

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**

*Thème*

**Etude du comportement mécanique d'un sable confiné par géocells :  
Expérimentations et mécanisme de déformation**

Présenté par :

Habbar Bouchra  
Hanifi Chaima

Dirigé par:

Dr. Benessalah Ismail

Promotion : 2023/2024



## *Remerciements*

*Tout d'abord, je remercie dieu le tout puissant  
qui j'ai donné la force, le courage et la volonté  
afin de réaliser ce travail.*

*Nous aimerions remercier mon encadreur BENSSALAH Ismail  
pour avoir bien voulu m'encadrer et orienter ce travail,  
pour l'aide et le soutien qu'il m'a fourni durant  
d'élaboration de ce projet de fin d'étude.*

*Nous tenons à remercier les membres du jury qui ont bien voulu me faire  
l'honneur d'examiner mon travail et que j'espère qu'ils en seront satisfaits.*

*Nous exprimons notre gratitude la plus sincère à tous enseignant du  
département de génie civil qui ont veillé à ce que notre formation soit la plus  
parfaite possible.*

*Enfin, je n'oublierais pas de remercier aussi tout ceux qui m'ont aidé de près ou de loin  
pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.*

## *Dédicace*

*A ma très chère mère Mahdia*

*Quoi que tu fasses ou dises, je ne pourrai pas te remercier correctement. Votre affection me couvre, votre gentillesse me guide et être à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter divers obstacles.*

*A mon très cher père Abd El Kader*

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

*A vous mes frères Omar & Yasser et Younes*

*Qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.*

*À ma merveilleuse et belle petite tante Besma*

*Qui a toujours enduré toutes mes qualités difficiles et mes sautes d'humeur, essayant toujours de me comprendre et de me mettre à l'aise et heureuse. Avec tout mon amour et ma gratitude envers toi, ma sœur, qui n'est pas née de ma mère*

*A mes grands-mères*

*À qui je souhaite une bonne santé et une longue vie pleine de joie et de tranquillité d'esprit.*

*A tous mes oncles et mes tantes les cousins, les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.*

*Merci pour leurs amours et leurs encouragements.*

*Sans oublier mon binôme Hanifi Chaima pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet*

*Habbar Bouchra.*



# *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire à :*

- . Mes chers parents, pour leur soutien indéfectible tout au long de ce parcours.*
- . Ma sœur, et mes frères.*
- . Mes tantes, et mes tontons.*
- . Mon grand père décidé et ma grand-mère que dieu le protège.*
- . Toutes la famille HANIFI.*
- . Ma binôme HABBAR Bouchra.*
- . toutes les personnes qui me respectent et qui m'aiment.*

*HANIFI Chaima.*

## Résumé

Cette étude mis en évidence l'influence de quelques formes d'inclusion géosynthétiques notamment des nappes horizontales ou un système de renforcement géocellulaire nommée « Géocell » sur le comportement mécanique en termes de résistance et déformation des sols granulaires renforcés. Une campagne d'essais de cisaillement direct et œdométriques a été adressée au laboratoire sur un sol granulaire enfermé dans une géocellule ou renforcé par une nappe horizontale placée au niveau du plan de cisaillement. Les géocellules « géocells » sont préparées par des nappes en géotextile (SP 200T et SP 301T) fabriqués par la société AFITEX-Algérie et cousus à la main pour former le système de confinement afin d'étudier l'effet de la raideur de la géocell sur les performances globales du composite géocell-sable. Les essais de cisaillement montrent que l'inclusion des nappes horizontales au niveau des plans de cisaillement provoque une diminution de la résistance au cisaillement d'un ordre de 15-18%, et ce qui donne des plans préférentiels de rupture par cisaillement. D'autre part, une amélioration de la résistance au cisaillement du sable est obtenue avec l'inclusion des géocellules alvéolaires. Pour ce qui concerne les déformations de cisaillement, une amélioration significative du caractère dilatant est engendrée par l'inclusion des nappes ou la géocell. Les résultats des essais œdométriques montrent une augmentation de l'indice de compression ( $C_c$ ) dans le sable renforcé par de géocells ; et une légère variation de l'indice de gonflement ( $C_s$ ) provoquée par le renforcement.

Mots-clés : Sable renforcé ; Géocell ; Résistance ; Déformation ; Compressibilité.

## Abstract

This study highlights the effect of some forms of geosynthetic inclusion, namely horizontal layers or a geocellular reinforcement system called "Géocell" on the reinforced sand mechanical behaviour in terms of resistance and deformation. A series of direct shear and oedometric tests was carry out in the laboratory on granular soil enclosed in a geocell or reinforced by a horizontal layer placed at the shear plane. The geocells are prepared by geotextile layers (SP 200T and SP 301T) manufactured by the company AFITEX-Algeria and sewn by hand to form the confinement system in order to study the effect of its stiffness on the overall performance of the geocell-sand composite. The shear tests show that the inclusion of horizontal layers at the shear planes produces a reduction in the shear strength of an order of around 15-18%, and which gives preferential planes of failure by shear. On the other hand, an improvement in the shear strength of the sand is obtained with the inclusion of geocells. Regarding shear deformations, a significant improvement in the dilatant character is generated by the inclusion of layers or the geocell. The results of the oedometric tests show an increase in the compression index ( $C_c$ ) in sand reinforced with geocells; and a slight variation in swelling index ( $C_s$ ) caused by reinforcement.

Keywords: Reinforced sand; Geocell; strength; Deformation; Compressibility.

## المخلص

تسلط هذه الدراسة الضوء على تأثير بعض أشكال اضافات الجيوسانثيتيك وأبرزها الطبقات الأفقية أو نظام التسليح على شكل خلية المسمى "جيوسيل" على السلوك الميكانيكي من حيث مقاومة وتشوه التربة الحبيبية المسلحة. تم اعتبار سلسلة من اختبارات القص المباشر وقياس السماكة في المختبر على تربة حبيبية محاطة بـ جيوسيل أو معززة بطبقة أفقية موضوعة على مستوى سطح القص. تم تحضير خلايا "الجيوسيل" بواسطة طبقات جيوتكستيل (SP 200T و 301T SP) من تصنيع شركة افيتيكس-الجزائر وخطاؤها يدويا لتشكل نظام الخلية وذلك لدراسة تأثير صلابة خلية الجيوسيل على الأداء العام للتربة المعززة. أظهرت اختبارات القص أن إدراج الطبقات الأفقية على مستوى القص يؤدي إلى انخفاض في مقاومة القص بحوالي 15-18%، مما يعطي مستويات تفضيلية للانهياب عن طريق القص. ومن ناحية أخرى، تم الحصول على تحسن في مقاومة القص للرمال من خلال تعزيز التربة بخلايا الجيوسيل. فيما يتعلق بتشوهات القص، فقد لوحظ تحسن كبير في الخاصية المتوسعة عن طريق إدراج طبقات الجيوتكستيل أو خلية الجيوسيل. أظهرت نتائج اختبارات قياس السماكة زيادة في مؤشر الانضغاط (Cc) في الرمال المدعمة بخلايا الجيوسيل. واختلاف طفيف في مؤشر التوسع (Cs) الناتج عن التسليح.

الكلمات المفتاحية: الرمل المقوى؛ خلية الجيوسيل؛ المقاومة؛ التشوه؛ الانضغاطية.

## Sommaire général

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

### Chapitre I : Etude bibliographique: sols granulaire et techniques de renforcement

I.1.Introduction.....	4
I.2. Les problèmes dans les sols.....	4
I.2.1.tassement.....	4
I.2.2.glissement .....	5
I.2.3. Affaissement.....	5
I.2.4. Gonflement.....	6
I.3. Technique du renforcement des sols.....	6
I.3.1. Méthode par densification.....	6
a) Compactage par explosifs.....	7
b) Compactage par Vibroflotation .....	7
c) Compactage dynamique.....	8
I.3.2 Renforcement de sol par inclusion.....	9
a) Renforcement de sol par inclusion de micro-pieux .....	9
b) Renforcement de sol par colonnes ballastées .....	10
I.4. Renforcement des sols par géosynthétiques.....	11
I.4.1 Les géotextiles.....	11
I.4.2. Les géogrilles.....	11
I.4.3. Les géofilets.....	11
I.4.4. Les géomembranes.....	12
I.4.5. Géosynthétiques bentonitiques.....	12
I.4.6. Geocelle.....	12
I.5. Résumé sur quelques travaux de recherche dans la littérature.....	13
a) Latha et Murphy (2007) .....	13
b) Wang et al (2008).....	13
c) Yang et al (2010).....	15
d) Chenet al (2014).....	16
I.6. Conclusion .....	17

## Chapitre II : Matériaux et procédures expérimentales

II.1. Introduction.....	19
II.2. Matériaux utilisés.....	19
II.2.1. Sable de Chlef .....	19
II.2.2. Géosynthétiques (Géotextile SP 200 T et SP 301 T).....	20
II.3. Essais préliminaires de caractérisation et d'identification.....	21
II.3.1. Analyse granulométrique NF P 18-170.....	21
II.3.2. Masse volumique des particules solides (essai au pycnomètre NF P94-054).....	24
II.3.3. Indices de vide extrêmes (NF P 94-059).....	25
II.4. Dispositif expérimental pour les études paramétriques.....	27
II.4.1. Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1).....	27
II.4.2. Essai œdométrique (NF P 94-090-1).....	29
II.5. Conclusion .....	31

## Chapitre III : Etude paramétrique sur le comportement au cisaillement

III.1. Introduction.....	33
III.2. Essai de répétabilité.....	33
III.3. Effet de la contrainte normale.....	34
III.4. Renforcement par inclusion horizontale géotextile.....	36
III.5. Renforcement par géocellules tridimensionnelles.....	41
III .6. Conclusion.....	45

## Chapitre IV : Compressibilité des sols renforcés par géosynthétiques à plusieurs paliers de consolidation

IV.1. Introduction .....	48
IV.2. Essai de répétabilité.....	48
IV.3. Courbe de compressibilité.....	49
IV.4. Caractéristiques et paramètres de compressibilité.....	51
a) Indice de compression $C_c$ .....	51
b) Indice de gonflement $C_s$ .....	52
c) Module œdométrique $E_{oed}$ .....	52
IV.5. Courbe de consolidation.....	55
IV.6. Conclusion.....	59
Conclusion générale.....	60
Référence.....	62

)

## Nomenclature

$C_u$		Coefficient d'uniformité ou de HAZEN
$C_c$		Coefficient de courbure
$D_{10}$	(mm)	Diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant
$D_{30}$	(mm)	Diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant
$D_{50}$	(mm)	Taille moyenne des grains
$D_{60}$	(mm)	Diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant
$D_r$		Densité relative
$\omega$	%	Teneur en eau
$\gamma_s$	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique des grains solides
$\gamma_w$	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique de l'eau
$\gamma_{dmin}$	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique minimale
$\gamma_{dmax}$	(KN/m <sup>3</sup> )	Poids volumique maximale
$e$		Indice des vides
$e_{max}$		Indice des vides maximal
$e_{min}$		Indice des vides minimal
$M_m$	(Kg)	La masse du moule
$V_{moule}$	(m <sup>3</sup> )	Le volume du moule d'essai
$M_d$	(Kg)	La masse sèche de l'échantillon
$M$	(Kg)	La masse du moule et de son contenu
$N$	(N)	Charge verticale
$T$	(N)	Force horizontale de cisaillement
$\sigma_N$	(kPa)	La contrainte normale
$\Delta l$	(mm)	Déplacement horizontal à la boîte de cisaillement
$\Delta h$	(mm)	Déplacement horizontal
$\tau$	(kPa)	La contrainte tangentielle
$\tau_{max}$	(kPa)	La contrainte de cisaillement maximale
$\Phi$	(°)	Angle de frottement
$C$	(kPa)	Cohésion apparente
$C_c$		L'indice de compression
$C_s$		L'indice de gonflement
$\sigma'_p$	(kPa)	La contrainte de préconsolidation
$E_{oed}$	(kPa)	Module œdométrique
$\Delta h$	(mm)	Le tassement pour essai œdométrique
$C_v$	(m <sup>2</sup> /s)	Le coefficient de consolidation
$T$	(s)	Le temps de tassement
$t_{90}$	(s)	Le temps nécessaire pour atteindre 90% consolidation
$\Delta\sigma'_v$	(kPa)	Variation de contrainte œdométrique

## Liste des figures

### Chapitre I : Etude bibliographique : Sols granulaires et techniques de renforcement

Fig. I.1 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia ( <a href="#">Belkaaloul et Araba 2020</a> )....	5
Fig. I.2 : Exemple d'un glissement terrain dans la région de Darjeeling(Inde) sols ( <a href="#">Belkaaloul et Araba 2020</a> ) .....	5
Fig. I.3 : Affaissement du terrain survenu sur la mine d'Elura située l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie ( <a href="#">Belkaaloul et Araba 2020</a> ) .....	6
Fig. I.4 : Fissuration due au retrait et gonflement des sols ( <a href="#">Belkaaloul et Araba 2020</a> ).....	6
Fig. I.5. Compactage par explosifs ( <a href="http://www.algerie.prix-construction.info">http://www.algerie.prix-construction.info</a> ).....	7
Fig. I.6. Vibroflotation ou vibrocompaction ( <a href="https://www.menardfrance.fr">https://www.menardfrance.fr</a> ).....	8
Fig. I.7. Compactage dynamique ( <a href="https://www.keller-france.com/">https://www.keller-france.com/</a> ).....	9
Fig. I.8. Micropieu ( <a href="https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/mini-pieux/micropieu">https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/mini-pieux/micropieu</a> ).....	10
Fig. I.9 : Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées.....	11
Fig. I.10. geocelle ( <a href="https://www.polyflexgeomembrane.com">https://www.polyflexgeomembrane.com</a> ).....	13
Fig. I.11. Comportement contrainte-déformation d'un sable renforcé par des différentes formes de géosynthétiques ( <a href="#">Latha et Murphy 2007</a> ) .....	14
Fig. I.12. Disposition générale de l'essai de cisaillement direct à grande échelle ( <a href="#">Wang et, al 2008</a> ) : (a)Aperçu du système d'essai de cisaillement direct à grande échelle ; (b) Disposition générale des instruments de test (unité : mm) .....	15
Fig. I.13. Enveloppes de limite de cisaillement (droites de Coulomb) pour des essais de cisaillement direct à grande échelle ( <a href="#">Wang et, al, 2008</a> ) .....	15
Fig. I.14. Courbes charge verticales – tassements ( <a href="#">Yang et al, 2010</a> ) .....	16
Fig. I.15. Images SEM de mudstone altéré ( <a href="#">Chenet al, 2014</a> ) .....	17

### Chapitre II : Matériaux et procédures expérimentales

Fig. II.1. Géosynthétiques utilisées et formation des géocells tridimensionnelles.....	20
Fig. II.2. Fiche technique des géotextiles utilisés, fournie par le producteur ( <a href="http://huesker.fr">huesker.fr</a> ).....	21
Fig. II.3. Emplacement des géocells dans les échantillons du sable : (a) Technique (T1) _ totalité de l'échantillon confiné par la géocell ; (b) Technique (T2) _ Une partie de l'échantillon confiné par la géocell ; (c) _ géotextile horizontale	21
Fig. II.4. Analyse granulométrique – photo ( <a href="https://www.proviteq.com">https://www.proviteq.com</a> ).....	22
Fig. II.5. Courbes granulométriques de sable de Chlef.....	23

Fig. II.6. Les différentes étapes pour l'essai au Pycnomètre. ....	25
Fig. II.7. Matériels utilisé pour déterminer les masses volumiques minimales et maximales.....	25
Fig. II.8. Méthode de déposition du sable utilisée pour déterminer la masse volumique minimale..	26
Fig. II.9. Méthode de déposition du sable utilisée pour déterminer la masse volumique maximale.....	26
Fig. II.10. Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (la norme NF P 94-071-1).	28
Fig. II.11. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement (La norme NF P 94-071-1)	28
Fig. II.12. (a) L'appareil de cisaillement de laboratoire MDS université Chlef ; (b) Matériels supplémentaires utilisés pour la préparation des échantillons.....	29
Fig. II.13. Principe de l'essai œdométrique (la norme XP P 94-090-1) .....	30
Fig. II.14. L'appareil de l'essai œdométrique laboratoire MDS université Chlef.....	31

### Chapitre III : Etude paramétrique sur le comportement au cisaillement

Fig. III.1. Essai de répétabilité ( $\sigma_N = 100$ kPa, $D_r = 85\%$ et $\omega = 3\%$ ): (a) variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement ( $\Delta H$ ); (b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ( $\Delta H$ ).....	34
Fig. III.2. Résultats des essais de cisaillement sur sable de Chlef seul ou renforcé par inclusion des géocells : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (sable de Chlef) ; (b) Variation de la contrainte de cisaillement (sable renforcé par géocelle) ; (c) Variation des déformations verticales (sable de Chlef) ; (d) Variation des déformations verticales (sable renforcé par géocelle) .....	35-36
Fig. III.3. Variation de la contrainte de cisaillement des sable Chlef seul et sable renforce par 301T et 200T pour les deux contraintes normales (a) $\sigma_N=100$ kPa ; (b) $\sigma_N=300$ kPa.....	37
Fig. III.4. Les nappes de renforcement offrent un plan préférentiel de rupture par Cisaillement (Ronco et al. 2009) .....	38
Fig. III.5. Variation des déplacements verticaux de sable seul et sable renforcés par géotextile SF 301T et SF 200T : (a) $\sigma_N = 100$ kPa ; (b) $\sigma_N = 300$ kPa.....	39
Fig. III.6. Courbes intrinsèques (droites de Coulomb) de sable seul et sable sable renforcé par nappes géotextile. ....	39
Fig. III.7. Variation des caractéristiques mécaniques de sable seule et sable avec inclusion d'une nappe géotextile horizontale au niveau du plan de cisaillement : (a) cohésion ; (b) l'angle de frottent.....	40
Fig. III.8. Emplacement des géocells dans les échantillons du sable : (a) Technique (T1) _ totalité de l'échantillon confiné par la géocell ; (b) Technique (T2) _ Une partie de l'échantillon confiné par la géocell.....	41
Fig. III.9. Variation de la contrainte de cisaillement du sable seul et sable renforce par géocells mettons en évidence les deux technique (T1) et (T2) : (a) Géocells formées par SP 200T ; (b) Géocells formées par SP 301T.....	42

Fig. III.10. Variation des déplacements verticaux du sable seul et sable renforcé par géocells mettons en évidence les deux techniques (T1) et (T2) : (a) Géocells formées par SP 200T ; (b) Géocells formées par SP 301T.....	42
Fig. III.11. Courbes intrinsèques des différents échantillons : Inclusion formée par SP 200T.....	43
Fig. III.12. Courbes intrinsèques des différents échantillons : Inclusion formée par SP 301T.....	43
Fig. III.13 ; Variation des caractéristiques mécaniques de sable seul et renforcé par T1 et T2 ou les géocells sont formées par SP 301T : (a) cohésion ; (b) l'angle de frottement. ....	44
Fig. III.14 ; Variation des caractéristiques mécaniques de sable seul et renforcé par T1 et T2 ou les géocells sont formées par SP 200T : (a) cohésion ; (b) l'angle de frottement. ....	45

#### **Chapitre IV : Compressibilité des sols renforcés par géosynthétiques à plusieurs paliers de consolidation**

Fig. IV.1. Essai de répétabilité du dispositif œdométrique utilisé (Arab et Arifi 2021) : (a) courbe de compressibilité ; (b) courbe de consolidation (cas d'un sable normalisé + 30% bentonite) à un chargement entre 50 à 100 kPa.....	49
Fig. IV.2. Courbe de compressibilité du sable seul.....	50
Fig. IV.3. Courbe de compressibilité Sable renforcé par géocell formée par des géotextiles SP 200T ...	50
Fig. IV.4. Courbe de compressibilité Sable renforcé par géocell formée par des géotextiles SP 301 T ..	50
Fig. IV.5. Résumé des courbes de compressibilité du sable seul et renforcé par géocell.....	51
Fig. IV.6. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) pour trois types de sol : sable seul, sable renforcé avec géotextile 200T, et sable renforcé avec géotextile 301T. ....	53
Fig. IV.7. Variation de l'indice de gonflement ( $C_g$ ) pour trois échantillons : sable seul, sable renforcé avec SP 200T, et sable renforcé avec SP 301T. ....	54
Fig. IV.8. Variation de la contrainte de préconsolidation pour trois échantillons.....	55
Fig. IV.9. Variation du module œdométrique $E_{oed}$ pour les trois échantillons.....	55
Fig. IV.10. Courbes de consolidation de sable seul.....	56
Fig. IV.11. Courbes de consolidation sable renforcé par géocells SP 200T.....	57
Fig. IV.12. Courbes de consolidation sable renforcé par géocells SP 301T.....	57
Fig. IV.13. Résumé des courbes de consolidation du sable seul et sable renforcé par SP 200T ainsi que celui renforcé par SP 301T.....	58
Fig. IV.14. Variation du coefficient de consolidation ( $C_v$ ) pour les différents échantillons (chargement successif de 407.43 – 814.54 kPa) .....	59

#### **Liste des tableaux**

Tab. II.1. Les dimensions de les Géotextiles utilisé .....	23
Tab. II.2. Analyse granulométrique du sable de Chlef .....	23
Tab. II.3. Détermination des indices des vides minimale.....	27

Tab. II.4. Détermination des indices des vides maximale.....	27
Tab. II.5. Détermination des masses utilisées dans l'essai de cisaillement.....	27
Tab. II.6. Détermination des masses utilisées dans l'essai œdométrique.....	27
Table III.1. Présentation des deux techniques du renforcement par géocellulaires.....	41
Table. IV.1. Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols compressibles (Nouaouria 2010) .....	52
Table. IV.2. Paramètres de compressibilité pour trois échantillons : sable seul, sable renforcé avec SP 200T, et sable renforcé avec SP 301T.....	53
Tableau IV.3. Paramètres de consolidation des différents échantillons.....	58

## Introduction générale

L'utilisation des géosynthétiques pour renforcer le sable est devenue une pratique courante dans divers domaines de l'ingénierie civile et de l'aménagement du territoire. Cette technique innovante consiste à intégrer des géotextiles (ou autres familles des géosynthétiques), fabriqués à partir de matériaux synthétiques tels que le polypropylène ou le polyester, dans les couches de sable, renforçant ainsi les sols, prévenant l'érosion et stabilisant les structures. En agissant comme une armature, les géotextiles répartissent les charges de manière uniforme et améliorent la filtration de l'eau, réduisant les risques d'érosion.

