

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف  
Université Hassiba Benbouali –Chlef  
كلية الهندسة المدنية و المعمارية  
Faculté de Génie Civil et d'Architecture  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie-civil



## **Mémoire de Master**

**Filière: Génie Civil**

**Spécialité: Géotechnique**

**Présenté par :**

MLLE.KASSINI RIHAB

***Thème***

## **Difficulté de la Détermination des Paramètres de Frottement au Niveau des Interfaces Sol/Géosynthétique au Laboratoire**

Soutenue le 19/06/2025, devant le jury composé de:

Pr. Della N	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
Dr. Flitti A	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examineur
Dr. Benessalah I	Grade	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Encadrant

**Promotion : 2024/2025**

## **Remerciements**

*Avant tout, je remercie Allah, le Tout-Puissant, de m'avoir guidé tout au long de mes années d'études, et de m'avoir accordé la volonté, la patience et le courage nécessaires pour mener à bien ce travail (Elhamdoulillah).*

*J'exprime ma profonde gratitude et ma sincère reconnaissance à mon encadreur, **Dr. Benessalah Ismail**, pour avoir accepté de diriger ce travail, pour son accompagnement constant, ses conseils précieux, ses remarques pertinentes, sa disponibilité et sa patience, sans lesquels ce travail n'aurait pu aboutir.*

*J'adresse également mes vifs remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, et pour avoir accepté de l'examiner et de l'enrichir par leurs suggestions.*

*Je tiens aussi à remercier sincèrement tous les enseignants qui m'ont transmis leur savoir et m'ont accompagné tout au long de mon parcours universitaire.*

*Enfin, j'exprime ma reconnaissance à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicace*

*J'ai le grand honneur de dédier ce modeste travail*

*À celle dont les prières ont été une lumière sur mon chemin et dont la compassion a été un compagnon indéfectible...*

*À ma chère mère, qui m'a donné un amour sans bornes et a veillé pour moi toutes les nuits. Toute ma réussite est le fruit de ses sacrifices.*

*À mon cher père, qui a été et continue d'être mon soutien et mon inspiration, par son soutien, ses encouragements et ses conseils...*

*J'éprouve pour vous la plus profonde gratitude et le plus grand respect.*

*À mes frères et sœurs, mes premiers amis et les personnes les plus chères à mon*

*Cœur, vous êtes mes meilleurs compagnons et ma meilleure famille...*

*Merci pour votre amour, vos prières et votre présence constante dans ma vie.*

*À mes fidèles amis, qui ont partagé ce voyage avec moi, avec toutes ses difficultés et ses succès, Merci pour votre soutien, votre honnêteté et chaque beau moment passé avec vous.*

*À tous ceux qui m'ont offert leur aide, ne serait-ce que par un mot gentil ou une prière sincère...*

*Je vous dédie ce travail en témoignage de ma profonde gratitude et de mon amour.*

## Résumé

L'usage des géosynthétiques s'est fortement développé ces dernières décennies pour renforcer les sols. Lorsque les sols sont de faibles caractéristiques, il y a généralement un risque de grand glissement passant par l'assise de l'ouvrage. Ces ouvrages subissent des sollicitations tangentielles et doivent alors résister principalement par leur poids propre. Contrairement aux murs traditionnels, les massifs en sol renforcés par géosynthétiques tels que les remblais de protection permettent, en augmentant l'ancrage, de s'affranchir de ce risque. Dans cette étude ; et afin d'évaluer la performance de ces ouvrages qui dépend fortement du comportement mécanique à l'interface sol/géosynthétique, en particulier des paramètres de frottement mobilisés lors du cisaillement ou de l'extraction. Des essais de cisaillement direct et une approche analytique d'une nappe géotextile ancrée dans un massif de sable ont été adressés. Les résultats des essais de cisaillement montrent que l'inclusion du géotextile a donné d'une façon générale une analyse contradictoire pour ce qui concerne la résistance au cisaillement. Par contre, une amélioration significative du caractère dilatant a été observée. Pour l'essai d'extraction, le calcul basé sur l'approche analytique du comportement à l'interface sol/géosynthétique permet de simuler correctement le comportement du géotextile lors d'un essai d'extraction.

**Mots clés** : Sable ; Paramètres de frottement ; Cisaillement ; Géosynthétique ; Extraction ; Approche analytique.

## Abstract

The use of geosynthetics has significantly developed in recent decades for soil reinforcement. When soils have weak characteristics, there is generally a risk of large-scale sliding occurring at the foundation of geotechnical structures. These structures are subjected to tangential stresses and must therefore resist primarily through their own weight. Unlike traditional retaining walls, reinforced soil masses using geosynthetics, such as protective embankments, allow this risk to be mitigated by increasing anchorage. In this study, and in order to assess the performance of these structures; which strongly depends on the mechanical behavior at the

soil/geosynthetic interface, particularly the friction parameters mobilized during shearing or pull-out. Direct shear tests and an analytical approach involving a geotextile sheet anchored in a sand mass were conducted. The results of the shear tests generally showed a contradictory analysis regarding shear strength when the geotextile was included. However, a significant improvement in the dilative behavior was observed. For the pull-out test, the calculation based on the analytical approach of the soil/geosynthetic interface behavior was able to accurately simulate the behavior of the geotextile during a pull-out test.

**Keywords:** Sand ; Friction parameters ; Shear ; Geosynthetics ; Pull-out ; Analytical approach.

### ملخص

لقد تطور استخدام المواد الجيوصناعية بشكل كبير خلال العقود الأخيرة لتعزيز التربة. فعندما تكون التربة ضعيفة الخصائص، غالبًا ما يوجد خطر حدوث انزلاق كبير يمر عبر قاعدة المنشأة. تتعرض هذه المنشآت لإجهادات جانبية ويجب أن تقاوم بشكل أساسي من خلال وزنها الذاتي. وعلى عكس الجدران التقليدية، فإن الكتل الترابية المعززة بالمواد الجيوصناعية مثل الردميات الوقائية تتيح، من خلال زيادة التثبيت، التخلص من هذا الخطر

في هذه الدراسة، ومن أجل تقييم أداء هذه المنشآت التي تعتمد بشكل كبير على السلوك الميكانيكي عند واجهة التربة/الجيوصناعي، وخاصة على معايير الاحتكاك المُفَعَّلة أثناء القص أو السحب، تم إجراء اختبارات قص مباشر وتناول نهج تحليلي لطبقة من الجيوتكستيل المثبتة داخل كتلة من الرمل

أظهرت نتائج اختبارات القص أن إدراج الجيوتكستيل أعطى بشكل عام تحليلاً متضارباً فيما يتعلق بمقاومة القص. ومع ذلك، لوحظ تحسن ملحوظ في خاصية الانتفاخ. أما بالنسبة لاختبار السحب، فإن الحساب المعتمد على النهج التحليلي لسلوك واجهة التربة/الجيوصناعي يسمح بمحاكاة دقيقة لسلوك الجيوتكستيل أثناء اختبار السحب

**الكلمات المفتاحية :** الرمل ؛ معاملات الاحتكاك ؛ القص ؛ المواد الجيوصناعية ؛ الاستخراج ؛ النهج التحليلي

## Sommaire général

Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Sommaire général .....	V
Nomenclature.....	VII
Liste des figures et tableaux.....	X
Introduction générale .....	1

### Chapitre I

#### Etude bibliographique : Problèmes dans les sols et techniques de renforcement

1.1. Introduction.....	4
1.2. Problèmes dans les sols .....	4
1.2.1. Glissement .....	4
1.2.2. Gonflement .....	5
1.2.3. Tassement .....	5
a) Tassements uniformes .....	5
b) Tassements différentiels .....	5
1.3. Techniques du renforcement des sols .....	5
1.3.1. Méthode par densification .....	5
a) Compactage par explosifs .....	5
b) Compactage par Vibroflotation .....	5
c) Compactage dynamique .....	6
1.3.2. Méthode par inclusions .....	7
a) Renforcement de sol par inclusion de micropieux .....	7
b) Renforcement de sol par colonnes ballastées .....	8
c) Inclusions de géosynthétiques .....	9
1.4. Renforcement des sols par les géosynthétiques .....	9
1.4.1. Différents types des géosynthétiques .....	9
a) Géotextiles .....	9
b) Géotextile tube (géo tuyaux).....	11
c) Géogrilles .....	11
d) Géocomposites .....	12
e) Géosynthétiques bentonitiques.....	12
f) Géosynthétique alvéolaire .....	13
g) Géomembrane .....	13
1.4.2. Différentes fonctions des Géosynthétiques .....	13
1.4.3. Caractéristique de frottement à l'interface sol/géosynthétique .....	14
1.4.4. Quelques recherches précédentes sur des sols renforcés par géosynthétiques.....	16
a) Essais d'extraction statique .....	15
b) Quelques recherches précédentes sur des sols renforcés par géosynthétiques .....	17
1.5. Conclusion .....	17

## Chapitre II

### Matériaux et procédures expérimentales

2.1. Introduction .....	19
2.2. Matériaux utilisés .....	19
2.2.1 Sable de Chlef .....	19
2.2.2 Sable normalisé .....	19
2.2.3 Géotextiles Duogrid® « 30\30 B15 ».....	20
2.2.4. Géogrilles « Notex® GX 100/50 ».....	21
2.3. Essais d'identification au laboratoire .....	22
2.3.1. Analyse granulométrique (selon NF P 94-056).....	22
2.3.2. Essai Pycnomètre (selon NFP 94-054).....	24
2.3.3. Les masses volumiques minimales et maximales (NF P 94-059).....	25
a) Déterminations de l'indice de vides extrêmes emax (Etat lâche) .....	25
b) Détermination de l'indice de vides extrêmes emin (Etat dense).....	26
c) Calcul des masses utilisées aux essais de cisaillement .....	26
2.4. Procédures expérimentales, l'essai de cisaillement (NF P 94-071-1).....	27
2.5. Conclusion.....	29

## Chapitre III

### Etude paramétrique sur le comportement au cisaillement

3.1. Introduction .....	31
3.2. Effet de la contrainte normale .....	31
3.3. Comportement à l'interface Sol/renforcement (au niveau du plan de cisaillement).....	33
3.3.1. Interface sable/géotextiles Duogrid® sans géogridle (Type 1).....	34
3.3.2. Interface sable/géotextiles Duogrid® avec géogridle (Type 2).....	36
3.3.3. Interface Sable/Géogridle « Notex® GX 100/50 » (Type 3).....	38
3.4. Etude comparative entre les différents types d'inclusions .....	40
3.5. Conclusion .....	46

## Chapitre IV

### Evaluation des paramètres de frottement par l'essai d'extraction

4.1. Introduction .....	48
4.2. Boîte de l'essai d'extraction et instrumentations .....	48
4.3. Résultats préliminaires des essais expérimentaux .....	49
4.4. Approche analytique du test d'extraction statique .....	50
4.5. Conclusion .....	53

Conclusion générale.....	54
--------------------------	----

Référence.....	56
----------------	----

## Nomenclature

$C_u$	Coefficient d'uniformité ou de HAZEN
$C_c$	Coefficient de courbure
$D_{10}$	Diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant (mm)
$D_{30}$	Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant (mm)
$D_{50}$	Taille moyenne des grains (mm)
$D_{60}$	Diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant (mm)
$D_r$	Densité relative (%)
$\omega$	Teneur en eau (%)
$\gamma_s$	Poids volumique des grains solides ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )
$\gamma_{d\min}$	Poids volumique minimale ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )
$\gamma_{d\max}$	Poids volumique maximale ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )
$e$	Indice des vides
$e_{\max}$	Indice des vides maximal
$e_{\min}$	Indice des vides minimal
$M_{S \text{ lâche}}$	La masse du sable à l'état lâche (g)
$M_{T \text{ lâche}}$	La masse totale (moule + sable) à l'état lâche (g)
$M_{\text{ moule}}$	La masse du moule (g)
$V_{\text{ moule}}$	Le volume du moule (cm)
$M_{S \text{ dense}}$	La masse du sable à l'état dense (g)
$M_{T \text{ dense}}$	La masse totale (moule + sable) à l'état dense (g)
$F_c$	Teneur en bentonite
$N$	Charge verticale (KN)
$T$	Force horizontale de cisaillement (KN)
$\sigma_N$	La contrainte normale (Kpa)
$\Delta l$	Déplacement horizontal à la boîte de cisaillement (mm)
$\Delta h$	Déplacement horizontal (mm)
$\tau$	La contrainte tangentielle (Kpa)

$\tau_{\max}$	La contrainte de cisaillement maximale (Kpa)
$\Phi$	Angle de frottement ( $^{\circ}$ )
C	Cohésion apparente (Kpa)
$C_c$	L'indice de compression
$C_s$	L'indice de gonflement
$\sigma'_p$	La contrainte de pré-consolidation
$E_{\text{oed}}$	Module œdométrique
$\Delta h$	Le tassement pour essai œdométrique
$C_v$	Le coefficient de consolidation
t	Le temps de tassement (s)
$t_{90}$	Le temps nécessaire pour atteindre 90% consolidation (s)
$h_D$	La hauteur de drainage de la couche de sol (mm)
$T_v$	Le facteur du temps
$\Delta\sigma'_v$	Variation de contrainte œdométrique.

## Introduction générale

**D**ans le domaine du génie civil, la recherche de solutions efficaces pour améliorer la stabilité des sols a conduit au développement et à l'adoption croissante des matériaux géosynthétiques. Parmi ces matériaux, les géotextiles occupent une place de choix en raison de leur capacité à renforcer les sols par l'intermédiaire d'effets de frottement à l'interface.

Les domaines d'applications initialement ciblés visaient des ouvrages en réalité linéaires de grandes longueur (remblais autoroutiers, ouvrages de soutènement, élargissement de chaussées...). Lorsque les sols sont compressibles, il y a généralement un risque de grand glissement passant par l'assise de l'ouvrage. Contrairement aux murs traditionnels, les massifs en sol renforcés par géosynthétiques tels que les remblais de protection permettent, en augmentant l'ancrage, de s'affranchir de ce risque. Ces ouvrages subissent des sollicitations tangentielles et doivent alors résister principalement par leur poids propre. La nature des parements doit alors être compatible avec leur utilisation.

Cependant, la performance de ces ouvrages dépend fortement du comportement mécanique à l'interface sol/géosynthétique, en particulier des paramètres de frottement mobilisés lors du cisaillement ou de l'extraction. La caractérisation de ces paramètres en laboratoire représente un défi majeur, en raison de la variabilité des sols, des conditions de confinement et des limites technologiques des dispositifs de mesure. Les essais classiques comme le cisaillement direct ou l'extraction offrent des données précieuses, mais sont souvent influencés par des facteurs parasites qui rendent difficile l'obtention de résultats représentatifs des conditions réelles.

Ainsi, une meilleure compréhension de ces interfaces nécessite une approche rigoureuse combinant l'expérimentation, la modélisation analytique, et l'analyse critique des écarts observés. Cette démarche permet non seulement d'identifier les sources d'incertitude dans la mesure des forces d'interaction, mais aussi de proposer des pistes pour améliorer la fiabilité des protocoles expérimentaux. C'est dans cette optique que s'inscrit la présente étude, centrée sur l'analyse du comportement d'un géotextile soumis à une sollicitation d'extraction statique dans un sol sableux, et la difficulté à en extraire des paramètres de frottement fiables.

Ce mémoire comprend quatre chapitres :

Un premier chapitre, qui présente une étude de recherche bibliographique sur le comportement des matériaux granulaires et les techniques de renforcement des sols, en mettant l'accent sur des études précédentes qui s'intéressent à étudier le comportement au niveau des interfaces Sol/Géosynthétiques ;

Le deuxième chapitre présente les matériaux utilisés, les procédures expérimentales pour déterminer les propriétés fondamentales des échantillons, ainsi que les équipements utilisés au laboratoire;

Le troisième chapitre présente une étude expérimentale paramétrique sur le comportement mécanique du sable de Chlef et du sable normalisé, avec et sans renforcement par géotextile placée horizontalement au niveau du plan de cisaillement afin d'évaluer le comportement à l'interface entre les deux matériaux. L'objectif est d'évaluer l'effet du géotextile sur la résistance au cisaillement et la déformation des sols.

Le quatrième chapitre étudie le comportement de l'interface sol/géotextile à travers un essai d'extraction statique, afin d'évaluer la résistance au frottement. Faute de dispositif expérimental, des résultats de la littérature ont été comparés à un modèle analytique simplifié. L'analyse a permis de comprendre la répartition des contraintes et la force de traction qui va nous mettre d'avoir un bon dimensionnement de ces types d'ouvrages, tout en mettant en évidence les limites du dispositif et la nécessité d'améliorer les conditions de mesure.

Par une synthèse générale, nous concluons ce travail.

# **Chapitre I :**

**Etude bibliographique : Problèmes dans les  
sols et techniques de renforcement**

## 1.1. Introduction

L'utilisation des Géosynthétiques est aujourd'hui largement répandue dans le domaine du génie civil, en particulier en géotechnique depuis plus de trois décennies, ces matériaux sont appliqués dans divers secteurs tels que le drainage, le filtrage, la séparation, le renforcement des talus et des chaussées, ainsi que la protection contre l'érosion.....etc.

Le domaine de l'utilisation des matériaux Géosynthétique a connu un développement remarquable au cours des dernières décennies, car ces matériaux sont devenus un composant essentiel de nombreux projets d'ingénierie cependant certains aspects nécessitent encore des études et des analyses plus approfondies comme le comportement des interfaces entre le sol et ces matériaux sous l'influence de différentes charges.

## 1.2. Problèmes dans les sols

### 1.2.1. Glissement

Selon [Cruden \(1991\)](#) ; le glissement est le mouvement d'une masse de roche, de débris ou de terre sur une pente cela comprend tous les types de mouvement gravitationnel de masse de sol et de masse rocheuse des chutes de pierres et des roches de basculement aux glissements de rotation et de translation et à l'écoulement de différents matériaux ([figure1.1](#)).



**Fig. 1.1.** Modèle de glissement de terrain en Algérie ([www.liberte-algerie.com](http://www.liberte-algerie.com))

#### ❖ Types des glissements

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture ([figure1.2](#)).

- Glissement plan ou translationnel, le long d'une surface plane.
- Glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe.

- Glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types

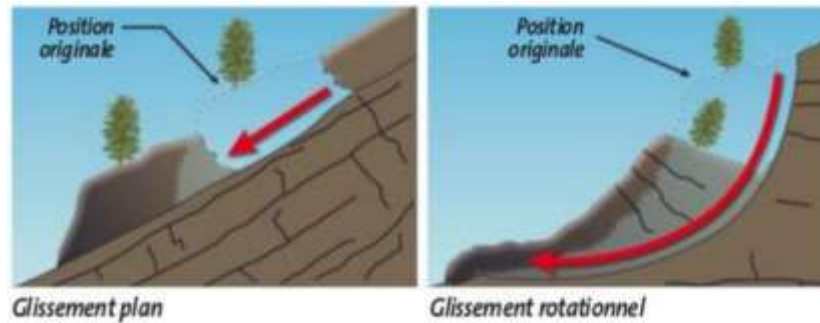


Fig. 1.2. Les types de glissement ([Observatoire-risques@brgm.fr](mailto:Observatoire-risques@brgm.fr))

Les facteurs qui provoquant un glissement :

- La nature de sol et du sous-sol ;
- L'eau ;
- La sècheresse ;
- L'érosion ;
- Les activités humaines ;
- L'activité sismique ;

### 1.2.2. Gonflement

D'après [Nowamooz \(2007\)](#) ; le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

La courbe de la [figure \(1.3\)](#) représente la variation relative de la hauteur en fonction du logarithme du temps ( $\Delta H/H - \text{Log}(t)$ ) mesuré à l'œdomètre. Il existe deux phases : un gonflement primaire suivi par un gonflement secondaire qui diminue jusqu'à la stabilisation ([Khaddaj1992](#)).

