur la figure IV.2 ces coefficients ont été calculés sur la base de l'équation suivante :

$$C_c = -\Delta e / \Delta \log(\sigma) \tag{IV.2}$$

D'après la figure IV.2 et les tableaux IV.3 et IV.4 on remarque que les coefficients de compressibilités augmentent avec l'ajout des fibres de polypropylènes de 0.3 à 0.9%. Le coefficient de compressibilité augmente de 0.048 pour le sable+10% limon sans renforcement (0% des fibres) à 0.13 du sable+10% limon renforcé avec 0.9% des fibres. Tandis que il augmente de 0.044 pour le sable propre sans renforcement (0% des fibres) à 0.094 du sable propre renforcé avec 0.9% des fibres.

Ces résultats confirment l'explication du chapitre 3, l'augmentation de la cohésion est due à l'augmentation de la ductilité (plasticité) du mélange qui augmente avec l'augmentation des fibres, c'est pour cette raison on a une augmentation du coefficient de compressibilité.

Tableau IV. 3: Coefficients de compressibilités du sable propre

Matériau	Sable+10% limon	Sable+10% limon+0.3% fibres	Sable+10% limon+0.6% fibres	Sable+10% limon+0.9% fibres
Coefficient de compressibilité	0.048	0.084	0.094	0.13

Tableau IV. 4: Coefficients de compressibilités du sable+10% limon

Matériau	Sable propre	Sable +0.3% fibres	Sable +0.6% fibres	Sable +0.9% fibres
Coefficient de compressibilité	0.044	0.071	0.079	0.094

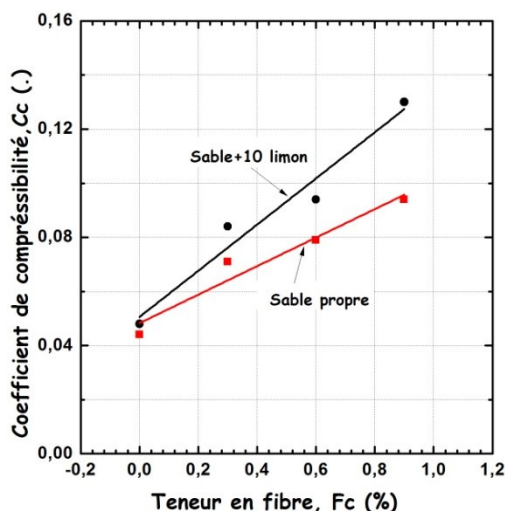


Figure IV. 2: Variation des coefficients de compressions en fonction de la fraction des fibres

III.3 Interprétation des essais de cisaillement direct

L'ajout des fibres de polypropylènes permet une augmentation du coefficient de compressibilité des deux mélanges étudiés (sable naturel et sable avec 10 % de limon), cette augmentation est due selon Consoli et al (2009) à l'augmentation de la ductilité (plasticité) du mélange qui augmente avec l'augmentation des fibres.

IV.4 Conclusion

Après l'analyse et l'interprétation des résultats des essais oedométriques on peut déduire que :

- 1- Le pourcentage des fibres influe sur le comportement du sable, et les résultats sont convenables et cohérentes dans les deux sols étudiés.
- 2- L'ajout des fibres de polypropylènes dans les sables et les sables limoneux diminuent l'indice des vides des sols étudiés.
- 3- L'ajout des fibres de polypropylènes dans les sables et les sables limoneux augmentent les coefficients de compressibilités des sols étudiés.
- 4- On conclut d'après nos résultats que notre sol présente compressibilité faible (le sol est très peu à peu compressible $0.05 < C_c$ et $C_{c-s} < 0.1$)

Chapitre V : simulation numérique de l'essai de cisaillement

V.1 Introduction

Les modèles à éléments finis sont largement utilisés par les ingénieurs géotechniciens du monde entier pour étudier différents paramètres permettant de résoudre de nombreux problèmes géotechniques avant de s'attaquer plus en détail aux étapes de la conception.