Les applications de cette méthode sont variées, allant du renforcement des talus et des digues à la stabilisation des routes et des pistes d'aéroport, ainsi qu'à la protection côtière. Parallèlement, l'analyse de la stabilité des ouvrages en terre renforcés par inclusion des géosynthétiques avec des diverses forme et disposition dans le sol reste une préoccupation majeure pour les ingénieurs géotechniciens, en raison des nombreuses incertitudes entourant la mécanique des sols.

D'autre part, l'étude du comportement mécanique d'un sable confiné par géocells est cruciale pour comprendre comment ces structures influencent les caractéristiques du sol. Afin de mieux comprendre ces mécanismes ; des expérimentations en laboratoire ont été adressés, notamment des essais de cisaillement direct et des essais œdométriques. Les paramètres d'interface Sol/Renforcement sont étudiés en particulier ; et qui représente en fait un aspect essentiel pour la conception et le dimensionnement des structures renforcées. Les ouvrages de terre renforcés par géosynthétiques peuvent subir des diverses charges, et les résultats des essais de cisaillement direct et/ou œdométriques fournissent des données indispensables pour évaluer leur performance sous ces conditions.

Les travaux présentés dans ce mémoire s'articulent essentiellement sur la détermination des propriétés de frottement à l'interface sol/géotextile, et l'effet en général des inclusions géosynthétiques sur le comportement des sols renforcé ; mettons en évidence l'effet de la forme d'inclusion (nappe horizontales ou géocellule).

Le mémoire est structuré en quatre chapitres : (1) Le premier chapitre comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés sur les problèmes dans les sols granulaires et les techniques de renforcement des sols. Une synthèse qui résume les résultats des différents chercheurs ayant traité des problématiques liées à notre sujet est adressée en particulier ; (2) Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des matériaux utilisés et des procédures expérimentales, incluant les essais préliminaires de caractérisation et d'identification de base ainsi que l'appareillage utilisé ; (3) Le troisième chapitre présente une étude paramétrique expérimentale sur le comportement mécanique du sable de Chlef seul et renforcé par nappes horizontales placées au niveau du plan de cisaillement ou des géocells formées par les mêmes géotextiles SP 200T et SP 301T (par les coudre à la main), en termes de résistance et de déformation (déplacements verticaux), et par conséquent les caractéristiques mécaniques en termes de cohésion apparente et d'angle de frottement interne ; (4) Le quatrième chapitre résume les résultats des essais œdométriques réalisés sur le sable de Chlef seul et renforcé par des géocells formées par les géotextiles SP 200T et SP 301T. Les courbes de compressibilité des différents mélanges sont présentées, et les variations des paramètres de compressibilité, tels que l'indice de compression ( $C_c$ ) et de gonflement ( $C_s$ ), ainsi que le module œdométrique ( $E_{oed}$ ) et la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ). La courbe de consolidation des différents échantillons étudiés et la variation de l'indice de consolidation sont également analysées. A la fin, par une synthèse générale, nous concluons ce travail.

# **Chapitre I :**

## **Etude bibliographique : Sols granulaires et techniques de renforcement**

## I.1. Introduction

L'inclusion de géocellules, communément appelée "Géocell", dans les sols granulaires renforcés est devenue une pratique courante dans le domaine de l'ingénierie géotechnique.

Malgré l'existence de nombreuses études antérieures sur le comportement des sols confinés par des géocellules, il reste encore des questions ouvertes concernant l'optimisation de cette technique et ses implications pratiques. Les travaux de [Mitchell et al, \(1979\)](#) ont jeté les bases de la compréhension des modes de défaillance potentiels des cellules en papier remplies de sable, tandis que [Bathurst et Karpurapu \(1993\)](#) ont examiné les résultats d'essais de compression triaxiale sur des sols sans cohésion confinés par une géocellule flexible à paroi mince. Les études sur le terrain de [Bush et al. \(1990\)](#), [Cowland et Wong \(1993\)](#), et [Hendricker et al. \(1998\)](#) ont quant à elles fourni des informations précieuses sur les applications pratiques des géocellules pour la construction sur des argiles molles.

Dans ce chapitre, on va présenter quelques définitions de base en relation avec le sujet proposé, les principaux problèmes liés aux sols granulaires et les différentes techniques d'amélioration des sols notamment les méthodes de densification et d'inclusion.

## I.2. Les problèmes dans les sols

Parfois, pour des raisons imprévisibles, le sol commence à se dilater ou à gonfler ou peut avoir des effets inattendus ou peut s'effondrer. Pour certaines raisons, la structure du sol peut également changer, modifiant ainsi sa résistance. Tout cela peut créer beaucoup de problèmes pour la mise en œuvre des fondations des ouvrages, ce qui impose de procéder à des techniques d'amélioration pour soulever ou éliminer les risques engendrant le sol.

Il existe des multiples de sols problématiques, certains de la plus notable étant le gonflement de l'argile, les sols et les sols souples dispersifs ([Belkaaloul et Araba 2020](#)).

### I.2.1. Tassement

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, Argiles) sous l'effet des charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par sur exploitation ([Figure. I.1](#)).



Fig. I.1 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia (Belkaaloul et Araba 2020)

### I.2.2. Glissement

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante (Figure. I.2).



Fig. I.2 : Exemple d'un glissement terrain dans la région de Darjeeling(Inde) sols (Belkaaloul et Araba 2020)

### I.2.3. Affaissement

Le phénomène d'effondrement (collapse) est la diminution du volume d'un sol, soumis à certaines conditions, suite à son humidification avec ou sans chargement. Cette diminution de volume conduit à une densification irréversible du sol, initialement lâche ou peu dense (Figure. I.3).

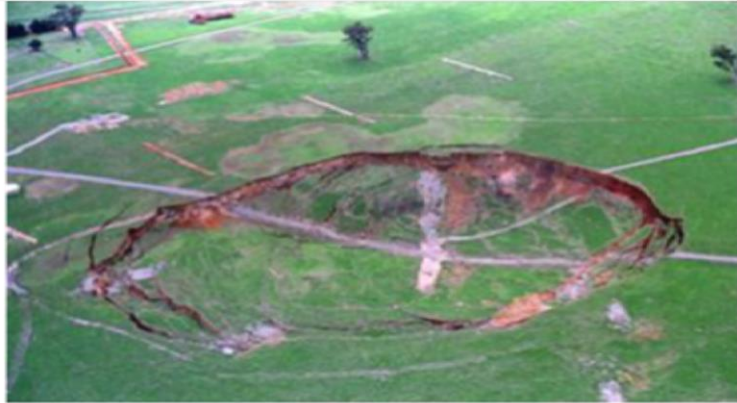


Fig. I.3 : Affaissement du terrain survenu sur la mine d'Elura située l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie (Belkaaloul et Araba 2020)

#### I.2.4. Gonflement

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays à climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste (Figure. I.4).

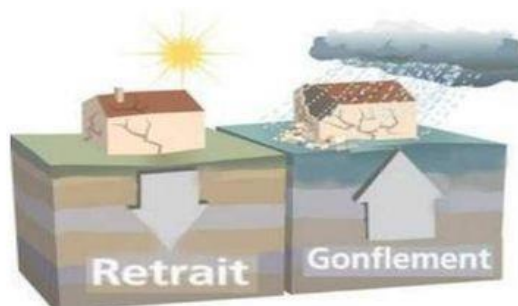


Fig. I.4 : Fissuration due au retrait et gonflement des sols (Belkaaloul et Araba 2020)

### I.3. Techniques du renforcement des sols

Le renforcement des sols est un des domaines récents de l'amélioration des sols. Il consiste à placer au sein du sol des inclusions résistantes passives qui peuvent être linéaires, planes ou composites. Ce rapport général traite successivement des phénomènes d'interaction entre le sol et l'inclusion, puis du comportement et du dimensionnement des ouvrages pour les principales techniques suivantes : clouage (soutènements et stabilisation de pentes), radiers de fondations et colonnes ballastées, qui ne représentent qu'une partie des techniques de

renforcement. Il constitue à la fois un état des connaissances et un examen des communications présentées au congrès d'Helsinki (Schlosser et al, 1984)

### I.3.1 Méthode par densification

La méthode consiste à améliorer la densité relative du sol et par la résistance à la liquéfaction par l'un des moyens (Arab et al, 2012) de Il permet un compactage, il y a plusieurs méthode de compactage

#### a. Compactage par explosifs

Le compactage par explosifs est une technique de densification des sols par l'utilisation d'explosifs. Il s'agit d'une méthode peu commune mais efficace pour compacter de grands volumes de sol, en particulier dans les sols difficiles à compacter par des méthodes traditionnelles, tels que les sols sableux ou graveleux. Le principe du compactage par explosifs est basé sur l'utilisation d'explosifs pour créer des ondes de choc qui se propagent dans le sol, provoquant ainsi le rapprochement des particules de sol et l'expulsion de l'air et de l'eau. Cela permet d'augmenter la densité du sol et d'améliorer ses propriétés mécaniques, telles que sa résistance au cisaillement et sa capacité portante. (Le Blanc et al, 1986) ; (Figure I.5).



Fig. I.5. Compactage par explosifs (<http://www.algerie.prix-construction.info>)

### b. Compactage par Vibroflotation

Cette méthode consiste à générer, à l'aide d'un vibreur de profondeur (vibroflot), des vibrations horizontales dans les sols grenus afin de les cisailer et de provoquer une liquéfaction localisée et un tassement immédiat (Mecsi et al 2005) (Figure I.5).



Fig. I.6. Vibroflotation ou vibrocompaction (<https://www.menardfrance.fr>)

### c. Compactage dynamique

Le compactage dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur sous l'effet d'impacts de forte énergie obtenus par la chute d'une masse en surface (Figure I.7). Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer en profondeur les caractéristiques mécaniques. Le pilonnage est associé à un contrôle géotechnique particulièrement intensif de manière à atteindre le plus rationnellement possible le but recherché. Le compactage dynamique est applicable dans tous les types de sols à comportement granulaire. Il s'applique particulièrement bien aux remblais hétérogènes inertes ainsi qu'aux terrains rapportés de composition variable, y compris lorsqu'ils contiennent des blocs. Le compactage dynamique peut s'appliquer aussi bien à des sols non saturés qu'à des sols situés sous la nappe (<https://www.keller-algerie.com>).

Parmi les avantages de cette technique, (1) le compactage peut atteindre une large gamme de sol, y compris des remblais à blocs ; (2) Augmentation de la capacité portante ; (3) Réduction des tassements ; (4) Les sols en place et les remblais compactés ont une densité, un angle de frottement et une rigidité accrus ; (5) Peut améliorer les conditions du sol sur les sites de manière à permettre la réalisation de fondations superficielles, (6) L'évacuation des remblais compressibles et contaminés peut être évitée.



Fig. I.7. Compactage dynamique (<https://www.keller-france.com/>)

### I.3.2 Renforcement de sol par inclusion

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

Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés (Figure I.8). Chaque pieu est constitué d'une barre ou d'un tube de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur (Schlosser et al 1984). Selon Calvente (2014) ; Le grand intérêt des micropieux réside dans la facilité d'installation, en particulier dans les sites d'accès difficile.

Les micropieux sont des éléments de fondations profondes, forés, de faible diamètre (inférieur à 250 mm). Le forage est équipé d'une armature (tube ou tige) enrobés de mortier de scellement (Keller 2023).

Parmi les avantages de cette technique, on peut citer :

- Résiste aux charges latérales, charges de compression et de soulèvement
- Peut être installé dans des sites à accès restreint et à faible hauteur libre avec une perturbation minimale des opérations
- Peut éviter le réacheminement des équipements
- Peut-être combiné avec d'autres techniques pour répondre à des exigences de projet uniques ou complexes, de manière rentable et efficace (Keller 2023).

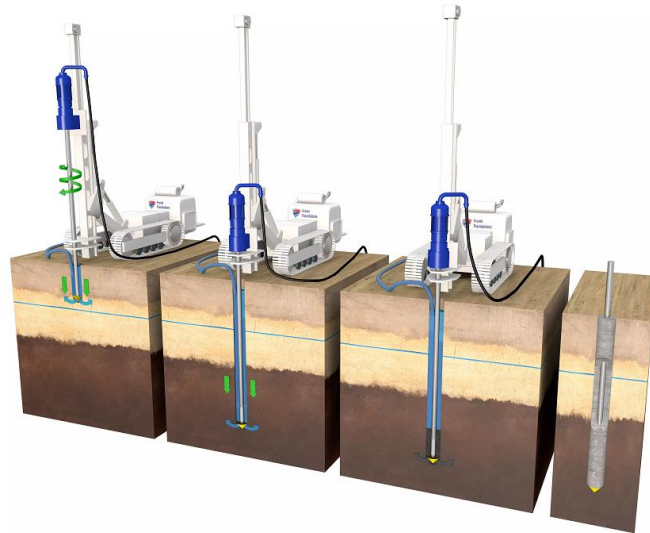


Fig. I.8. Micropieu (<https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/mini-pieux/micropieu>)

### **b. Renforcement de sol par colonnes ballastées**

Le renforcement de sol par colonnes ballastées (Figure I.9), aussi appelé technique des colonnes ballastées, est une technique d'amélioration des sols qui consiste à créer des colonnes verticales de matériau de remblai dans le sol pour en augmenter la capacité portante et réduire les tassements. Ces colonnes sont généralement constituées de gravier concassé ou de sable compacté et sont foncées dans le sol à l'aide d'un vibro-sondeur ou d'un tube à percussion. Le diamètre des colonnes est généralement compris entre **0.5** et **3 mètres** et leur profondeur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres (Guide pratique du renforcement de sols par colonnes ballastées 2014).

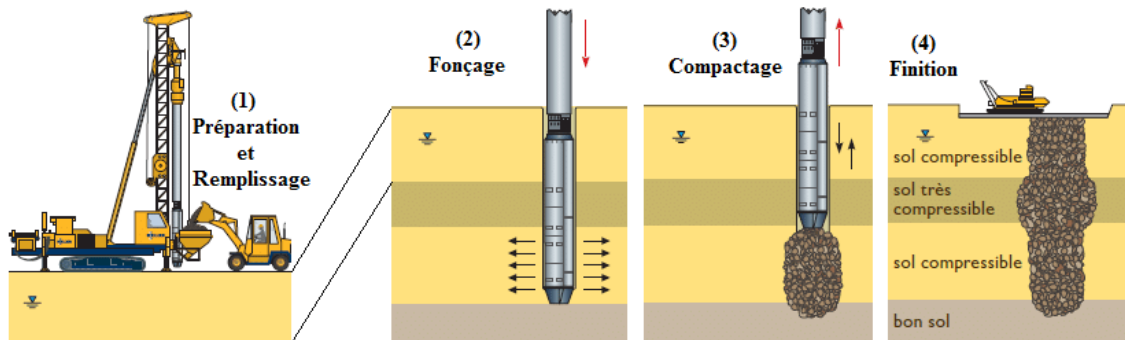


Fig. I.9. Principe de renforcement des sols par colonnes ballastées (Taleb 2018)

## I.4. Renforcement des sols par géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des matériaux synthétiques ou naturels utilisés dans le domaine du génie civil et de la géotechnique pour améliorer les propriétés des sols. Ils se présentent sous différentes formes, notamment des nappes, des bandes et des structures tridimensionnelles. La classification des géosynthétiques se base sur leur fonction principale et leur mode de fabrication. Les trois familles principales de géosynthétiques sont les suivantes :

### I.4.1 Les géotextiles

Les géotextiles sont des nappes perméables constituées de fibres synthétiques (polyester, polypropylène, polyamide, etc.) ou naturelles (coton, jute, etc.). Ils sont fabriqués par tissage, tricotage, non-tissage ou thermolliage. On peut citer ci-dessous quelques fonctions principales des géotextiles :

- Filtration : retenir les fines particules du sol tout en laissant passer l'eau.
- Séparation : séparer deux couches de matériaux de nature différente (par exemple, sol et remblai).
- Drainage : faciliter l'écoulement de l'eau dans le sol.
- Renforcement : améliorer la résistance mécanique du sol.
- Protection : protéger les membranes d'imperméabilisation contre les agressions mécaniques.

### I.4.2. Les géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. La principale application des géogrilles est le renforcement des sols.

### **I.4.3. Les géofilets**

Les géofilets sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

### **I.4.4. Les géomembranes**

Les géomembranes sont des nappes imperméables constituées de matériaux synthétiques (polyéthylène, polypropylène, EPDM, etc.) d'une épaisseur généralement comprise entre 0.5 et 2 mm Les principales fonctions des géomembranes :

- Imperméabilisation : empêcher la migration des fluides (eau, gaz) à travers le sol ou une structure.
- Barrière contre les contaminants : empêcher la contamination des sols et des eaux souterraines par des substances polluantes.
- Protection des structures : protéger les structures en génie civil contre les agressions chimiques et biologiques.

### **I.4.5. Géosynthétiques bentonitiques**

Les géosynthétiques bentonitiques sont des produits constitués d'une couche de bentonite (argile gonflante) prise en sandwich entre deux géotextiles ou deux membranes. Parmi les applications des géosynthétiques bentonitiques :

- Imperméabilisation : empêcher la migration des fluides (eau, gaz) à travers le sol ou une structure.
- Auto-cicatrisation : colmater les fissures et les perforations grâce au gonflement de la bentonite.
- Barrière contre les contaminants : empêcher la contamination des sols et des eaux souterraines par des substances polluantes.

### **I.4.6. Geocelle**

Les géocellules sont des structures tridimensionnelles en géosynthétiques, généralement constituées de polyéthylène haute densité (PEHD) ou de polypropylène (PP), qui sont dépliées et assemblées sur site pour former des structures en nid d'abeille.

Ces structures creuses sont remplies de matériaux de remblai (sable, gravier, terre compactée) pour créer des couches de renforcement dans les sols. (Figure I.10). Ces inclusions ont de nombreux avantages à cause des principales fonctions que peuvent être résumées comme :

- Renforcement du sol : Les géocellules augmentent la capacité portante du sol en répartissant les charges appliquées sur une plus grande surface.
- Stabilisation des pentes : Elles empêchent l'érosion et les glissements de terrain en confinant le matériau de remblai.
- Drainage des sols : Les géocellules permettent une meilleure évacuation de l'eau du sol, ce qui réduit le risque de saturation et d'instabilité.
- Réduction des tassements : Elles limitent les tassements du sol sous les charges, ce qui protège les structures construites dessus.



Fig. I.10. geocelle (<https://www.polyflexgeomembrane.com>)

## I.5. Résumé sur quelques travaux de recherche dans la littérature

- [Latha et Murphy \(2007\)](#) ont étudié l'effet de la forme du renforcement sur le comportement au cisaillement d'un sable renforcé par géosynthétiques. Les trois formes des renforcements considérés sont des nappes horizontales, des géocells et des fibres discrètes. Ils ont utilisé en particulier des essais triaxiaux de compression. Ils ont trouvé que l'inclusion de 8 nappes en géotextile horizontalement placées offre une amélioration significative par rapport aux deux autres formes de renforcement (Figure I.11).

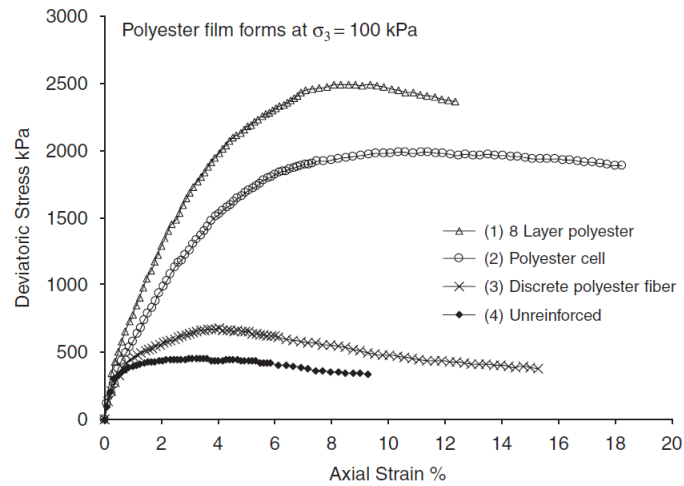


Fig. I.11. Comportement contrainte-déformation d'un sable renforcé par des différentes formes de géosynthétiques (Latha et Murphy 2007)

- Une étude réalisée par Wang et., al (2008), établie par une compagnie des essais réalisés sur des échantillons de sols renforcés de géocellules à l'aide d'un équipement de cisaillement direct à grande échelle (Figure I.12), avec les dimensions de la boîte de cisaillement 500 mm x 500 mm x 400 mm (Longueur x Largeur x hauteur). Trois types d'échantillons ont été utilisés : un sol argileux seul, un sol argileux renforcé avec géocellules et un sol argileux stabilisé au ciment et renforcé par géocellules. L'objectif de leur étude était d'étudier le comportement de la contrainte de cisaillement, le déplacement, la résistance au cisaillement et le mécanisme de renforcement du sol par les géocellules. Ils ont effectué des comparaisons entre les résultats trouvés des essais de cisaillement à la boîte de grande échelle et des essais triaxiaux de compression pour le même type de sol afin d'évaluer l'effet de la méthode d'essai sur la résistance au cisaillement.

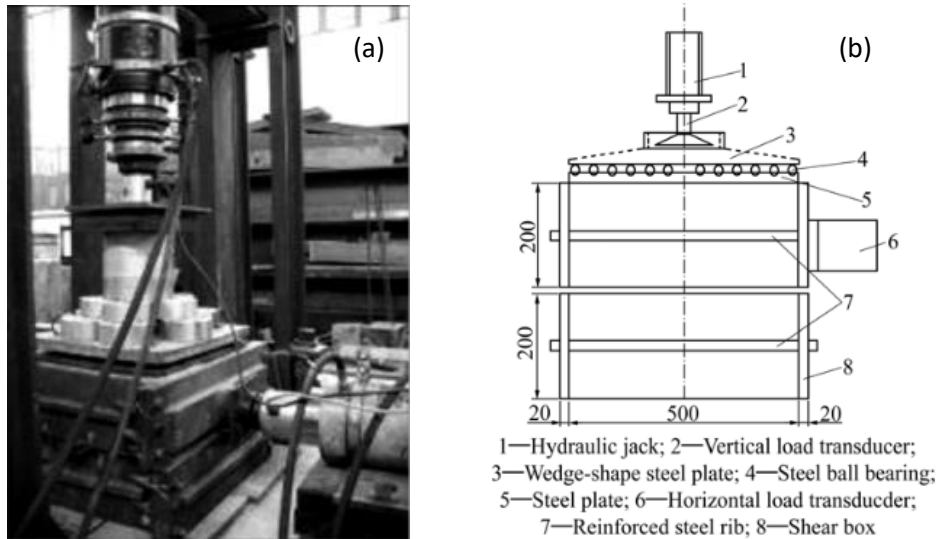


Fig. I.12. Disposition générale de l'essai de cisaillement direct à grande échelle (Wang et, al 2008) : (a) Aperçu du système d'essai de cisaillement direct à grande échelle ; (b) Disposition générale des instruments de test (unité : mm)

Leurs résultats montrent que le sol non renforcé et le sol renforcé par géocells présentent des caractéristiques de la droite de coulomb similaires dans le comportement contrainte-déplacement (Figure I.13). Les tests avec renforcement par géocells entraînent une augmentation de 244% de la cohésion, tandis que les tests avec renforcement par géocells et stabilisation au ciment montrent une augmentation de la cohésion par un facteur de 10 par rapport au sol non renforcé. L'angle de frottement ne change pas de manière significative. Le renforcement par géocells développe une grande cohésion dans la résistance au cisaillement des sols qui s'appelle la cohésion apparente.