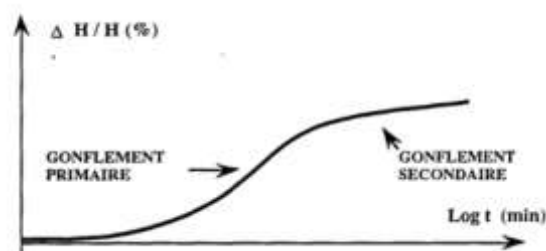


Fig. 1.3. Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps ([Khaddaj1992](#))

### 1.2.3. Tassement

Le tassement du sol est sa déformation verticale à l'application d'un chargement sur le sol, on mentionne dans ce qui suit les deux types suivants :

**A) Tassements uniformes** : Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains.

**B) Tassements différentiels** : Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable (Zoukh et Medjaheri 2019).

## 1.3. Techniques du renforcement des sols

Le renforcement de sol est une technique qui consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un sol (portance, cohésion), lorsque celui-ci est peu favorable à la construction d'une manière général deux méthode employées les méthodes par densification et les méthodes par inclusions.

### 1.3.1. Méthode par densification

La méthode consiste à améliorer la densité relative du sol par conséquent la résistance à la liquéfaction par l'un des moyens de compactage (Arab al. 2012).

#### a) Compactage par explosifs

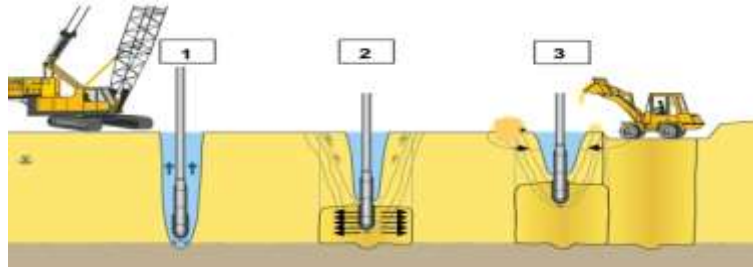
Le processus de la densification du sol à l'aide d'explosifs consiste à provoquer dans le squelette du sol de grandes pressions qui se créent par suite de l'accroissement brusque de la pression interstitielle dans le sol et de sa vibration (Dembicki et Kisielowa 1986).

Les 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 (Arab et al 2012).

#### b) Compactage par Vibroflotation

La méthode de compactage des sols granulaires à l'aide de vibrateurs profonds, également vibroflotation, a été développée pour la première fois en Allemagne il Ya plus de 80 ans (Peter et dietmar 2019).

Cette méthode consiste à générer, à l'aide d'un vibreur de profondeur, des vibrations horizontales dans les sols grenus afin de les cisailer et de provoquer une liquéfaction localisée et un tassement immédiat (Gökalp et al2005), voir (figure 1.4).



1 : Fonçage du vibreur. 2 : Compactage des sols. 3: Apport des matériaux

Fig. 1.4. Étapes du vibrocompactage

### c) Compactage dynamique

Le principe de cette méthode consiste à faire tomber en chute libre une masse de 10 à 30 tonnes d'une hauteur de 15 à 20 mètres impacte ainsi génère produit une énergie élevée au contact du sol, entraînant sa compaction sous l'effet des contraintes de cisaillement provoquées par le choc, ce qui induit des mouvements relatifs entre les grains du sol. Dans le cas d'un sol pulvérulent, cette densification conduit à la liquéfaction de la zone perturbée, permettant un nouveau réarrangement des grains après la dissipation de la surpression interstitielle, toujours sous l'influence de la gravité (Arab et al 2012), voir (figure 1.5).



Fig. 1.5. Compactage dynamique

## 1.3.2. Méthode par inclusions

### a) Renforcement de sol par inclusion de micropieux

Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés. Chaque pieu est constitué d'une barre ou d'un tube de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur. Le diamètre total est d'environ 10 à 15 cm. Cette technique est utilisée

depuis trente ans, principalement dans les sols de fondation, mais elle a aussi d'intéressantes applications pour la stabilisation des pentes, les ouvrages de soutènement et les reprises en sous-œuvre. Il s'agit d'inclusions plutôt rigides dans lesquelles les efforts mobilisés dépendent essentiellement de l'effet de structure du groupe de pieux. Les efforts principaux sont la traction et la compression (Figure 1.6).



Fig. 1.6. Vibroflotation ou vibrocompaction (<http://btscm.fr/>)

#### b) Renforcement de sol par colonnes ballastées

Colonne ballastée est un Système de renforcement du sol consistant à mettre en place ponctuellement et selon un maillage donné des colonnes (diamètre faible par rapport à la profondeur) de matériau granulaire compacté à refus dans un terrain compressible. Cette technique permet ensuite d'utiliser des fondations superficielles. La mise en œuvre d'un renforcement de sol par colonnes ballastées est réalisée par une entreprise spécialisée dans les ouvrages de traitement de sols. Il peut s'agir d'une entreprise réalisant plus généralement des fondations spéciales, quoiqu'il ne s'agisse pas là de fondations à proprement parler, mais bien d'un traitement de sol visant l'amélioration de ses caractéristiques géotechniques (Zaima et Boubezari 2019), voir (Figure 1.7).



Fig. 1.7. Schéma de réalisation de colonnes ballastées (<http://lycee-cherioux.fr/>)

### c) Inclusions de géosynthétiques

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de matériaux synthétiques sur la résistance à la liquéfaction (Vercueil et al 1997, Unnikrishan et al 2002, Boominathan et Sari 2002). Par leurs expériences, ils ont montré que l'apport de géosynthétiques a un effet significatif sur la résistance à la liquéfaction.

## 1.4. Renforcement des sols par les géosynthétiques

Un Géosynthétique est un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène, par exemple) ou naturel. Il se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de géotechnique et du génie civil. Un certain nombre de Géosynthétiques sont définis par la norme de terminologie [NF EN ISO 10318](#).

Les géosynthétiques existent depuis plus de quarante ans. Leur domaine d'application est très vaste puisqu'ils peuvent être installés

- sur des talus d'ouvrages hydrauliques ou d'installations de stockage de déchets ;
- à la base de remblai construit sur :
  - sol compressible ;
  - sur zone à risque de cavité ;

Des renforcements des sols sont employés dans les ouvrages géotechniques

- sol amélioré par inclusions rigides.

### 1.4.1. Différents types des géosynthétiques

Les Géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Les centaines de produits Géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation (Ayad et Hamlaoui 2022).

- a) **Géotextiles** : Les géotextiles sont des produits textiles en polymères (naturels ou synthétique), plans perméables, pouvant être non tissés, tricotés ou tissés, utilisés en contact avec un sol et ou d'autres matériaux pour les applications géotechniques et de génie civil (Figure 1.8).

Les principaux polymères utilisés pour la fabrication de géotextiles sont :

- Le polyéthylène PE
- Le polyamide PA
- Le polyester PET
- Le polypropylène PP



Fig. 1.8. Échantillons de géotextiles (© Irstea 2006)

Ces polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géotextile peut être motivé dans certains cas par le type du polymère (Figure 1.9).

#### ❖ Géotextile non tissé

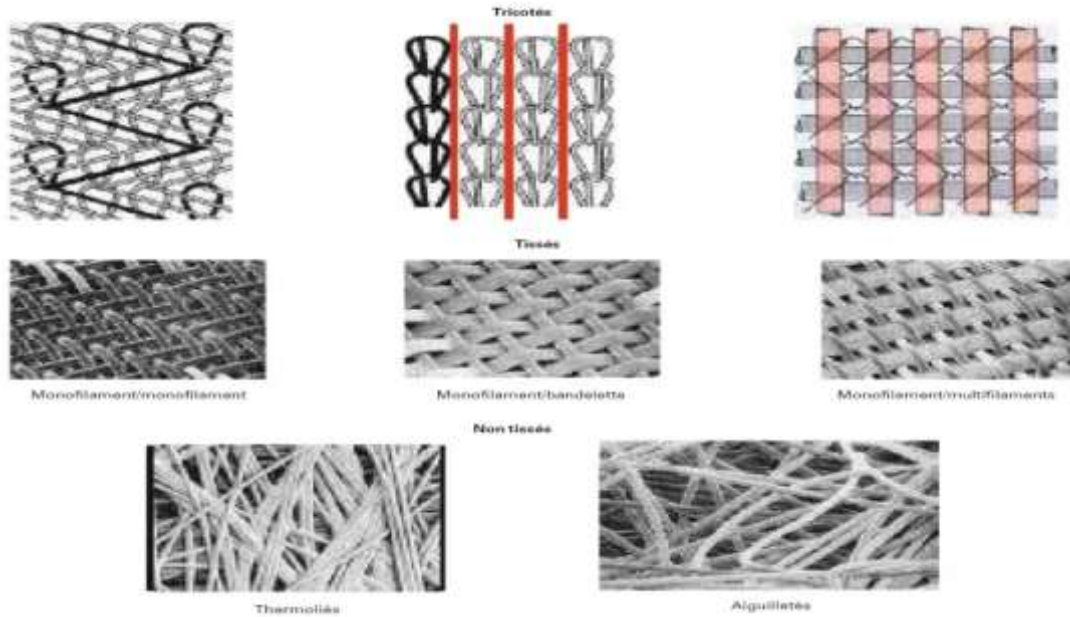
C'est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'une voile ou d'une nappe de fibre, orientée selon une direction ou distribuée aléatoirement.

#### ❖ Géotextile tissé

Les tissés sont soit des tissés de fils mono filaments, soit des tissés de fils multi filaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires soit des bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, ou de polypropylène.

#### ❖ Géotextile tricoté

C'est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.



**Fig. 1.9.** Différents types de géotextiles (Laurent et Philippe 2017)

- b) **Géotextile tube (géo tuyaux) :** C'est un géotextile en forme de tube tisse sur un métier circulaire. L'emploi d'un géotextile tube présente des avantages pour les fondations sur colonnes ballastées et sont couramment utilise en installation de stockage de déchet (Figure 1.10).



**Fig. 1.10.** Géotextile tube (Ayda 2022)

- c) **Géogrilles :** Les géogrilles sont des Géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols une géogrilles est structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistance à la traction et pouvant être assemblés par extrusion par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol (Figure 1.11).

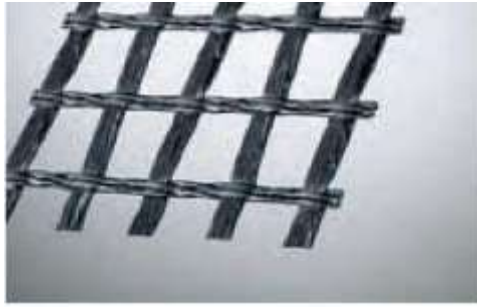


Fig. 1.11. Exemple de géogrille (© Bonar 2010)

d) **Géocomposites** : Un Géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non tissé (Figure 1.12).



Fig. 1.12 : Géocomposites (Guefaifia 2020)

e) **Géosynthétiques bentonitiques** : Sont des Géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collé à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonitique pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane (Figure 1.13).



Fig. 1.13. Exemple de géosynthétique bentonitique (© Irstea 2013).

f) **Géosynthétique alvéolaire** : Sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses des Géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas (Figure 1.14).



Fig. 1.14. Géosynthétique alvéolaire (Ayda 2022)

g) **Géomembrane** : Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux. La principale application des géomembranes est donc de constituer une barrière étanche soit entre un sol et un fluide, soit entre un sol et un gaz, et sont utilisés pour l'installation de stockage de déchets (Figure 1.15).



Fig. 1.15. Géomembrane (Keffaf 2021)

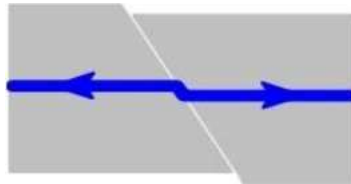
#### 1.4.2. Différentes fonctions des Géosynthétiques

Les principales fonctions assurées par les géosynthétiques sont :

- La séparation ;
- La protection ;
- La filtration ;
- Le drainage ;
- Le renforcement ;
- L'étanchéité ;
- L'anti-érosion.

Chaque géosynthétique assure en général une fonction précise. Cependant, certains géosynthétiques peuvent assurer plusieurs fonctions simultanément (Laurent et Philippe 2017).

Pour la présente étude et qui sera détaillée dans les prochains chapitres, on va s'intéresser plus particulièrement au fonctionnement du renforcement. Les géosynthétiques sont utilisés en une ou plusieurs nappes superposées, permettent, grâce à leur résistance mécanique élevée dans une ou plusieurs directions, de reprendre les efforts de traction du sol et de limiter les déformations. Ils permettent ainsi le renforcement des sols à faible portance, jouent le rôle d'armatures dans des ouvrages en terre, préviennent les effondrements ou stabilisent les terrains susceptibles de glissement (Figure 1.16).



**Fig. 1.16.** Renforcement par géosynthétique (Palmeira 2007)

### 1.4.3. Caractéristique de frottement à l'interface sol/géosynthétique

L'angle de frottement à l'interface entre le sol et le géosynthétique peut être déterminé en laboratoire à partir d'un essai de cisaillement direct à la boîte de cisaillement 0.3 x 0.3 m adapté aux géosynthétiques (Norme NF EN ISO 12957-1, septembre 2005), ou d'un essai au plan incliné (Norme NF EN ISO 12957-2, septembre 2005). Pour l'essai à la boîte de cisaillement, l'éprouvette de géosynthétique doit être fixée sur un support horizontal rigide placé dans la partie inférieure de la boîte. La partie supérieure de la boîte est remplie de sol, soumis à une force normale. Le dispositif de chargement consiste alors en un effort horizontal provoquant un déplacement d'une demi-boîte à vitesse constante de  $1 \pm 0,2$  mm/min. La force de cisaillement et le déplacement horizontal relatif sont mesurés avec des précisions de  $\pm 2\%$  et  $\pm 0,02$  mm respectivement.

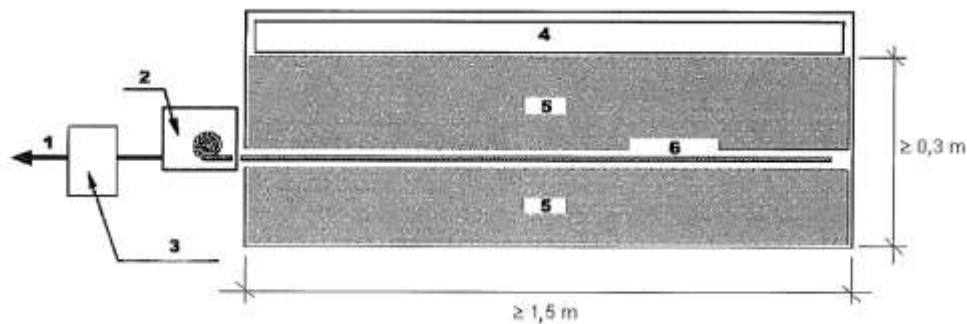
Un autre dispositif expérimental peut permettre de mesurer les paramètres de frottement à l'interface sol/renforcement ; l'*essai d'extraction*. Selon la norme européenne (AFNOR NF-EN 13738, 2005), l'essai d'extraction (Pull-out test essais ou d'arrachement d'une nappe ancrée dans un massif de sol) permet de déterminer la résistance à l'extraction d'un géotextile ou d'un produit apparenté au sol. Cette détermination est réalisée en laboratoire par la mesure

de la force nécessaire pour arracher un échantillon de géotextile ancré entre deux couches de sol. Cet essai fournit des données relatives au développement des phénomènes de frottement sur les produits destinés principalement au contreventement.

Plusieurs chercheurs ont réalisé des essais d'extraction de renforcements dans les sols (Lajevardi et al., 2013 ; Dias et al., 2010 ; Gurung et al., 1999 ; Villard et al., 1995 ; Farrag et al., 1993). Ces essais visaient initialement à clarifier le mécanisme d'extraction des inclusions dans les sols renforcés. La méthode de préparation de l'échantillon, le sol utilisé, le matériau de renforcement, la procédure d'essai et la taille de l'appareil d'essai d'extraction figuraient parmi les facteurs étudiés. Les résultats des essais d'extraction ont été utilisés pour étudier le mécanisme et évaluer les paramètres de conception et d'analyse des structures en sol renforcé. Les conditions d'essai sont essentielles à la détermination de ces paramètres.

### a. Essais d'extraction statique

L'appareil coulissant typique tel que décrit par la norme européenne (NF-EN 13738, 2005) comprend un boîtier rigide ouvert composé de deux côtés parallèles lisses, d'une paroi arrière, d'une porte amovible fendue horizontalement et d'une plaque inférieure. (Figure 1.17).



**Fig. 1.17.** Appareil d'extraction typique (NF-EN 13738, 2005) :

- (1) Dispositif d'extraction ou d'application de force, (2) Poignée, (3) Cellule de charge, (4) charge verticale sur le sol, (5) Sol, (6) Échantillon de renforcement

La résistance à l'extraction est calculée en divisant la force d'extraction par la largeur de l'éprouvette. Une série d'essais de ce type permet d'obtenir un graphique de la résistance maximale à l'extraction en fonction de la contrainte normale appliquée.

Palmeira, (2009) a réalisé des essais sur du sable fin renforcé par géotextile. Il a indiqué que, lors de l'essai d'extraction, il était important de prendre en compte l'influence des conditions limites ; il fallait lubrifier la face frontale du mur ou utiliser un manchon frontal pour minimiser l'influence de la face frontale du caisson sur les résultats de l'essai (effet buté). Sur la Figure 1.18, il présente quelques

conditions limites d'extraction typiques trouvées dans la littérature. Ils ont clairement suggéré, conformément aux résultats d'autres chercheurs (Dias et al., 2003), d'utiliser des caissons d'extraction de grandes tailles. Ses résultats de différentes simulations avec des caissons de hauteur variable sont présentés sur la Figure 1.19.

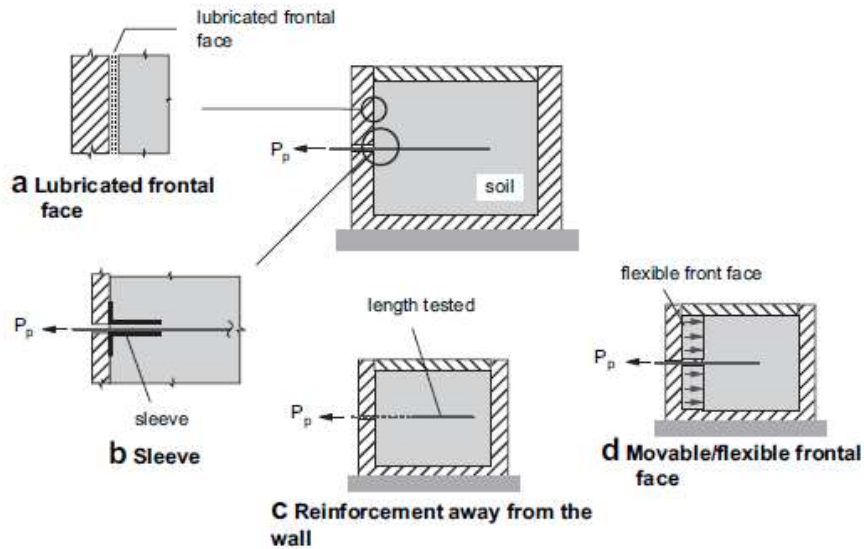


Fig. 1.18. Conditions limites typiques des essais d'extraction (Palmeira, 2009)

Des résultats dans la littérature et qui sont présentés sur la Figure 1.19 ; montre que la hauteur de boîte la plus basse a donné lieu à une réponse à l'extraction plus rigide et à une charge d'extraction maximale plus élevée. L'influence de la hauteur de boîte a été faible pour les hauteurs supérieures à la longueur du renforcement.