Dans ce chapitre, nous allons simuler l'essai de cisaillement réalisé lors des essais expérimentaux par deux modèles différents (le modèle de Mohr coulomb et le modèle de Duncan et chang HSM). L'étude consiste à faire varier la contrainte normale (100, 200 et 400 kPa) pour le sable de chlef en utilisant le logiciel plaxis 2020.

V.2 Présentation du code élément finis Plaxis

Plaxis est un programme spécial en éléments finis utilisé pour effectuer des analyses de déformation, de stabilité et d'écoulement pour divers types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Le code en éléments finis plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la raideur du sol sous très petites déformations. Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de plaxis. En plus de l'élasticité linéaire de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié.

V.3 Les modèles de comportement intégré dans Plaxis

V.3.1 Modèle de Mohr coulomb

Mohr Coulomb a modélisé le comportement non linéaire du sol en deux lignes bilinéaires, comme le montre la figure V.1.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et Ψ est l'angle de dilatance.

a. Module de 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 à considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait 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 figure Fig.V.1

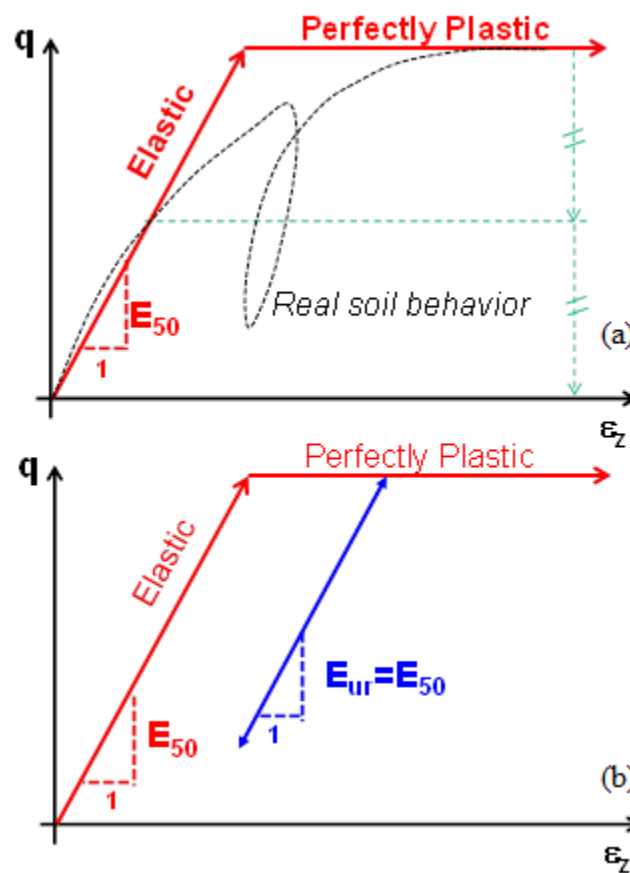


Figure V. 1: Définition du module de young à 50% de la rupture

b. Coefficient de poisson :

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

c. L'angle de frottement :

L'angle de frottement est constant et dépend de la nature du sol, 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.

d. La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

e. L'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 :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ$$

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 faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

V.3.2 Modèle de sol avec écrouissage (Duncan et Chang (Hardening Soil Model, HSM)):

Ce type de modèle est bien adapté à la modélisation de creusement d'ouvrages souterrains où on est simultanément devant un phénomène de chargement et déchargement (ce phénomène est ainsi pris en charge par une rigidité en déchargement/rechargement réf Eur plus élevée que celle en chargement réf E_{50}).

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement:

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente: le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Les paramètres du HSM:**a. Paramètres de Mohr-Coulomb :**

c : cohésion (effective) [kN/m²]

φ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle de dilatance [°]

b. Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai œdométrique [kN/m²]

m : puissance (de type Janbu (1963) environ 0,5 pour les sables, Alors que Von Soos (1990) introduit différentes valeurs de m : $0,5 < m < 1,0$) [-]

c. Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

k_0^{nc} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé (Jaky, 1944)

R_f : coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

$c_{increment}$: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$) [kN/m³]

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure V.2 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure V.3.