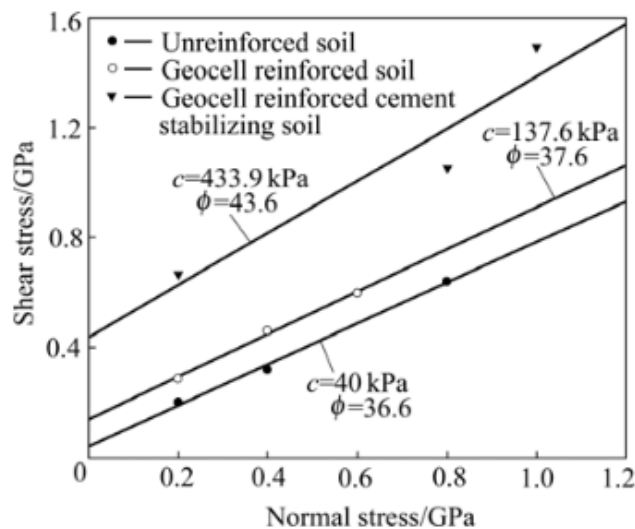


Fig. I.13. Enveloppes de limite de cisaillement (droites de Coulomb) pour des essais de cisaillement direct à grande échelle (Wang et, al, 2008)

- Un développement d'un modèle numérique tridimensionnelle a été adressé par [Yang et al, \(2010\)](#) afin d'analyser le comportement des sols renforcés par une seule géocellule. Dans leur modèle, le sol de remblai a été simulé à l'aide du modèle de Duncan Chang, qui est capable de reproduire la dépendance non linéaire et la contrainte du sol. La géocellule est conçue à l'aide d'éléments linéaires en plaques flexibles, capables de résister aux contraintes de flexion et de membrane. Ils ont adopté une relation linéaire contrainte-déformation avec le critère de fracture de Mohr-Coulomb pour modéliser le frottement à l'interface entre la paroi de la géocellule et le sol. Les courbes charges-tassements obtenues à partir des essais au laboratoire et présenté sur la [Figure I.14](#). Les résultats des essais montrent que le renforcement par géocells augmente la capacité portante du sable étudié. Pour un déplacement de 5 mm, la capacité portante du sol augmente de 102 kPa (non renforcé) à 153 kPa (renforcé).

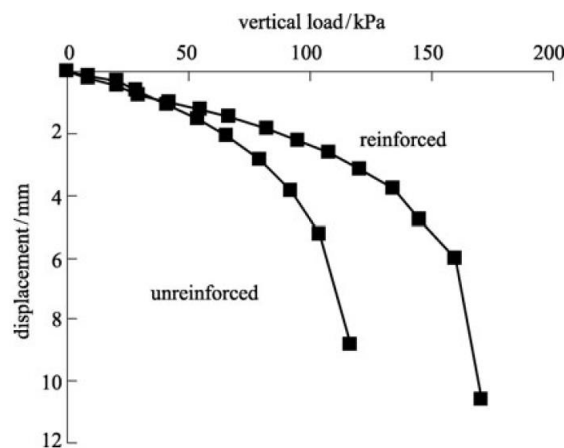


Fig. I.14. Courbes charge verticale – tassements ([Yang et al, 2010](#))

- Une étude qui présente les résultats des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) et drainés (CD) à grande échelle, ainsi que des analyses de microscopie électronique à balayage (SEM), de spectroscopie dispersive en énergie des rayons X (EDX) et des tests de désintégration sur des sols grossiers renforcés par géogridde, a été réalisée par [Chenet al., \(2014\)](#). les images SEM ([Figure I.15](#)) montrent que les grains grossiers se désintègrent rapidement, principalement en raison de la forte teneur en minéraux argileux et de la microstructure lâche. Par conséquent, un temps de désintégration approprié (environ 15 jours) est recommandé pour les sites de remblais. Ils ont indiqué que le comportement au cisaillement d'un remblai renforcé par géogridde est étudié en détail à travers des essais triaxiaux à grande échelle. La déformation au cisaillement

tend vers un comportement de durcissement de la contrainte avec l'augmentation du nombre de couches de géogridde et de la pression de confinement. Les géogriddes améliorent significativement la cohésion apparente du sol grossier.

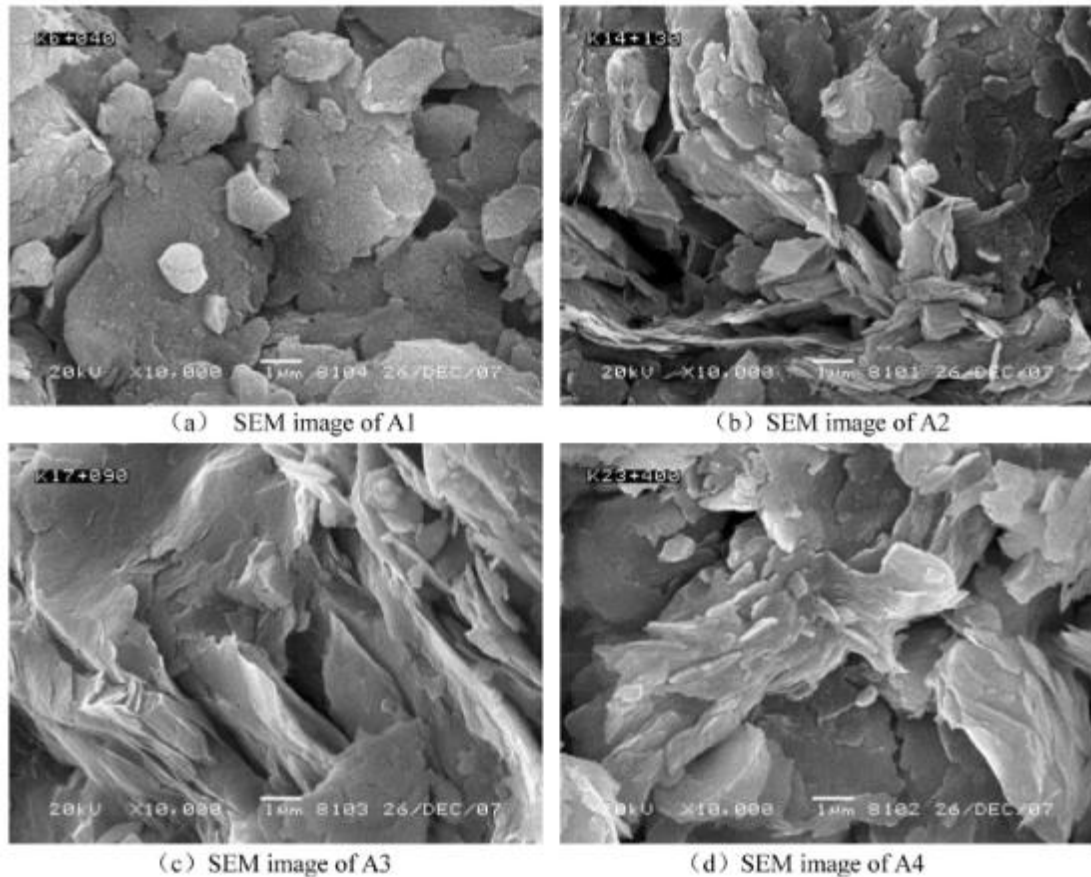


Fig. I.15. Images SEM de mudstone altéré (Chenet al, 2014)

## I.6. Conclusion

Les problèmes dans les sols constituent un défi important pour l'aménagement et la protection de l'environnement. Les techniques de renforcement des sols offrent des solutions efficaces pour améliorer les propriétés des sols et assurer la stabilité des structures. Le développement et l'utilisation de ces techniques contribueront à un développement durable et à une meilleure gestion des ressources naturelles. Nous parlerons et entamerons dans le deuxième chapitre ; les études de caractérisation de base et les dispositifs expérimentaux que nous avons menées en laboratoire afin de faciliter à attaquer notre problématique.

## **Chapitre II :**

### **Matériaux et procédures expérimentales**

## II.1. Introduction

Les essais de laboratoire sont des procédures effectuées sur des échantillons de matériaux ou de produits dans un environnement contrôlé afin d'en déterminer les propriétés et le comportement. Ils sont utilisés dans une large gamme de domaines, notamment l'ingénierie, la géotechnique ... etc.

L'étude paramétrique du comportement mécanique des sols nécessite la réalisation des essais en laboratoire de caractérisation. Dans ce chapitre, nous présentons les matériaux utilisés (Sable de Chlef, et géotextile SF 301T et géotextile SF 200T), ainsi que les dispositifs expérimentaux que nous avons utilisés notamment l'appareil œdométrique et l'appareil de cisaillement rectiligne au laboratoire de la mécanique des sols à l'université de Hassiba Ben Bouali de Chlef. Après une description de ces appareils, on va présenter le mode et les résultats obtenus.

## II.2. Matériaux utilisés

### II.2.1. Sable de Chlef

Le sable a été utilisé dans cette étude comme matériau de base : le sable de Chlef.

Le sable de Chlef est un sable alluvial de granulométrie moyenne, caractérisé par ses grains arrondis et sa couleur jaunâtre. Il est prélevé dans le lit de l'Oued Chlef, qui traverse la ville de Chlef en Algérie. Ce sable a des caractéristiques résumées comme suit :

- Granulométrie moyenne : Le diamètre moyen des grains de sable de Chlef est d'environ 0.61 mm, ce qui le classe dans la catégorie des sables moyens selon la classification LCPC ;
- Forme arrondie : Les grains de sable de Chlef ont une forme arrondie due à l'action de l'eau et du vent sur une longue période. Cette forme arrondie confère au sable de Chlef de bonnes propriétés de tassement et de compactage ;
- Couleur jaunâtre : La couleur jaunâtre du sable de Chlef est due à la présence d'oxydes de fer dans sa composition ;
- Bonne perméabilité : Grâce à sa granulométrie moyenne et à la forme arrondie de ses grains, le sable de Chlef présente une bonne perméabilité à l'eau et à l'air.

- Faible plasticité : Le sable de Chlef est un matériau peu plastique, ce qui signifie qu'il ne se déforme pas facilement sous l'effet d'une charge.

On peut mentionner également que le sable de Chlef est largement utilisé localement pour quelques motifs de construction et de préparation des matériaux, on cite ç titre d'exemple :

- Bâtiment et travaux publics : Le sable de Chlef est un matériau de construction important utilisé dans la fabrication du béton, du mortier, des enduits et des revêtements de sol. Il est également utilisé comme matériau de remblai et de drainage ;
- Industrie du verre : Le sable de Chlef est utilisé comme matière première dans la fabrication du verre ;
- Sablage : Le sable de Chlef est utilisé pour le sablage de surfaces métalliques et autres matériaux ;
- Filtration : Le sable de Chlef peut être utilisé comme matériau de filtration pour l'eau et d'autres liquides.

### II.2.2. Géosynthétiques (Géotextile SP 200 T et SP 301 T)

Le but de cette étude est d'évaluer le comportement du sable de Chlef mentionné précédemment sur le §II.2.1 vis-à-vis une technique de renforcement par inclusion des géocells. Les géocells sont préparées à l'aide des nappes de géotextile SP 200 T et SP 301 T (présentés ci-dessous) par les cousues à la main afin de former un système de renforcement par confinement tridimensionnel (Voir [Figure II.1](#)). Les propriétés des géotextiles utilisées sont données par le fabricant et bien représentées sur la [Figure II.2](#).

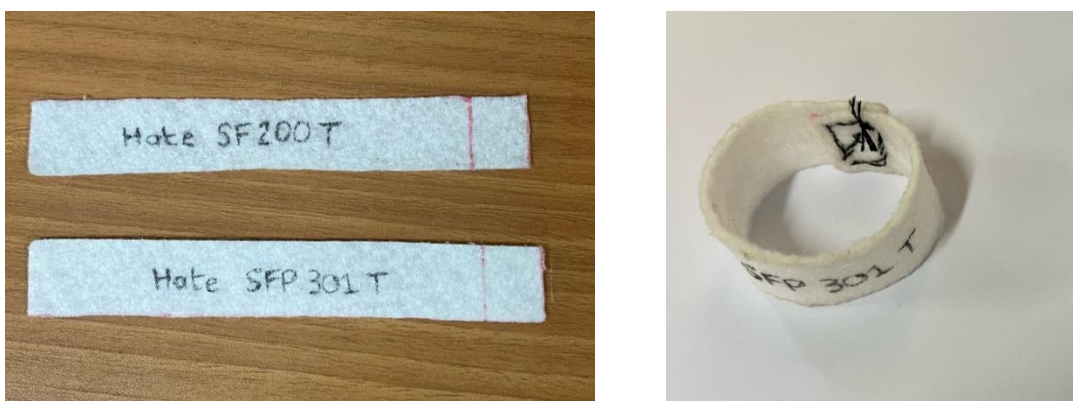
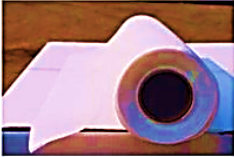


Fig. II.1. Géosynthétiques utilisées et formation des géocells tridimensionnelles



**VIBROMAT**  
Votre partenaire en assainissement et voirie  
NOYELLES-LES-VERMELLES ☎:03.21.26.27.00

**Gamme HaTe® SF pour la séparation et la filtration**  
Géotextile non-tissé aiguilleté, 100% de fibres vierges de Polypropène à haute tenacité, stabilisé anti-U.V., sans traitement chimique.

**CE** **GEOTEXTILE CERTIFIÉ**  
CERTIFICAT DE QUALITÉ PRODUCTS

Références du géotextile		SF 85 T	SF 110 T	SF 150 T	SF 200 T	SF 225	SF 250 T	SF 280	SFP 301 T	SFP 375
Conditionnement	Longueur [m]	120	100	140	110	100	90	90	80	70
	Largeur [m]	2, 3, 6 et 6.50								
Caractéristiques physiques	Asqual-Certificat N°	8800 CQ 11	7300 CQ 10	7301 CQ 10	8801 CQ 11	5000 CQ 10	7302 CQ 10	5001 CQ 10	8802 CQ 11	5002 CQ 10
	CE-Certificat N°	1213-CPD4243	1213-CPD4243	1213-CPD-4243	1213-CPD4243	1213-CPD-4060	1213-CPD4243	1213-CPD-4060	1213-CPD4243	1213-CPD-4060
	Agrément SNCF					D2, A3		A2, A2S, A3, D2		A1, A2, A2S, A3, D1, D2
	Masse surfacique NF EN ISO 9864 [g/m²]	85	115	155	205	225	255	280	315	385
Caractéristiques mécaniques	Epaisseur sous 2kPa NF EN ISO 9863-1 [mm]	0.70	0.80	1.00	1.35	2.30	1.40	2.60	1.90	3.10
	Classe de résistance	Classe 2	Classe 3	Classe 4	Classe 5	NR	Classe 6	NR	Classe 7	Classe 8
	Résistance à la traction NF EN ISO 10319 SP [kN/m]	5	8	12	16	16	20	20	25	30
	Résistance à la traction NF EN ISO 10319 ST [%]	70	65	67	70	80	65	80	70	80
Caractéristiques hydrauliques et complémentaires	Poinçonnement statique (CBR) NF EN ISO 12236 [kN]	0.80	1.20	1.80	2.35	2.30	3.20	3.00	3.90	4.50
	Poinçonnement NF G39-019 [kN]	0.35	0.60	0.90	1.05	1.30	1.50	1.40	2.00	2.00
	Perforation dynamique NF EN ISO 13433 [mm]	> 40	34	29	19	15	15	12	14	8
	Perméabilité à l'eau NF EN ISO 12956 [m/s]	0.125	0.110	0.090	0.065	0.085	0.050	0.065	0.050	0.050
Caractéristiques hydrauliques et complémentaires	Capacité de débit dans le plan NF EN ISO 12958 (20kPa, la 1) SP [mm²/s]	NR	NR	NR	NR	NR	NR	NR	11.4	12.2
	Résistance à la pénétration d'eau NF EN 13562 [mm]	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 5
	Détermination de la souplesse (φ=200mm, σ=60kPa) NF G3902 1-2 [m/m]	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5	≥ 0.5

Fig. II.2. Fiche technique des géotextiles utilisés, fournie par le producteur ([huesker.fr](http://huesker.fr))

### II.2.3. Emplacement des géocells dans les échantillons du sable

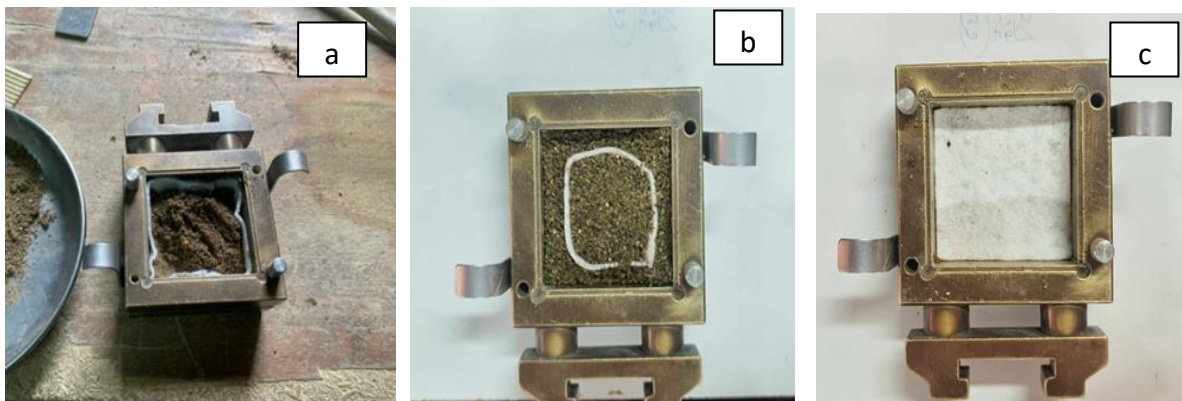


Fig. II.3. Emplacement des géocells dans les échantillons du sable : (a) Technique (T1) \_ totalité de l'échantillon confiné par la géocell ; (b) Technique (T2) \_ Une partie de l'échantillon confiné par la géocell ; (c) \_ nappe horizontale placées au niveau du plan de cisaillement

Tab. II.1. Les dimensions de les Géotextiles utilisé

Technique (T1)	Technique (T2)	nappe horizontale
Longueur : 23 cm	Longueur :15 cm	Longueur : 6 cm
Largeur : 2,5 cm	Largeur : 2,5 cm	Largeur : 6 cm

## II.3. Essais préliminaires de caractérisation et d'identification

### II.3.1. Analyse granulométrique NF P 18-170

L'essai consiste à séparer les grains d'un matériau granulaire en fonction de leur taille à l'aide d'une série de tamis. Chaque tamis possède une ouverture de maille spécifique qui permet de retenir les grains de taille supérieure et de laisser passer les grains plus petits. Le principe fondamental de l'analyse granulométrique consiste à séparer les particules de l'échantillon en fonction de leur taille. Deux méthodes principales sont couramment utilisées à cet effet : (1) méthode par tamisage et (2) méthode par sédimentation. Pour notre cas, on a que le sable de Chlef propre comme matériau de base ; du coup, on a réalisé que la première méthode. Cette méthode implique l'utilisation d'une série de tamis avec des ouvertures de tailles croissantes. L'échantillon est versé sur le tamis le plus grossier et secoué vigoureusement. Les particules plus petites que les ouvertures du tamis passent à travers, tandis que les plus grosses restent retenues. Le processus est répété avec des tamis de plus en plus fins, recueillant ainsi les fractions de particules dans des intervalles de taille définis. La masse de chaque fraction est ensuite mesurée et exprimée en pourcentage de la masse totale de l'échantillon.

Comme appareillage, Les dispositifs utilisés sont consistés en suivant Une sérié des tamis : Des tamis dont les ouvertures carrés, de dimensions normalisées Réalisées à partir d'un maillage métallique, la série des tamis utilisée est la suivante : 2.00 - 1.25 - 1.00 - 0.630 - 0.250 - 0.125 - 0.08 mm et 0 mm (qui représente le fond fermé) ; (Figure II.3).



Fig. II.3. Analyse granulométrique – photo (<https://www.proviteq.com>)

On terme de résultats de l’analyse granulométrique du sable de Chlef étudié et qui est représenté sur le tableau suivant (Tableau II.1) ; et la courbe de distribution des gains est bien présentée sur la Figure II.4.