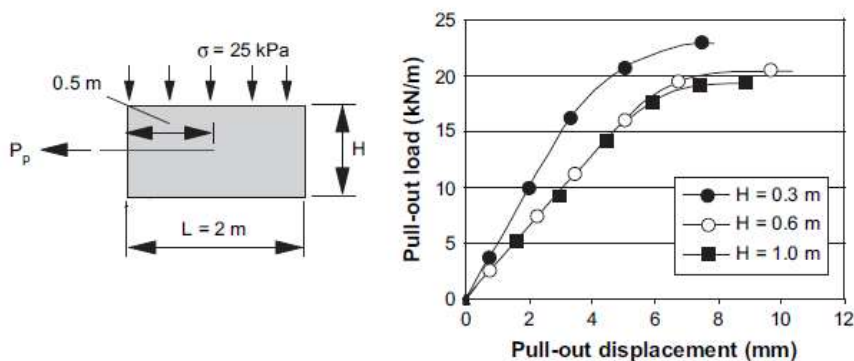


Fig. 1.19. Influence des dimensions du boîtier extractible (Dias et al., 2003)

#### 1.4.4. Quelques recherches précédentes sur des sols renforcés par géosynthétiques

- Rowe (2002) ; un remblai a été réalisé à Sackville avec et sans renforcement sur des sols sensibles présentant, sur une épaisseur comprise entre 1 et 6 m, une teneur en eau  $w$  comprise entre 40 et 70%, une limite de liquidité  $WL$  de 42 à 76%, une limite de

plasticité WP de 15 à 23% et un indice de liquidité IL supérieur à 1. Le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 6.1 m alors que le remblai avec renforcement a atteint 8.2 m (Benmebarek et Berrabah, 2015).

- Rowe et Sodermen (1985) présentent une étude de l'analyse de stabilité des remblai renforcés combinant la méthode d'équilibre limite et le méthode élément finis. Le remblai d'essai a été réalisé sur 3.8 m d'argile organique avec un résistance au cisaillement non drainée de 8 kPa. La résistance à la traction du renforcement est 215 kN m et à sa raideur  $J=2000$  kN/m. La hauteur à la rupture a été de 1.75 m sans renforcement et 2.75 m pour un remblai renforcé a la base un géosynthétique.

L'analyse d'équilibre limite (la méthode de Bishop) de ces remblais exécutés par les auteurs a prévu des hauteurs à la rupture égale à 1.7 m et 2.55 m pour le remblai non renforcé et renforcé, respectivement. Ces prévisions sont comparées avec les hauteurs observées à la rupture dans les deux cas (Benmebarek et Berrabah, 2015).

- (Volman et al, 1977) : Dans ce cas, deux remblais d'essai ont été réalisés sur 4.2 m de tourbe et d'argile. Un des remblais était non renforcé et l'autre a été renforcé avec une nappe de géotextile tissé. Le renforcement à une résistance à la traction de 61 kN/m, la déformation à la rupture égale à 20% et la tension moyenne égale à 258 kN/m. Les autres rapportent que le remblai sans renforcement a connu la rupture pour une hauteur de 3.5m, alors que le remblai avec renforcement a atteint 4.5 m sans rupture (Benmebarek et Berrabah, 2015).

## 1.5. Conclusion

Les géosynthétiques de renforcement consistent en un produit industriel complexe, dont la conception, la caractérisation et le dimensionnement tiennent compte de différentes normes et recommandations en vigueur. Le fonctionnement de ces renforcements et les mécanismes impliqués ont été étudiés par différents auteurs pour des problématiques d'effondrement localisés. Contrairement aux sols, les géosynthétiques disposent d'une résistance à la traction et peuvent de ce fait jouer le rôle d'armature dans un massif de sol. Les propriétés de contact et notamment de frottement des géosynthétiques avec des sols permettent à ces matériaux d'assurer à la fois une bonne transmission et une bonne répartition des contraintes dans le milieu environnant.

## **Chapitre II :**

### **Matériaux et procédures expérimentales**

## 2.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va présenter les matériaux utilisés pour reconstruire les échantillons de sol et déterminer leurs caractéristiques physiques, les deux sables de Chlef/normalisé ainsi que les inclusion géosynthétiques. Par conséquent, une présentation est adressée des essais de caractérisation de base ainsi que les procédures expérimentales basé sur les résultats des initiaux préliminaires conformément aux normes applicables et en ce qui concerne le programme des essais.

L'étude du comportement du sol nécessite la réalisation des essais avec plusieurs dispositifs, notamment la boîte de Casagrande (cisaillement rectiligne). Ce dispositif est ce que nous intéressent dans notre programme expérimental. Les résultats seront par conséquence présentés et discutés dans le chapitre 3.

Ce travail comporte une deuxième partie analytique sera présentée en chapitre IV. On a opté d'ailleurs de présenter les formules utilisées pour évaluer les paramètres de frottement analytiquement au début de chapitre. Les résultats de cette approche sera comparée avec des résultats expérimentaux d'un essai d'extraction récupéré de la bibliographie (dispositifs expérimental présenté sur le paragraphe 1.4.3.

## 2.2. Matériaux utilisés

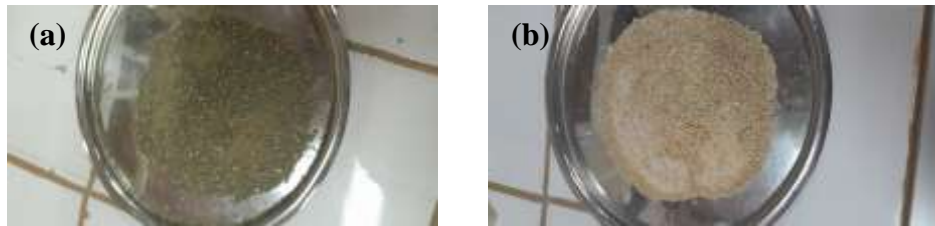
### 2.2.1 Sable de Chlef

Le sable d'Oued Chlef est un sable de référence largement utilisé dans les laboratoires de l'université de Chlef depuis le séisme d'El-Asnam en 1980 (Figure 2.1(a)). De nombreuses études ont été menées sur son comportement, aboutissant à divers rapports scientifiques publiés sous forme d'articles et de recherches, parmi lesquels on peut citer (Arab et al. 2014 ; Benessalah et al., 2015 ; Della et al., 2011 ; Djafar henni et al. 2011, Belkhatir et al. 2011). Ce sable est un sable naturel (récupéré dans la vallée de Chlef), siliceux, notamment dans ses fractions les plus fines. Il est naturel et peut contenir un pourcentage inférieur à 8% des particules de taille inférieure à 80  $\mu\text{m}$ . Les grains sont généralement isométriques et de forme arrondie. L'analyse granulométrique des deux sables est représentée sur la Figure 2.4.

### 2.2.2 Sable normalisé

Le sable normalisé est un sable naturel, siliceux notamment dans ses fractions les plus fines. Il est propre, les grains sont de forme généralement isométrique et arrondie (Figure 2.1(b)). Il

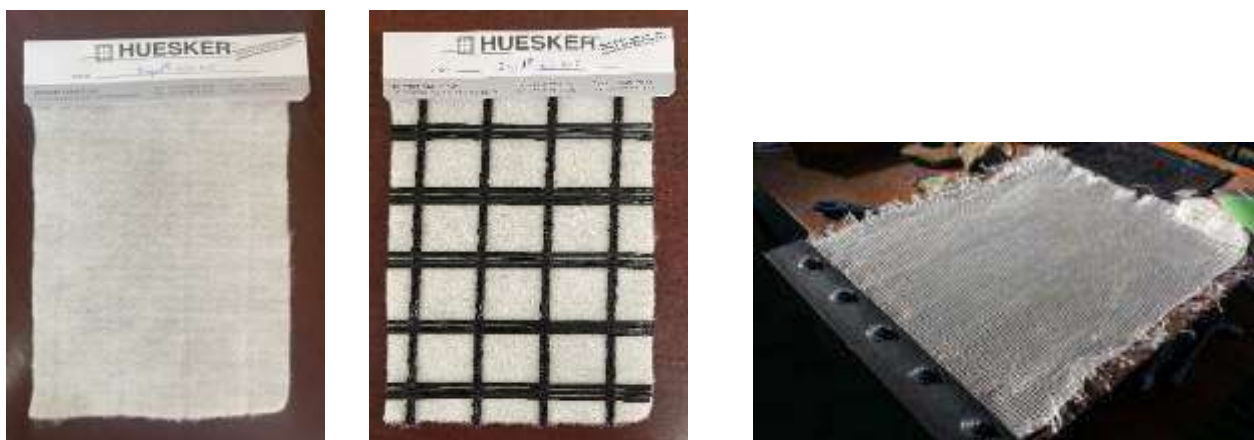
est séché, criblé et préparé dans un atelier moderne offrant toutes garanties de qualité et de régularité dans le laboratoire d'essais des matériaux en France ; contrôlé par des normes de caractérisation en vigueur. Le sable normalisé utilisé (ISO 679, 1989) est fabriqué par la société « Nouvelle du Littoral » (Leucate, France). Ce sable est fréquemment utilisé dans la littérature en géotechnique et notamment dans celle des matériaux de construction, comme en témoigne l'étude de [De Gennaro et al. \(2005\)](#).



**Fig. 2.1.** Les matériaux de base utilisés : (a) Sable de Chlef ; (b) Sable normalisé

### 2.2.3 Géotextiles Duogrid® « 30\30 B15 »

Les géotextiles sont des produits textiles en polymères (naturels ou synthétique), plans perméables, pouvant être non tissés, tricotes ou tissés, utilisés en contact avec un sol et ou d'autres matériaux pour les applications géotechniques et de génie civil. Comme un premier type de géosynthétiques qui sera étudié comme inclusion ; le géotextile Duogrid® 30/30 B15 fabriqué par la société Huesker® sans géogrilles (voir [Figure 2.2\(a\)](#)). Par contre, une deuxième évaluation des paramètres de frottement à l'interface sol/renforcement sera adressée avec le même géotextile mais en gardons le géogrilles composé avec le géotextile selon la nature présentée par le fournisseur ([Figure 2.2\(b\)](#)). Les caractéristiques données par le fournisseur de ce matériau sont présentées sur le [Tableau 2.1](#).



**Fig. 2.2.** Les géosynthétiques utilisés comme inclusions : (a) Duogrid® sans géogrille ; (b) Duogrid® avec géogrille ; (c) Notex® GX

Tab. 2.1. Caractéristiques du Duogrid® utilisé comme inclusion (<https://www.emergo.be>)



**Duogrid**, comme renforcement de fondation, est constitué d'un géotextile non-tissé, comme couche de séparation et d'une géogrille de renforcement, Fomit.

L'AVANTAGE PRINCIPALE EST LA PRÉSENCE DE 2 GÉOSYNTHÉTIQUES DANS 1 PRODUIT FINAL.



GÉOGRILLE EN PP COMME RENFORCEMENT DE FONDATION					
TYPES		20/20 B15	30/30 B15	40/40 B15	60/60 B15
<b>GRILLE</b>					
Matière		PP	PP	PP	PP
Poids	gr/m <sup>2</sup>	≥ 200	≥ 270	≥ 330	≥ 470
Mailles	mm	40x40	40x40	40x40	40x40
Résistance à la traction chaîne/trame	kN/m	≥ 20	≥ 30	≥ 40	≥ 60
Résistance à la traction à 2 % d'allongement chaîne/trame	kN/m	≥ 8	≥ 12	≥ 16	≥ 24
Résistance à la traction à 5 % d'allongement chaîne/trame	kN/m	≥ 18	≥ 24	≥ 32	≥ 45
Allongement à la rupture chaîne/trame	%	≤ 8	≤ 8	≤ 8	≤ 8
<b>GEOTEXTILE</b>					
Matière		PP	PP	PP	PP
Poids	gr/m <sup>2</sup>	≥ 150	≥ 150	≥ 150	≥ 150
Perméabilité	m/s	~ 75 x 10 <sup>-3</sup>	~ 75 x 10 <sup>-3</sup>	~ 75 x 10 <sup>-3</sup>	~ 75 x 10 <sup>-3</sup>
Porométrie D <sub>90</sub>	mm	≅ 0,10	≅ 0,10	≅ 0,10	≅ 0,10
<b>COMPOSITE</b>					
Résistance à la compression CBR	N	≥ 1500	≥ 1500	≥ 1500	≥ 1500
Poids	gr/m <sup>2</sup>	≥ 350	≥ 420	≥ 480	≥ 620
Largeur x Longueur	m	5,20 x 100	5,20 x 100	5,20 x 100	5,20 x 100

#### 2.2.4. Géogrilles « Notex® GX 100/50 »

Un autre modèle de géogrille est utilisé dans cette étude est les Notex® GX 100/50. Les données techniques fournies par les fabricants sont résumées dans [Tableau 2.2](#). La décision d'utiliser ce matériau géosynthétique en particuliers a été faite en fonction de sa souplesse par rapports aux géogrille mentionné sur le type 2 ; ainsi en fonction du type et de la nature de l'équipement de test disponible. Ces géogrilles ont été également utilisés par ([Benessalah 2017](#)).

**Tab. 2.2.** Les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile utilisé (Benessalah 2017)

Caractéristiques	Norme	Valeur	Tolérance
<b>CARACTERISTIQUES PHYSIQUES</b>			
Masse surfacique (g/m <sup>2</sup> )	NF EN ISO 9864	300	± 10%
Epaisseur sous 2 kPa (mm)	NF EN 964-1	1.25	± 20%
Porosité surfacique (%)		43	
<b>CARACTERISTIQUES MECANIQUES</b>			
Résistance à la rupture en traction (kN/m)	NF EN ISO 10319	sp*: 100 st*: 50	Mini. val Mini. val
Résis. En traction à 2% de déformation SP (kN)			
Résis. En traction à 3% de déformation SP (kN)		16	
Résis. En traction à 5% de déformation SP (kN)		23	
Déformation à la rupture en traction (%)		38	Mini. val
Module sécant d'élongation SP (kN/m)	NF EN ISO 10319	sp*:11 st*: 11	±20% ±20%
Perforation dynamique (mm)		2%: 800 3%: 760 5%: 760	
Poinçonnement statique CBR (kN)	NF EN ISO 12236	2.5	10%

\* sp = Sens production / st = Sens trame

## 2.3. Essais d'identification au laboratoire

### 2.3.1. Analyse granulométrique (selon NF P 94-056)

- a) **Définition** : L'essai granulométrique permet de déterminer les pourcentages des grains selon leurs diamètres, en tamisant un sol sec sur une cascade de tamis de diamètres connus. Pour la réalisation des ouvrages, le concepteur doit passer par l'étude du sol qui a un rôle important pour le dimensionnement surtout les fondations. Le sol doit subir à des essais in situ et des essais dans les laboratoires pour qu'on puisse connaître ses composantes, l'identifier et le classer. Dans cet essai nous procédons à l'analyse granulométrique d'un échantillon dont les particules ont un diamètre  $D > 80\mu\text{m}$ .
- b) **But de l'essai** : L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains d'un sol
- c) **Appareillage** : Série de tamis : Des tamis dont les ouvertures circulaires, de dimension normalisée réalisée à partir d'un maillage métallique, la série des tamis utilisée est la suivante : 2.00 - 1.00 - 0.630 - 0.250 - 0.125 - 0.08 mm (Voir [Figure 2.3](#)). On utilise également :

- Une masse de 500g de sol ;
- Un pinceau ;
- Un récipient ;
- Une balance électronique de précision 1/100 ;
- Une tamiseuse analytique type (DIGITAL).



Fig. 2.3. Matériels utilisés pour l'analyse granulométrique par tamisage

- d) **Mode opératoire :** L'essai consiste à séparer par brassage sous l'eau, les grains agglomérés puis une fois séchée, à classer au moyen d'une série de tamis et à peser le refus cumulé sur chaque tamis, la masse cumulée.
- e) **Expression des résultats :** L'analyse granulométrique des deux sables sous la présente étude est présentée sur la [Figure 2.4](#) ci-dessous.

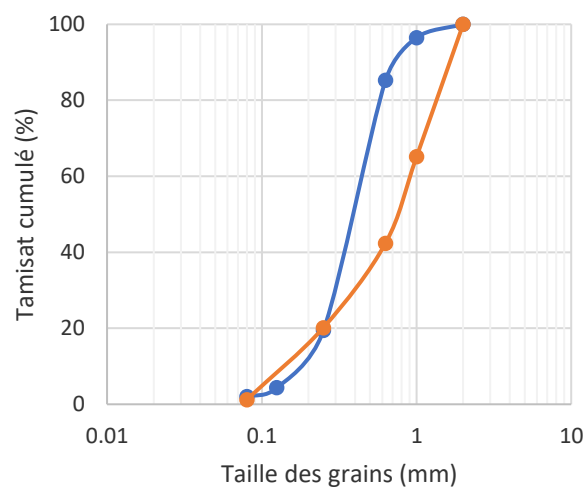


Fig. 2.4. Analyse granulométrique des deux sables étudiés (Chlef et Normalisé)

### 2.3.2. Essai Pycnomètre (selon NFP 94-054)

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

- **Appareillage :** Pour cet essai, on a utilisé les équipements mentionnés sur la [Figure 2.5](#) :
- Un Pycnomètre ;
  - Une balance électrique ;
  - Un réservoir d'eau distillé ;
  - Un chauffage électrique ;
  - Un échantillon du sol sec.



Fig. 2.5. Matériels utilisés pour essai au pycnomètre

#### b) Mode opératoire

- Peser le pycnomètre vide avec son tube capillaire soit  $m_1$  ;
- Peser l'échantillon dans le pycnomètre soit  $m_2$  ;
- Peser le pycnomètre contenant l'échantillon et l'eau soit  $m_3$  ;
- Peser le pycnomètre plein d'eau soit  $m_4$ .

En utilisant la formule suivante pour le calcul du poids volumique  $\gamma_s$  des gains solides

$$\gamma_s = \gamma_w (m_2 - m_1) / (m_4 + m_2 - m_1 - m_3)$$

Donc le poids volumique du sol utilisé

- **Sable de Chlef** :  $\gamma_s = (\gamma_{s1} + \gamma_{s2}) / 2 = (2.75 + 2.61) / 2 = 2.68 \text{ gr.cm}^{-3}$
- **Sable normalisé** :  $\gamma_s = 2.72 \text{ gr.cm}^{-3}$

Avec :  $\gamma_w$  la masse volumique de l'eau et est égale à  $\gamma_w = 1 \text{ g.cm}^{-3}$

### 2.3.3. Les masses volumiques minimales et maximales (NF P 94-059)

a) **Principe de l'essai** : Cette méthode permettant de déterminer en laboratoire les masses volumiques minimale et maximale des sols pulvérulents obtenus respectivement par déversement du matériau dans un état lâche ou par densification par compactage et épuisées pour calculer l'indice de densité relative. L'essai consiste à mettre en œuvre dans un moule normalisé, selon une procédure déterminée.

b) **Appareillage** : Les équipements mentionnés sur la [Figure 2.6](#) sont utilisés pour mesurer les masses volumiques sèches minimale maximale :

- Un moule ;
- Une balance électrique ;
- Un entonnoir ;
- Une dame ;
- Une règle à raser.



Fig. 2.6. Matériels utilisés pour déterminer les masses volumiques minimales et maximales

#### a. Déterminations de l'indice de vides extrêmes $e_{\max}$ (Etat lâche)

C'est l'indice des vides le plus grand possible, correspondant à la compacité naturelle la plus faible, obtenu par simple déversement sous faible hauteur. On met l'échantillon de sol dans le moule à l'aide d'un entonnoir à une vitesse très lente et hauteur de chute nulle petite (ou quasi nulle), puis on pèse le moule avec l'échantillon. Les valeurs de calcul sont mentionnées sur le [Tableau 2.3](#) ci-dessous.

Tab. 2.3. Détermination de l'indice des vides maximal

	$M_{\text{moule}}$ (gr)	$W_s \text{ lâche} =$ $M_T \text{ lâche} - M_{\text{moule}}$ (gr)	$V_{\text{moule}}$ (cm)	$\gamma_{\text{dmin}} =$ $W_s \text{ Lâche} / V_{\text{moule}}$ (g/cm)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\text{max}} =$ $(\gamma_s / \gamma_{\text{dmin}}) - 1$
Sable de chlef	720.7	534.2	368.132	1.44717	2.68	0.851
Sable Normalisé	670.1	535.8	343.75	1.558	2.72	0.757

### b. Détermination de l'indice de vides extrêmes $e_{\text{min}}$ (Etat dense)

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

**Tab. 2.4.** Détermination des indices des vides minimale.

	$M_{\text{moule}}$ (gr)	$W_s \text{ dense} =$ $M_T \text{ dense} - M_{\text{moule}}$ (gr)	$V_{\text{moule}}$ (cm)	$\gamma_{\text{dmax}} =$ $W_s \text{ Lâche} / V_{\text{moule}}$ (g/cm)	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$e_{\text{min}} =$ $(\gamma_s / \gamma_{\text{dmax}}) - 1$
Sable de Chlef	720.7	650.69	368.132	1.7627	2.68	0.520
Sable Normalisé	670.1	637.5	343.75	1.854	2.72	0.477

### c. Calcul des masses utilisées aux essais de cisaillement

Le [Tableau 2.5](#) ci-dessous résume les démarches pour déterminer la masse sèche utilisée pour la réalisation des essais de cisaillement à la boîte.

