

Introduction général	1
Chapitre bibliographique	
Chapitre 1	
Renforcement des sols	
I. Techniques d'amélioration des sols.....	3
I.1 Introduction	3
I.1 L'améliorations de sol dans la masse.....	3
I.2.1 vibrocompactage	3
I.2.2 compactage dynamique	5
I.3 Les inclusions rigides.....	7
I.4 Les inclusions souple	9
I.4.1 plot ballasté.....	9
II. Renforcement des sols par colonnes ballastées.....	13
II.1 Introduction.....	13
II.2 Contexte historique et géographique du développement des colonnes ballastées ...	13
II.3 Les Rôles de colonne ballastée.....	14
II.4. Domaine d'application.....	14
II.5 Principales techniques de mise en œuvre	14
II.5 .1.Colonnes exécutées par voie humide	15
II.5 .2 Colonnes exécutées par voie sèche	15
II.5 .3 Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)	16
II.6 Principe de réalisation [keller]	18
III. Géosynthétiques.....	21
III. 1 Introduction	21
III.2 Domaine d'application	21
III.3 Classification des géosynthétiques	23
III.4 Fonctions des géosynthétique.....	27

Chapitre 2

Détermination des caractéristiques de plasticités c et ϕ

I. Introduction.....	29
I.1 Essai scissométrique en place.....	29
II.1. Principe et domaine d'application.....	29
II.2. Méthodologie de l'essai.....	30
III. Essai de pénétration	32
III.1 Essai de pénétration statique.....	32
III.1.1 Principe de l'essai	32
III.1.2 Pratique de l'essai.....	32
III.1.3 Fonçage dans le terrain.....	32
III.1.4 Mesure de la résistance de pointe	32
III.1.5 Effort apparent sur le cône Q_c est résistance apparente à la pénétration du cône	33
III.2 ESSAIS de pénétromètre dynamique	34
III.2.1 Principe de l'essai	34
III.2 .3 réalisation de l'essai	35
III.2.4 interprétation.....	36
IV .Essai Triaxial	37
IV.1 Principe de l'essai	37
IV.2 L'essai non consolidé non drainé UU.....	39
IV.3.Essai consolidé non drainé CU.....	40
IV.4 Essai consolidé drainé CD	40
V. ESSAI DE CISAILLEMENT A LA BOITE.....	41
V. 1 But de l 'essai.....	41
V. 2 Matériel utilisé.....	41
V. 4 Calculs et résultats.....	43

Chapitre 3

Présentation de l’outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

I. Introduction.....	45
II. Méthode des différences finies.....	45
III. Discrétisation en 3D.....	46
IV. Schéma de résolution explicite.....	48
V. Méthodologie de simulation avec Flac.....	50
VI. Analyse axisymétrique avec Flac.....	51

Chapitre 4

Présentation du problème et Validation du modèle et comparaison

VI.1 Présentation du problème	52
VI. 2 Validation du modèle et comparaison	53

Chapitre 5

Résultat et discussion

V.1 Introduction.....	57
V.2 colonne ballaste sans renforcement de geosynthétique.....	58
V.3 influence d’une nappe verticale entouré par colonne.....	58
V.4 influence de l’emplacement des nappes horizontale	59
V.4.1 colonne renforcé par deux nappes horizontales de geosynthétique.....	60
V.4.2 colonne renforcé par trois nappes horizontales de geosynthétique.....	62
V.4.3 colonne renforcé par quatre nappes horizontales de geosynthétique.....	65
V.5 Colonne renforcé par des nappes de geosynthétique mixte (Horizontal et verticale chevauchement).....	68
V.6 Conclusion	70
Conclusion général	71