Tab. II.2. Analyse granulométrique du sable de Chlef

Diamètre (mm)	Refus (g)	Refus cumulé (g)	Tamisât cumulés (gr)	Tamisât cumulés (%)
2	0	0	495.4	100
1.25	115.4	115.4	380	76.70
1	31.5	146.9	348.5	70.34
0.63	113.7	260.6	234.8	47.39
0.25	166.9	427.5	67.9	13.70
0.125	41.7	469.2	26.2	5.28
0.08	13.3	482.5	12.9	2.60
Fond	12.9	495.4	0	0

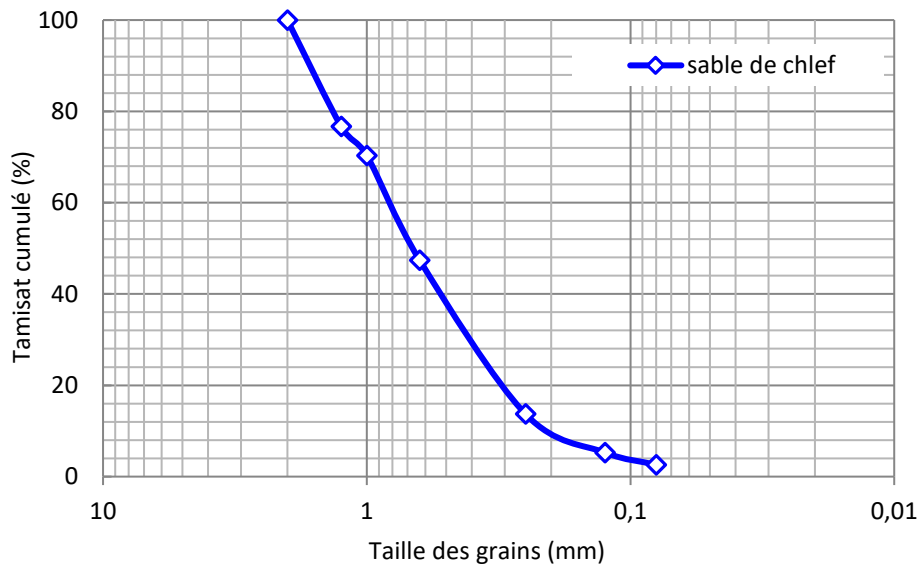


Fig. II.4. Courbes granulométriques de sable de Chlef

Comme paramètres et information obtenus à partir l’analyse ci-dessus ; et afin de connaître l’étalement granulométrique du sable étudié et pouvoir le classer, deux paramètres sont utilisés et résumé comme suit (Schlosser, 1997 ; Arab et Arifi 2021) :

a) Coefficient d’uniformité  $C_u$  (ou de HAZEN ) :Le coefficient d’uniformité caractérise la répartition en taille des éléments qui composent un matériau de type sol. Il se calcule de la façon suivante :

$$C_u = D_{60}/D_{10}$$

Avec ;

$C_u$  : le coefficient d'uniformité ;

$D_{60}$  : le tamis correspondant à 60% du passant cumulé sur la courbe granulométrique ;

$D_{10}$  : le tamis correspondant à 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique.

b) Coefficient de classement (de courbure)  $C_c$  Le coefficient est donné par la formule suivante :

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

### II.3.2. Masse volumique des particules solides (essai au pycnomètre NF P94-054)

L'essai au pycnomètre est une technique fondamentale en laboratoire pour mesurer la densité des grains solides. Il repose sur un principe simple établi par une relation entre la masse, le volume et la densité.

Pour la réalisation de cet essai en 1<sup>er</sup> on pèse le pycnomètre vide (masse,  $m_1$ ). Après remplir le pycnomètre d'eau jusqu'au repère et peser l'ensemble (pycnomètre + l'eau) soit ( $m_4$ ). L'étape suivante est de vider le pycnomètre et introduire le lot de sol (25 gr généralement) à tester dans le pycnomètre pesé le lot (soit une masse,  $m^2$ ). L'étape finale est de compléter le remplissage du pycnomètre avec l'eau et de peser l'ensemble (pycnomètre + eau + sol) soit une masse  $m^3$  (voir [Figure II.5](#)).

On utilise maintenant la formule suivante pour le calcul :

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

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

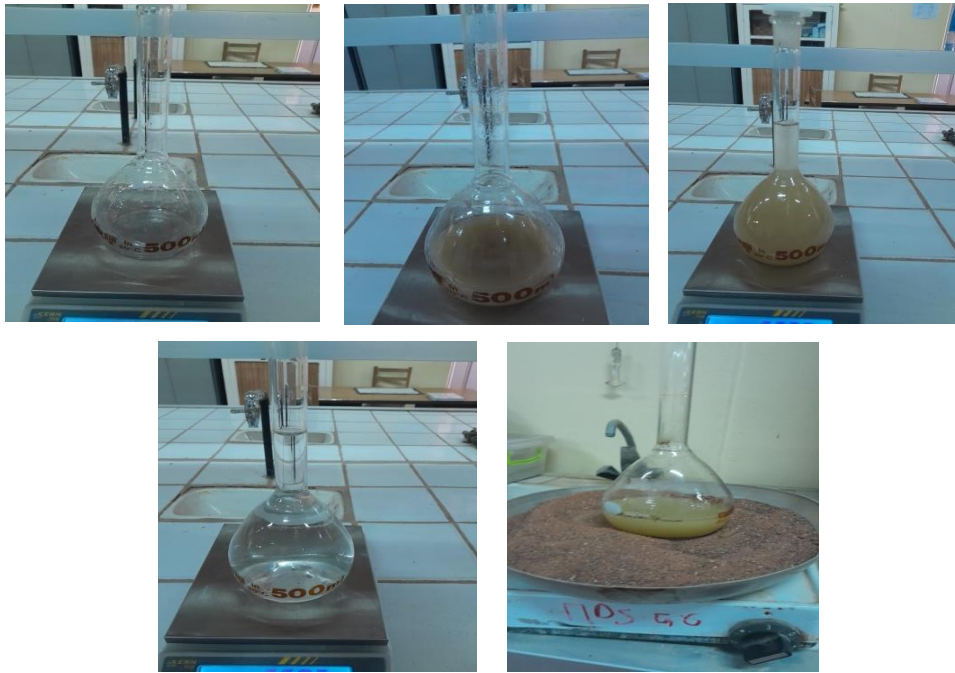


Fig. II.5. Les différentes étapes pour l'essai au Pycnomètre.

A partir des procédures détaillé sur le paragraphe ci-dessous, on a trouvé une masse volumique des grains solide pour le sable de Chlef sous l'étude  $\gamma_s = 2.65 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ . Cette valeur va nous servir à déterminer les densités apparentes extrêmes et par conséquent les indices des vides extrêmes et qui seront tronchés sur le paragraphe suivant.

### II.3.3. Indices de vide extrêmes (NF P 94-059)

Cette norme française (NF P 94-059), définit les procédures d'essai en laboratoire pour évaluer les densités minimale et maximale des sols pulvérulents, obtenues respectivement par étalement du matériau dans un état lâche ou par compactage par vibration (pour notre cas on a utilisé qu'un compactage statique, voir [Figure II.6](#)), afin de calculer l'indice de densité relative.

L'indice des vides reflète la compacité de la disposition granulaire d'un sol : un indice des vides faible indique une faible proportion de vide dans le sol, ce qui correspond à une disposition granulaire compacte.



Fig. II.6. Matériaux utilisé pour déterminer les masses volumiques minimales et maximales.

- Pour  $e_{\min}$  (état dense du sol, Figure II.7), on divise la quantité du sol à 5 couches on met la 1er couche et on va le compacté 25 fois (5 fois pour chaque côté et 5 fois dans le milieu) ; on fait la même chose pour les autres couches. On rase le reste avec la règle et à la fin on pèse la masse totale (moule + échantillon).

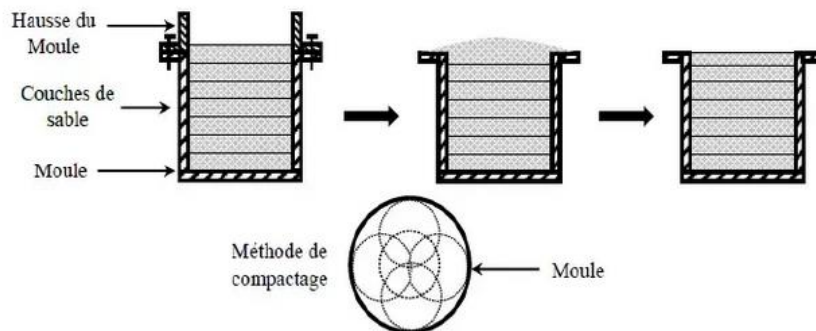


Fig. II.7. Méthode de déposition du sable utilisée pour déterminer la masse volumique minimale

- Pour déterminer  $e_{\max}$  (l'état lâche du sol, Figure II.8), on place l'échantillon dans l'entonnoir et on soulève lentement l'entonnoir jusqu'à ce que le moule soit rempli. Ensuite, on égalise la surface à l'aide d'une règle et on pèse la masse totale (moule + échantillon).

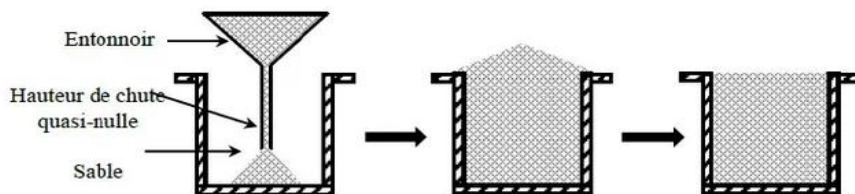


Fig. II.8. Méthode de déposition du sable utilisée pour déterminer la masse volumique maximale

- Les résultats des indices des vides ( $e_{max}$ ) pour les différents sables et mélanges sont présentés dans le (Tableau II.2).

Tab. II.3. Détermination des indices des vides minimale

	M	$M_m$	MD	VT	$\gamma d_{min}$	$\gamma_s$	$e_{max}$
Sable	1169.0	667.9	501.1	349.5	1.4338	2.65	0.8482

- Les résultats des indices des vides ( $E_{min}$ ) pour les différents sables et mélanges sont présentés dans le (Tableau II.3).

Tab. II.4. Détermination des indices des vides maximale

	M	$M_m$	MD	VT	$\gamma d_{max}$	$\gamma_s$	$e_{min}$
Sable	1220.73	667.9	552.83	349.5	1.58177	2.65	0.6528823529

- Calcul des masses utilisées aux essais de cisaillement et les essais œdométrique

La masse utilisée à l'essai de cisaillement (Tableau II.4) :

Tab. II.5. Détermination des masses utilisées dans l'essai de cisaillement

	$e_{max}$	$e_{min}$	Dr	e	$\gamma_s$	V _ boîte (cm <sup>3</sup> )	$m_s$
Sable	0.8482	0.6528823529	0.85	0.6821	2.65	90	141.78

La masse utilisée à l'essai œdométrique (Tableau II.5) :

Tab. II.6. Détermination des masses utilisées dans l'essai œdométrique

	$e_{max}$	$e_{min}$	Dr	e	$\gamma_s$	V _ Cellule (cm <sup>3</sup> )	$m_s$
Sable	0.8482	0.6528823529	0.5	0.693	2.65	39.25	59.41733

## II.4. Dispositif expérimental pour les études paramétriques

### II.4.1. Essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1)

La géotechnique accorde une importance primordiale à la résistance au cisaillement des sols, étant donné son impact majeur sur divers aspects. La capacité de charge des fondations, la stabilité des pentes et des murs de soutènement, ainsi que la conception des revêtements de

chaussée dépendent tous de cette résistance. La conception des structures doit ainsi garantir qu'elles restent intactes sous des charges maximales, d'où l'utilisation fréquente de méthodes à l'équilibre limite, nécessitant une connaissance précise de la résistance ultime ou limite du sol (Holtz et Kovacs, 1991)

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette (Figure II.9). Il consiste à :

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

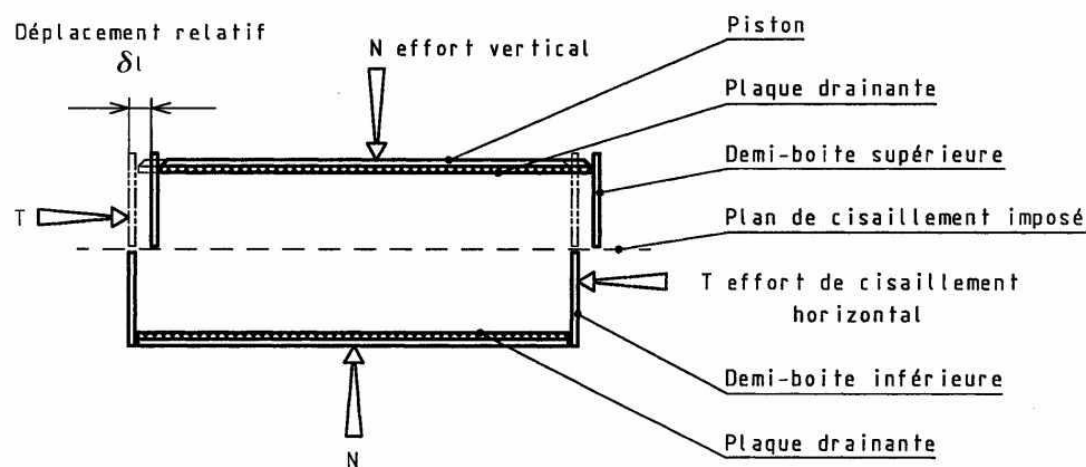


Fig. II.9. Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte (NF P 94-071-1).

L'essai de cisaillement permet d'évaluer les caractéristiques mécaniques d'un sol (naturel reconstitué ou artificiel), qui sont la cohésion « C » et l'angle de frottement interne «  $\varphi$  » (Figure II.10).

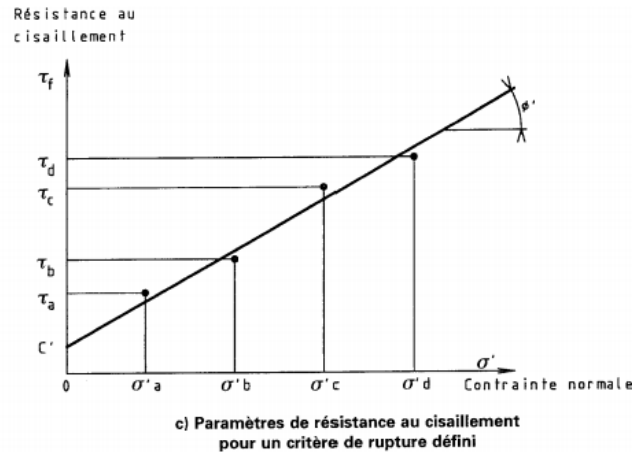


Fig. II.10. Détermination des paramètres de résistance au cisaillement  
(NF P 94-071-1)

La boîte de cisaillement utilisée comporte les éléments suivants (Figure II.11) :

- deux demi-boîtes (l'une inférieure, l'autre supérieure), cylindriques intérieurement, de même section droite, carrée ou circulaire ( $L = 60 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$  ou  $100 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$ ) et de hauteur compatible avec les indications du paragraphe 6.2 ;
- la demi-boîte supérieure est équipée de vis permettant un léger soulèvement ;
- un blocage ou une solidarisation des deux demi-boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe de symétrie intérieur ;
- un châssis étanche support de la demi-boîte inférieure ;
- une plaque drainante à la base de la demi-boîte inférieure ;
- un piston rigide muni à sa base d'une plaque drainante, l'ensemble glissant librement dans la demi-boîte supérieure. Ce piston possède en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort vertical.

Les plaques drainantes (pierres poreuses,...) sont planes et reliées à des orifices pour la circulation des fluides.

Les matériaux utilisés sont inertes chimiquement vis-à-vis du sol et des fluides qu'il contient.

La surface de contact entre les deux demi-boîtes est plane et lisse.



Fig. II.11. (a) L'appareil de cisaillement de laboratoire MDS université Chlef ; (b) Matériels supplémentaires utilisés pour la préparation des échantillon

#### II.4.2. Essai œdométrique (XP P 94-090-1)

L'essai de compressibilité est un essai fondamental pour les sols fins à caractère gonflants afin de déterminer les paramètres de compressibilités. L'essai s'effectue sur un échantillon de sol intacte ou reconstituée placée dans une enceinte cylindrique rigide de dimension ( $d=50\text{mm}$  et  $h=20\text{mm}$ ). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial verticale en assurent que l'éprouvette est maintenue saturée pendant l'essai (XP P 94-090-1) : Procédure sur sols gonflants. La charge est appliquée par paliers (Figure II.12) maintenus constants successivement croissant et décroissants suivant un programme défini. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

En fin, on représente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective isotrope (échelle semi-logarithmique en  $\sigma'_v$ ). Une question qui peut être posée ici, puisque on est en train d'étudier le comportement d'un sol pulvérulent (Sable de Chlef) qui n'a pas pratiquement un risque de gonflement ou d'affaissement. Pourquoi on a intéressé de réaliser des essais de consolidation par parties ? Tout simplement l'inclusion des géocell (qu'elle est utilisée généralement pour améliorer la portance des sols) nécessite d'avoir une idée sur les pressions horizontales générées par le renforcement et qui ont une relation direct avec les contraintes verticales appliquées sur le sol.

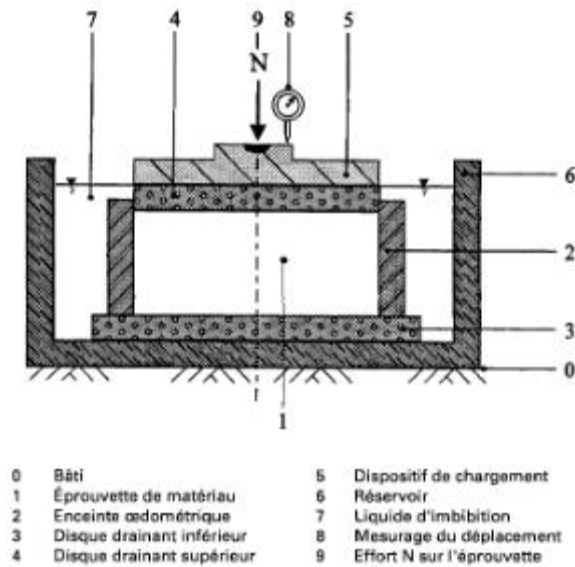


Fig. II.12. Principe de l'essai œdométrique (XP P 94-090-1)

Lorsque des couches de sol sont exposées à des charges importantes telles que des dalles ou des remblais, la compression peut être considérée comme unidimensionnelle, entraînant un tassement vertical. Pour reproduire ces chargements unidimensionnels en laboratoire, des échantillons intacts de sol sont comprimés dans ce dispositif œdométrique (Figure II.13).

Cet essai permet de générer deux types de courbes pour un échantillon donné :

- La courbe de compressibilité, qui représente le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée,
- Les courbes de consolidation, qui montrent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'effet d'une contrainte constante.



Fig. II.13. L'appareil de l'essai œdométrique laboratoire MDS université Chlef

## II.5. Conclusion

Ce chapitre présente les divers matériaux examinés dans les essais, en mettant en lumière les caractéristiques spécifiques du sable étudié et les matériaux d'inclusion notamment les géotextiles SP 200 T et SP 301 T ; dans cette recherche. De plus, il expose les procédures des essais d'identification de base et de caractérisation ; ainsi que les dispositifs expérimentaux utilisés pour l'étude paramétrique. Le premier appareil est un dispositif de cisaillement, utilisé pour l'analyse du comportement mécanique, tandis que le deuxième est basé sur l'appareil œdométrique. Le protocole opératoire adopté s'inspire des recommandations de divers chercheurs, garantissant ainsi la préparation d'échantillons homogènes et la réalisation d'essais de haute qualité. La fiabilité du dispositif et du protocole opératoire a été vérifiée à travers des tests de répétabilité.

## **Chapitre III :**

**Etude paramétrique sur le comportement au  
cisaillement**

### III.1. Introduction

La géotechnique est une branche de l'ingénierie civile qui s'intéresse à l'étude du comportement des sols et des roches dans le contexte des projets d'ingénierie. Elle s'attache à comprendre les propriétés des sols et des roches. En géotechnique, on s'intéresse d'avantage à la résistance au cisaillement, car dans la majorité les essais de cisaillement avec géotextile sont des outils essentiels pour comprendre le comportement mécanique des sols renforcés par des géotextiles. Ces essais fournissent des données précieuses sur les propriétés de cisaillement du sol renforcé, telles que la résistance au cisaillement, cohésion, angle de frottement interne et la déformation due au cisaillement (caractère dilatant).

Dans ce chapitre nous présentons une analyse paramétrique détaillée des résultats de cisaillement à la boîte qui s'intéresse à étudier le comportement mécanique d'un sable de Chlef renforcé par inclusion des géosynthétiques (nappes de géotextile ou géocell préparées en cousu des géotextiles SF 200T et SF 301T) à l'aide de l'appareil de cisaillement sur des échantillons à une densité relative élevée ( $D_r = 85\%$ ) avec une teneur en eau de 3%.

### III.2. Essai de répétabilité

Pour vérifier la validité des protocoles d'essai et des résultats, deux essais (Essai\_1 et Essai\_2) ont été réalisés dans les mêmes conditions (même mélange, même densité et même contrainte normale). Les résultats de répétabilité, présentés ci-dessous, concernent la boîte de cisaillement du laboratoire de mécanique des sols du département de Génie civil. Les caractéristiques des essais sont les suivantes :

- Sur un échantillon de sable de Chlef ;
- Les échantillons ont une densité relative initiale  $D_r = 85\%$  et préparés considérons une teneur en eau  $\omega = 3\%$  ;
- Les échantillons choisis sont pour un sable confiné par géocell sur tout son périmètre (voir [Figure III.7a](#))
- Les échantillons sont consolidés et cisailés sous une contrainte normale  $\sigma_N = 100$  kPa.

La Figure III.1 montre les résultats des essais réalisés sur des échantillons avec les conditions mentionnées ci-dessus. La contrainte de cisaillement a augmenté de façon significative durant l'essai, avec l'augmentation du déplacement horizontal. La différence entre les valeurs maximales de résistance au cisaillement de ces deux essais est de 5.6667 kPa, ce qui correspond à une incertitude d'environ 4.5 % alors que sa valeur maximale différait de 0.003 mm à la fin de l'essai. Par conséquent, la répétabilité est considérée comme satisfaisante comme le montrent dans la figure suivante.