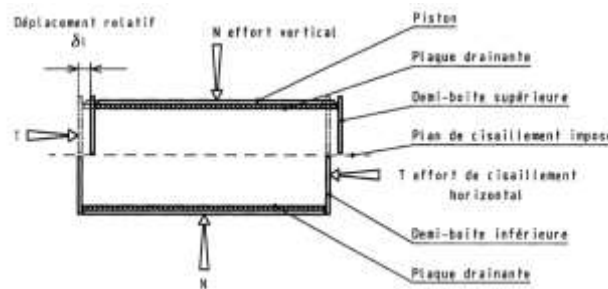
**Tab. 2.5.** Détermination des masses utilisées dans l'essai de cisaillement

	$e_{\text{max}}$	$e_{\text{min}}$	Dr	$e =$ $(1 - Dr) \cdot e_{\text{max}} + Dr \cdot e_{\text{min}}$	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Vt (cm <sup>3</sup> )	ms = $V_t \cdot \gamma_s / (e + 1)$
Sable de Chlef	0.851	0.520	0.85	0.569	2.68	90	153.73
Sable Normalisé	0.757	0.477	0.85	0.519	2.72	90	162.34

## 2.4. Procédures expérimentales, l'essai de cisaillement (NF P 94-071-1)

a) **Principe d'essai :** L'essai consiste à placer l'échantillon dans une boîte, constituée de demi-boîtes ([Figure 2.7](#)), et puis le soumettre à une charge verticale N, qui représente la

contrainte normale  $\sigma_N$ . A l'aide d'un moteur, une force horizontale de cisaillement (T) est appliquée sur l'une des demi-boîtes, ce qui entraîne un déplacement relatif des demi-boîtes ( $\Delta l$ ). La variation de la hauteur d'échantillon ( $\Delta h$ ), le déplacement horizontal ( $\Delta l$ ) et la force de cisaillement doit être enregistré au cours de cisaillement et jusqu'à la fin d'essai.



**Fig. 2.7.** Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (la norme NF P 94-071-1)

**b) But de l'essai :** Tracer les courbes des contraintes de cisaillement en fonction des déplacements horizontaux et les courbes des déplacements verticaux en fonction des déplacements horizontaux.

- Tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et déduire les paramètres de résistance au cisaillement à savoir l'angle de frottement interne  $\varphi$  et sa cohésion C.

**c) Dispositif :** Le bâti La boîte de cisaillement : elle contient les éléments suivants :

- Deux demi-boîtes à parois rigides comportent un évidement carré ou circulaire pour l'échantillon (Figure 2.8) ;
- Deux vis permettant la solidarisation des demi-boîtes (avant l'essai) et deux autres pour appliquer un léger relevage de la demi-boîte supérieure ;
- Un chariot étanche mobile support la demi-boîte inférieure ;
- Une plaque de maintien (une base rigide) ;
- Un piston rigide de chargement ;
- Deux plaques drainantes (ou pierres poreuses) ;
- Deux grilles perforées et deux grilles solides.

- Un système de chargement vertical permettant l'application d'une force normale  $N$  sur la partie supérieure du piston.
- Un moteur utilisé pour appliquer une force horizontale de cisaillement  $T$  sur l'une des demi-boîtes qui se déplace par rapport à l'autre.
- Un système de mesure, il se compose de trois comparateurs ou capteurs qui servent à mesurer la force horizontale de cisaillement  $T$ , le déplacement horizontal  $\delta l$ , et le déplacement vertical du piston  $\delta h$ .



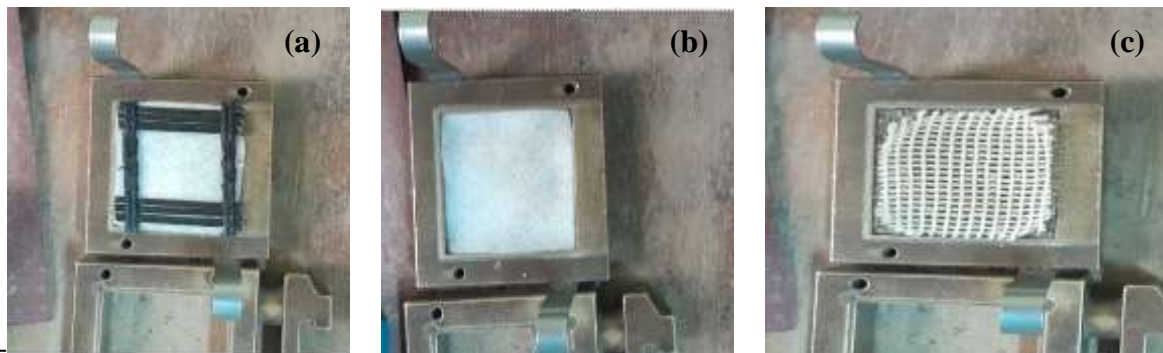
Fig. 2.8. L'appareil de cisaillement de laboratoire université Chlef

c) **Préparation des échantillons et mode opératoire :** Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) sur le sol sous l'étude pour 3% teneur en eau. On plus des essais réalisés sur du sable seul sans renforcement ; les mises en place des inclusions au niveau du plan de cisaillement, mentionnées sur la Figure 2.9 ci-dessous sont considérées afin d'évaluer les paramètres de frottement  $e$  utilisons ce dispositif au laboratoire.

Les démarches mentionnées ci-dessous sont des étapes de base pour la préparation des échantillons dans la boîte de Casagrande.

- Placer correctement les deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre et les solidariser à l'aide des goupilles en aluminium.
- Mis en place d'une plaque drainante dans le fond de la demi-boîte inférieure.

- Après avoir calculé la masse, et après la solidarisation des demi-boîtes et la mise en place d'une plaque drainante, le sol est mis directement dans la boîte.
- Compacter le sol et veiller à ce que le compactage soit identique dans les différents échantillons (le même nombre de coups à chaque préparation).
- Fermer la boîte avec le piston.
- Fixer la boîte de cisaillement sur le chariot mobile du bâti de chargement en serrant les vis.
- Maintenir l'étrier de chargement en contact avec le piston de la boîte, régler en même temps l'horizontalité du bras de levier.
- Placer un comparateur sur la partie supérieure de l'étrier pour mesurer le déplacement vertical (fonction du gonflement ou du tassement de l'échantillon) puis régler son zéro de manière à ce que la tige du comparateur soit à mi-course.
- Charger le plateau des masses préalablement calculées afin de d'appliquer la contrainte normale désirée (100kPa, 200kPa, 300kPa).
- Libérer le système de solidarisation des deux demi-boîtes.
- Régler tous les comparateurs à zéro.
- Démarrer l'essai.



**Fig. 2.9.** Mise en place des inclusions au niveau du plan de cisaillement pour évaluer les paramètres de frottement

## 2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les matériaux utilisés, en particulier deux types de sable ainsi que le géotextile employé pour le renforcement. Les caractéristiques physiques des sables ont été déterminées à travers des essais d'identification. Le dispositif principal utilisé est l'appareil de cisaillement, permettant d'étudier le comportement du sable non renforcé et

renforcé par des inclusions géosynthétiques ; et plus particulièrement évaluer les paramètres de frottement au niveau des interfaces sol/renforcement.

## **Chapitre III :**

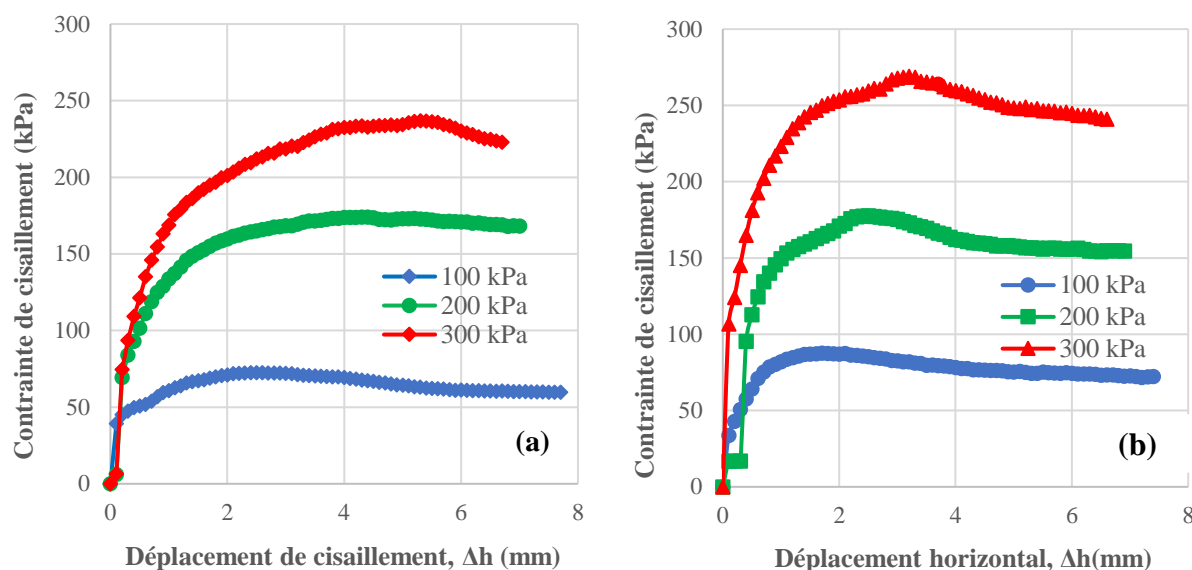
### **Etude paramétrique sur le comportement au cisaillement**

### 3.1. Introduction

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol constitue une problématique fondamentale et complexe en mécanique des sols. Elle nécessite une compréhension approfondie de la nature du sol, qu'il soit cohérent ou non, et qu'il s'agisse de matériaux fins ou grossiers. Les caractéristiques de la résistance au cisaillement varient en fonction du type et de la structure du sol. Dans ce chapitre, une analyse paramétrique approfondie des résultats expérimentaux des essais de cisaillement à la boîte ; mettons en exergue, l'évaluation des paramètres de frottement au niveau des interfaces Sol/Géosynthétique. L'investigation expérimentale s'est articulée autour de trois configurations/inclusions principales de renforcement : l'utilisation d'une géogridde « Notex® GX 100/50 », d'un géotextile Duogrid® sans inclusion de géogridde, ainsi que d'un géotextile Duogrid® associé à une géogridde « 30/30 B15 », voir le paragraphe 3.3.

### 3.2. Effet de la contrainte normale

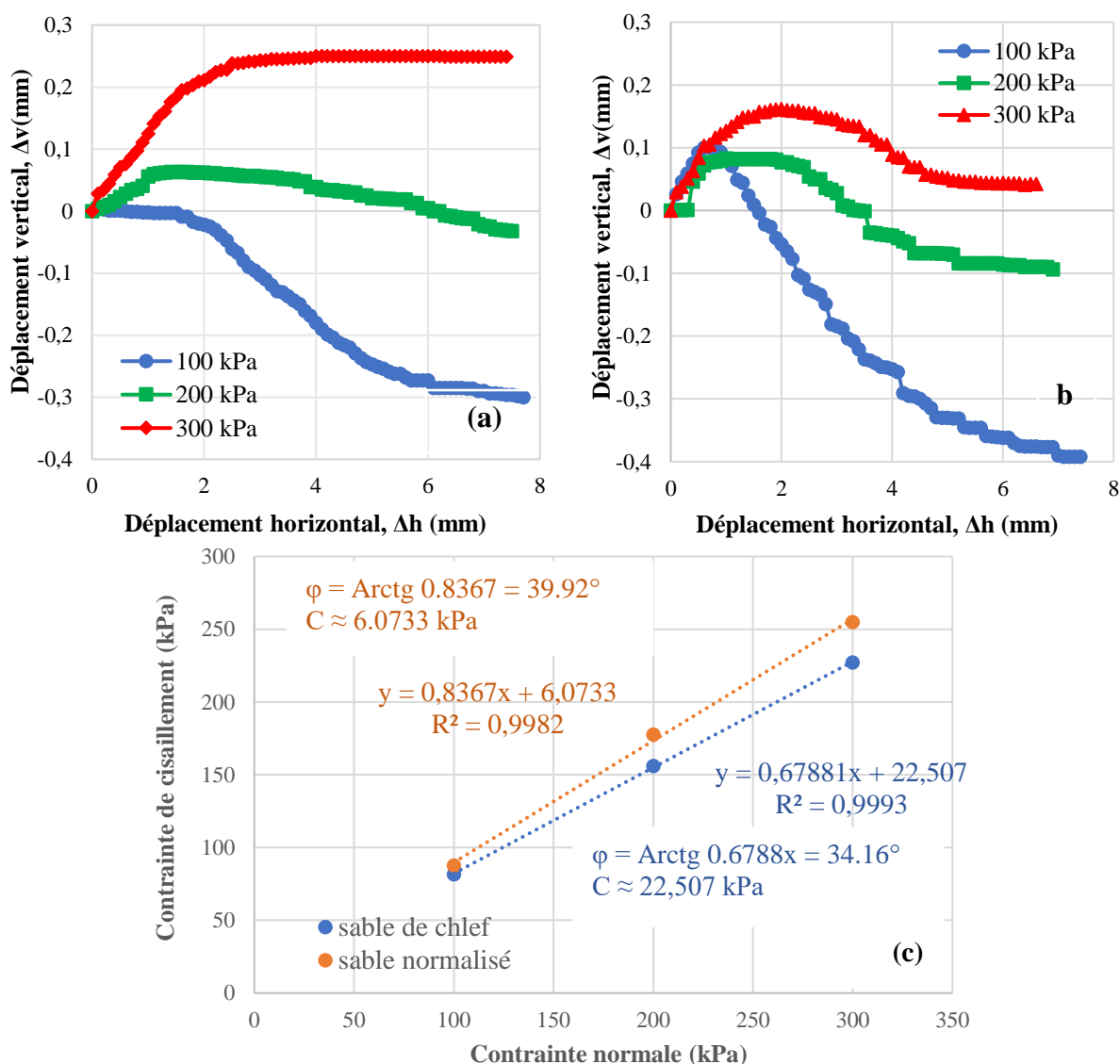
Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur deux types de sable : le sable de Chlef et un sable normalisé, tous deux préparés avec une densité relative élevée ( $D_r = 85\%$ ) et une teneur en eau de 3 %. Les échantillons ont d'abord été consolidés, puis soumis au cisaillement sous trois différentes contraintes normales :  $\sigma_N = 100, 200$  et  $300$  kPa. Les résultats sont illustrés sur la Figure 3.1. Les Figures 3.1(a) et 3.1(b) montrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour le sable de Chlef et le sable normalisé, respectivement. On observe une tendance similaire dans toutes les courbes, avec une augmentation progressive de la contrainte de cisaillement sous l'effet des contraintes normales croissantes. La contrainte maximale enregistrée atteint 223.63 kPa pour le sable de Chlef et 269.02 kPa pour le sable normalisé, toutes deux obtenues sous une contrainte normale de 300 kPa.



**Fig. 3.1.** Résultats des essais de cisaillement sur sable de Chlef et sable normalisé : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (sable de Chlef); (b) Variation de la contrainte de cisaillement (sable normalisé)

Les Figures 3.2(a) et 3.2(b) montrent la variation des déplacements verticaux des échantillons de sable de Chlef et sable normalisé, respectivement ; durant un essai de cisaillement direct mettons en évidence l'effet de la contrainte normale. On note que pour les deux sables les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation des déplacements de cisaillement (horizontaux) dans la direction de contractance ; par exemple, sous l'effet de la contrainte normale de 200 kPa augmente jusqu'à ce qu'il atteigne son tassement maximal égale à 0.063 mm (pour sable de Chlef) et égale à 0.082 mm (pour sable normalisé). Ce comportement vers la contractance est suivi généralement par une dilatance des sols après un seuil équivalent à la résistance maximale. A partir de nos résultats ; on peut déduire que l'augmentation des contraintes normales augmente le tassement des échantillons durant l'essai, du coup diminue le caractère dilatant des échantillons. Ces résultats sont en bon concordance avec ceux trouvés par [Aouali et al., \(2018\)](#) ; [Bouri et al., \(2019\)](#) ; [Boutouba et al., \(2019\)](#).

La Figure 2.3(c) illustre les courbes intrinsèques (lignes de rupture) qui représentent la relation entre la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) et la contrainte normale ( $\sigma_N$ ) pour les deux sables sous l'étude (Sable de Chlef et le sable normalisé). À partir de ces courbes ( $\tau = \sigma \cdot \tan\phi + c$ ), on peut déterminer les caractéristiques mécaniques telles que l'angle de frottement au pic ( $\phi$ ) et la cohésion ( $c$ ) des échantillons. On observe que la pente de la ligne de rupture pour le sable normalisé a une valeur plus grande par rapport à celle du sable de Chlef.



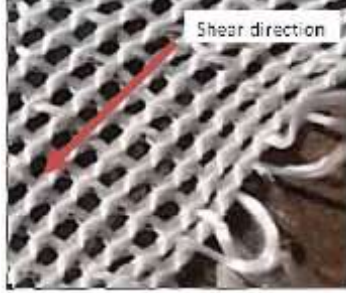


**Fig. 3.2.** (a) Variation des déplacements verticales en fonction du déplacement horizontal (sable de Chlef) ; (b) Variation des déformations verticales (sable normalisé), (c) Variation des contraintes de cisaillement en fonction de la contrainte normale (droites de Coulomb)

### 3.3. Comportement à l'interface Sol/renforcement (au niveau du plan de cisaillement)

Sur les paragraphes suivants, on va étudier les paramètres de frottement au niveau des interfaces Sol/Renforcement basés sur des essais de cisaillement direct. L'étude sera effectuée essentiellement sur trois types de renforcement géosynthétiques montrés sur le [tableau 3.1](#). Ci-dessous.

**Tab. 3.1.** Les géosynthétiques utilisées

	Type 1	Type 2	Type 3
Nom sur les légendes de figures	Gtx Duogrid® sans géogrille	Gtx Dupgrid® avec géogrille	Notex® GX 100/50
Capture			

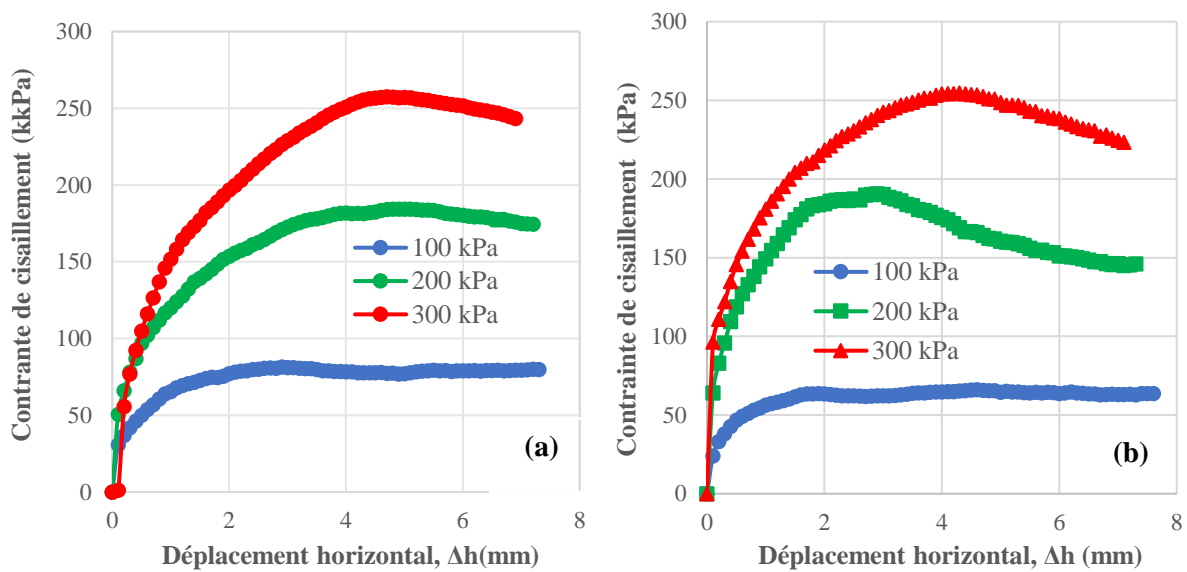
### 3.3.1. Interface sable/géotextiles Duogrid® sans géogrille (Type 1)

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée, met en évidence les paramètres de frottement à l'interface entre le sable et les géotextiles. Deux types de sable ont été utilisés : le sable de Chlef et le sable normalisé. Les échantillons de sable ont été également préparés par une densité relative initiale élevée ( $D_r = 85\%$ ) et les trois contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) ont été considérées et sur lesquelles les échantillons ont été consolidés et cisailés avec aussi une teneur en eau initiale ( $\omega = 3\%$ ).