Liste de figures

Liste des Figures

Chapitre 1. Renforcement des sols

Figure I.1 : Mode opératoire du vibrocompactage.....	4
Figure I.2. Outil de compactage	6
Figure I.3. mode opératoire de compactage dynamique.....	6
Figure I.4 Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales....	8
Figure I.5. Empreinte dans une ancienne décharge – Réalisée par chute libre répétée de la masse sur un bouchon de matériaux d'apport.....	10
Figure I.6. Plot ballastés : pré-excavation.....	11
Figure I.7. Matériel – Grue utilisée pour la réalisation Des plots ballastés.....	12
Figure I.8. Compactage dynamique- plot ballasté	13
Figure I.9. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide.....	14
Figure I.10. Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.....	15
Figure I.11. Mise en œuvre des colonnes pilonnées	16
Figure I.12. Préparation la machine en station.....	16
Figure I.13. Remplissage.....	17
Figure I.14. Fonçage.....	17
Figure I.15. Compactage.....	18
Figure I.16 : finition.....	18
Figure I.17 : dallage.....	19
Figure I. 18 mode opératoire de géosynthétiques En route.....	20
Figure I.19 : géosynthétique en pont	21
Figure I .20 : géosynthétique en barrage.....	21
Figure I.21 : géosynthétique en oued	21
Figure I.22 : utilisation de géosynthétique en stockage des déchets.....	22
Figure I.23 : utilisation de géosynthétique En bâtiments	23
Figure I.24 : utilisation de géosynthétique en assainissements.....	23
Figure I.25 : type de Géotextiles.....	23
Figure I.26 : type de Géotextiles	23
Figure I.27 : géogrilles pour stabilité le sol	24
Figure I.28 : Mode opératoire d'utilisation de géogrilles.....	24

Liste de figures

Figure I.29 : type de géofilet	25
Figure I. 30 : type de géomembranes	25
Figure I. 31 : Les types de géocomposites	26
Figure I. 32 : la forme de géosynthétiques bentonitiques.....	26
Figure I. 33 : la forme de géotuyaux.....	27

Chapitre 2

Détermination des caractéristiques de plasticités c et ϕ

Figure II.1: schéma de principe de l'essai au Scissométrique de chantier.....	30
Figure II.2 : Angle de rotation de la barre de torsion Au niveau du couple mètre Courbe Scissométrique.....	31
Figure II.3 : pénétration statique mécanique à cône simple.....	33
Figure II.4 : résistance dynamique de point R_d (MPa)	37
Figure II.5 : Essai triaxial.....	38
Figure II.6: Schéma de la cellule triaxiale	38
Figure II.7: b) Droite intrinsèque.....	39
Figure II.8 : Schéma de la boîte de cisaillement.....	41
Figure II.9 : Droite en cas des sols pulvérulents.....	43
Figure II.10 : Droite d'Essai non consolidé - non drainé.....	44
Figure II.11: Droite d'Essai consolidé non drainé.....	44
Figure II.12: Droite Courbe d'Essai consolidé drainé.....	44

Chapitre 3

Présentation de l'outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

Tableau 3.1: Formes des zones primitives disponibles dans Flac 3D.....	46
Figure 3.1: Zone à 8 nœuds avec superposition de 2 couches de 5 tétraèdres dans chaque couche.....	47
Figure 3.2 :Séquence de calcul Flac, d'après Itasca	48

Liste de figures

Figure 3.3: Déformations et contraintes dans une analyse axisymétrique.....	51
---	----

Chapitre 4

Présentation du problème et Validation du modèle et comparaison

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Abusharar et Han (2011) et Zhang et al. (2014)	54
Tableau 4.2 : Caractéristiques de géosynthétique.....	54
Figure 4.1: Modèle de l'essai triaxial de la colonne ballastée.....	55
Figure 4.2 : La droite intrinsèque du ballast et du ballast renforcé par géosynthétique.....	56

Chapitre 5

Résultat et discussion

Figure 5.1 : l'ensemble de colonne ballaste et geosynthithique et sol.....	57
Figure 5.2 : La droite du ballast renforcé par géosynthétique.	57
Figure 5.3 : La droite du ballast sans renforcement de géosynthétique.	58
Figure 5.4 : Forme de colonne entourée Par géosynthétique (géogrille)	58
Figure 5.5: courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong De colonne entourée vertical par geosynthithique	59
Figure 5.6:la forme de colonne renfoercé par Deux nappes horizontales de geosynthithique..	60
Figure 5.7: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par deux nappe de geosynthithique horizontale de estimations 0.02m et 1.58m.....	60
Figure 5.8: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoercé par deux nappe de geosynthithique horizontale de estimations (0.04me et 1.56m)	61
Figure 5.9: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par deux nappe de geosynthithique horizontale de estimations (06me et 1.54m)	61
Figure 5.10:la forme de colonne renfoercé par Trois nappes horizontales degeosynthithique	63