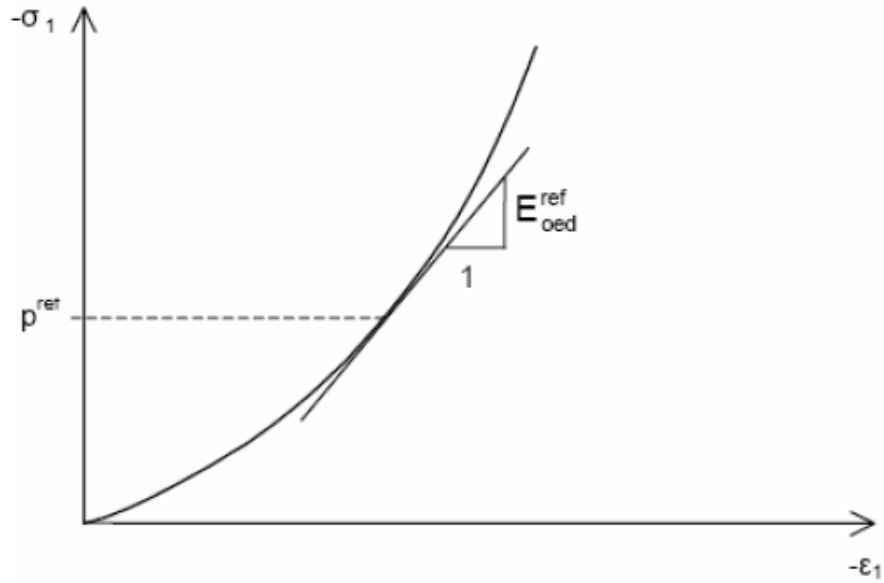


Figure V. 2: Définition du module oedométrique tangent

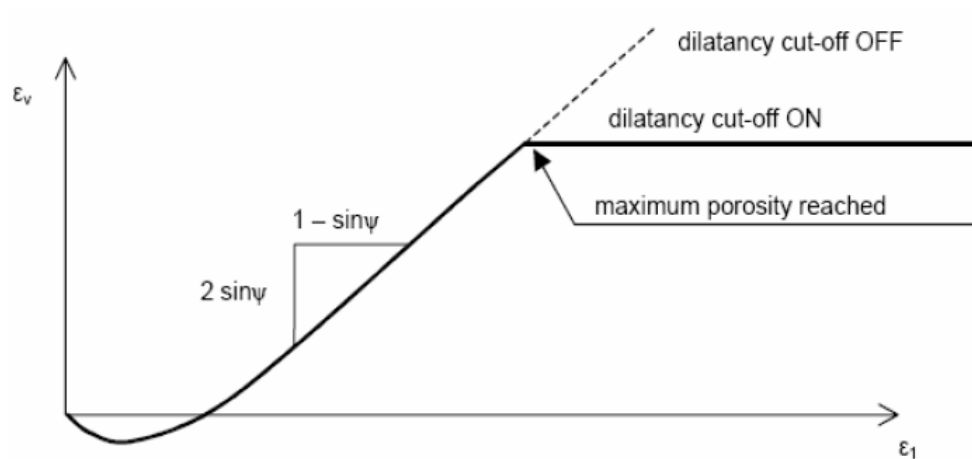


Figure V. 3: Définition de l'angle de dilatance

V.4 Simulation des essais réalisés a la boite de casagrande

Les paramètres du sol utilisés dans la modélisation numérique sont illustrés au tableau ci-dessous tableau V.1 et V.2, (les paramètre c , ϕ et Ψ sont prise a partir des essais expérimentaux alors que les autres paramètres sont prise a partir de la thèse de Bouri (2021))

Tableau V. 1: Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle Mohr-Coulomb pour un sable propre