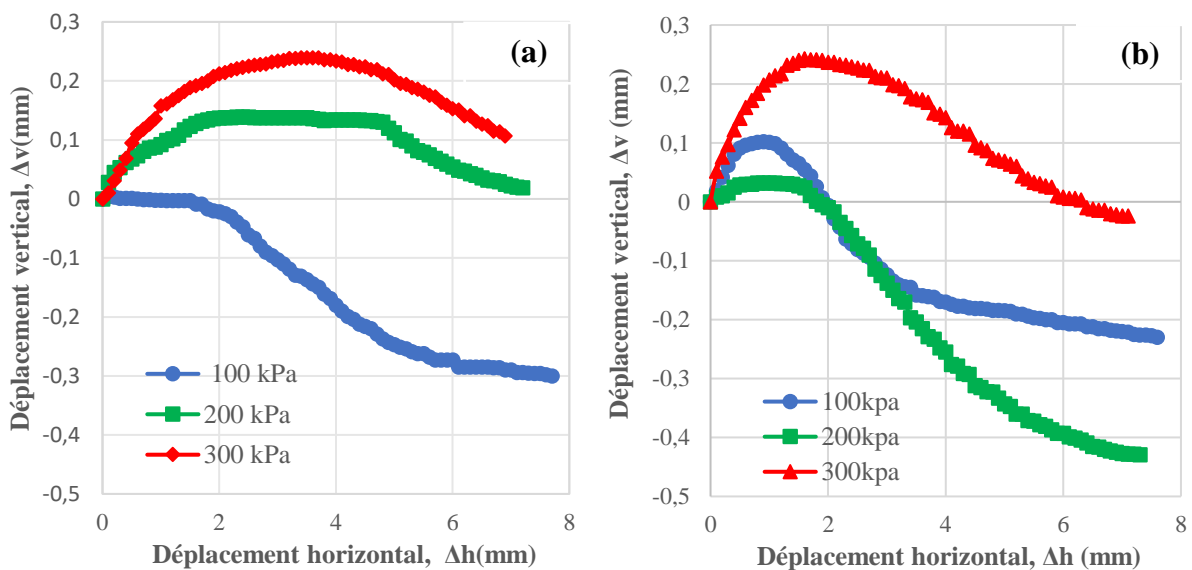
Les [Figures 3.3\(a\)](#) et [3.3\(b\)](#) illustre la variation de contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal. On remarque que les deux courbes montrent une augmentation progressivement avec le déplacement horizontal jusqu' à atteindre des valeurs maximale 81.13 kPa, 184.36 kPa et 257.38 kPa (pour sable Chlef) et 63.63 kPa, 190.61 kPa et 254.80 kPa (pour sable normalisé) pour les contraintes normales 100, 200 et 300 kPa, respectivement.

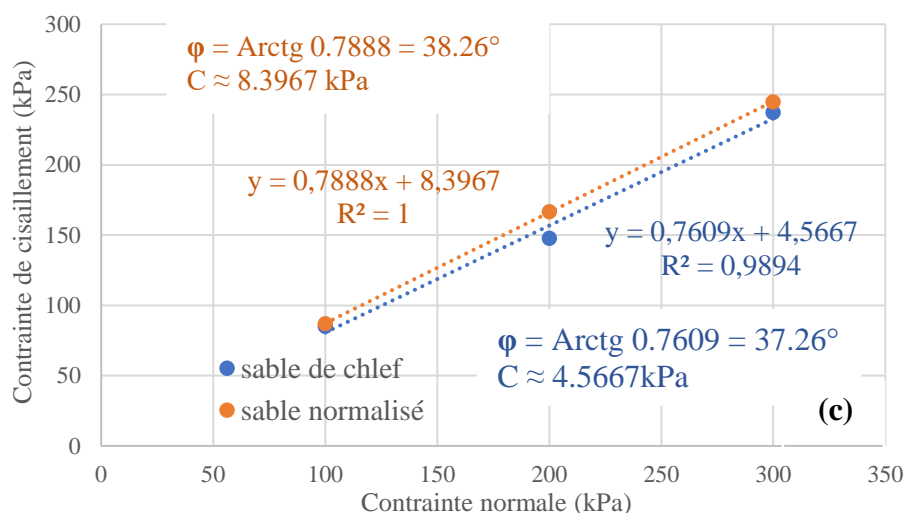
Les [Figures 3.4\(a\)](#) et [3.4\(b\)](#) montrent la variation des déplacements verticaux des échantillons de sable de Chlef et sable normalisé, respectivement ; durant un essai de cisaillement direct mettons en évidence l'effet de la contrainte normale. On note que pour les deux sables les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation des déplacements de cisaillement (horizontaux) dans la direction de contractante

La Figure 2.4(c) illustre les courbes intrinsèques (lignes de rupture) qui représentent la relation entre la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{\max}$ ) et la contrainte normale ( $\sigma_N$ ) pour les deux sables sous l'étude (Sable de Chlef et le sable normalisé). À partir de ces courbes ( $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c$ ), on peut déterminer les caractéristiques mécaniques telles que l'angle de frottement au pic ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ) des échantillons. On observe que la pente de la ligne de rupture pour le sable normalisé a une valeur plus grande par rapport à celle du sable de Chlef.



**Fig. 3.3.** Résultats des essais de cisaillement du sable de Chlef ou normalisé à l'interface avec des géotextiles Duogrid® sans géogrille (Type 1) : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (sable Chlef), (b) Variation de la contrainte de cisaillement (sable normalisé)





**Fig. 3.4.** Résultats des essais de cisaillement du sable de Chlef ou normalisé à l'interface avec le géotextiles Duogrid® sans géogridle (Type 1), (a) Variation des déplacement verticaux (sable de Chlef) ; (b) variation des déplacements verticaux (sable normalisé), (c) Variation des contrainte de cisaillement en fonction du contrainte normal

### 3.3.2. Interface sable/géotextiles Duogrid® avec géogridle (Type 2)

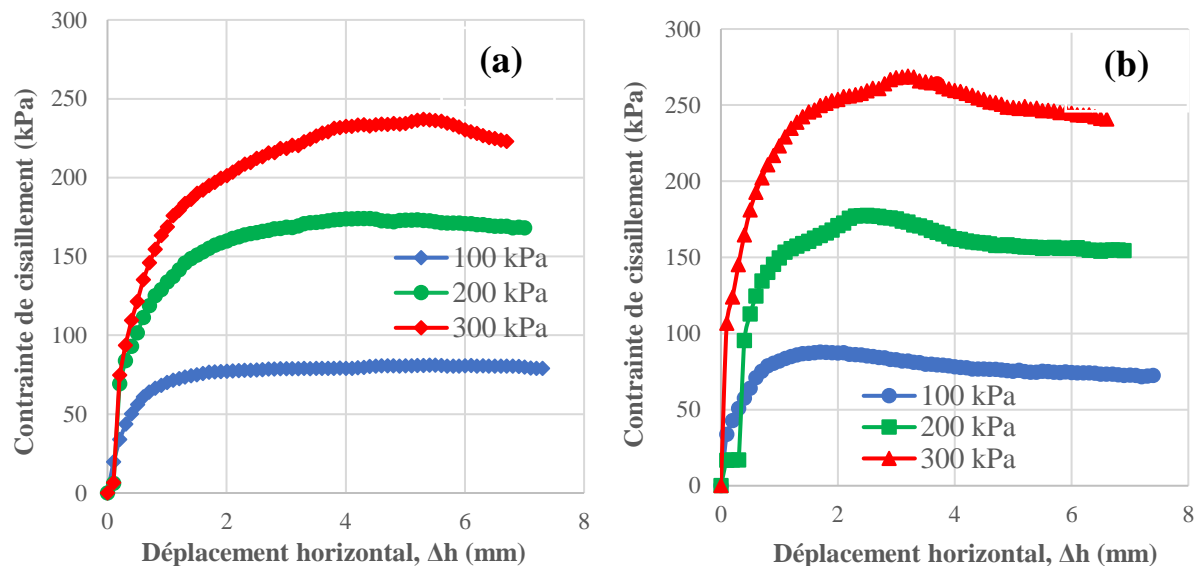
Une nouvelle série de cisaillement direct a été réalisée similaire à celle qui a été réalisée. les paramètres de frottement au niveau de l'interface Sable/géotextiles Duogrid® avec géogridle. Les échantillons de sable ont été également préparés a une densité relative initiale élevée ( $D_r = 85\%$ ) et les trois contraintes normales (100, 200 et 300 kPa) ont été considérées et sur lesquelles les échantillons ont été consolidés et cisailés avec aussi une teneur en eau initiale ( $\omega = 3\%$ ).

La Figure 3.5(a) et 3.5(b) illustrent la variation des paramètres de cisaillement notamment la contrainte de cisaillement en fonction déplacement horizontal. On remarque que la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface Sable/géotextiles Duogrid® avec géogridle augmente durant l'essai jusqu'à atteindre des valeurs maximales de 80.91 kPa, 173.88 kPa et 236.94 kPa (pour sable Chlef) et 87.69 kPa, 177.52kPa et 269.02 kPa (pour sable normalisé), pour des contraintes normale 100, 200 et 300 kPa.

Les Figures 3.6(a) et 3.6(b) montrent la variation des déplacements verticaux des échantillons de sable de Chlef et sable normalisé, respectivement ; durant un essai de cisaillement direct mettons en évidence l'effet de la contrainte normale. On note que pour les deux sables les

déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation des déplacements de cisaillement (horizontaux) dans la direction de contractante.

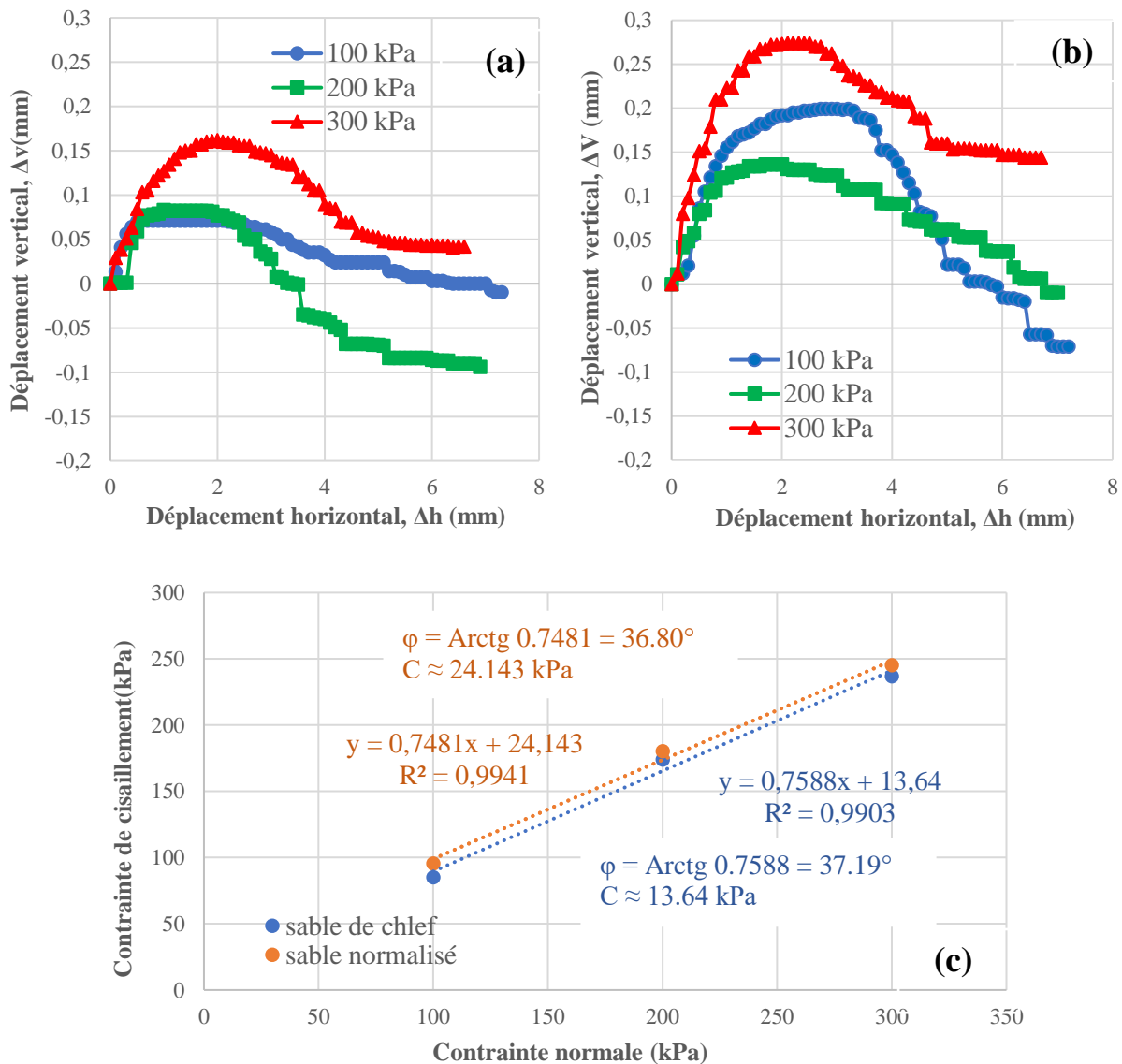
La Figure 3.6(c) illustre les courbes intrinsèques (lignes de rupture) qui représentent la relation entre la résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{\max}$ ) et la contrainte normale ( $\sigma_N$ ) pour les deux sables sous l'étude (Sable de Chlef et le sable normalisé). À partir de ces courbes ( $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\varphi + c$ ), on peut déterminer les caractéristiques mécaniques telles que l'angle de frottement au pic ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ) des échantillons. On observe que la pente de la ligne de rupture pour le sable normalisé a une valeur plus grande par rapport à celle du sable de Chlef.



**Fig. 3.5.** Résultats des essais de cisaillement du sable de Chlef ou normalisé à l'interface avec le géotextile Duogrid® avec géogridde (Type 2) : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (sable Chlef), (Variation de la contrainte de cisaillement (sable normalisé))

Les Figures 3.6(a) et 3.6(b) montrent la relation entre le déplacement vertical en fonction déplacement horizontal pour deux types de sable (sable de Chlef et sable normalisé) sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa). On observe, pour les deux sables, que la contrainte de cisaillement augmente avec la contrainte normale appliquée. Le sable soumis à 300 kPa présente la résistance au cisaillement la plus élevée, suivi de celui à 200 kPa, tandis que celui à 100 kPa montre une diminution marquée de la résistance après un pic initial. Ces courbes illustrent clairement l'influence de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement des deux sables étudiés. Ces valeurs maximales de ( $\tau$ ) obtenues nous ont permis de tracer la droite de Coulomb (Figure 3.6c) qui caractérise la limite de cisaillement et par

conséquent déduire les paramètres de cisaillement en termes de la cohésion apparente et l'angle de frottement. Une variation similaire a été observée pour ce qui concerne les droites de Coulomb représentées sur la Figure 3.6(c).



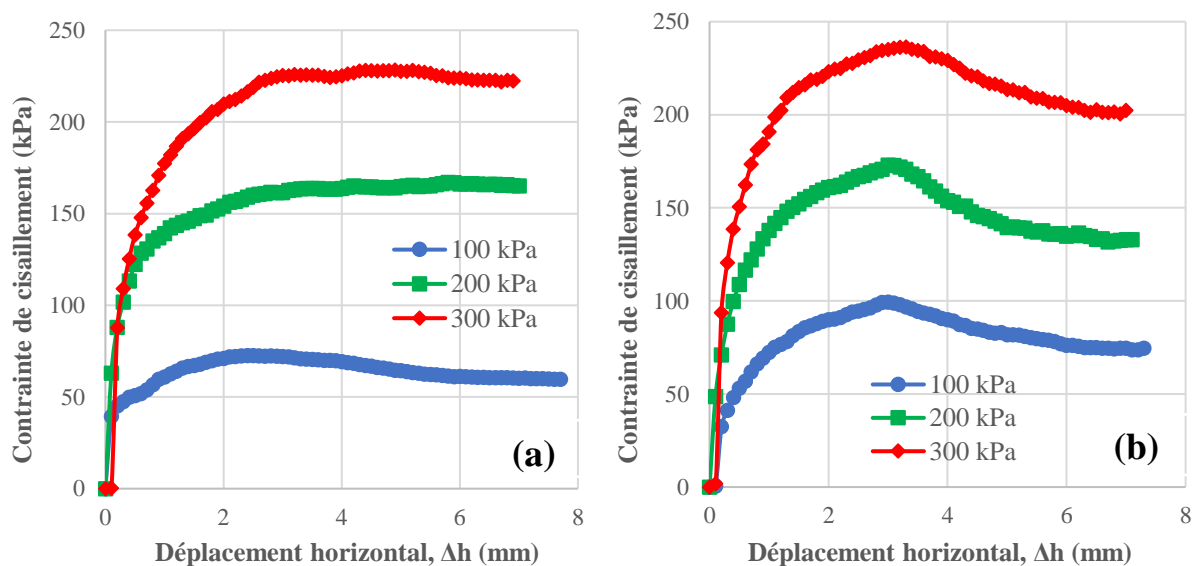
**Fig. 3.6.** Résultats des essais de cisaillement au niveau de l'interface Sable de Chlef et normalisé/géotextile Duogrid® avec géogridle, (a) Variation des déformations verticales sable de Chlef ; (b) variation des déformations sable normalisé, (c) Variation des contrainte de cisaillement en fonction du contrainte normal

### 3.3.3. Interface Sable/Géogridle « Notex® GX 100/50 » (Type 3)

Une autre série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur des échantillons de sable de Chlef et sable normalisé incluant une nappe de géogridle positionnée horizontalement au

niveau du plan de cisaillement (à mi-hauteur de l'échantillon). Ces essais avaient pour objectif de déterminer les paramètres de frottement à l'interface entre les particules de sable et la géogrille. Les échantillons ont été préparés à une densité relative élevée ( $D_r = 85\%$ ), avec une teneur en eau initiale ( $\omega = 3\%$ ) et soumis à trois niveaux de contraintes normales (100, 200 et 300 kPa), sous lesquelles ils ont été consolidés puis cisailés.