Liste de figures

Figure 5.11: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoercé par trois nappe de geosynthithique horizontale de estimations (0,2m et 1.58m) et troisième en centre	63
Figure 5.12: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par trois nappe de geosynthithique horizontale de estimations (0,4m et 1.56m) et troisième en centre.....	64
Figure 5.13: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par trois nappe de geosynthithique horizontale de estimations (0,6m et 1.54m) et troisième en centre.....	64
Figure 5.14: la forme de colonne renfoercé par Quatre nappes horizontales de geosynthithique..	65
Figure 5.15: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par quatre nappe de geosynthithique horizontale de estimations (dn1et dn2)	66
Figure 5.16: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par quatre nappe de geosynthithique horizontale de estimations (dn3et dn4)	66
Figure 5.17: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par quatre nappe de geosynthithique horizontale de estimations (dn5et dn6)	67
Figure 5.18: la forme de colonne Entourée par geosynthithique verticale avec des nappes horizontal.....	68
Figure 5.19: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par geosynthithique à forme Mixte avec deux nappes.....	69
Figure 5.20: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par geosynthithique à forme Mixte avec trois nappes.....	69
Figure 5.21: la courbe de cohésion en fonction de modèle de Yong de colonne renfoerce par geosynthithique à forme Mixte avec quatre nappes.....	70

Liste de figures

Liste de figures

RESUME

Étude du comportement du ballast entouré par de géosynthétique par modélisation numérique de l'essai triaxial

Résumé : Durant ces dernières années, l'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles, géogrilles et géomembranes ...) apparaît très importante dans les travaux de génie civil et en particulier en géotechnique. Le présent travail s'intéresse à une modélisation numérique du comportement du matériau composite ballast entouré par géosynthétiques. L'étude est basée sur des séries d'essais triaxiaux réalisés par la méthode des différences finies en utilisant le code *FLAC3D* version 3.10 (Itasca, 2006), avec l'utilisation du modèle de comportement élastique-parfaitement plastique avec le critère d'écoulement de Mohr-Coulomb pour le comportement du ballast, par contre en modéliser l'élément géosynthétique par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne. Les résultats numériques de cette étude indiquent également que l'angle de frottement, le module d'élasticité et le module de rigidité de géosynthétique, avaient des valeurs de seuil pour l'augmentation de la cohésion de matériau composite. Les résultats de cette recherche, sont présentés sous forme de graphiques, ce qui a permis de dégager des recommandations constructives quant à la réalisation des ouvrages renforcés par colonnes ballastées entouré par de géosynthétique.

MOTS-CLES : modélisation numérique, essais triaxial, ballast entouré, géosynthétique, flac3d.

ملخص

دراسة سلوك الصابورة التي تخلفها محاط من géosynthétique من النمذجة الرقمية اختبار triaxial

موجز : خلال السنوات الاخيرة, واستخدام مواد géosynthétiques (التكسية الارضية, géogrilles و géomembranes ...). تبدو هامة جدا في الهندسة المدنية, ولا سيما géotechnique. ان هذا العمل اهتماما في النمذجة الرقمية السلوك مادة مركبة الصابورة التي تخلفها محاط géosynthétiques. الدراسة يقوم على سلسلة من التجارب triaxiaux تحققت من خلال الاسلوب الاختلافات finies باستخدام قانون *FLAC3* من النسخة 3.10 (Itasca, 2006), مع استخدام نموذج السلوك *-élastique* تماما البلاستيك مع المعيار التصرف في Mohr-Coulomb في سلوك الصابورة التي تخلفها, من خلال نماذج من "عنصر géosynthétique من السلوك *élastique* تماما دون اى انتقاص من التوتر الداخلى . النتائج الرقمية هذه الدراسة تشير الى ان من زاوية *frottement*, نموذج من مرونة, نموذج تصلب géosynthétique قد قيم عتبة زيادة التماسك من مادة مركبة. نتائج هذا البحث, تعرض في شكل رسوم بيانية, مما ادى الى وضع توصيات بناءة بشأن تحقيق الكتب تدعمها اعمدة ballastées محاط من géosynthétique.