Paramètre	Valeur	Unité
Ψ	11.66	°
ν	0.3	-
Φ	41.66	°
C	1	kPa
γ_{sat}	21	KN/m ³
E	6250	kPa
γ_{unsat}	18	KN/m ³

Tableau V. 2 Les paramètres demandés par Plaxis pour le modèle de Duncan et chang Hadering soft soil (HSM) pour un sable propre

Paramètre	Valeur	Unité
Ψ	11.66	
ν	0.3	-
Φ	41.66	°
C	1	kPa
γ_{sat}	21	KN/m ³
E_{50}	5000	kPa
γ_{unsat}	18	KN/m ³
E_{oed}	4000	KN/m ²
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	14799.96	KN/m ²

D'après les résultats obtenus par simulation numérique en remarque que les deux modèles donnent une sous estimation de la contrainte de cisaillement maximale.

Le modèle de Mohr coulomb d'écrit bien la phase élastique, mais dans la phase plastique il prédit une stabilisation qui n'a pas été observé lors des essais expérimentaux. Le modèle de Duncan et Chang HSM semblé plus précis est décrit bien le comportement élastique est

plastique. Pour éliminer l'erreur (sous estimation de la contrainte maximale) il faut tenir compte des équations de Bringreve (2010).

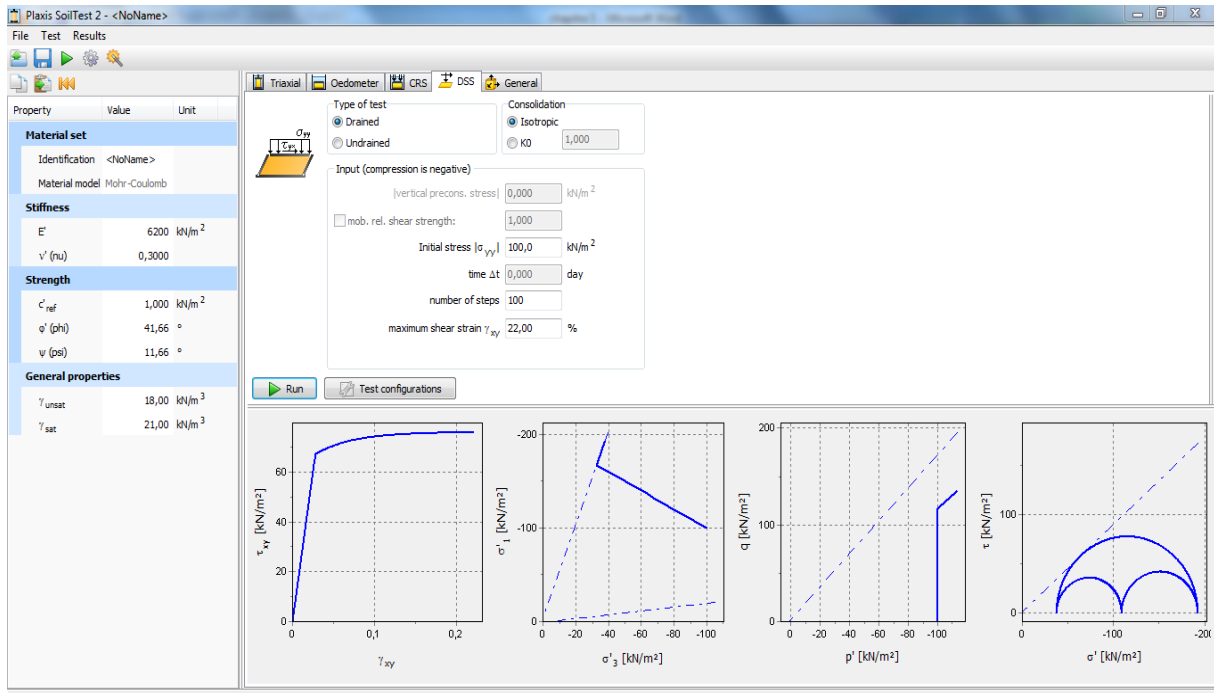


Figure V. 4: Paramètres de simulation et résultats dans Plaxis 3D (modèle de mohr-coulomb)