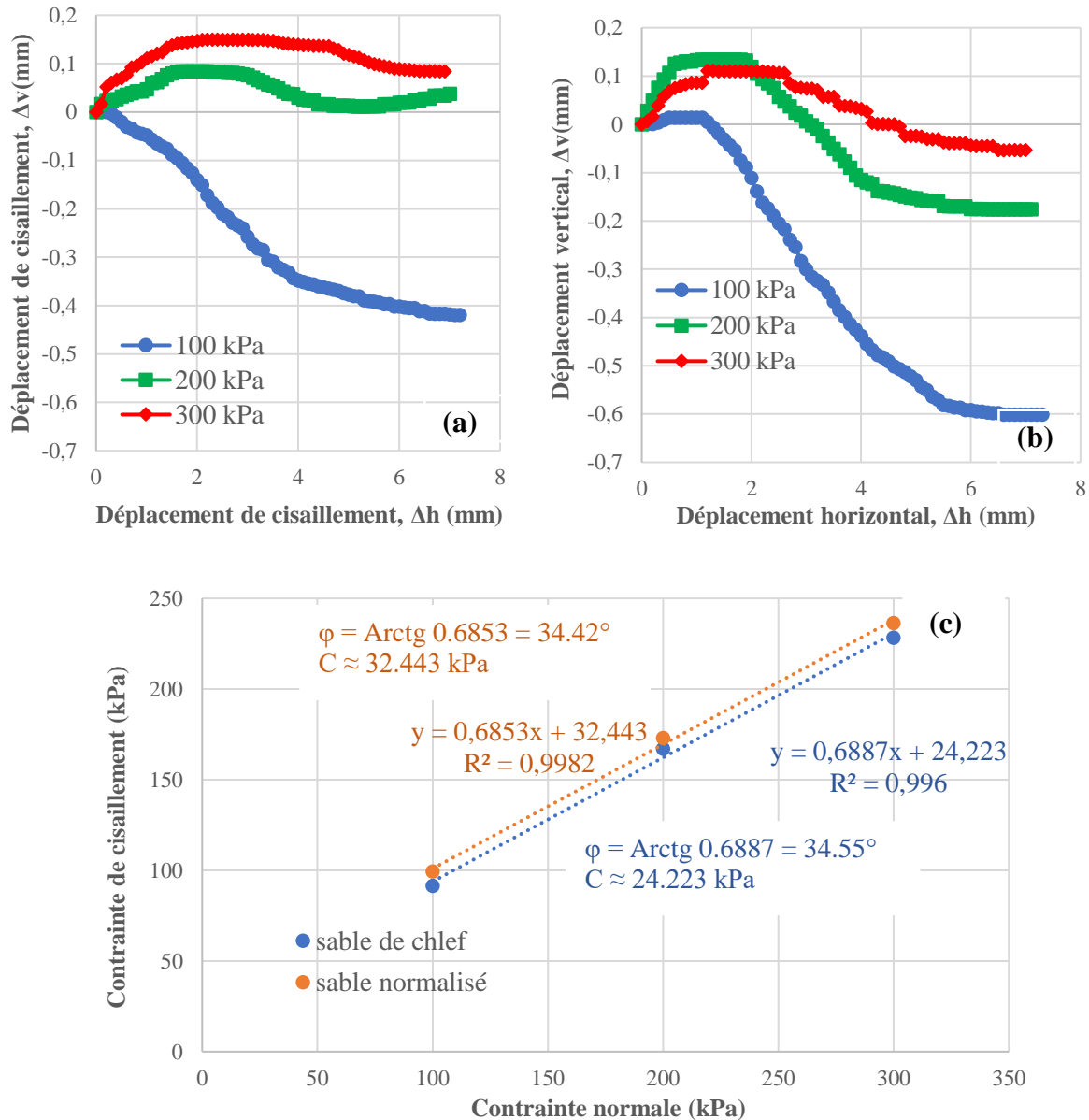
Les Figures 3.7(a) et 3.7 (b) présente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour les deux types de sable. On observe que la contrainte de cisaillement à l'interface sable/géogrille augmente progressivement au cours de l'essai pour atteindre une valeur maximale. Ces valeurs maximales de contrainte de cisaillement sont respectivement de 91.36 kPa, 166.97kPa et 228.08 kPa (sable de Chlef) 100kPa, 172.75kPa et 236.27 kPa (sable normalisé) pour des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.



**Fig. 3.7.** Résultats des essais de cisaillement au niveau de l'interface Sable de Chlef et normalisé/Géogrille, (a) Variation des contrainte verticale sable de Chlef ; (b) variation des contrainte sable normalisé.

Les Figures 3.8(a) et 3.8(b) montrent la relation entre le déplacement vertical en fonction déplacement horizontaux pour deux types de sable (sable de Chlef et sable normalisé) sous différentes contraintes normales (100, 200 et 300 kPa). On observe, pour les deux sables, que la contrainte de cisaillement augmente avec la contrainte normale appliquée. Le sable soumis à 300 kPa présente la résistance au cisaillement la plus élevée, suivi de celui à 200 kPa, tandis que celui à 100 kPa montre une diminution marquée de la résistance après un pic initial. Ces courbes illustrent clairement l'influence de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement des deux sables étudiés. Ces valeurs maximales de ( $\tau$ ) obtenues nous ont permis

de tracer la droite de Coulomb (Figure 3.8c) qui caractérise la limite de cisaillement et par conséquent déduire les paramètres de cisaillement en termes de la cohésion apparente et l'angle de frottement.



**Fig. 3.8.** Résultats des essais de cisaillement au niveau de l'interface Sable de Chlef et sable normalisé/Géogrille : (a) Variation de déformations de cisaillement (sable Chlef), Variation de déformations de cisaillement (sable normalisé), (c) Variation des contrainte de cisaillement en fonction du contrainte normal

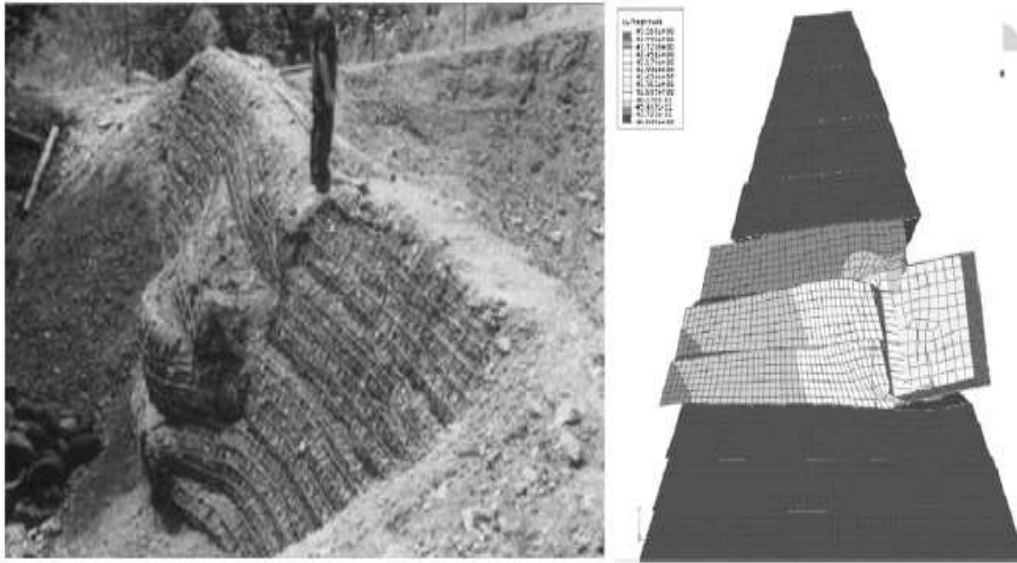
### 3.4. Etude comparative entre les différents types d'inclusions

En terme de comparaison entre les résultats récoltées sur l'étude des paramètres de frottement entre les particules de sable et l'inclusion horizontale soit en géogrille (Notex®) ou les autres types d'inclusion, on constate d'après les figures représentées ci-dessous (Figure 3.9(a) ;

Figure 3.9(b)) que la résistance au cisaillement au niveau de l'interaction Sable/Inclusion (pour le sable de Chlef en (a) et le sable normalisé en (b)) ; est significativement limitée par rapport à la contrainte de cisaillement du sable seul, pour une contrainte normale 300 kPa pour le sable de Chlef seulement.

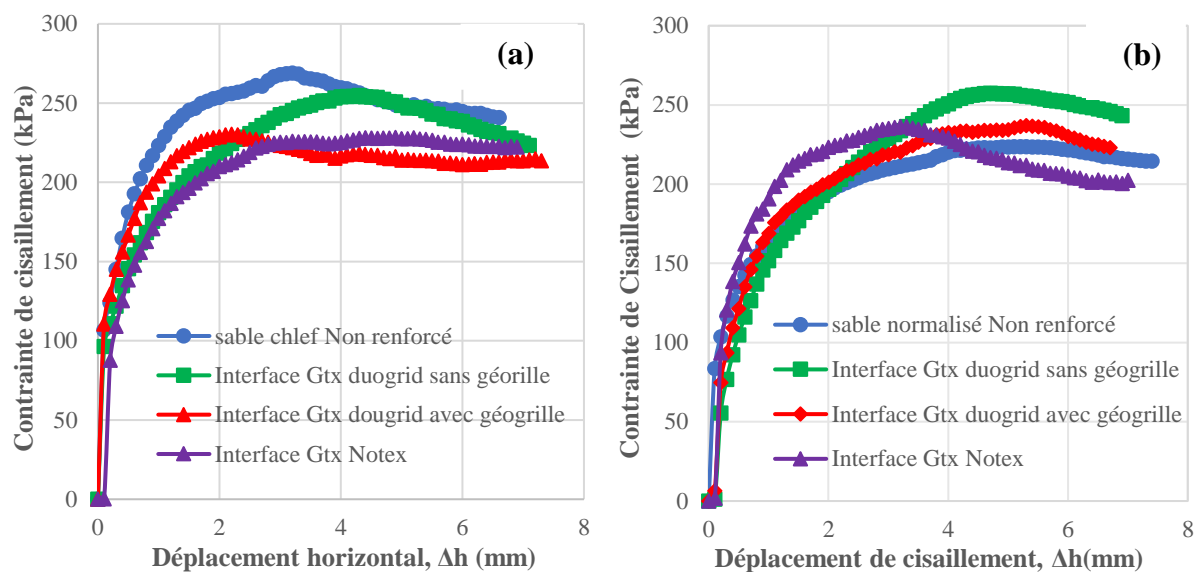
La contrainte de cisaillement pour le sable seul prend une valeur maximale de 268.4 kPa tandis que des valeurs de contraintes de cisaillement maximales observées pour les interfaces Sable/Inclusion\_Type\_1, Type\_2 et Type\_3 sont de l'ordre de 254.2, 228.2 kPa et 227.8 kPa, respectivement. Ces valeurs représentent des réductions dans la contrainte de cisaillement autour de 15% par rapport la contrainte de cisaillement récoltée pour les essais réalisés sur le sable seul. Par contre, les paramètres de frottement en termes de résistance au cisaillement sont améliorés pour le cas de l'interface avec le sable normalisé et peut s'expliquer par la qualité de ce sable et les nervures du renforcement qui empêchent les déformations relatives.

D'autres part, et pour le cas du sable de Chlef, nos résultats ne sont pas en concordance avec celles trouvées par Tan et al. (1998) ; qui ont trouvé des résultats montrant que l'angle de frottement maximal et l'angle de frottement résiduel de l'interface sable/géotextile ne sont pas affectés de manière significative par la masse nominale du géotextile. Concernant ce point, Ils ont trouvé des résultats similaires à celles trouvées par Stark et al. (1996). Ils ont indiqué également que leurs résultats montrent que le pic de l'interface sable/géotextile et les angles de frottement résiduels ne sont pas grandement influencés par le taux de cisaillement. Cependant, leurs résultats montrent que les essais ne doivent pas être effectués à une vitesse de déformation supérieure à 10 deg/min (à savoir qu'ils ont développé un appareil de cisaillement annulaire de torsion), ils ont signalé qu'au-delà de laquelle des lectures erratiques ont été observées. Pour l'angle de frottement, leurs résultats sont en bon concordance avec nos résultats (qui seront présentées dans le paragraphe suivant) ; ou ils montrent que l'angle de frottement de l'interface sable/géotextile diminue à mesure que la pression des mort-terrains augmente. Tandis que, nos résultats ont en bon concordance avec celles trouvées par Ronco et al., (2009) ; qui ont développé des modèles numériques validés par des expérimentations sur des ouvrages en terre renforcés par inclusions géosynthétiques horizontales ; et ils ont indiqué que les nappes de renforcement offrent un plan préférentiel à la rupture par cisaillement (Voir Figure 3.10).

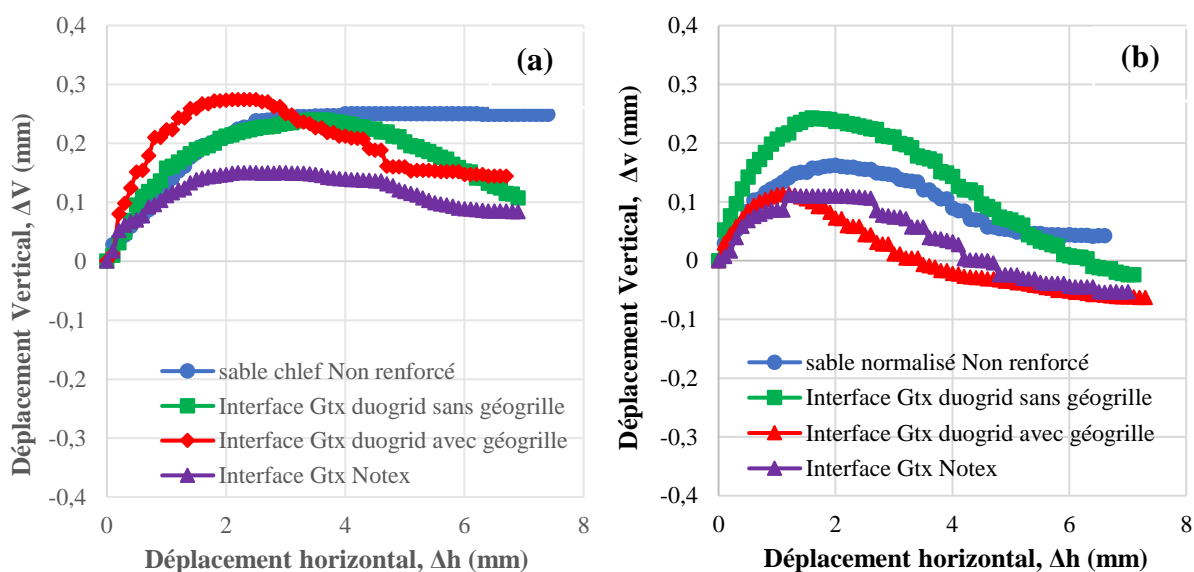


**Fig. 3.9.** Les nappes de renforcement offrent un plan préférentiel pour la rupture par cisaillement (d'après [Ronco et al., 2009](#))

Par contre à la chute de résistance au cisaillement engendrée par l'inclusion des nappes de géogridde et de géotextile (au niveau de l'interface), une amélioration significative a été observée pour ce qui concerne le caractère dilatant des échantillons étudiés ([Figure 3.11\(a\)](#) ; [Figure 3.11\(b\)](#)). A titre d'exemple, pour la contrainte normale 300 kPa mentionnée et pour le cas du sable de Chlef, le tassement maximal observé est de l'ordre 0.25 mm ; tandis que l'inclusion des nappes géosynthétiques engendrent des tassements maximaux de l'ordre 0.24 et 0.15 mm pour l'inclusion de géotextile Type 1 et Type 3, respectivement. Cette amélioration du caractère dilatant peut s'expliquer par le rôle des inclusions à empêcher les déformations radiales surtout le type 3 parce qu'elle est non tissée contient des nervures et par conséquent réduction des tassements durant l'essai. Ces résultats sont en bonne concordance avec celles trouvées par [Haeri et al., \(2020\)](#) ; [Benessalah et al., \(2016\)](#) ; [Benessalah et al., \(2022\)](#). Il faut noter également que le comportement de contractance est mieux limité par les géogriddes à cause des ouvertures et mailles qui les caractérisent.

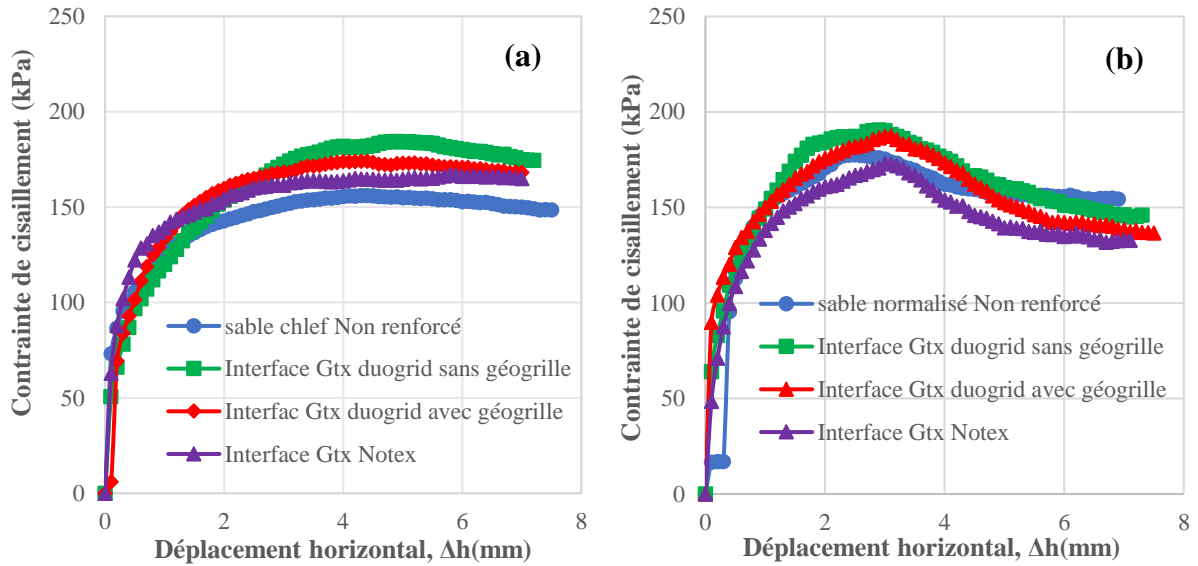


**Fig. 3.10** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique, résultats des essais de cisaillement directe considérons une contrainte normale ( $\sigma_N = 300$  kPa) : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (Sable de Chlef); (b) Variation de la contrainte de cisaillement (Sable normalisé)

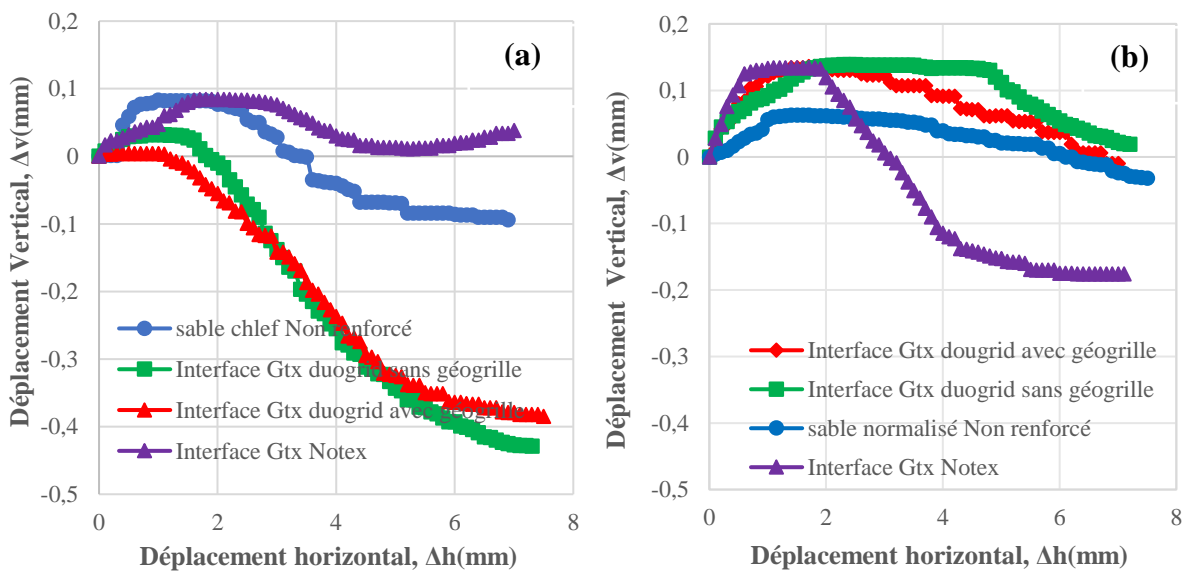


**Fig. 3.11.** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique, résultats des essais de cisaillement directe considérons une contrainte normale ( $\sigma_N = 300$  kPa) : (a) Variation des déplacements verticaux (Sable de Chlef) ; (b) Variation des déplacements verticaux (Sable normalisé)

Par contre à la contrainte de consolidation 300 kPa (représentés sur le paragraphe précédent), pour les échantillons consolidés et cisailés sous une contrainte normale 200 kPa, on a remarqué généralement une amélioration des paramètres de frottement pour les deux sables sous l'étude au niveau des interfaces Sol/Inclusion en termes de résistance au cisaillement (Figure 3.12(a) et 3.12(b) ci-dessous pour le sable de Chlef et le sable normalisé, respectivement) ; ainsi l'amélioration du caractère dilatant (Figure 3.13).