كلمات - ونشير الى: النمذجة الرقمية triaxial التجارب, الصابورة التي تخلفها, استعان géosynthétique flac و3 .

Summary

Study of the behavior of the ballast surrounded by geosynthetic by numerical modeling of the triaxial test

Summary : During these last few years, the use of geosynthetics (geotextiles, geogrids and geomembranes ...) appears very important in the work of civil engineering and in particular in geotechnical practice. The present work is interested in a numerical modeling of the behavior of the composite material ballast surrounded by geosynthetics. The study is based on a series of triaxial tests carried out by the method of finite differences by using the code *FLAC3D* version 3.10 (Itasca, 2006), with the use of the model of behavior elastic-perfectly plastic with the criterion of flow of Mohr-Coulomb for the behavior of the ballast, by against in modeling the element geosynthetic by a Behavior perfectly elastic without any limitation of the internal tension. The numerical results of this study also indicate that the angle of friction, the modulus of elasticity and the modulus of rigidity of geosynthetic, had the threshold values for the increase in the cohesion of composite material. The results of this research, are presented in the form of charts, which has permitted the release of some constructive recommendations as to the realisation of the works reinforced by ballastées columns surrounded by geosynthetic.

Key words: numerical modeling, triaxial tests, ballast surrounded, geosynthetic, *FLAC3D* .

Introduction général

Dans le contexte géologique, il existe différents types de sols. La construction sur n'importe quel sol nécessite une étude pour définir ses caractéristiques mécaniques afin d'optimiser le choix du type de fondation de l'ouvrage à construire sur ce sol.

La technique d'amélioration par colonnes ballastées est souvent employée en génie civil dans le cas des ouvrages situés sur des sols mous, tels que les remblais, les fondations des réservoirs et les ouvrages ayant des charges moyennes

La colonne ballastée est réalisée par la pénétration d'un vibreur « torpille » du type Keller ou équivalent par refoulement latéral du sol lâche à l'aide d'un fluide de lancement (air ou eau) afin de compacter le ballast. Les vibrations entraînent une liquéfaction du sol et par conséquent la dissipation des surpressions interstitielles s'effectue et engendre la densification, donc il s'agit d'un réarrangement des grains de sol dans un état plus compact.

Le but de ce mémoire est l'étude du comportement des colonnes ballastées entouré par géosynthétique lors d'un chargement par le biais de la modélisation d'un essai triaxial sous chargement, à l'aide du code FLAC3D qui est un code de calcul géotechnique utilisant la méthode des différences finies. Pour la modélisation on utilise un modèle réduit dont la cellule triaxiale contient un échantillon du sol amélioré par une colonne ballastée, entouré par géosynthétique.

Ce mémoire est organisé comme suit :

- Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique décrit sur les différents types de renforcement du sol y compris des améliorations de sol dans la masse, les inclusions rigides et les inclusions souples.
- La deuxième partie de premier chapitre il présente l'état des connaissances concernant la technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées : historique, domaine d'application différents modes de mise en œuvre et le principe de réalisation. , et la dernière partie de ce chapitre s'intéresse à aux rôles et catégories de géosynthétique.
- Le chapitre 2 parlé sur les essais en le laboratoire et autre dans le chantier qui nous donnent les caractéristiques de plasticités c et ϕ .
- Le chapitre trois intéressé à code flac et Méthodologie de simulation, et pour ce fait on commencée la deuxième partie de cette mémoire par un chapitre de présentation de

Introduction général

- En, suit nous avons réalisé un modèle sur lequel on effectuée les différents essais et études numérique, présenté dans le quatrième chapitre appelé validation du modèle
- Le dernier chapitre comporte les résultat tiré à travers la simulation sur **FLAC 3D** du modèle de colonne ballaste cylindrique renforcé par le géosynthétique en plusieurs types selon l'emplacement des nappes de géogrille dans le colonne et l'angle de frottement à l'interface géogrille\colonne, et la rigidité du matériaux utilisé comme géosynthétique, notant qu'après plusieurs cas de simulation nous avons arrivée à saisi les facteur influencent de comportement du colonne renforcée par géosynthétique et visé l'emplacement optimal des nappes des renforcements sur la structure.