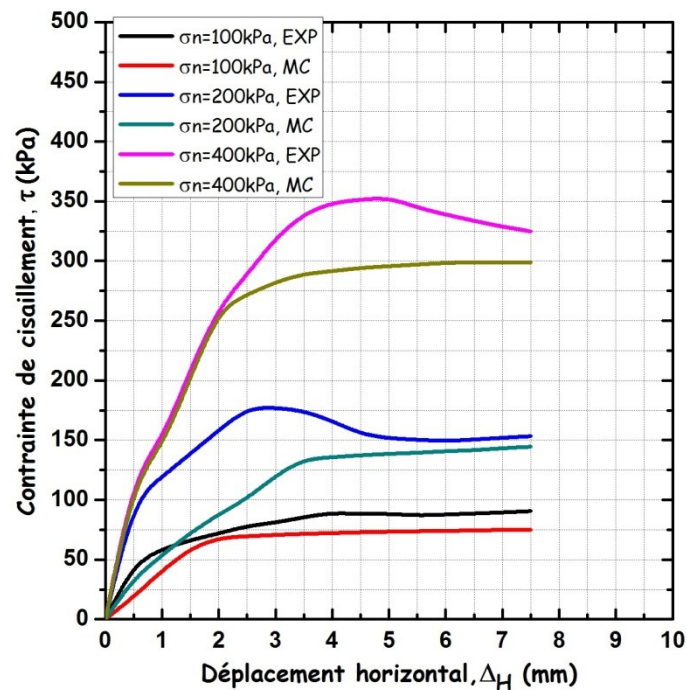


Figure V. 5: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Modèle de Mohr coulomb)