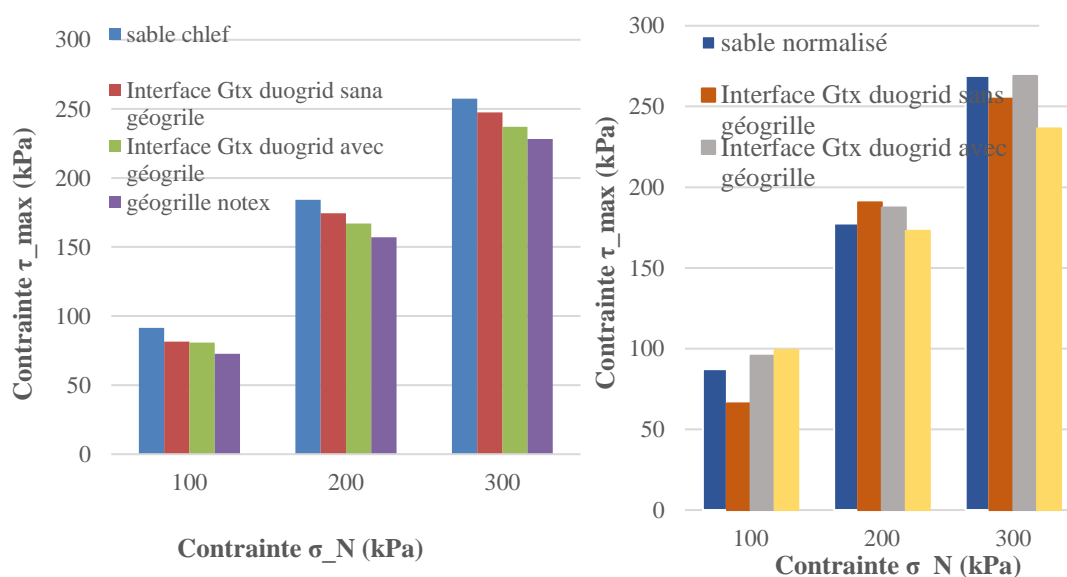


**Fig. 3.12.** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique, résultats des essais de cisaillement directe considérons une contrainte normale ( $\sigma_N = 200$  kPa) : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (Sable Chlef); (b) Variation de la contrainte de cisaillement (Sable normalisé)



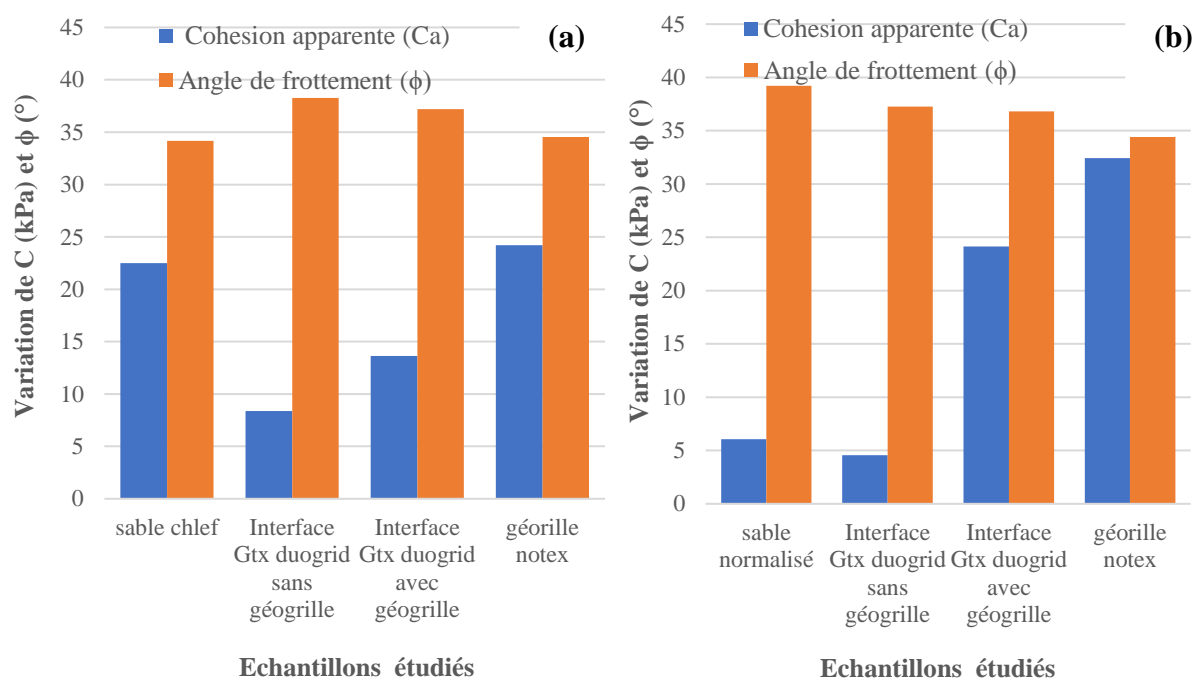
**Fig. 3.13.** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique, résultats des essais de cisaillement directe considérons une contrainte normale ( $\sigma_N = 200$  kPa) : (a) Variation des déplacements verticaux (Sable de Chlef) ; (b) Variation des déplacements verticaux (Sable normalisé)

La Figure 3.14 représente les résultats d'essai de résistance maximale au cisaillement en fonction des quatre cas d'échantillons étudiés, pour les trois contraintes normales 100, 200 et 300 kPa et une densité relative  $D_r = 85\%$ . On observe que l'interface Gtx Duogrid® sans géogridle présente les meilleures performances pour toutes les contraintes normales, tandis que l'interface avec géogridle Notex® enregistre les plus faibles valeurs. Le sable de Chlef non renforcé affiche des résultats intermédiaires. L'écart entre les interfaces devient plus marqué avec l'augmentation de la contrainte normale, ce qui souligne que l'effet du renforcement dépend du type de matériau utilisé.



**Fig. 3.14.** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique : variation de la contrainte au cisaillement maximale

la Figure 3.15 montre la variation des caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion apparente et l'angle de frottement au pic des différents échantillons. Pour sable de Chlef, la cohésion maximale a été observée pour l'échantillon avec une valeur estimée à environ 22.50 kPa, tandis que l'angle de frottement déterminé par la résistance au pic ( $\phi$ ) = 34.16°. On remarque d'une façon générale une amélioration de la cohésion apparente pour les échantillons avec des inclusions géosynthétiques ; plus remarquable avec le Type\_2 considéré (Géotextile tissé avec géogridle). D'autres part, une légère diminution de l'angle de frottement a été observée au niveau des interfaces géosynthétiques (pour tous les types d'inclusion sous l'étude). Cette diminution de l'angle de frottement peut s'expliquer par les des plans préférentiels de rupture au niveau de l'interface et comme il justifié par Ronco et al. (2011) mentionné sur le paragraphe 3.4.



**Fig. 3.15.** Comportement à l'interface Sol/Géosynthétique, variation des caractéristiques mécaniques : (a) Sable de Chlef ; (b) Sable normalisé

### 3.5. Conclusion

Ce travail au laboratoire a été réalisé pour évaluer les paramètres de frottement des sables renforcés par des inclusions géosynthétiques horizontales au niveau du plan de cisaillement. Les résultats trouvés sont synthétisés comme :

- La contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte sur laquelle les échantillons ont été consolidés et cisaillement. Cette augmentation de la contrainte au cisaillement est accompagnée par un comportement dilatant important ;
- Pour le sable de Chlef et à des contraintes de consolidation importantes, l'inclusion des nappes horizontales au niveau des plan de cisaillement conduit à une réduction de la résistance au cisaillement autour 15 %, et ce qui provoque des plans préférentiels de rupture par cisaillement, cette conclusion a confirmé les travaux numériques réalisés par [Ronco et al., \(2009\)](#) sur des ouvrages en terre renforcés par inclusions horizontales ;
- Par contre au point particulier précédent, une amélioration remarquable de la résistance au cisaillement et du caractère dilatant a été noté pour les deux sable étudiés (Sable de Chlef et le sable normalisé).



## **Chapitre IV :**

### **Evaluation des paramètres de frottement par l'essai d'extraction**

## 4.1. Introduction

Comme il est déjà mentionné aux chapitres précédents, les géosynthétiques ont été largement utilisés comme matériau de renforcement des sols et ont offert des alternatives aux solutions conventionnelles des problèmes de génie civil. Les paramètres de l'interface sol-géotextile sont fondamentaux pour la conception des structures renforcées en sol et peuvent être déterminés par différents types d'essais expérimentaux, tels que l'essai de cisaillement direct (ce qu'on a vu en chapitre 3) et l'essai d'extraction qui sera adressedans ce chapitre (Chapitre 4).

Les géosynthétiques peuvent être soumis à des charges statiques et dynamiques tout au long de la durée de vie de l'ouvrage considéré (voir le dernier paragraphe 1.4.3 de l'étude bibliographique). Dans notre étude, on va s'intéresser seulement aux sollicitations statiques afin de mieux comparer les résultats avec les essais réalisés sur la boîte de cisaillement rectiligne d'une part ; et avec une approche analytique simplifiée afin de mesurer quelques paramètres de frottement au niveau de la nappe de renforcement qui nécessite en fait des dispositifs de mesures (capteurs) compliqués et des systèmes d'acquisition développés.

Le modèle expérimental qui peut supporter ce type d'essais n'existe pas au laboratoire ; mais par ailleurs on va s'articuler sur des essais réalisés par [Benessalah et al., \(2017\)](#) pour vérifier notre approche analytique. Notre travail devrait permettre de mieux comprendre le comportement général, notamment la répartition des contraintes sur la paroi frontale et inférieure (de la boîte d'essai) lors de l'extraction du géotextile, ainsi que la charge de traction et la résistance au cisaillement développées à l'interface sol/renforcement. Cette analyse contribuera ainsi à améliorer le dispositif, afin d'aborder prochainement des mesures du frottement sol/géosynthétique en conditions dynamiques.

## 4.2. Boîte de l'essai d'extraction et instrumentations

Le dispositif expérimental étudié par [Jenck et al., \(2014\)](#) et [Benessalah et al., \(2017\)](#) ; témoins de notre étude est représenté sur la [Figure 4.1](#). Une couche de géotextile est placée horizontalement, noyée dans un sol sableux, dans un réservoir rigide en acier. Le volume intérieur du réservoir contenant le sable mesure 0.80 m de haut, 1 m de long et 0.5 m de large. Une ouverture de 0.5 m de large dans le réservoir et une mâchoire de serrage du géotextile permettent d'appliquer une force d'extraction à la couche de géotextile. L'expulsion du sable

par l'ouverture lors de l'arrachement est évitée grâce à des bandes de caoutchouc. La coupe transversale du dispositif d'arrachement est illustrée sur la [Figure 4.1](#).

La figure indique également le système de boulé qui permet d'appliquer des sollicitations dynamiques. Pour avoir des sollicitations statiques, il suffit d'enlever ce système et de le remplacer par un vérin hydraulique relié avec une cellule de charge (statique) afin d'assurer une sollicitation d'extraction de la nappe de renforcement avec une vitesse contrôlée.

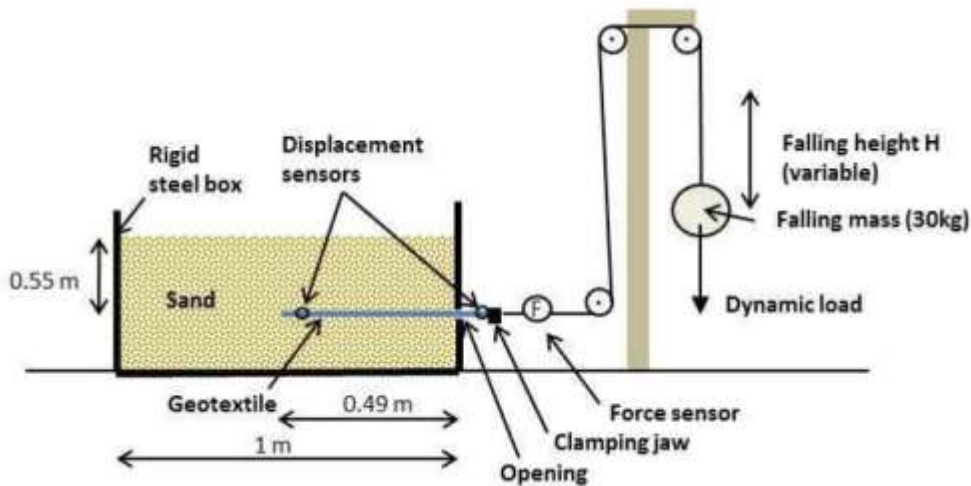


Fig. 4.1. Coupe transversale de l'appareil d'extraction (Jenck et al, 2014)

Les déplacements horizontaux des extrémités de la couche géotextile sont mesurés par des capteurs de déplacement à câble (en tête et en queue, voir la figure ci-dessus), tandis que la force d'extraction appliquée au système est mesurée par un capteur de force fixé entre le mors métallique de fixation de la nappe et l'équipement d'application de charge. Une force à vitesse contrôlée est appliquée ; ou elle a été testée par les opérateurs pour être suffisamment lente afin de ne pas régénérer des sollicitations dynamiques.

### 4.3. Résultats préliminaires des essais expérimentaux

La force d'extraction et les déplacements en queue et de la tête, pour une vitesse d'extraction donnée sont représentés sur la [Figure 4.2](#).

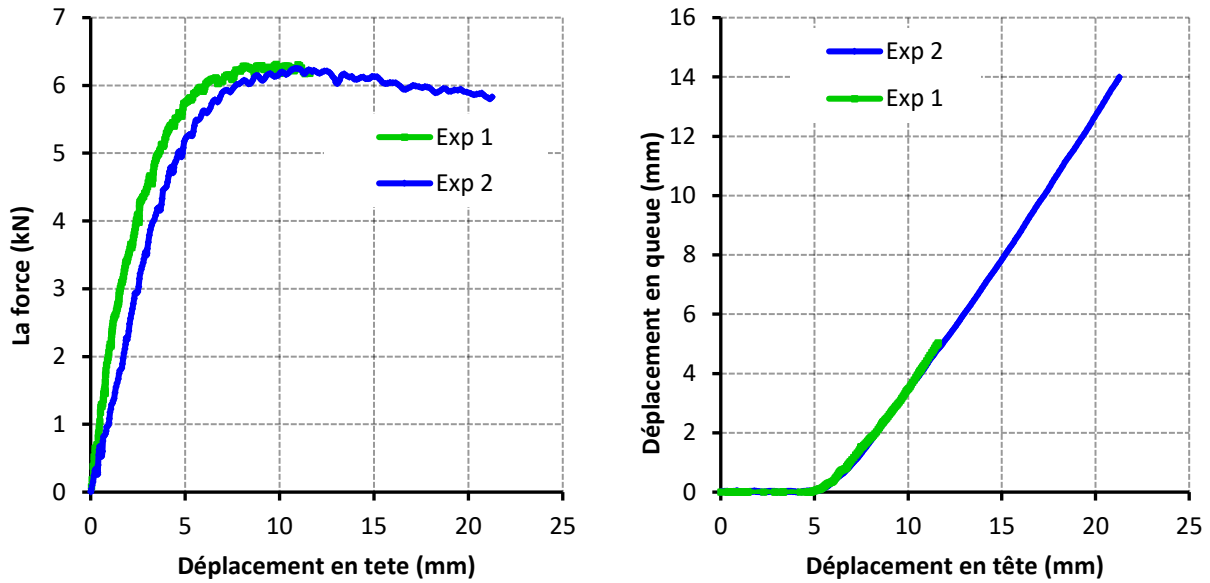


Fig.4.2. Résultats des essais d'extraction statique (Benessalah et al., 2017)

#### 4.4. Approche analytique du test d'extraction statique

L'approche analytique du comportement d'une nappe ancrée dans le sol et soumise à un effort de traction en tête, nécessite la connaissance de :

La contrainte de cisaillement à l'interface primaire considérée constante au long de la longueur active et égale à :

$$\tau = \sigma_m \cdot \tan(\varphi) \quad (1)$$

Où  $\sigma_m$  représente la contrainte normale, et  $\varphi$  est l'angle de frottement à l'interface entre le sol et le renforcement.

Pour une longueur élémentaire  $x$ , la force élémentaire est donnée par la formule :

$$Tx = 2 * \tau * W * x \quad (2)$$

Où  $W$  représente la largeur du renforcement.

La déformation locale pour un déplacement  $x$  est calculée par la relation :

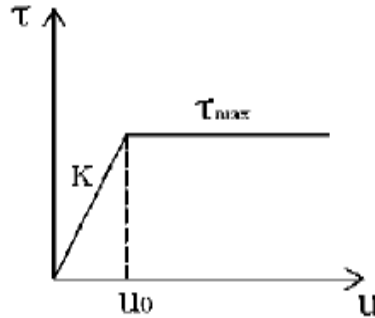
$$Tx = J * \epsilon x = (E * t) * \epsilon x \quad (3)$$

Où  $J$ ,  $E$  et  $t$  sont la raideur, le module d'élasticité et l'épaisseur du renforcement respectivement.

Le déplacement de chaque longueur élémentaire du géotextile  $x$  est égale à :  $\Delta x = x \cdot \varepsilon_x$  (4)

Et le déplacement total du géotextile  $U$  égale à la somme des déplacements élémentaires.

La loi d'interface est représentée dans de schéma ci-dessous (Figure 4.3) :

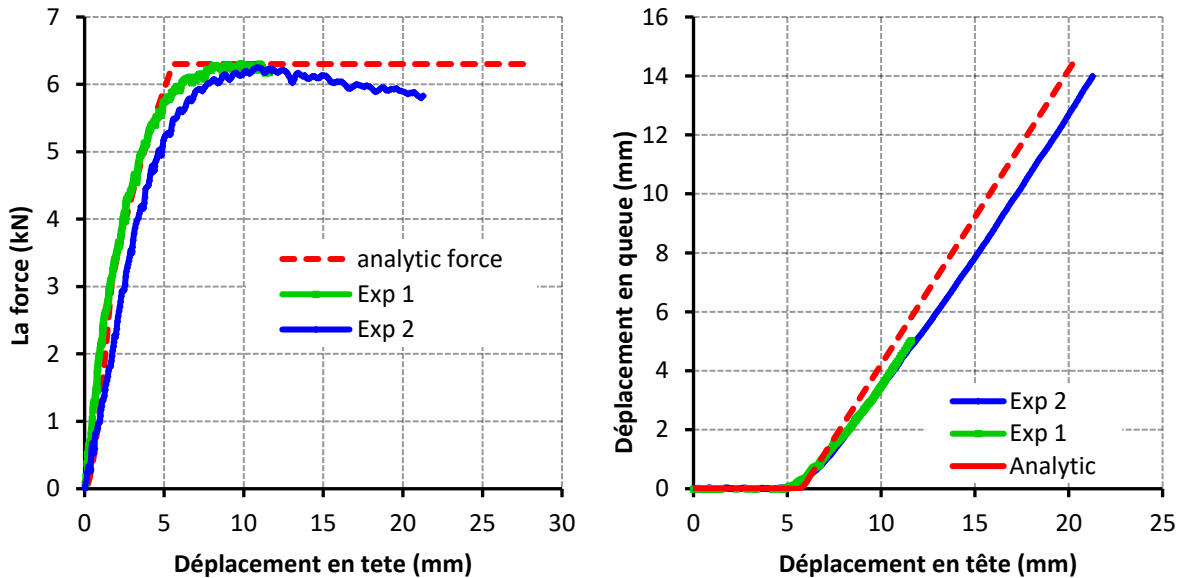


**Fig. 4.3.** Comportement à l'interface sol/géotextile (Benessalah et al., 2017)

La comparaison entre l'étude analytique et les résultats expérimentaux de l'essai d'extraction sont présentés sur la Figure 4.4 ; en termes de la force d'extraction et des déplacements en queue de la nappe en fonction du déplacement en tête ; et qui sont créés par les sollicitations d'extraction (La force extérieure d'extraction). Il y a une meilleure adéquation entre les résultats expérimentaux et les résultats analytiques pour cette faible contrainte de confinement (la contrainte verticale due au poids propre des particules de sol seulement c-à-d par de charge supplémentaires au-dessus du sol). Il faut noter ici qu'on a considéré pour le calcul analytique un angle de frottement au niveau de l'interface sol/géotextile de  $60^\circ$ . Les valeurs réelles de frottement mesurés par l'essai de cisaillement direct ( $\varphi = 34^\circ$ , voir chapitre 3, Figure 3.14) donnent une force d'extraction faible (mais réelle et correct). On a considéré ce frottement important afin d'obtenir une concordance avec les résultats expérimentaux. Les lacunes pour les résultats expérimentaux peuvent s'expliquer par l'effet buté au niveau de la paroi frontale ou par le frottement supplémentaire généré par la coïncidence de la nappe de renforcement avec l'ouverture de la boîte avec les lèvres de caoutchouc. A noter également que le dispositif expérimental est en cours actuellement de se développer afin de minimiser ces phénomènes et lacunes.