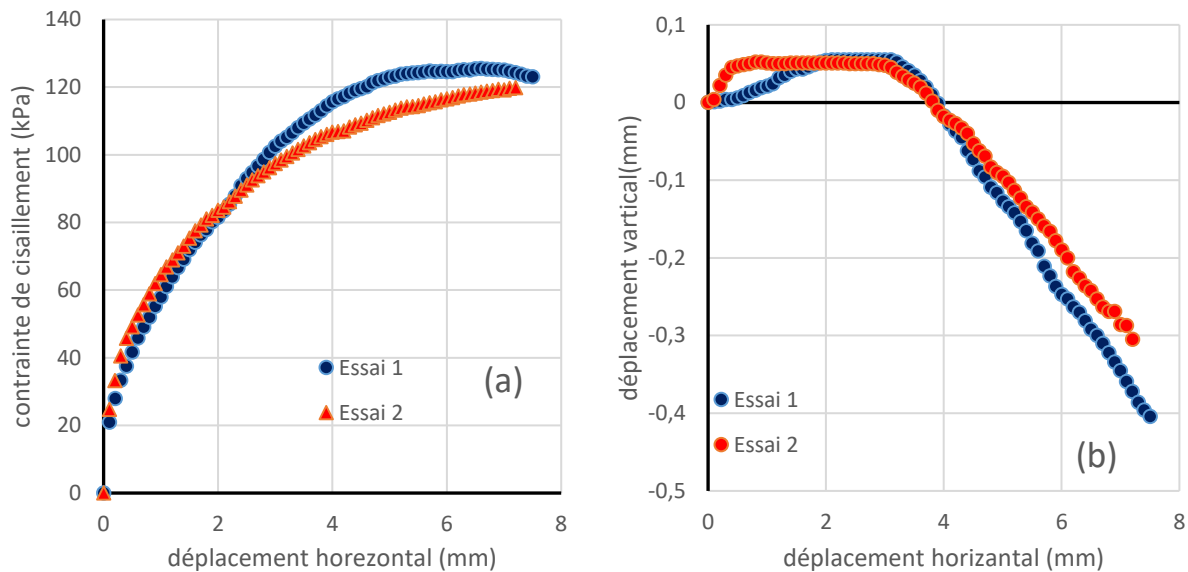


Fig. III.1. Essai de répétabilité ( $\sigma_N = 100$  kPa,  $D_r = 85\%$  et  $\omega = 3\%$ ) : (a) variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement ( $\Delta H$ ); (b) variation du déplacement vertical en fonction du déplacement de cisaillement ( $\Delta H$ )

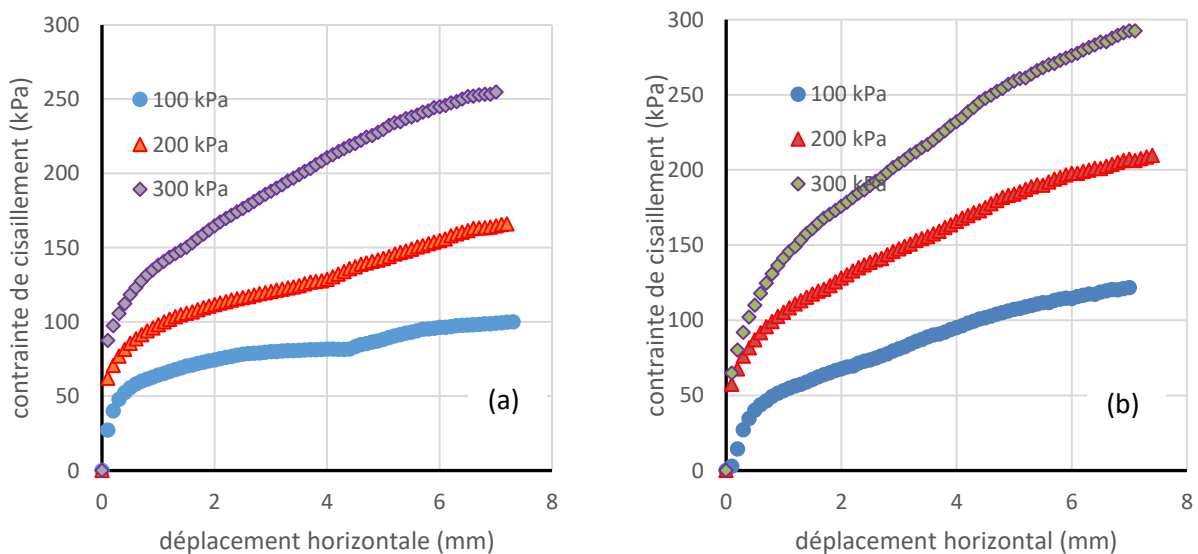
### III 3. Effet de la contrainte normale

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur le sable de la région de Chlef et deux techniques de renforcement ont été considérées notamment l'inclusion des nappes horizontales sur le plan de cisaillement et l'inclusion des géocells tridimensionnelles formées par les mêmes géotextiles. Les échantillons ont été préparés avec une densité relative élevée ( $D_r = 85\%$ ) et une teneur en eau initiale  $\omega = 3\%$ . Les échantillons ont été consolidés et cisailés sous trois contraintes normales de  $\sigma_N = 100, 200,$  et  $300$  kPa. Les résultats obtenus sont illustrés sur la Figure III.2.

La Figure III.2.a présente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour l'échantillon du sable de Chlef non renforcé. On constate que toutes les courbes (avec les différentes contraintes normales) suivent la même tendance : la

contrainte de cisaillement augmente avec le déplacement horizontal jusqu'à atteindre un pic à la fin d'essai, égal à 166.05 kPa et 254.83 kPa pour les contraintes normales de 200 et 300 kPa, respectivement. Pour  $\sigma_N = 100$  kPa, le pic est égal à 100.05 kPa. Selon la Figure III.2.b, qui représente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour le sable renforcé par géocells, on note que la contrainte de cisaillement augmente également sous l'effet des trois contraintes normales. Le pic à 200 kPa est, par exemple, égal à 209.72 kPa.

Les Figures III.2.c et III.2.d montrent la variation des déplacements verticaux des échantillons de sable de Chlef et de sable renforcé par géocells, respectivement, durant l'essai de cisaillement direct, mettant en évidence l'effet de la contrainte normale. On note que pour les deux échantillons, les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation des déplacements horizontaux dans la direction de la contractance sous l'effet des contraintes normales de 200 kPa et 300 kPa, jusqu'à ce qu'ils atteignent leurs tassements maximaux, respectivement égaux à 0.575 mm et 0.518 mm (pour le sable de Chlef) Pour la contrainte normale  $\sigma_N = 100$  kPa (Sable de Chlef seul) et les trois contraintes normales (pour le sable renforcé), on observe un caractère dilatance lorsque le déplacement horizontal est supérieur à une certaine valeur durant l'essai. 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 celles trouvées par [Benessalah et al. \(2016 ; 2020\)](#) ; [Hegde et Thallak . \(2013\)](#).



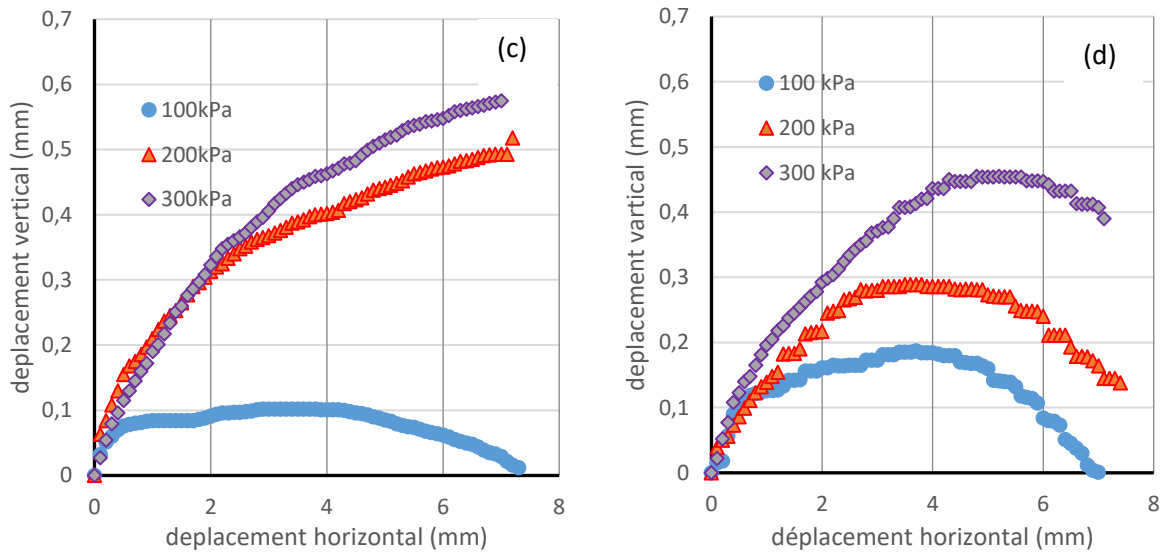


Fig. III.2. Résultats des essais de cisaillement sur sable de Chlef seul ou renforcé par inclusion des géocells : (a) Variation de la contrainte de cisaillement (sable de Chlef) ; (b) Variation de la contrainte de cisaillement (sable renforcé par géocells) ; (c) Variation des déformations verticales (sable de Chlef) ; (d) Variation des déformations verticales (sable renforcé par géocells)

### III. 4. Renforcement par inclusion horizontale en géotextile

La Figure III.3.a et la Figure III.3.b illustrent la variation de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour des échantillons de sable renforcé par inclusion des nappes horizontales placées au niveau du plan de cisaillement ; consolidés et cisailés sous des contraintes normales de 100, 200 et 300 kPa.

On constate que la résistance au cisaillement du sable seul augmente significativement avec la progression du déplacement horizontal et atteint une résistance plus élevée que celle du sable renforcé par géotextile SF 301T. En revanche, la résistance au cisaillement du sable renforcé par géotextile SF 200T est inférieure à celle du sable renforcé par géotextile SF 301T. D'après ces résultats, on peut dire que le renforcement par géotextile SF 301T et SF 200T avec une teneur de 3% entraîne une diminution de la résistance au cisaillement par rapport au sable seul non renforcé ou la contrainte de cisaillement maximale était 100.05 kPa, avec des valeurs de 88.02 kPa pour le géotextile SF 301T et de 81.75 kPa pour le géotextile SF 200T sous des pressions normales de 100 kPa ; qui signifie une diminution autour 15% de la résistance au cisaillement

Afin de comparer ce qu'on a trouvé avec la littérature, on peut mentionner que nos résultats ne sont pas en concordance avec celles trouvées par [Tan et \(1998\)](#) ; qui ont trouvé que les essais montrent 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 morts-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 III.4).

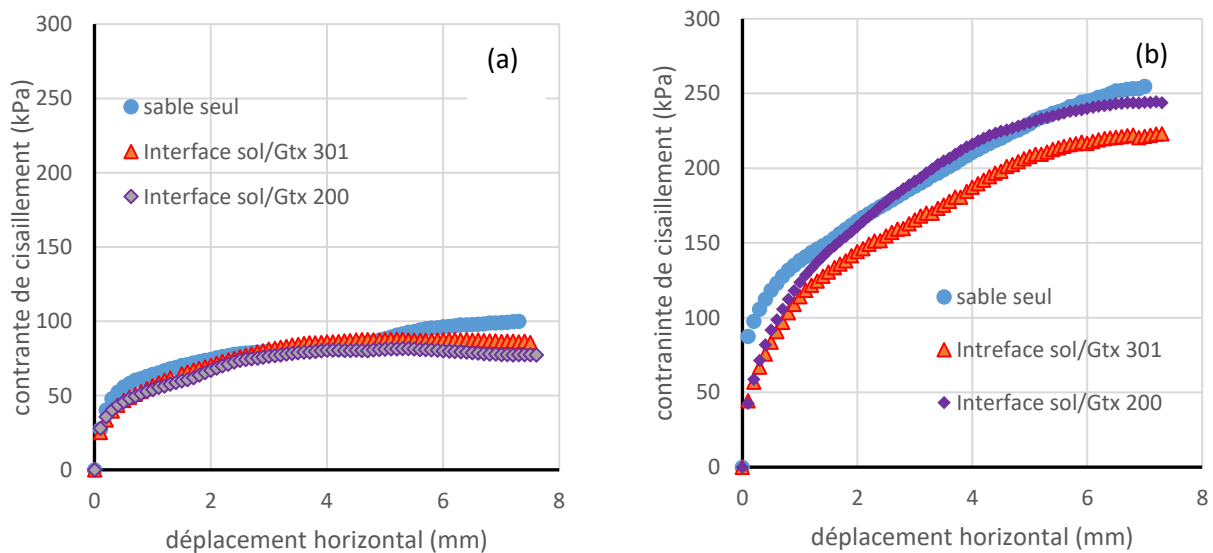


Fig. III.3. Variation de la contrainte de cisaillement des sable Chlef seul et sable renforcé par Géotextile 301T et 200T pour les deux contraintes normales (a)  $\sigma_N = 100$  kPa ; (b)  $\sigma_N = 300$  kPa

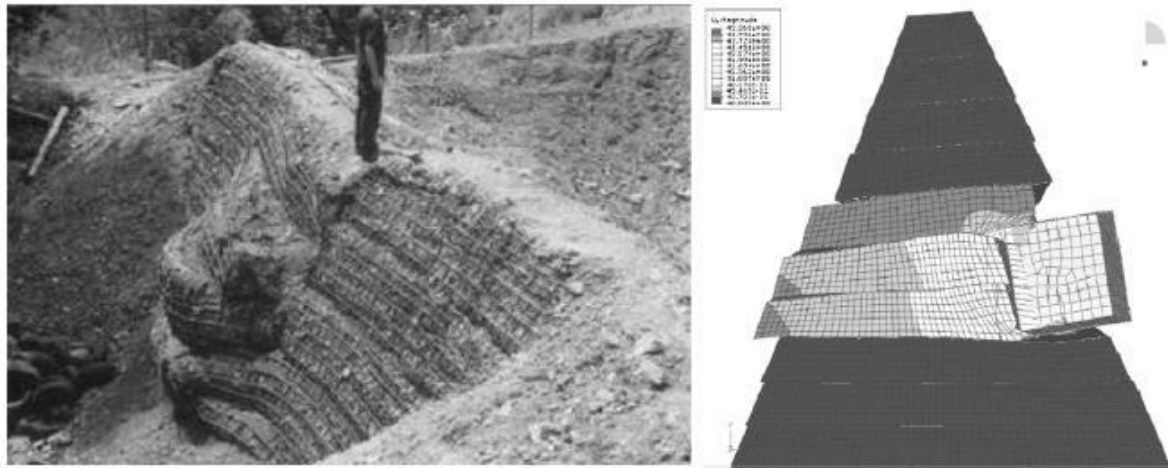


Fig. III.4. Les nappes de renforcement offrent un plan préférentiel de rupture par Cisaillement (d'après [Ronco et al. 2009](#))

La [Figure III.5.a](#) illustre la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal lors d'un essai de cisaillement direct pour  $\sigma_N = 100$  kPa. On note que le sable renforcé par géotextile SF 200T montre une phase de dilatance lorsque le déplacement horizontal devient supérieur à 2.5 mm et pour le sable renforcé par géotextile SF 301T, la phase de dilatance apparaît lorsque le déplacement horizontal devient supérieur à 4 mm, tandis que le sable seul présente une phase de contractance puis une phase de dilatance qui déclenche à partir un déplacement horizontale de 4.5 mm ([Figure III.5.a](#)).

La [Figure III.5.b](#) illustre la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal lors d'un essai de cisaillement direct pour  $\sigma_N = 300$  kPa. On observe que, sous une pression plus élevée, le sable seul montre une augmentation du déplacement vertical dans direction de contractance atteignant environ 0.57 mm à la fin d'essai (pas de phase de dilatance). La déformation est plus prononcée sous cette pression accrue. Pour l'interface Sable/Gtx SF 301T, il y a une augmentation des déplacements verticaux en comparaison à celles trouvées sous une contrainte normale 100 kPa, atteignant environ 0.4 mm de déplacement vertical à 6 mm de déplacement horizontal. La courbe reste plus raide que celle du sable seul, indiquant une résistance accrue. Pour le cas de l'interface Sable/Gtx SF 200T présente un comportement similaire à celui observé sous 100 kPa, mais avec des déplacements plus importants. La courbe atteint environ 0.3 mm de déplacement vertical à 4.2 mm de déplacement horizontal, montrant une meilleure performance que le géotextile SF 301T.

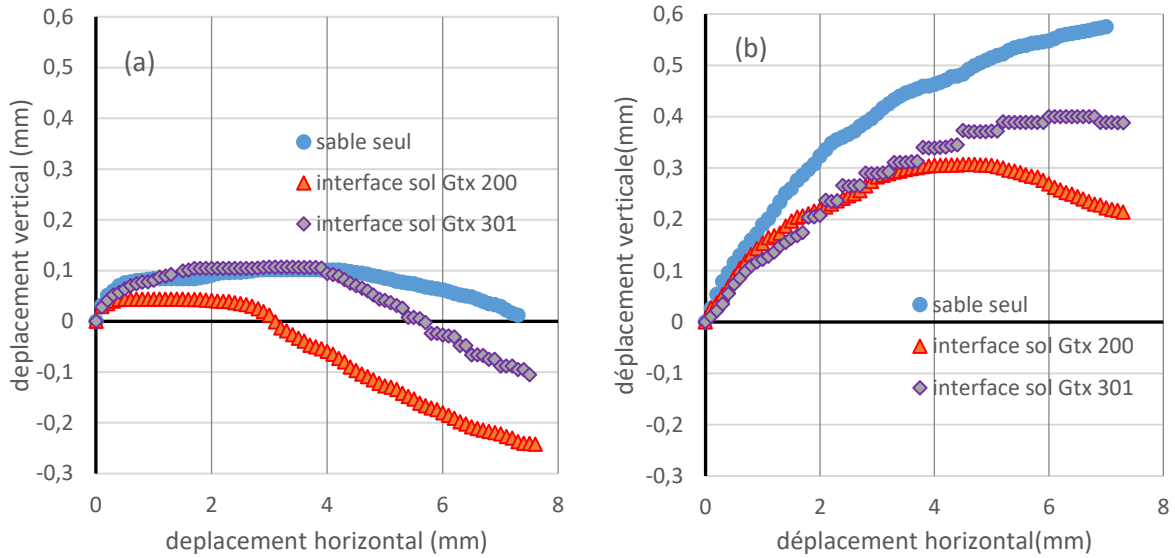


Fig. III.5. Variation des déplacements verticaux de sable seul et sable renforcés par géotextile SF 301T et SF 200T : (a)  $\sigma_N = 100$  kPa ; (b)  $\sigma_N = 300$  kPa.

La Figure III.6 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 le sable seul et sable renforcé par géotextile, respectivement. 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.

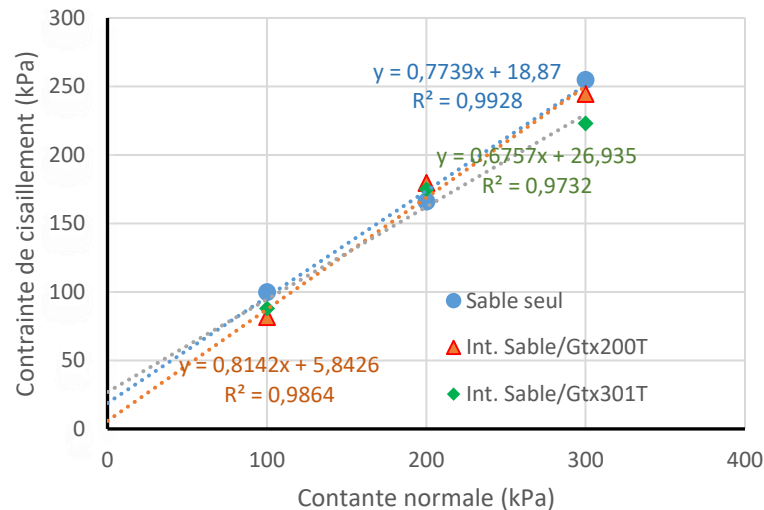


Fig. III.6. Courbes intrinsèques (droites de Coulomb) de sable seul et renforcé par nappes géotextiles

La Figure III.7 montre la variation des caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion interne et l'angle de frottement pour les différents échantillons étudiés. La Figure III.7a présente un histogramme montrant la variation de la cohésion interne des différents types de

sol, mesurée en kPa. Trois types de sol sont comparés : sable seul, sable renforcé par inclusion horizontale du premier type de géotextile (placée au niveau du plan de cisaillement) nommé interface Sol/Gtx 200T, et sable renforcé par une inclusion du dixième type de géotextile (placée au niveau du plan de cisaillement) nommé interface Sol/Gtx 301T. L'interface Sol/Gtx 301T semble offrir la meilleure cohésion parmi les trois types de sol présentés avec 26.935 kPa. Cette haute valeur suggère une meilleure capacité de résistance et de stabilité caractérisée par une cohésion apparente due au renforcement (l'inclusion géosynthétique réduit les déformations radiale qui diminue par conséquent la déformation verticale d'une part – Figure III.5, et améliore quelque sort l'une des caractéristiques du comportement au cisaillement). Le sable seul affiche une cohésion de 18.87 kPa, représentant une valeur intermédiaire par rapport aux autres types de sol, tandis que l'interface Sol/Gtx 200T présente la cohésion la plus faible avec seulement 5.8426 kPa.

La Figure III.7b illustre la variation de l'angle de frottement des différents échantillons. Trois types de sol sont comparés : sable seul, sable renforcé par du géotextile SP 200T, et sable renforcé par géotextile SP 301T. L'angle de frottement du sable seul est de  $37.736^\circ$ . Le sol renforcé par géotextile SP 200T présente un angle de frottement de  $39.152^\circ$ , ce qui est le plus élevé parmi les trois échantillons, indiquant que le renforcement par le géotextile SP 200T augmente l'angle de frottement par rapport au sable seul. En revanche, l'angle de frottement du sol renforcé par du géotextile SP 301T est de  $34.046^\circ$ , ce qui est plus faible que celui du sable seul et du sol renforcé par SP 200T.

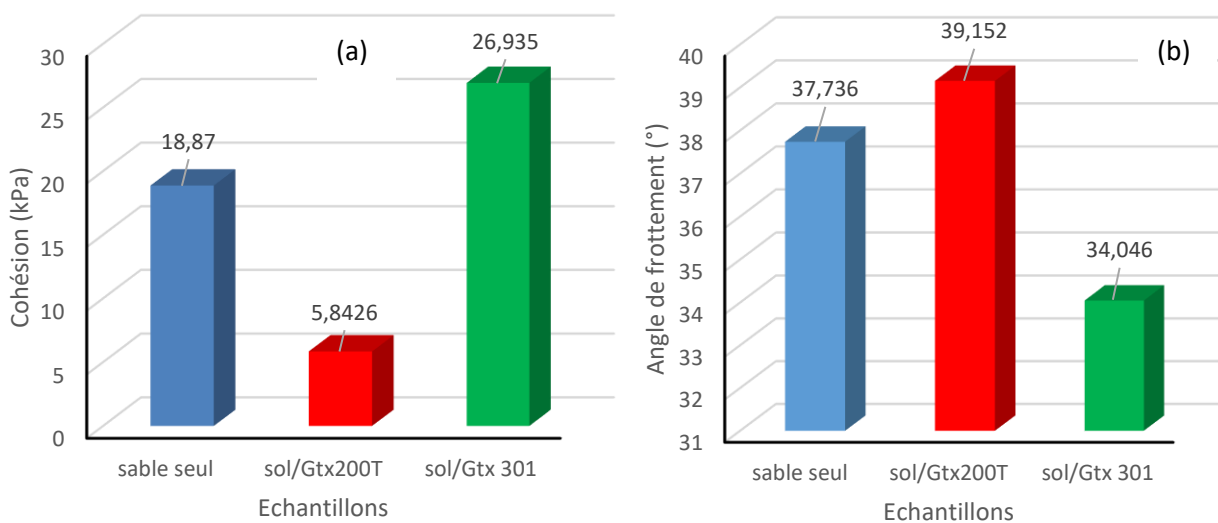


Fig. III.7. Variation des caractéristiques mécaniques de sable seul et sable avec inclusion d'une nappe géotextile horizontale au niveau du plan de cisaillement : (a) Cohésion ; (b) Angle de frottement

### III.5. Renforcement par géocellules tridimensionnelles

Une série d'essais de cisaillement direct a été réalisée sur le sable de Chlef mettons en exergue deux techniques de renforcement en plus du sable de Chlef seul comme témoin : Technique 1 notée T1 et Technique 2 notée T2 (Voir [Table III.1](#)).