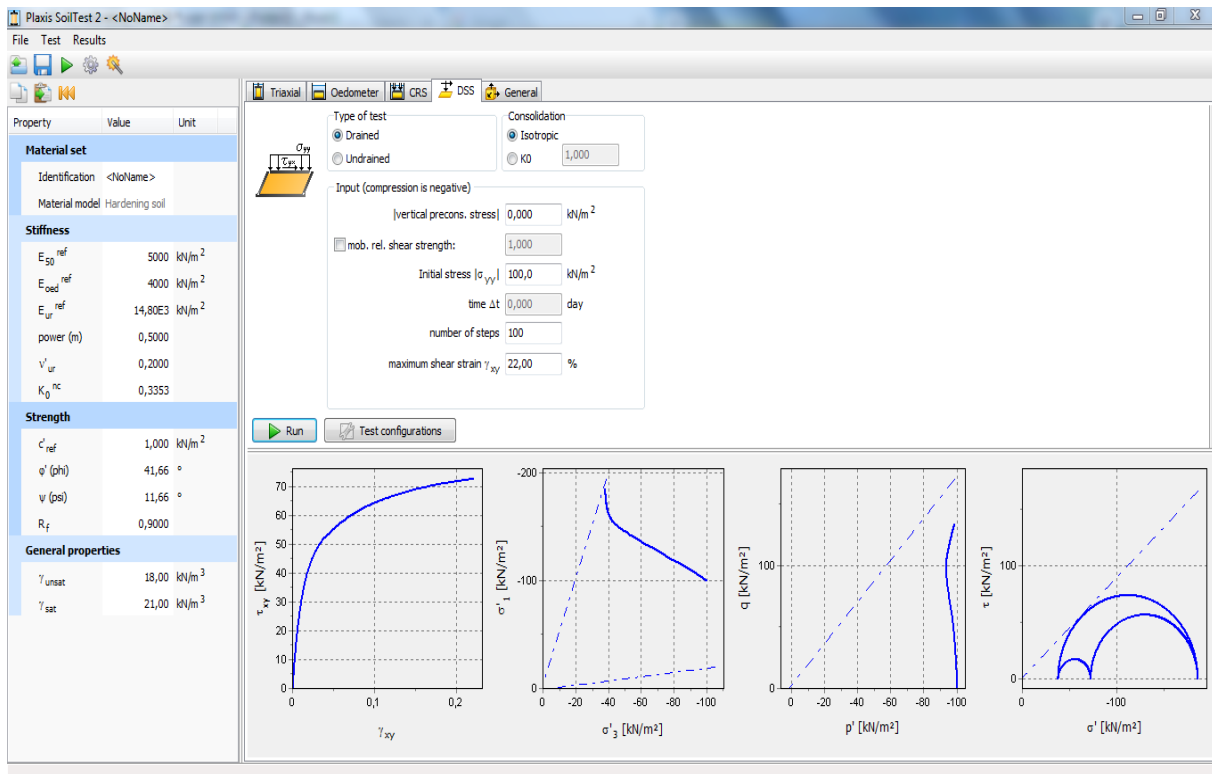


Figure V. 6: Paramètres de simulation et résultats dans Plaxis 3D (Modèle de Duncan et chang HSM)

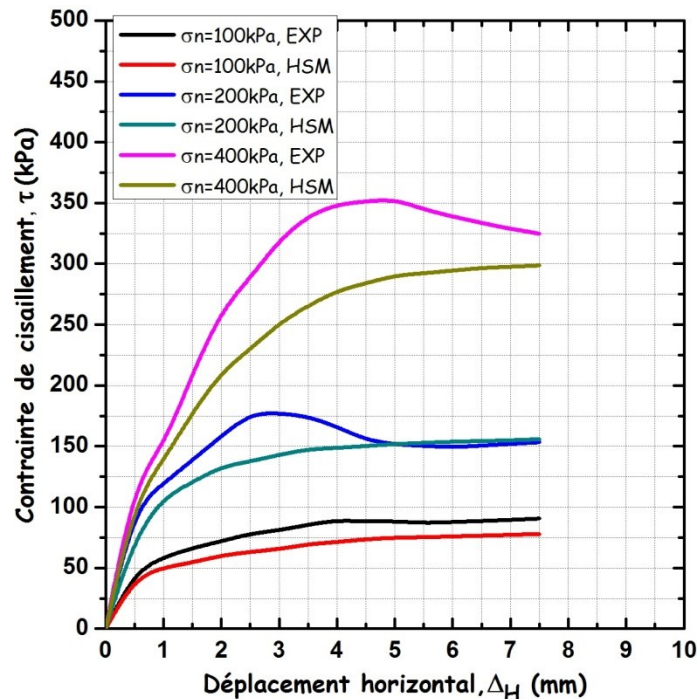


Figure V. 7: Variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour un sable propre de Chlef. (Modèle de Duncan et chang HSM)

V.4 Conclusion

- les résultats obtenus montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le code en éléments finis Plaxis utilisant le modèle de Mohr-Coulomb donne une sous-estimation de la contrainte de cisaillement maximale et d'une manière linéaire lors de la phase élastique et plastique.
- le modèle HSM semblé plus précis est plus représentatif des essais expérimentaux.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Conclusion Générale

L'objectif du travail était de renforcer le sol liquéfiable de la ville de Chlef en utilisant les fibres de polypropylènes. une série d'essais mécaniques a noter, l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande et l'essai oedométrique, l'analyse et l'interprétation des résultats des différents essais réalisés nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le renforcement du sol avec 0, 0.3, 0.6 et 0.9% des fibres de polypropylènes permet la meilleure amélioration des caractéristiques mécaniques à noter, la résistance au cisaillement, la cohésion et l'angle de frottement.
- L'augmentation de la fraction des fibres dans le sable augmente les coefficients de compressibilité C_c et diminue l'indice des vides.
- Le modèle de Duncan et Chang (HSM) semble plus précis est plus représentatif des essais expérimentaux par rapport au modèle de Mohr-coulomb ce qui prouve une bonne qualité de modélisation numérique.
- Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique réalisée en utilisant le code éléments finis Plaxis donne une sous-estimation de la contrainte de cisaillement maximal
- Pour que les résultats de simulation numérique du modèle de Duncan et Chang (HSM) soient identiques avec l'expérimentation réalisée et pour éliminer l'erreur (la sous estimation de la résistance de cisaillement maximal) il faut tenir compte de la densité relative en se basant sur les formules de Brinkgreve et al. (2010)