On peut remarquer sur la figure qu'en général, la force d'extraction prédit après la charge du point en tête du géotextile est supérieure à la valeur mesurée. Cela donne à penser que le rapport de l'angle de frottement résiduel est inférieur à la valeur calculée. La mesure des

déplacements le long de nappe de géotextile à la force de traction est représentée sur la [Figure 4.4b](#). Les tendances générales des résultats obtenues par l'approche analytique et les résultats expérimentaux sont très proches en termes de déplacement en queue de la nappe.



**Fig. 4.4.** Comparaison de la réponse d'extraction statique (Analytique/Expérimental) : (a) Variation de la force d'extraction en fonction du déplacement en tête, (b) Variation du déplacement en queue en fonction du déplacement en tête

Une étude similaire a été réalisée pour le même but de comparer les résultats de la réponse d'un essai d'extraction. Cette étude a été réalisée par [Benessalah et al., \(2017\)](#) sur le même dispositif mais ils ont ignoré les résultats expérimentaux à cause de la force d'extraction importante trouvée expérimentalement et mentionnée sur le paragraphe précédent ; et ils ont considéré que l'approche analytique avec les vrais paramètres de frottement sont les plus logiques et correcte. Pour cette fin, ils ont développé un modèle numérique ou ils ont utilisé les éléments discrets pour simuler le comportement des grains solides et les éléments finis pour simuler la nappe de renforcement (Voir [Figure 4.5](#)) ; et leurs résultats sont présentés sur la [Figure 4.6](#).

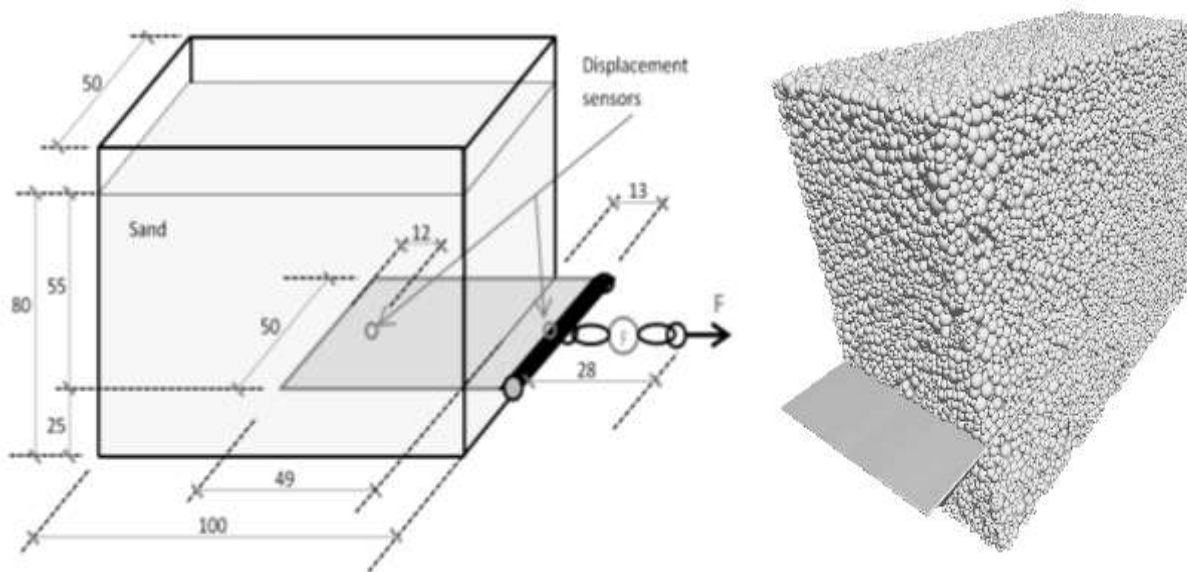


Fig. 4.5. Le modèle numérique développé par Benessalah et al., (2017) pour simuler le même dispositif d'extraction (Benessalah et al. 2017)

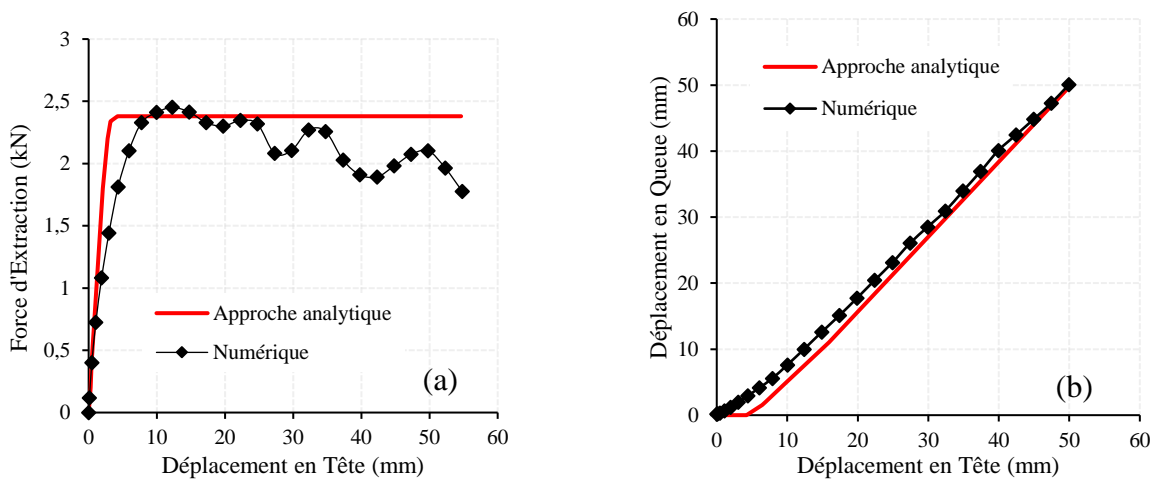


Fig. 4.6. L'étude comparative de Benessalah et al., (2017) entre l'approche analytique avec les paramètres de frottement réelle et un modèle numérique qui ont développé

## 4.5. Conclusion

L'objectif de cette recherche était d'étudier le comportement des sols renforcés par géosynthétiques, et plus particulièrement l'interaction entre le sol et le renforcement géosynthétique. Pour cela, une approche analytique permettant de simuler le comportement à l'interface basé sur des résultats expérimentaux d'un essai d'extraction. Les conclusions de l'approche analytique qui a été utilisé pour mieux comprendre le comportement des interfaces sol/géosynthétique. D'un point de vue général, le calcul permet de simuler correctement le comportement du géotextile lors d'un essai d'arrachement.

## Conclusion générale

Dans ce travail, nous avons étudié l'effet de l'incorporation de matériaux géotechniques (tels que des géotextiles et des géogrilles) sur le comportement au cisaillement ou à l'essai d'extraction statique (Pull out test) ; de deux sols sableux : le sable de Chlef et le sable standard. Des essais de cisaillement direct ont été utilisés pour évaluer la résistance mécanique à l'interface entre le sol et le matériau de renforcement. L'extraction a également été étudiée par une analyse théorique et comparée aux résultats expérimentaux de la littérature.

- l'augmentation de la contrainte verticale, tant pour les sols renforcés que non les expériences ont montré que la résistance au cisaillement augmente avec renforcés. Cependant, la présence de renforcement géotechnique au niveau du plan de cisaillement peut entraîner une légère diminution de la résistance au cisaillement, notamment dans le cas du sable de Chlef, en raison de l'apparition de niveaux de glissement préférentiels à l'interface. À l'inverse, une nette amélioration du comportement d'extensibilité du sol a été observée, notamment avec l'utilisation de géogrilles ;
- En comparant les trois types de renforcement (géotextile seul, géotextile avec géogrille et géogrille seule), il a été constaté que le géotextile sans géogrille offrait les meilleures performances en termes de résistance au cisaillement, tandis que les résultats étaient légèrement inférieurs avec la géogrille seule ;
- Les résultats ont également montré que le sable normalisé répondait mieux que le sable de Chlef à l'interface avec les géosynthétiques, enregistrant une résistance au cisaillement supérieure et des angles de frottement plus élevés ;
- Concernant l'expérience d'extraction, la comparaison entre l'analyse théorique et les résultats expérimentaux a montré une concordance acceptable, notamment avec un angle de frottement important. Cependant, avec l'angle de frottement réel mesuré lors des expériences de cisaillement, les forces calculées étaient plus faibles, mais plus réalistes.

A la fin, déterminer expérimentalement les paramètres de frottement entre le sol et les géosynthétiques présente plusieurs difficultés majeures. En effet, ces paramètres

dépendent de nombreux facteurs, tels que la nature du sol, les caractéristiques spécifiques du géosynthétique (texture, rugosité, composition) ainsi que les conditions environnementales (humidité, pression, vitesse de déplacement). Reproduire ces conditions de manière précise en laboratoire est complexe, car les essais doivent simuler les interactions réelles sur le terrain, ce qui nécessite des équipements spécialisés et des protocoles rigoureux. De plus, les résultats peuvent varier en fonction de la méthode utilisée (essais de cisaillement direct, essais en interface, etc.) et sont souvent influencés par l'hétérogénéité naturelle du sol, rendant la reproductibilité des mesures délicate. Ces contraintes expliquent pourquoi la caractérisation précise du frottement sol/géosynthétique reste un défi pour les chercheurs et les ingénieurs.

Les approches analytiques et les simulations numériques peuvent fournir des solutions efficaces. Les méthodes analytiques, fondées sur des équations mathématiques rigoureuses, offrent des solutions idéalisées utiles pour évaluer rapidement des problématiques en géotechnique. Bien qu'elles reposent souvent sur des hypothèses simplificatrices, ces approches fournissent des repères essentiels pour la conception et la vérification de projets géotechniques. Cependant, la réalité du terrain est souvent trop hétérogène et non linéaire pour être entièrement captée par les seuls modèles analytiques. C'est ici qu'interviennent les simulations numériques, qui permettent de modéliser avec précision le comportement des sols sous diverses sollicitations mécaniques et hydrauliques. Grâce aux avancées en calcul haute performance et à des logiciels spécialisés (comme PLAXIS, FLAC ou Abaqus ...), les ingénieurs peuvent intégrer des données géologiques complexes, simuler des scénarios de chargement variés et anticiper les risques de défaillance. Ces outils facilitent ainsi la prise de décision, optimisent la conception des ouvrages et renforcent la sécurité des projets. En somme, la complémentarité entre les approches analytiques et les simulations numériques constitue un pilier essentiel de l'ingénierie géotechnique moderne, alliant rigueur théorique et réalisme opérationnel.

## Références

- Aouali, N., Benessalah, I., Arab, A., Ali, B., & Abed, M. (2019)** : Shear strength response of fibre reinforced Chlef (Algeria) silty sand: laboratory study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(2), 1047-1057.
- Arab A., Belkhatir M., Sadek M., Shahrour I. (2012)** : Techniques d'Amélioration des Sols dans les Zones Sismiques. 1<sup>er</sup> Colloque International Sur l'Amélioration Des Sols, CIAS.
- Arab, A.; M.Sadek; M.Belkhatir; I.Shahrour (2014)** « Monotonic preloading Effect on the Liquefaction Resistance of Silty Sand: a Laboratory Study», *Arabian Journal for Sciences Engineering*, 39:685–694; DOI 10.1007/s13369-013-0700-4.
- Ayad Chaima, Hamlaoui Zahra Romayssa (2022)** : Renforcement des sols par géosynthétiques enveloppés (approche expérimentale et modélisation numérique) Faculté des Sciences et de la Technologie Université 8 Mai 1945 de Guelma (2021-2022)
- Belkhatir M., · A. Arab; · T. Schanz, ·H Missoum, · N. Della (2011)**: Laboratory study on the liquefaction resistance of sand-silt mixtures: effect of grading characteristics, *Granular Matter* (2011) 13:599–609, DOI 10.1007/s10035-011-0269-0
- Benessalah I (2017)**. Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact. Ph.D. thesis, Faculty of Civil engineering & Architecture University of Chlef 2017
- Benessalah I, Arab A, Villard P, Sadek M, Kadri A (2015)** Laboratory study on shear strength behavior of reinforced sandy soil: effect of glass-fibers content and other parameters. *Arab J Sci Eng* 41(4):1343–1353. <https://doi.org/10.1007/s13369-015-1912-6>
- Benessalah, I., Arab, A., Villard, P., Merabet, K., & Bouferra, R. (2016)**. Shear strength response of a geotextile-reinforced Chlef sand: A laboratory study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1775–1790. doi:10.1007/s10706-016-9988-7
- Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P., & Arab, A. (2022)**. Undrained triaxial compression tests on threedimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(5), 1694-1705.
- BENMEBAREK,S. BERRABAH, F., & BENMEBAREK, N. (2015)**. EFFECT OF GEOSYNTHETIC REINFORCED EMBANKMENT ON LOCALLY WEAK ZONES BY NUMERICAL APPROACH. *COMPUTERS AND GEOTECHNICS*, 65, 115-125.
- Bouri, D., Krim, A., Brahim, A., Arab, A. (2019)**: Shear strength of compacted Chlef sand: effect of water content, fines content and others parameters. *Studiageotechnica et mechanica* (2019). <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0027>.
- Boutouba, K., Benessalah, I., Arab, A., DjafarHenni, A. (2019)**: Shear Strength Enhancement of Cemented Reinforced Sand: Role of Cement Content on the Macro-Mechanical Behavior. *Studia Geotechnicaet Mechanica*. 41 (4), pp.200-211 (2019).

**Cruden D.M. (1991):** *A simple definition of a landslide, Bulletin International Association for Engineering Geology*, 43: pp. 27-29.

**Della N, Arab A, Belkhatir M (2011)** *A laboratory study of the initial structure and the overconsolidation effects on the undrained monotonic behavior of sandy soil from Chlef region in northern Algeria. Arab J Geosci* 4(5–6):983–991.

**Dembicki E., Kisielowa N. (1986) :** *densification des sols par explosifs, Revue française de géotechnique*, N° 34, pp. 31-40.

**Djafer Henni A., Arab A., Belkhatir M., Hamoudi S.A., Khelafi H. 2011.** «Undrained behavior of silty sand: effect of the overconsolidation ratio». *Arab J Geosci*. Doi :10.1007/s12517 011- 0365-9.

**EN ISO 12957-2, Septembre 2005.** *Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai sur plan incliné.*

**Farrag, K., Acar, Y.B., and Juran, I. (1993).** "Pull-out resistance of geogrid reinforcements." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, No. 2, pp 133-160.

**Jenck O., Lambert S., Aprialdi D., (2014)** *Experimental characterization of the soil-geotextile interaction when subjected to a dynamic load of impact type, 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG), Berlin, September 2014.*

**Khaddaj S. (1992) :** *Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres, Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille.*

**Lajevardi, S.H., Dias, D., and Briançon, L. (2010).** "Essais d'extraction au banc d'ancrage : caractérisation de l'interface sol/geosynthétique sous faible contrainte verticale." *XXVIIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil. La Bourboule, France.*

**Laurent Briançon, Philippe Delmas (2017) :** *construction et travaux mécanique des sols et géotechnique*

**Mecsi J., Gökalp A., Düzceer R. (2005) :** *Compactage des remblais hydrauliques par la technique de vibroflotation, In : Proceeding of the 16th International Conference on SoilMechanics and Geotechnical Engineering, Université de Pécs, Hungary.*

**NF EN 13738 (août 2005)** *Géotextiles et produits apparentés aux géotextiles - Détermination de la résistance à l'arrachement du sol.*

**NF EN ISO 10318 (mai 2006 -indice de classement : G38-109) :** *Géo synthétiques-Terms et définitions*

**NF EN ISO 12957-1, Septembre 2005.** *Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement – Partie 1 : Essai de cisaillement direct.*

**NF EN ISO 12957-2 (septembre 2005)** *Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement.*

**Nowamooz H. (2007) :** *Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels, Sciences de l'ingénieur [physics], Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, INPL.*

**Palmeira, E.M. (2009):** "Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 27, pp 368-390.

**Peter Nggy, Dietmar Adam(2019):** *Quality control of deep vibro compaction based on the vibrator movement.proceedings of the XVII European Conference on soil Mechanic and Geotechnical Engineering Reykjavik,Island,2019.*

**Ronco C, Oggeri C, Peila D (2009):** *Design of reinforced ground embankments used for rockfall protection. Nat Haz Earth Syst Sci 9(4):1189–1199*

**Rowe R.K.,** “Geosynthetic reinforced embankments over soft foundations”. *7 th International Conference on Geotextiles, Nice 2002, France, Vol. 1, pp. 5-34, 2*

**Rowe, R.K., Soderman, K.L.,** “Comparison of predicted and observed behaviour of tow test embankments”. *Geotextiles and Geomembranes 1 (2), 143-160, 1984.*

**Rowe, R.K., Soderman, K.L.,** “Geotextile reinforcement of embankments on peat”. *Geotextiles and Geomembranes 1 (2), 277-298, 1984.*

**S.H. Lajevardi a, D. Dias b,\* , J. Racinais :** *Analysis of soil-welded steel mesh reinforcement interface interaction by pull-out tests and geomembranes, 2013*

**SCHLOSSER, F. and VIDAL, H. —** *La Terre Armée.Bull. de liaison des lab. routiers des Ponts et Chaussées n° 41, Paris 1969*

**Stark et al., (1996). T.D. Stark, T.A. Williamson, H.T. Eid HDPE :** *geomembrane/geotextile interface shear strength. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, 122 (3) (1996), pp. 197-203.*

**Tan, S.A., Chew, S.H., Wong, W.K (1998).** *Sand–geotextile interface shear strength by torsional ring shear tests, Geotextiles and Geomembranes, 16(3), 1998, pages : 161-174.*

**Unnikrishnan N., Rajagopal K., Krishnaswamy N.R. (2002):** *Behavior of reinforced clay under monotonic and cyclic loading. Geotxtiles and Geomembranes 20, pp. 117-133.*

**Volman, W., Krekt, L., Risseeuw, P.,** “Armature de traction en textile, un nouveau procédé pour améliorer la stabilité des grands remblais sur sols mous”. *Proceedings Coll. Int. Sols textiles, Paris, Vol. 1, pp. 55-59, 1977.002.*

**ZAIMA, Y., BOUBEZARI, I., & ARABET, L. E. (2019).** *ETUDE DU COMPORTEMENT STATIQUE ET DYNAMIQUE D’UN MASSIF EN SOL RENFORCE (DOCTORAL DISSERTATION, UNIVERSITE DE JIJEL).*

**Zoukh Keira, Medjaheri Karima (2019) :** *Compressibilité des Mélanges Sables-Déchets de Pneus Sous des Conditions de Chargement de Consolidation Unidimensionnelle. Mémoire de master Faculté de génie civil et d’architecture. Université UHBC de Chlef (2018-2019).*