Table III.1. Présentation des deux techniques du renforcement par géocellulaires

T1	T2
Sable renforcé par géocellule cousue à la main formant un système de confinement sur tout l'échantillon	Sable renforcé par géocellule cousue à la main formant un système de confinement sur une partie de l'échantillon

Les géocellules utilisées dans cette partie sont formée par coudre des deux nappes géotextiles utilisée ; formant un système de renforcement par confinement tridimensionnelle à l'extrémité des échantillons (T1) ou par confinement d'une partie partielle des échantillons (T2). Les échantillons ont été préparés avec une densité relative initiale ( $D_r = 85\%$ ) et une teneur en eau  $\omega = 3\%$ . Les échantillons ont été consolidés et cisailés sous des contraintes normales de  $\sigma_N = 100, 200$  et  $300$  kPa (Voir [Figure III.8](#)). Les résultats obtenus sont illustrés sur la [Figure III.9](#).

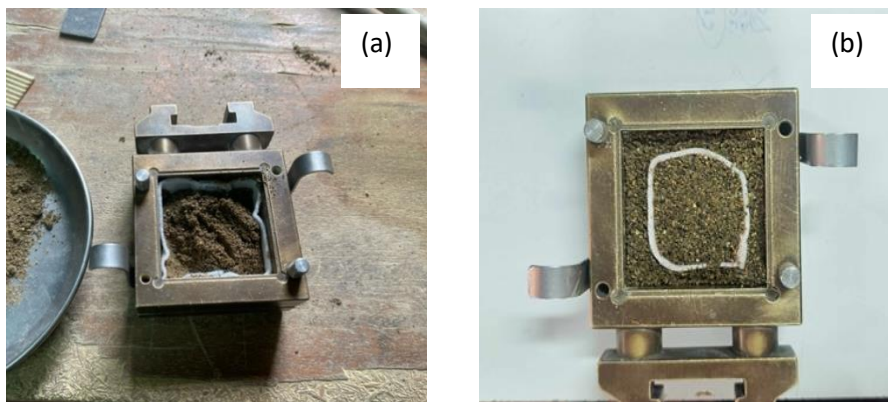


Fig. III.8. Emplacement des géocells dans les échantillons du sable : (a) Technique (T1) \_ totalité de l'échantillon confiné par la géocell ; (b) Technique (T2) \_ Une partie de l'échantillon confiné par la géocell

La [Figure III.9a](#) présente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal, on constate que toutes les courbes ont la même tendance de la variation de la contrainte de cisaillement ou la résistance augmente avec l'augmentation du déplacement horizontal jusqu'elle atteint son pic égale à  $85$  kPa pour la contrainte normale  $100$  kPa (sable seul), et pour T1 et T2 (Le géotextile utilisée pour former les géocells est Gtx

200T) ; pour  $\sigma_N = 100$  kPa Le pic est égal à 120 et 105 kPa, respectivement. D'après la [Figure III.9b](#) qui représente la variation des contraintes de cisaillement pour les deux techniques considérées mais mettons en exergue l'effet de l'inclusion SP 301T. Généralement des mêmes tendances ont été observées.

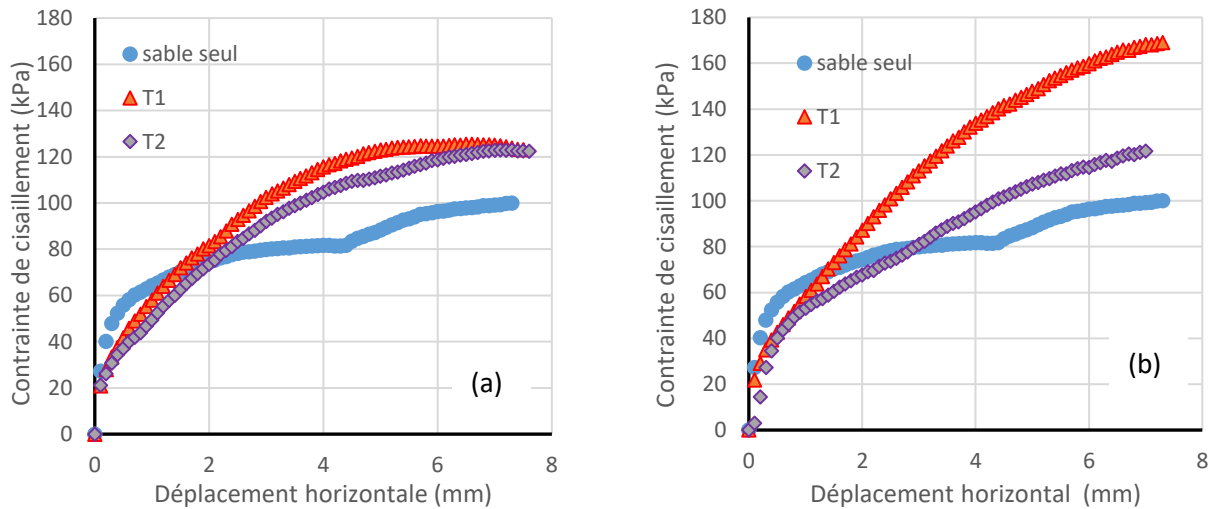


Fig. III.9. Variation de la contrainte de cisaillement du sable seul et sable renforcé par géocells mettons en évidence les deux technique (T1) et (T2) : (a) Géocells formées par SP 200T ; (b) Géocells formées par SP 301T

Les Figures [III.10a](#) et [III.10b](#) illustrent la variation du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal. On observe la présence du caractère de contractance dans tous les échantillons, mais T1 pour SP 301T montre un caractère dilatant beaucoup plus important que la technique T2.

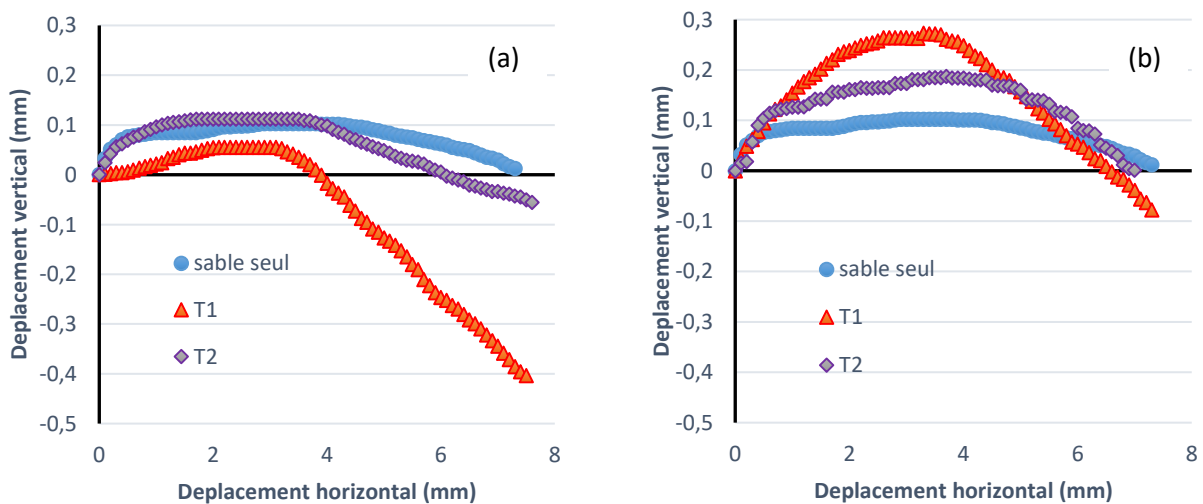


Fig. III.10. Variation des déplacements verticaux du sable seul et sable renforcé par géocells mettons en évidence les deux technique (T1) et (T2) : (a) Géocells formées par SP 200T ; (b) Géocells formées par SP 301T

Les Figures III.11 et III.12 illustrent 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 le sable seul ou renforcé par les deux techniques : T1 et T2 pour SP 200T et SP 301T. À partir de ces courbes ( $\tau = \sigma \cdot \text{tg}\phi + c$ ), on peut déterminer les caractéristiques mécaniques telles que l'angle de frottement au pic ( $\phi$ ) et la cohésion interne ( $c$ ) des échantillons.

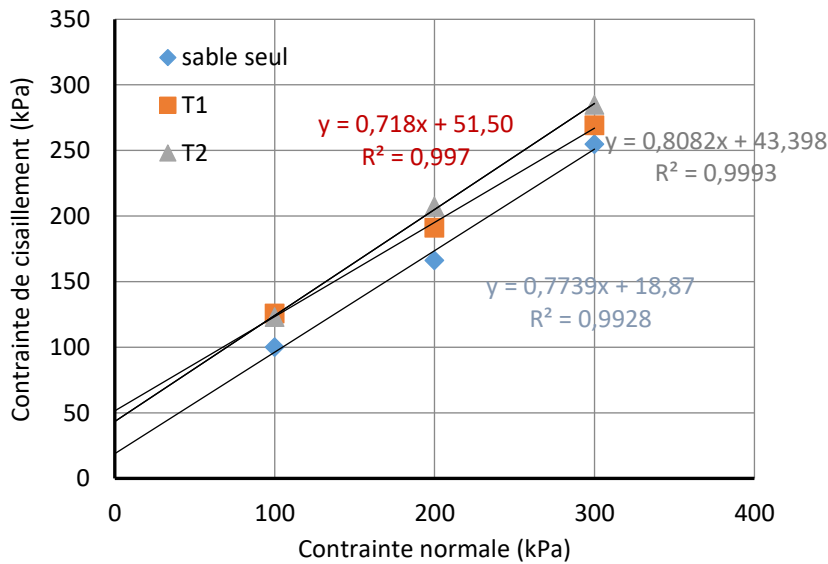


Fig. III.11. Courbes intrinsèques des différents échantillons : Inclusion formée par SP 200T

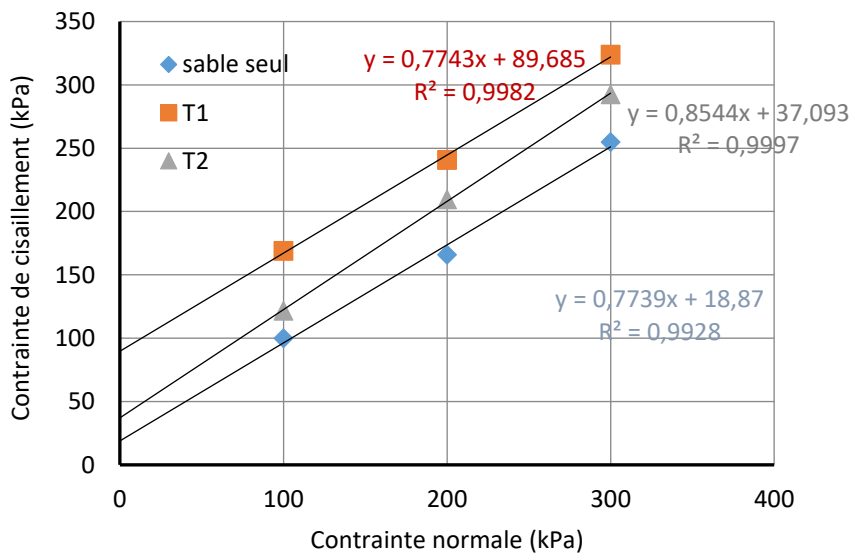


Fig. III.12. Courbes intrinsèques des différents échantillons : Inclusion formée par SP 301T

La Figure III.13 montre la variation des caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion et l'angle de frottement pour les différentes techniques de renforcement T1 et T2 (géocells formées par des géotextiles SP 301T). Pour le sable seul, la valeur de cohésion est égale 18.87 kPa comme le montre la Figure III.13a. La cohésion prend une valeur de 89.68 kPa pour (T1) puis diminue pour la technique (T2) ou prend une valeur de 37.09 kPa. Sur la Figure III.13b, la valeur de l'angle de frottement de sable seul est égal à 37.7°, ce qui est légèrement varié pour la technique de renforcement (T1). Pour la technique (T2), une valeur plus importante a été observée d'un ordre de 40.49°.

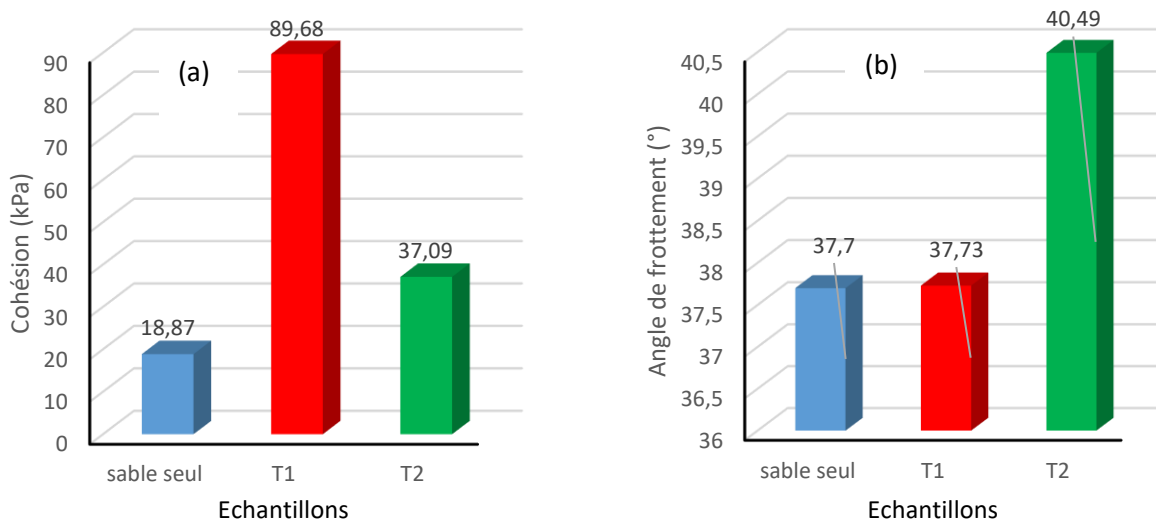


Fig. III.13 ; Variation des caractéristiques mécaniques de sable seul et renforcé par T1 et T2 ou les géocells sont formées par SP 301T : (a) cohésion ; (b) l'angle de frottement.

De la même manière, la Figure III.14 montre la variation des caractéristiques mécaniques à savoir la cohésion et l'angle de frottement pour les deux techniques de renforcement T1 et T2 (Géocells formées par les géotextiles SP 200T). On constate que l'ajout des géocells de type 200T augmente la cohésion. Pour la première technique on note une augmentation de la valeur de cohésion de 18.87 kPa (sable seul) à 51.50 kPa (T1), concernant la deuxième technique la valeur de la cohésion diminue par rapport au première technique mais reste supérieure au celle du sable seul. Pour le deuxième paramètre mécanique ; l'angle de frottement a montré en général une faible variation avec les techniques du renforcement utilisés.

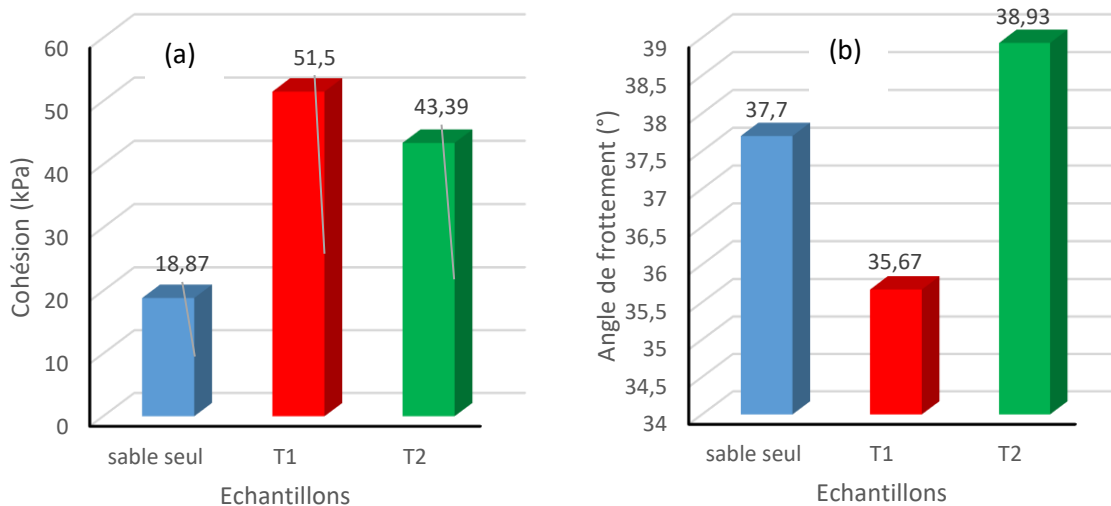


Fig. III.14 ; Variation des caractéristiques mécaniques de sable seul et renforcé par T1 et T2 ou les géocells sont formées par SP 200T : (a) cohésion ; (b) l'angle de frottement.

### III.6. Conclusion

Le travail au laboratoire réalisé pour étudier les performances des sables renforcés par quelques aspects types des inclusions notamment des nappes horizontales de deux types de géotextile SP 200T et SP 301T ; placée au niveau du plan de cisaillement ainsi d'un renforcement par des géocells formées on cousu à la main les géotextiles mentionnées et par conséquent former un système de confinement des échantillons.

Les résultats trouvés fournissent des informations utiles sur l'influence de ces inclusions sur la réponse au cisaillement des sables et par conséquent des conclusions intéressantes peuvent être déduites :

- L'inclusion des nappes horizontales au niveau des plan de cisaillement conduit à une réduction de la résistance au cisaillement de 15-18%, et ce qui provoque des plans préférentielles de rupture par cisaillement, cette conclusion est en bonne concordance avec les travaux numériques réalisés par [Ronco et al., \(2009\)](#) sur des ouvrages en terre renforcés par inclusions horizontales ;
- La réduction de la résistance au cisaillement au niveau de l'interaction Sol/Renforcement est plus remarquable pour le géotextile non tissée SP 301T par rapport à la nappe SP 200T, qui peut s'expliquer par la raideur importante et les

ouvertures des mailles qui caractérisent cette dernière et qui probablement augmente le frottement entre la nappe et les particules de sable ;

- Par contre à la chute de résistance au cisaillement engendrée par l'inclusion des nappes de géotextile au niveau de l'interface (plan de cisaillement), une amélioration significative a été observée pour ce qui concerne le caractère dilatant des échantillons étudiés ;
- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sable est obtenue avec l'inclusion des géocellules alvéolaires, des mêmes tendances ont été trouvées par [Benessalah et al. \(2022\)](#) ;
- L'amélioration de la résistance au cisaillement est accompagnée par une amélioration du caractère dilatants des échantillons renforcés par inclusions géocellulaires ;
- La contribution des échantillons renforcés par la technique de renforcement (T1) est plus remarquable (système de confinement assuré par les géocells sur tous l'échantillon) par rapport au ceux renforcés par la technique (T2) ou le système de confinement est assuré par les géocells sur une partie de l'échantillon, qui peut s'expliquer par la limitation des plan supplémentaire vulnérable au milieu des échantillons de sable et qui confirme ce qu'on a trouvé pour l'étude à l'interface Sol/Gtx;

## **Chapitre IV :**

### **Compressibilité des sols renforcés par géosynthétiques à plusieurs paliers de consolidation**

## IV.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats d'une série des essais œdométriques effectuée sur le sable de Chlef seul et renforcé par géotextile sous forme des géocells (les géotextiles SP 200T et SP 301T ont été cousues à la main pour former un système de confinement tridimensionnel, voir [Figure II.13](#)) pour évaluer le comportement mécanique œdométrique de consolidation par paliers en termes de indice de compression ( $C_c$ ), indice de gonflement ( $C_s$ ), module œdométrique ( $E_{oed}$ ) et pression de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ). Le comportement mécanique du sable seul et renforcé dépend de ces critères qui ont une grande importance. Les essais ont été effectués sur des mélanges pour une densité relative élevée ( $D_r = 50\%$ ), et une teneur en eau initiale  $\omega = 3\%$  ; où les échantillons ont été soumis à différentes contraintes verticales et uniaxiales (sans déplacement latéral). D'autre part, l'évaluation des courbes de consolidation pour les différents échantillons étudiés (sous chargement successif de 407.43-814.87 kPa) a été adressée en termes de la variation du coefficient de consolidation ( $C_v$ ).

## IV.2. Essai de répétabilité

Deux essais (Essai\_1 et Essai\_2) ont été répétés dans les mêmes conditions (Même mélange, même densité), Pour s'assurer de la validité des protocoles d'essai et des résultats. Les résultats de répétabilité présentés ci-dessous ([Arab et Arifi 2021](#)) ; concernent l'œdomètre du laboratoire de la mécanique des sols du département de Génie civil. Les caractéristiques des essais sont :

- Sur un échantillon de sable normalisé + 30% Bentonite ;
- L'échantillon à une densité relative élevée  $D_r = 90\%$  ;
- L'échantillon est soumis à des contraintes verticales de valeur de 12.5-25-50-100 kPa.

La [Figure IV.1](#) montre les résultats des essais réalisés sur des échantillons avec les conditions mentionnées ci-dessus.