Chapitre 1 :

Le premier chapitre de ce mémoire est cordialement dédié aux techniques d'amélioration des sols. Ce chapitre est organisé en trois parties où :

La première partie prend la parole sur une série d'améliorations au sol en général.

La deuxième décrit les modes de mise en œuvre et le domaine d'application de la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées et la troisième est intéressée à parler des types, des rôles et des domaines d'application des géosynthétiques.

I. Techniques d'amélioration des sols

I.1 Introduction

Lorsque les sols posent des problèmes de tassement, de portance ou de liquéfaction pour un ouvrage, les améliorations et les renforcements des sols sont en général la première option étudiée car ils peuvent permettre de préserver le mode de fondation le plus économique et le plus simple à mettre en œuvre, à savoir les fondations superficielles.

On distingue trois types d'amélioration des sols : les inclusions rigides, les inclusions souples, et les améliorations des sols dans la masse.

I.2 L'amélioration des sols dans la masse

I.2.1 vibrocompactage

Le vibrocompactage qui permet de compacter dans la masse, même à des profondeurs de plus de 30 m, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux, certains remblais, etc.)

On réalise le compactage en masse des sols grenus à l'aide de vibreurs spécifiques à basses fréquences. Les outils sont suspendus à des grues mais peuvent aussi, pour de faibles profondeurs, être montés sur porteurs.

La pénétration de l'outil ainsi que dans certains cas le compactage sont facilités par un fluide de lancement généralement l'eau sous pression.

Le compactage se fait par passes en remontant l'outil selon des critères déterminés par des essais préalables.

La résistance du sol après traitement dépend de la granulométrie du terrain et de l'adéquation du type de vibreur. [1]

❖ Principe de réalisation

1. Fonçage :

L'outil, dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain, est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids de la vibration et de l'eau de lançage Le débit d'eau est alors diminué. [1]

2. Compactage :

Le vibrocompactage est alors réalisé par passes successives de bas en haut. Le volume compacté est un cylindre d'un diamètre pouvant atteindre 5m L'augmentation progressive de l'intensité consommée par le vibreur permet de mesurer la croissance de la compacité du sol. [1]

3. Apport de matériaux :

Autour du vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur et à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en décapant progressivement les matériaux du site (B). En fonction de l'état initial, on peut atteindre une quantité de 15 % de matériaux ajoutés par rapport au volume traité [1]

4. Finition :

Après traitement, la plate-forme est réglée et recompactée à l'aide d'un rouleau vibrant. [1]