Perspectives

- D'après les résultats des essais oedométriques nous avons constaté que l'ajout des fibres de polypropylènes augmente le risque de compressibilité, Nous proposons de compacté le sol à une densité relative élevée par rapport à la densité relative que nous avons utilisés dans cette étude.

Conclusion générale

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] ASTM D 4253-00. (2002). Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp 1–14.
- [2] ASTM D 4254-00. (2002). Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp 1–9
- [3] ASTM D 2435/ D 2435M. (1997). Standard test method for One dimensional consolidation properties of soil using incremental loading, Annual Book of ASTM Standards, West Conshohocken, PA 19428.
- [4] Benessalah I. et al (2016) : «Laboratory Study on Shear Strength Behaviour of Reinforced Sandy Soil: Effect of Glass-Fibre Content and Other Parameters», Arab J Sci Eng, Vol. 41 , pp. 1343–1353.
- [6] Bouri.D, A. Krim, A. Brahim, A. Arab, “Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters”, Studia geotechnica et mechanica, doi.org/10.2478/sgem-2019-0027, (2019)
- [7] Bouri (2021): Etude en laboratoire du comportement statique d’un sol compacte a l’appareil triaxial, Thèse de doctorat, Université hassiba bennbouali de chlef, 10 mars 2021.
- [8] Daoudi Abdeldjalil, Younes Mohamed (2015) : Etude de la stabilité d’un talus. Mémoire master, centre universitaire ain temouchent
- [9] El Gonnouni.M « Résistance au cisaillement des sols » Chapitre 4
- [10] Finn W.D.L., Emery J.J. & Gupta Y.P: «A shaking table study of the liquefaction of saturated sands during earthquake», proceedings, 3rd European Symposium on Earthquake Engineering., pp. 253-262, (1970).
- [11] Ishihara, K., Sodekawa, M. & Tanaka, Y: Effects of Overconsolidation on Liquefaction Characteristics of Sands Containing Fines. Dynamic Geotechnical Testing, 246 - 264, 1978.

Références bibliographiques

[12] Ishihara, K: "Stability of Natural Deposits During Earthquakes." Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, pp. 321–376, 1985.

[13] Mekhellet Ahmed Mokhtar, Mr.HAassani Moussab, (2018) COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS GRANULAIRES AMELIORES PAR LES FIBRES DE POLYPROPYLENE, mémoire de master, Université Djillali BOUNAAMA de Khemis Miliana

[14] Pecker A. [1984] " Dynamique des sols ", Presses des Pont et Chaussées, Paris.

[15] Poulos, S. J., Robinsky, E. I., Keller, T. O. [1985] "Liquefaction resistance of thickened tailings". Journal of Geotechnical Engineering, 111(12):1380–1394,

[16] Seed HB, Idriss IM [1982] "Ground motions and soil liquefaction during earthquakes". Earthquake Engineering Research Institute Monograph. Calif, Oakland

[17] Seed, H. B: Earthquake-Resistant Design of Earth Dams," in Seismic Design of Embankments and Caverns, Terry R. Howard, Editor, ASCE, pp. 41-64, 1983.

[18] Seed H. B. and Idriss I.M: Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 97, SM9, pp. 1249-1274, 1971.

[19] Shivanand Mali, Baleshar Singh. A study on shear strength of sand reinforced ith glass fibers. 2013, 285-289p

[20] Youd, T.L. [1973] "Factors controlling maximum and minimum densities of sands, evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils", ASTM STP 523, 98-112.