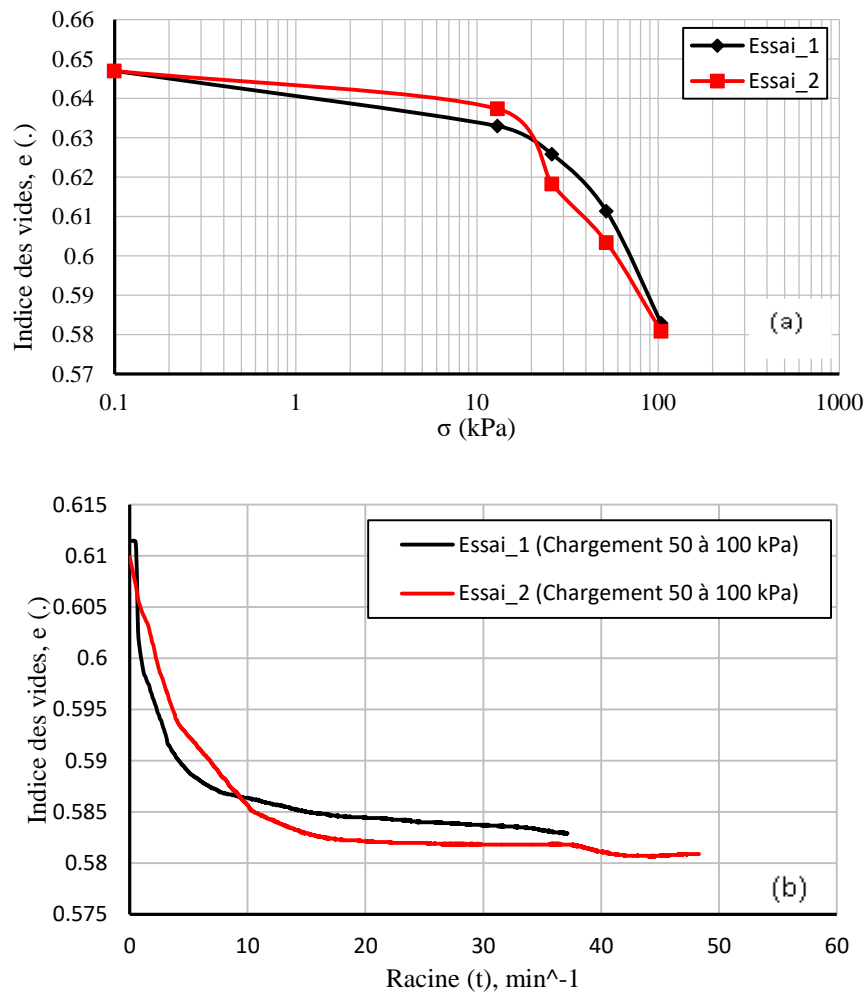


Fig. IV.1. Essai de répétabilité du dispositif œdométrique utilisé (Arab et Arifi 2021) : (a) courbe de compressibilité ; (b) courbe de consolidation (cas d'un sable normalisé + 30% bentonite) à un chargement entre 50 à 100 kPa

### IV.3. Courbe de compressibilité

Dans notre étude, on présente les résultats des essais œdométriques notamment les courbes de compressibilité effectuées sur des échantillons du sable de Chlef seul et sable renforcé par géotextile SP 200T et SP 301T (sous forme de géocell, Figure II.13). Les Figures IV.2, IV.3, et IV.4 représentent les courbes de compressibilité des différents échantillons étudiés, mettons en évidence la variation de l'indice des vides global en fonction de la charge (contrainte) appliquée par palier.

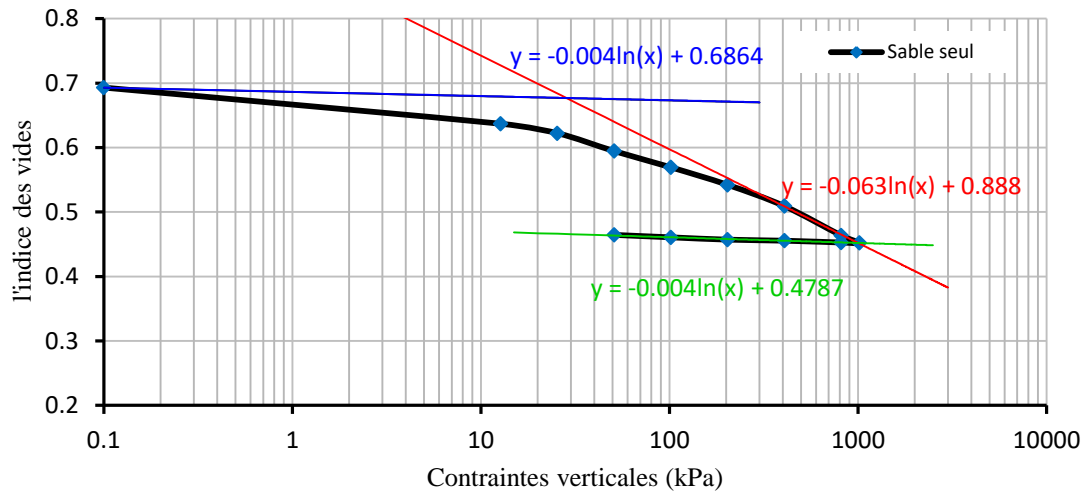


Fig. IV.2. Courbe de compressibilité du sable seul

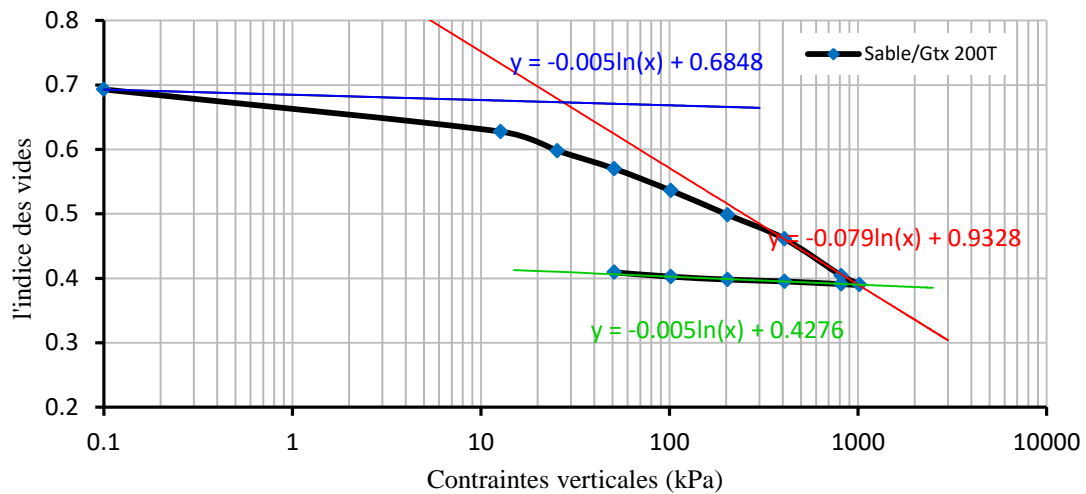


Fig. IV.3. Courbe de compressibilité Sable renforcé par géocell formée par des géotextiles SP 200T cossue à la main

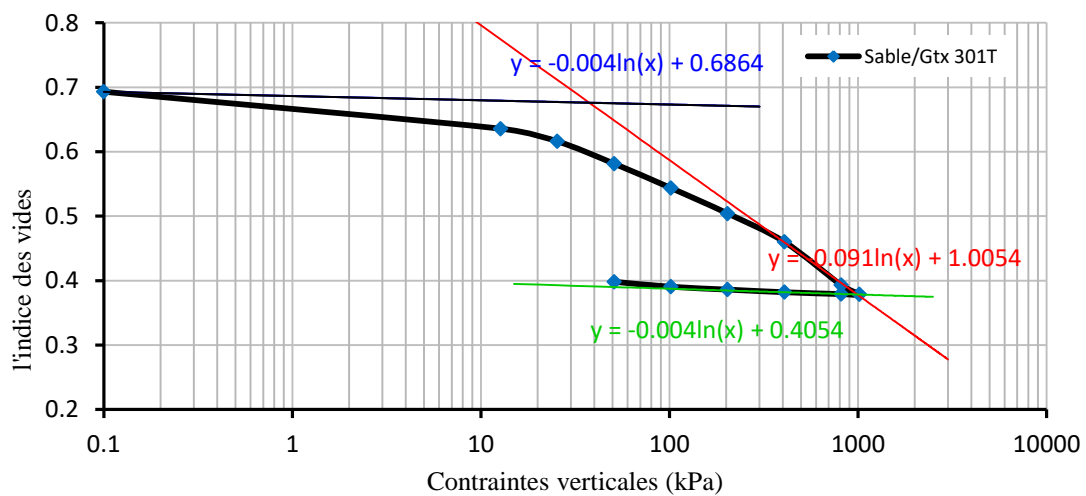


Fig. IV.4. Courbe de compressibilité Sable renforcé par géocell formée par des géotextiles SP 301 T cossue à la main

La Figure IV.5. montre les courbes de compressibilité du sable de Chlef et du sable renforcé par des géocell formées par des géotextiles SP 200T et SP 301T. On observe que le sable de Chlef seul est moins déformable que le sable renforcé par des géocell. De plus, le sable renforcé par des géocell formées par des géotextiles SP 200T est plus déformable que le sable renforcé par des géocell formées par des géotextiles SP 301T.

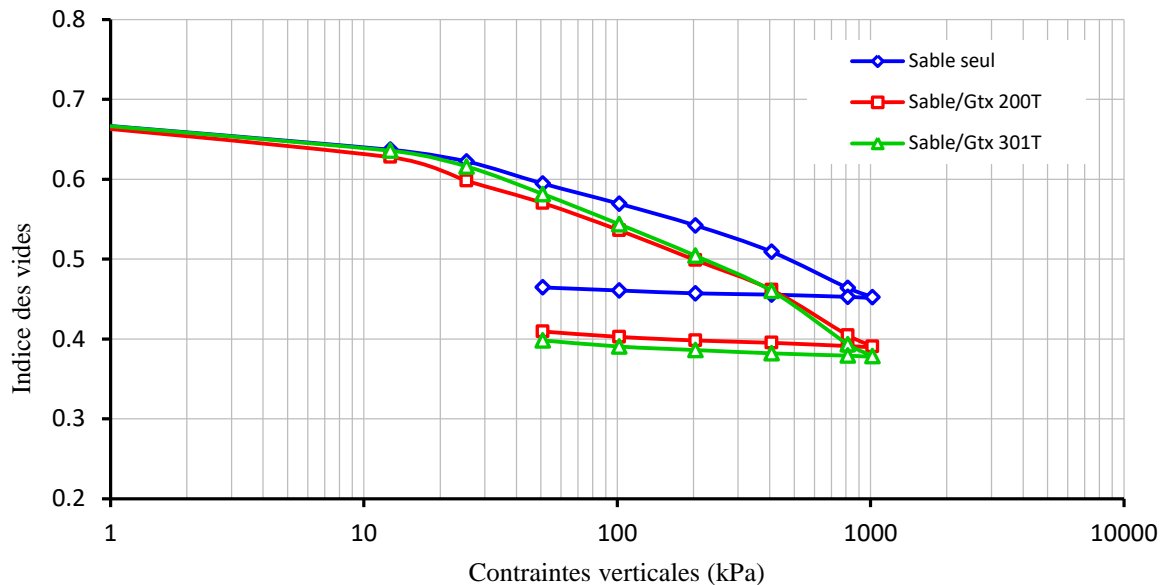


Fig. IV.5. Résumé des courbes de compressibilité du sable seul et renforcé par géocell

#### IV.4. Caractéristiques et paramètres de compressibilité

Les courbes de compressibilité fournissent des indicateurs précieux sur les paramètres de compressibilité, permettant de comprendre l'historique du sol et son comportement sous différentes charges. Elles permettent de définir plusieurs caractéristiques importantes du sol : la contrainte effective avant uniformité (contrainte de préconsolidation)  $\sigma'_p$ , l'indice de compression  $C_c$ , l'indice de gonflement  $C_s$ , et le module œdométrique  $E_{oed}$  (défini pour chaque variation de chargement vertical).

##### a) Indice de compression $C_c$

C'est le paramètre principal pour caractériser les sols compressibles soit :

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

(Pour  $\sigma'_z > \sigma'_p$ , la pente de la courbe pendant la phase de compression),  $C_c$  est un paramètre sans unité (voir le Tableau IV.1).

Table. IV.1. Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols compressibles (Betehi 2010)

Types de sols compressibles (argiles)	Valeurs de $C_c$
Kaolinites (raide)	$0.1 < C_c < 0.25$
Illites	$0.25 < C_c < 0.8$
Montmorillonites (molles)	$0.8 < C_c < 2.5$

On peut aussi considérer qu'un sol est :

- |                    |                              |                     |
|--------------------|------------------------------|---------------------|
| - Sable :          | Incompressible               | $C_c < 0.02$        |
|                    | Faible compressible          | $0.02 < C_c < 0.05$ |
|                    | Peu compressible             | $0.05 < C_c < 0.10$ |
| - Kaolinites       | Moyennement compressible     | $0.10 < C_c < 0.20$ |
|                    | Assez fortement compressible | $0.20 < C_c < 0.30$ |
| - Illite           | Très compressible            | $0.30 < C_c < 0.50$ |
| - Montmorillonites | Extrêmement compressible     | $0.50 < C_c$        |

### b) Indice de gonflement $C_s$

C'est la pente moyenne (au signe près) d'un cycle déchargement - rechargement. Il est noté par  $C_s$ .

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

$$C_s < C_c$$

- Si  $C_s < 0.005$  : le sol est dit non gonflant ;
- Si  $C_s > 0.005$  : le sol est dit peu gonflant.

### c) Module œdométrique $E_{oed}$

On appelle module œdométrique le paramètre qui, dans une loi de comportement, relie les déformations aux contraintes. Dans le cas d'une sollicitation œdométrique (déformation mono axiale), on écrit ainsi :

$$E_{oed} = \frac{(1+e) \cdot \Delta \sigma'_{v1}}{\Delta e}$$

Dans notre travail, de la Figure IV.2, jusqu'à IV.5 précédentes indiquent la détermination des différents paramètres de compressibilité pour sable seule et renforcé par géocell formée par

des géotextiles étudié et ainsi l'utilisation des formule de chaque paramètre. Le [Tableau IV.2](#) résume les différents paramètres de la courbe de compressibilité (le module œdométrique a été calculé pour un palier de chargement 407.43 - 814.87 kPa).

Table. IV.2. Paramètres de compressibilité pour trois échantillons : sable seul, sable renforcé avec SP 200T, et sable renforcé avec SP 301T

	Indice de Compression $C_c$	Indice de gonflement $C_s$	Contrainte de Préconsolidation $\sigma'_p$ (kPa)	Module Œdométrique $E_{oed}$ (MPa)
Sable seule	0.063	0.004	30.4747	15.16034989
Sable/Gtx 200T	0.079	0.005	28.543	12.10168281
Sable/Gtx301T	0.091	0.004	39.095	10.29546149

La [Figure IV.6](#) présente un histogramme montrant les valeurs de l'indice de compression ( $C_c$ ) pour les trois échantillons étudiés : sable seul, sable renforcé avec SP 200T, et sable renforcé avec SP 301T. L'analyse des données montre des variations notables de l'indice de compression selon le le renforcement utilisé. Le sable seul a l'indice de compression le plus bas (0.063), indiquant une faible compressibilité. L'ajout de l'inclusion SP 200T augmente cet indice à 0.079, rendant le sable plus compressible. L'inclusion SP 301T, avec un indice de compression de 0.091, confère au sable la plus grande susceptibilité à la compression. Ces résultats peuvent être expliqués par les plans de glissement générés par le renforcement et qui confirme ce qu'on a trouvé dans le chapitre III (les géotextiles offrent des plans préférentiels de rupture par cisaillement). Les résultats peuvent être expliqués aussi par le poids volumique faible des matériaux géosynthétiques.

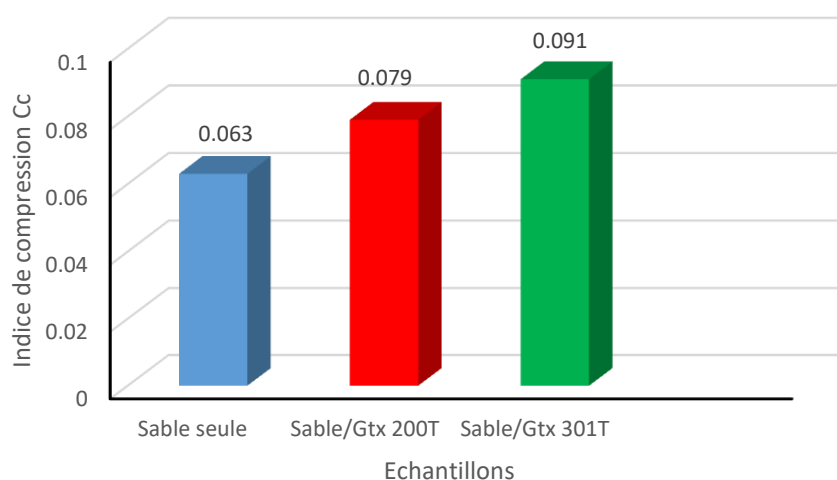


Fig. IV.6. Variation de l'indice de compression ( $C_c$ ) pour trois types de sol : sable seul, sable renforcé avec géotextile 200T, et sable renforcé avec géotextile 301T.

La Figure IV.7 présente un histogramme montrant la variation de l'indice de gonflement ( $C_s$ ) de différents échantillons étudiés, mesuré en fonction de trois configurations : sable seul, sable renforcé par SP 200T, et sable renforcé par SP 301T. Voici les principales observations : Pour le sable seul, l'indice de gonflement est 0.004, ce qui suggère une susceptibilité modérée au gonflement sous une charge appliquée. Pour le sable avec inclusion SP 200T, l'indice de gonflement est le plus élevé parmi les trois échantillons et prend une valeur de 0.005. Cela indique que l'ajout de l'inclusion SP 200T augmente la susceptibilité du sable au gonflement, probablement en raison d'une interaction entre le sable et le géotextile qui modifie la manière dont le sable se déforme sous une charge. Enfin, pour le sable avec l'inclusion SP 301T, l'indice de gonflement est de 0.004, similaire à celui du sable seul, montrant une variation faible de l'indice de gonflement avec l'inclusion des géocells.

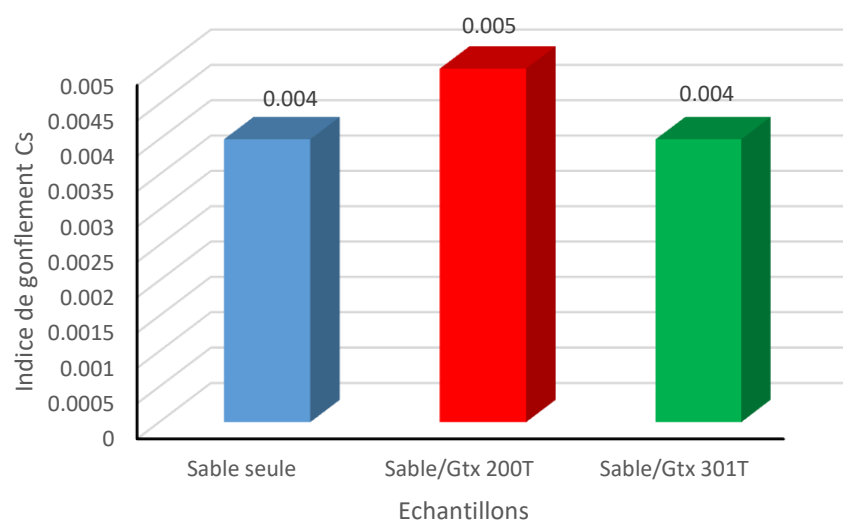


Fig. IV.7. Variation de l'indice de gonflement ( $C_g$ ) pour trois échantillons : sable seul, sable renforcé avec SP 200T, et sable renforcé avec SP 301T.

La Figure IV.8 montre la variation de la contrainte de préconsolidation ( $\sigma'_p$ ) pour les trois échantillons. Le sable seul présente une contrainte de préconsolidation de 30.4747 kPa. Le sable avec l'inclusion SP 200T à une contrainte de préconsolidation 28.543 kPa, légèrement inférieure à celle du sable seul. En revanche, le sable avec l'inclusion SP 301T a une contrainte de préconsolidation de 39.095 kPa, la plus élevée des trois. En conclusion, le sable renforcé avec l'inclusion SP 301T offre une valeur la plus élevée de la contrainte de préconsolidation. En effet, ce paramètre représente la contrainte la plus élevée pour le sol durant son histoire ; et sert à déterminer l'état de consolidation du sol tout en comparant les valeurs de ce paramètre avec les valeurs des contraintes verticales actuelles agissantes sur le sol.

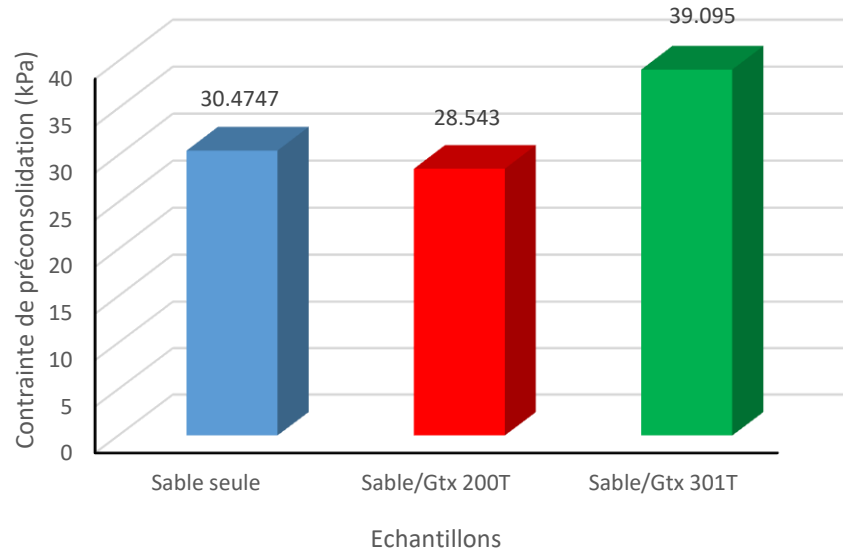


Fig. IV.8. Variation de la contrainte de préconsolidation pour trois échantillons

La Figure IV.9. illustre la variation du module œdométrique (MPa) pour trois échantillons étudiés. Le sable seul a un module œdométrique de 15.16 MPa. Le sable avec la géocell SP 200T présente un module œdométrique de 12.10 MPa, valeur inférieure à celle du sable seul. Le sable avec géocells SP 301T a le module œdométrique le plus bas de valeur 10.29 MPa.

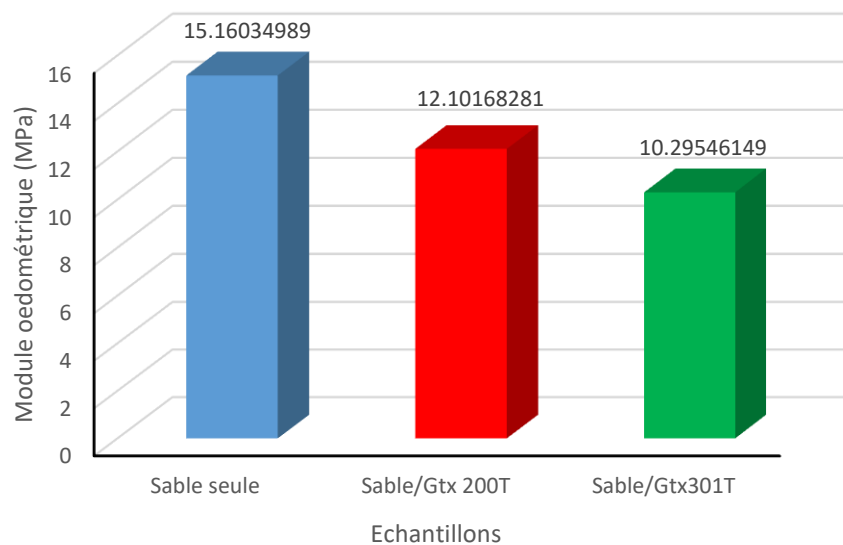


Fig. IV.9. Variation du module œdométrique  $E_{\text{oed}}$  pour les trois échantillons

#### IV.5. Courbe de consolidation

Le fluage est défini comme le phénomène de déformations différées dans le temps sous une charge constante. Pour les sols, le fluage observé à la compression œdométrique uniaxiale correspond à la phase de compression secondaire dans laquelle le squelette solide du sol

continue à tasser bien que la surpression interstitielle est égale à zéro ( $\Delta u = 0$ ), qui se distingue de la consolidation primaire (phase de dissipation de la surpression interstitielle). L'analyse des courbes de tassements en fonction du temps, dites courbe de consolidation, permet de définir les points représentatifs du palier en terme mécanique de contrainte verticale en fonction des déformations (Benessalah et al. 2019 ; Arabe et Arifi 2021).