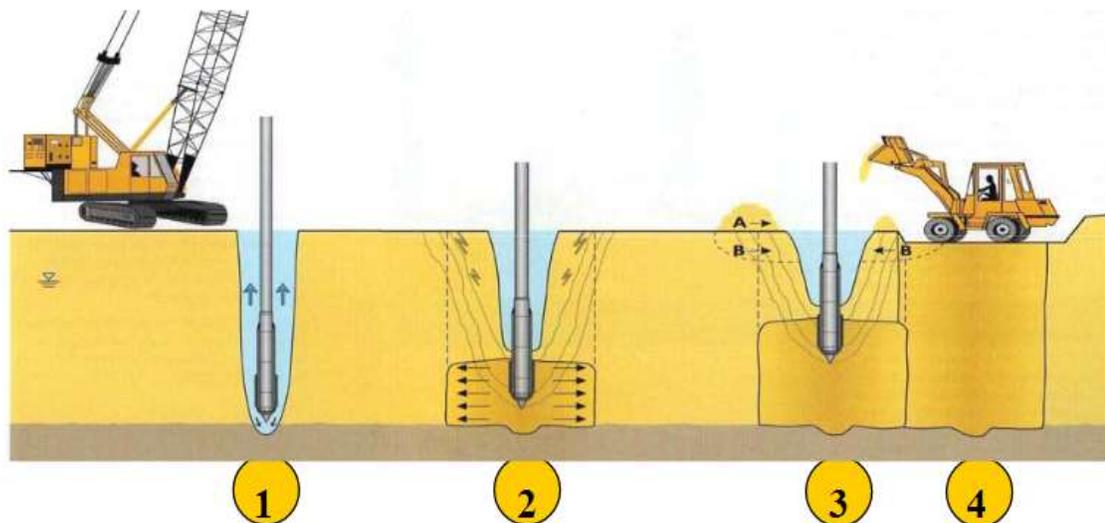


Figure1. 1 : Mode opératoire du vibrocompactage (Document de Keller®)

I.2.2 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. La technique a été développée et mise au point par M. Louis Menard, et appliquée par Géopac depuis les années 70. Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance pour en améliorer les caractéristiques mécaniques en profondeur [2].

Des masses d'acier de 12 à 25 tonnes sont relâchées en chute quasi libre d'une hauteur de 10 à 25 mètres. Le compactage dynamique est applicable à 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 ou saturés situés sous la nappe phréatique. [2].

❖ Avantages. [2].

- ✓ Compacte les sols granulaires lâches, les remblais hétérogènes ou d'ordures ménagères
- ✓ Augmente la densité du sol et réduit les vides du sol en place
- ✓ Augmente la capacité portante des sols granulaires
- ✓ Réduit le volume des sites d'ordures et matériaux secs
- ✓ Réduit le potentiel de liquéfaction et le tassement post-liquéfaction
- ✓ Réduit les tassements de post-construction.

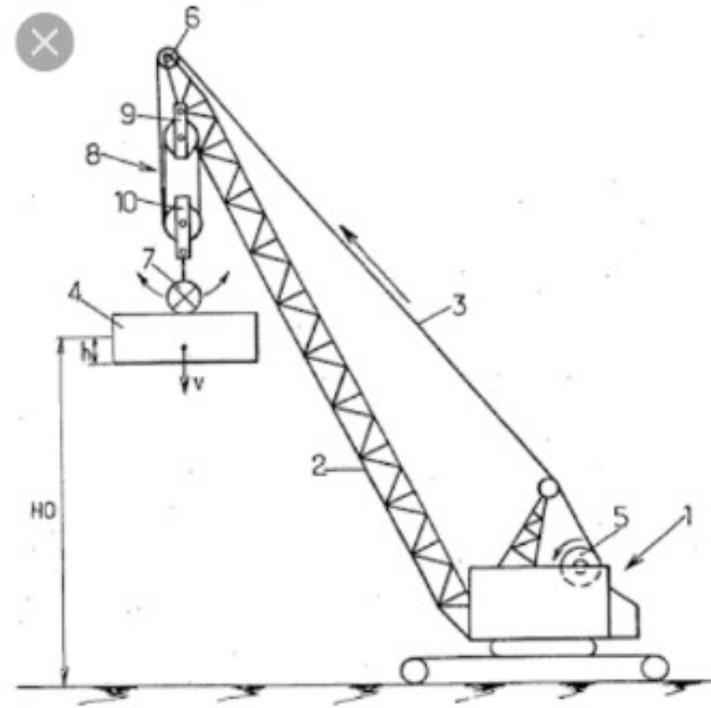


Figure1. 2 : Outil de compactage

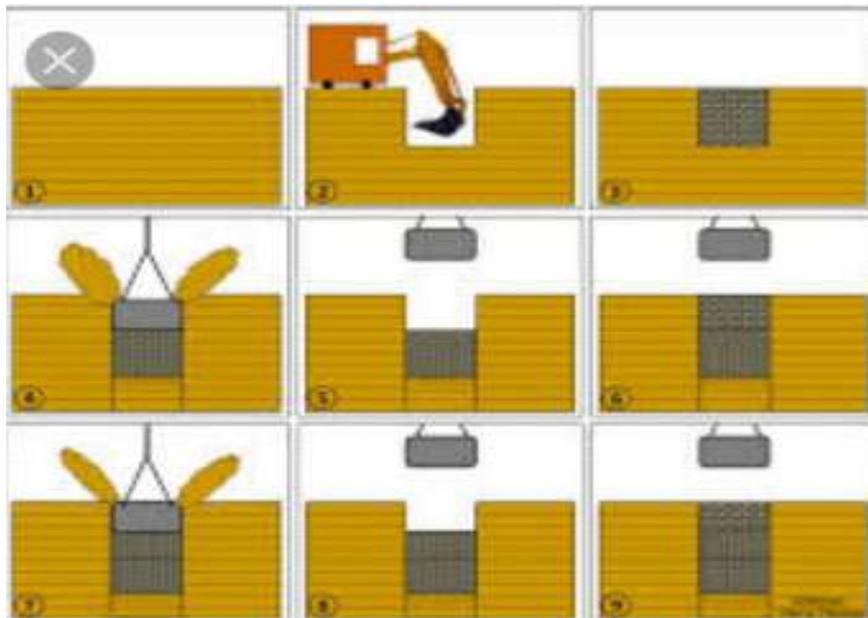


Figure1. 3 :mode opératoire de compactage dynamique

I.3. Les inclusions rigides

Le principe du renforcement est illustré par la **Figure 1.4** La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

Les inclusions rigides sont mises en place à travers l'horizon compressible et permettent de transférer les charges vers le substratum par le développement d'un effort de pointe et de frottements le long de l'inclusion. Des dalles peuvent être mises en place au niveau des têtes d'inclusion afin d'augmenter la surface de reprise des charges.

Le matelas de transfert de charge est disposé entre le sol compressible renforcé par les inclusions et l'ouvrage en surface. Sa fonction est de réduire et d'homogénéiser les tassements sous l'ouvrage en assurant le transfert des charges vers les têtes d'inclusion. Le matelas de transfert de charge est constitué de sol granulaire. Le tassement différentiel en base du matelas entre les inclusions rigides et le sol compressible induit du cisaillement dans le sol granulaire et donc la formation de voûtes qui assurent le transfert des charges vers les têtes d'inclusion, l'homogénéisation et la réduction des tassements en surface. La présence de ce matelas différencie cette technique de celle des pieux, car les inclusions sont désolidarisées de l'ouvrage en surface.

Afin d'augmenter le report des charges vers les inclusions, une nappe de renforcement géosynthétique peut être disposée en base du matelas. Le tassement différentiel entre les têtes d'inclusion et le sol compressible induit la mise en tension de la nappe qui contribue au report de charge par effet membrane. [3]

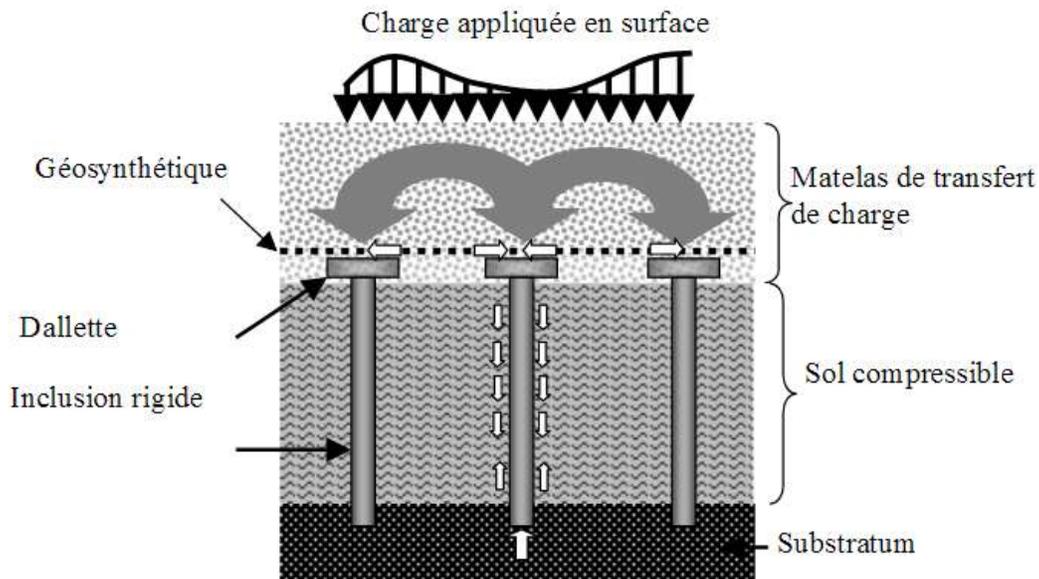


Figure 1.4 : Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales d'après Berthelot et al. (2003)