Il existe deux méthodes pour déterminer le coefficient de consolidation :

- Méthode de la racine carrée du temps (méthode de Taylor) ;
- Méthode du logarithme du temps (méthode de Casagrande).

Dans notre étude nous avons utilisé la méthode de Taylor qui consiste à déterminer la pente à l'origine dans le plan des tassements en fonction de la racine carrée du temps de consolidation. Cette pente multipliée par 1.15 coupe la courbe de consolidation à 90 % des déformations, permet ainsi de définir la valeur de ( $t_{90}$ ) et donc l'indice de consolidation ( $C_v$ ) pour le niveau considéré. L'indice de consolidation ( $C_v$ ) est donné par l'équation suivante :

$$C_v = T_{v90} * (h^2 / t_{90})$$

Où :

- $h$  est la hauteur de drainage (on prend demi hauteur de l'échantillon à 90% de saturation si le drainage est à la fois de haut et de bas pendant l'essai) ;
- $T_{v90}$  est le facteur du temps (on prend la valeur de 0.848) ;
- $t_{90}$  est le temps nécessaire pour atteindre 90% consolidation.

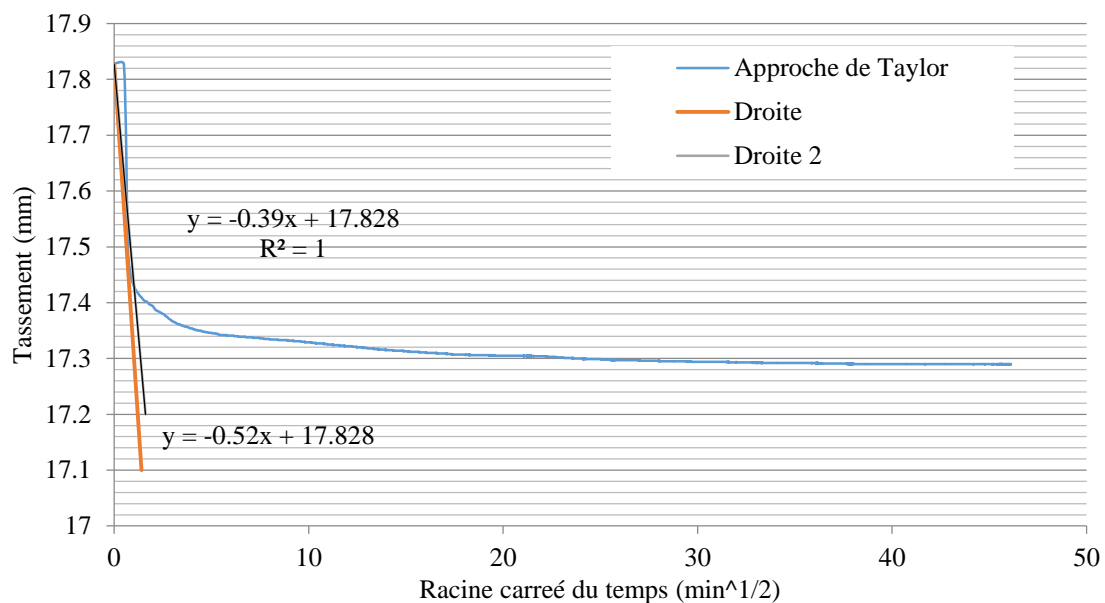


Fig. IV.10. Courbes de consolidation de sable seul

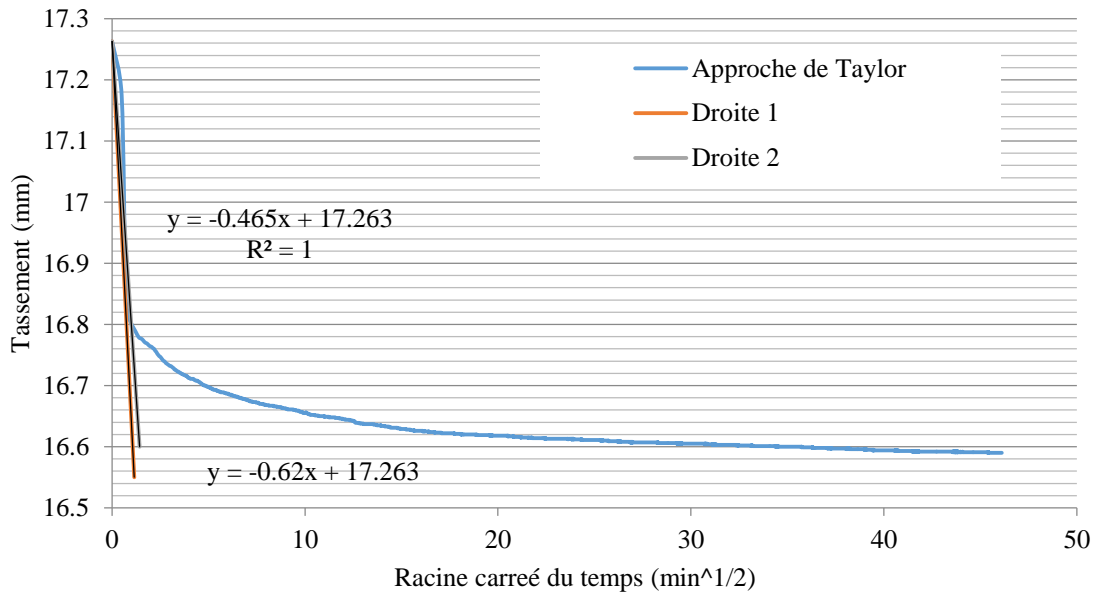


Fig. IV.11. Courbes de consolidation sable renforcé par géocells SP 200T

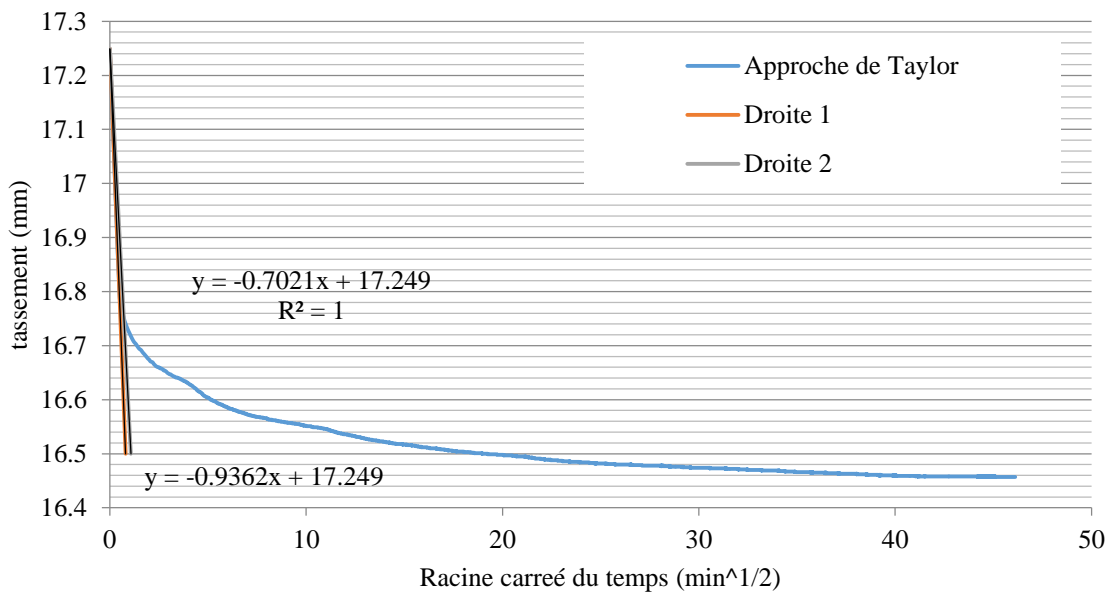


Fig. IV.12. Courbes de consolidation sable renforcé par géocells SP 301T

Les Figures IV.10 ; IV.11 ; IV.12 ; IV.13 représentent les courbes de consolidation du sable de Chlef et sable renforcé par géocells formée par des géotextiles SP 200T et SP 301T. Le Tableau IV.3 résume l'évolution du coefficient de consolidation ( $C_v$ ) pour les trois échantillons, respectivement.

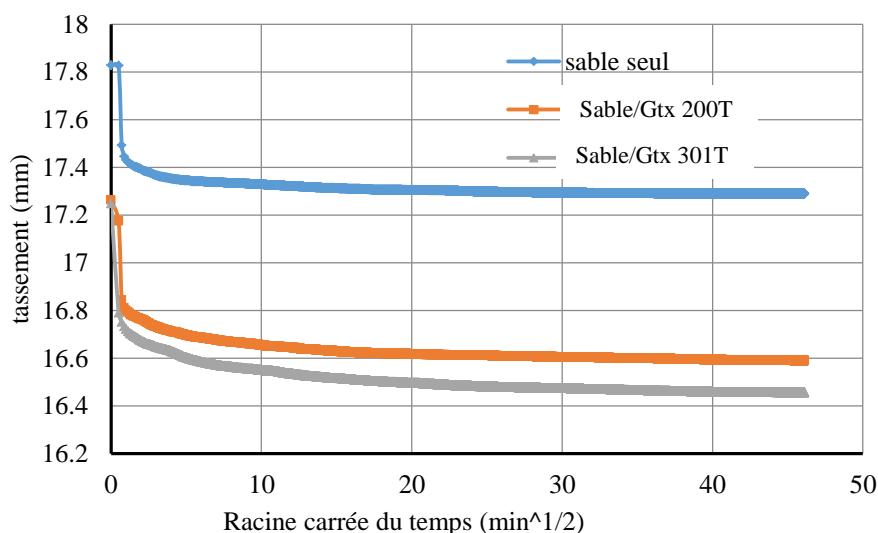


Fig. IV.13. Résumé des courbes de consolidation du sable seul et sable renforcé par SP 200T ainsi que celui renforcé par SP 301T

Tableau IV.3. Paramètres de consolidation des différents échantillons

Echantillons	$\sqrt{t_{90}}$ (min <sup>1/2</sup> )	$t_{90}$ (min)	$h_{90}$ (mm)	$C_v$ (mm <sup>2</sup> /min)
Sable seul	1	1	8.94	67.77
Sable/Gtx 200T	1.2	1.44	8.63	43.85
Sable/Gtx 301T	0.64	0.40	8.62	157.52

La Figure IV.14 montre la variation du coefficient de consolidation ( $C_v$ ) du sable seul et du sable renforcé par des inclusions géocells SP 200T et SP 301T. La courbe débute avec une valeur de coefficient de consolidation ( $C_v$ ) égale à 67.77 (mm<sup>2</sup>/min) pour le sable seul ; puis diminue graduellement jusqu'à une valeur de coefficient de consolidation ( $C_v$ ) basse pour l'échantillon renforcé par l'inclusion SP 200T égale à 43.85 (mm<sup>2</sup>/min). Puis augmente à une valeur de coefficient de consolidation ( $C_v$ ) élevée pour l'échantillon renforcé par l'inclusion SP 301T égale à 157.52 (mm<sup>2</sup>/min).

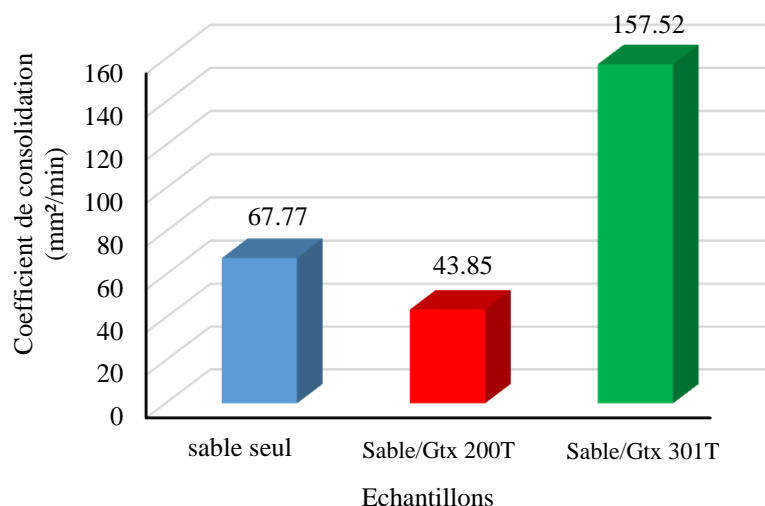


Fig. IV.14. Variation du coefficient de consolidation ( $C_v$ ) pour les différents échantillons (chargement successif de 407.43 – 814.54 kPa)

## IV.6. Conclusion

Ce chapitre présente une étude paramétrique des résultats expérimentaux des essais d'œdométriques effectués sur un sable seul et renforcé par inclusion des géocells SP 200T ou SP 301T ; pour évaluer leurs effet sur la compressibilité et la consolidation. On peut remarquer : (1) D'après les courbes de compressibilité, le sable seul est moins déformable par rapport aux échantillons renforcés par géocells. Cette observation peut être expliquée par les plans de glissement générés par le renforcement, peut être aussi expliquée par le poids volumique faible des matériaux géosynthétiques ; (2) Une claire augmentation de l'indice de compression ( $C_c$ ) dans le sable renforcé par de géocells ; (3) Une légère variation de l'indice de gonflement pour les différents échantillons étudiés (sable seul ou renforcé) ; (4) Une augmentation de la contrainte de préconsolidation est observée pour l'échantillon renforcé par rapport au sable seul, tandis une diminution du module œdométrique est observée pour les échantillons renforcés ; (5) La valeur du coefficient de consolidation ( $C_v$ ) augmente pour l'échantillon de sable renforcé par les géocells SP 301T.

## **Conclusion générale**

Le programme des essais préconisés comportant une étude expérimentale à partir des essais à l'appareil de cisaillement rectiligne et des essais œdométriques réalisés sur un sol (sable de la région de Chlef) renforcé par quelques aspects de type et de forme d'inclusion géosynthétique notamment des nappes horizontales en géotextile SP 200T (ou SP 301T) et également des structure tridimensionnelles nommés géocells alvéolaires (préparées par les mêmes géotextiles utilisées comme nappes horizontale) ; afin de déterminer l'effet des inclusions géosynthétiques et leurs mécanismes de déformation sur le comportement mécanique des échantillons étudiés. Des conclusions relatives aux développements expérimentaux sont présentées ci-dessous de manière distincte :

- L'inclusion des nappes horizontales au niveau des plans de cisaillement génère une diminution de la résistance au cisaillement d'un ordre de 15-18%, et ce qui provoque des plans préférentielles de rupture par cisaillement ;
- La réduction de la résistance au cisaillement au niveau de l'interaction Sol/Renforcement est plus remarquable pour le géotextile non tissée SP 301T par rapport à la nappe SP 200T, qui peut s'expliquer par la raideur importante et les ouvertures des mailles qui caractérisent cette dernière et qui probablement augmente le frottement entre la nappe et les particules de sable ;
- Par contre à la chute de résistance au cisaillement engendrée par l'inclusion des nappes de géotextile au niveau de l'interface (plan de cisaillement), une amélioration significative a été observée pour ce qui concerne le caractère dilatant des échantillons étudiés ;
- Une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sable est obtenue avec l'inclusion des géocellules alvéolaires. Cette amélioration est accompagnée par une amélioration du caractère dilatant des échantillons renforcés par inclusions géocellulaires ;

- La contribution des échantillons renforcés par la technique de renforcement (T1) est plus remarquable (système de confinement assuré par les géocells sur tous l'échantillon) par rapport au ceux renforcés par la technique (T2) ou le système de confinement est assuré par les géocells sur une partie de l'échantillon ;
- Pour les résultats des essais œdométriques, le sable seul est moins déformable par rapport aux échantillons renforcés par géocells. Cette observation peut être expliquée par les plans de glissement générés par le renforcement, peut être aussi expliquée par le poids volumique faible des matériaux géosynthétiques ;
- On a trouvé également une augmentation de l'indice de compression ( $C_c$ ) dans le sable renforcé par de géocells ; et une légère variation de l'indice de gonflement provoquée par le renforcement. Pour les autres paramètres de la courbe de compressibilité, une augmentation de la contrainte de préconsolidation est observée pour l'échantillon renforcé par rapport au sable seul, tandis une diminution du module œdométrique est observée pour les échantillons renforcés.
- Les courbes de consolidation nous a permet de conclure que le renforcement provoque une augmentation du coefficient de consolidation.

Enfin, les résultats obtenus constituent une bonne base de données pour le développement et la validation de modèles numériques. Il serait intéressant d'abord de tester les modèles actuels et de déterminer les paramètres qui ont un impact significatif sur le comportement des échantillons étudiés, puis d'autres approches et codes d'adhérence pour étudier le comportement de ces matériaux. L'inclusion des géosynthétiques sera une solution intéressante pour réduire les déformations et amplifier les caractéristiques de résistance avec un bon choix de type et forme ainsi un bon dimensionnement.

## Références

Arab. Ahmed , M.Belkhatir , Marwan Sadek , I.Shahrour.(2012). Techniques d'Amélioration des Sols dans les Zones Sismiques, Département de Génie Civil, Faculté de Génie Civil et d'Architecture Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.

Arab M., Arifi. F. Z. (2021). Amélioration du Comportement Géotechnique des Sables Grâce à des Sols Cohésifs : Etude des Cas de Sable de Chlef, de Dune et d'un Sable Normalisé. Mémoire de master. FGCA université de Chlef.

Bathurst, R.J., Karpurapu, R. (1993). Large-scale triaxial tests on geocell reinforced granular soils. *Geotechnical Testing Journal* 16 (3), 296-303.

Belkaaloul, H., & Araba, K. (2020). Étude comparative de l'affaissement de deux sols, un à base d'argile rouge, et l'autre à base de kaolin par la méthode de double consolidation (Master's thesis, Université Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi, Bordj Bou-Arredj, Algérie).

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, 1775-1790.

Benessalah, I., Sadek, M., Villard, P., & Arab, A. (2022). Undrained triaxial compression tests on three-dimensional reinforced sand: effect of the geocell height. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(5), 1694-1705.

Bush, D.I., Jenner, C.G., Bassett, R.H., (1990). The design and construction of geocell foundation mattress supporting embankments over soft ground. *Geotextiles and Geomembranes* 9, 83-98.

Calvante, A , et Martos, I, Micropiles.2014. In: Foundation engineering manual.2014.

Chen, X., Zhang, J., & Li, Z. (2014). Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4), 312-328.

Cowland, J.W., Wong, S.C.K., 1993. Performance of a road embankment on soft clay supported on a geocell mattress foundation. *Geotextiles and Geomembranes* 12, 687-705.

Hegde, A., Thallak ,S.G., (2013). Experimental and numerical studies on geocell reinforced sand beds. Conference: Proceedings of Geosynthetics 2013At: Long Beach (CA), US Aolume: pp 119-126.

Hendricker, A.T., Fredianelli, K.H., Kavazanjian, Jr., E., McKelvey III, J.A., 1998. Reinforcement requirements at a hazardous waste site. In: Proc. of 6th Internat. Conf. On Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol. 1, pp. 465-468.

- Latha G.M., Murthy V. S. (2007). Effects of reinforcement form on the behaviour of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 25 (2007) 23–32
- Le Blanc, E., et Kisielowa, N. (1986). Densification des sols par explosifs. *Revue Française de Géotechnique*.
- Mitchell, J.K., Kao, T.C., Kavazanjian, Jr. E., 1979. Analysis of grid cell reinforced pavement bases. Technical Report No. GL-79-8, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, July 1979.
- Norme NF P 94-054. (1991). Sols - Reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Association française de normalisation (AFNOR).
- Norme NF P 18-170. (2001). Sols- reconnaissance et essais - Essai de cisaillement direct - Application aux sols non cohérents et peu cohérents. Association Française de Normalisation. AFNOR.
- Norme, NF, P .94-059. (2000). Sols : Reconnaissance et Essais Détermination des Masses Volumiques Minimale et Maximale des Sols Non Cohérents. Editions AFNOR Boutique: Saint-Denis, France.
- Norme, NF, P. 94-071-1. (Août 1994). Essai de cisaillement rectiligne à la boîte-Partie 1 : Cisaillement direct. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- Norme, XP P94-090-1. (décembre 1997). Sols : reconnaissance et essais - Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- Betehi C. (2010). Comportement des sols compressibles. Mémoire de magister. Département de génie civil. Université de Guelma.
- 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
- Schlosser .F., Jacobsen, H.M et Juran, I. (1984) .Renforcement des sols : compte rendu du 8e congrès européen sur la Mécanique des Sols et les Travaux de Fondation. Département de Génie Civil, Université d'Aalborg, Danemark.
- Schlosser, F., et Guilloux, H, (1984) Les fondations sur pieux forés et injectés. *Travaux*.
- 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
- Taleb., B., I. (2018). Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour la prédiction des propriétés géotechniques des sols améliorés (Doctoral dissertation, Université de Chlef-Hassiba Benbouali).
- 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,
- Wang, Y. M., Chen, Y. K., & Liu, W. (2008). Large-scale direct shear testing of Geocell reinforced soil. *Journal of Central South University of Technology*, 15(6), 895-900.
- Yang, X., Han, J., Parsons, R. L., & Leshchinsky, D. (2010). Three-dimensional numerical modeling of single geocell-reinforced sand. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*, 4, 233-240.

<https://www.cfmssols.org/sites/default/files/manifestations/070314/F%20Durand.pdf>

<https://www.menardfrance.fr/soil-expert-portfolio/vibrocompactage/>

<https://www.keller-france.com/expertise/techniques/compactage-dynamique>

<https://www.ffgb.be/fr/techniques/pieux/mini-pieux/micropieu>

<https://www.polyflexgeomembrane.com/fr/geocell-2/>

<https://www.proviteq.com/produits-genie-civil/granulat/granulat-analyse-granulometrique/>

<https://www.keller-france.com/expertise/techniques/compactage-dynamique>