De nombreux types d'inclusions rigides peuvent être envisagés suivant les propriétés mécaniques et la géométrie de la couche compressible. Les inclusions peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Leur module de déformation varie entre 20 MPa (colonne de soil mixing) et 200 GPa (pieu métallique).

- Parmi les inclusions préfabriquées se retrouvent tous les types de pieux mis en place par battage ou fonçage (pieux bois, pieux métalliques, pieux en béton armé ou précontraint). L'avantage des pieux préfabriqués est qu'ils sont constitués d'un matériau manufacturé. Par contre leur mise en place peut être source de nuisances sonores ou vibratoires et dans certains cas le refoulement latéral du sol peut affecter les structures voisines.
- Parmi les inclusions construites in situ on distingue essentiellement les pieux forés, les pieux battus tubés (pieux en béton armé), les épieux de type « Vibro Concrète Column » (VCC), les colonnes à module contrôlé (CMC, Liausu et Pezot, 2001), les colonnes par mélange d'un liant avec le sol (jet grouting, Lime Cement Columns, etc.). Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). La mise en œuvre des inclusions in situ est plus souple que les inclusions préfabriquées, avec peu de

refoulement du sol adjacent et une longueur qui peut s'adapter aux horizons géologiques du site.

I.4 Les inclusions souple

Les inclusions souples constitué de gravier (colonne ballasté, plot ballasté) permettre de renforcé les caractéristiques mécaniques du massif de sol traité par ces procédés en changement leur caractéristique intrinsèques .la compressibilité est réduite, la consolidation des sols est accélérée dans le cas d'inclusions en gravier ou en sable et le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction est augmenté.

I.4.1 plot ballasté :

Le Remplacement Dynamique (Plots Ballastés) est une extension du Compactage Dynamique pour les sols fortement compressibles ou très lâches. Dans ce procédé, le pilonnage répétitif pousse un matériel granulaire importé ou provenant de la plateforme de travail dans le sol compressible afin de créer de larges colonnes de renforcement [2].

Une amélioration des couches sous-jacentes en profondeur peut être obtenue grâce à l'énergie de compactage. Cette méthode combine les avantages du Compactage Dynamique et du Vibro Remplacement en créant de larges colonnes ayant une grande résistance au cisaillement pour améliorer la densification, la consolidation et le renforcement des sols en place. [2].

Les colonnes de remplacement dynamique (Plots Ballastés) sont formées en lâchant une masse de 10 à 20 tonnes depuis une hauteur comprise entre 10 et 25 m selon les critères à atteindre et le sol en place. Avec cette technique, des taux de remplacement compris entre 10 et 35% peuvent être atteints. Lorsque l'utilisation du futur site n'est pas totalement connue ou définie, le remplacement dynamique peut être implémenté sur l'ensemble de la superficie pour améliorer le sol uniformément. Lorsque le plan de fondation est disponible, le remplacement dynamique peut être appliqué directement sous les fondations pour les supporter. [2].

❖ Les Avantages [2].

1. Augmente la capacité portante du sol.
2. Réduit le tassement total et différentiel
3. Réduit le potentiel de liquéfaction

4. Le remplacement dynamique est bien adapté aux conditions de chargement importantes (jusqu'à 150 tonnes par colonne) ainsi qu'à l'augmentation du facteur de sécurité contre la rupture circulaire pour les remblais
5. Les colonnes de remplacement dynamique peuvent augmenter la vitesse de consolidation grâce à leur potentiel de drainage.
6. Des productions importantes peuvent être atteintes comparé à d'autres techniques.

❖ **Mise en œuvre : [2].**

Les phases de réalisation d'un puits (ou plots) ballastés sont les suivantes :

- 1-création d'une plate-forme de travail en ballast ;
- 2-poinçonnement de la plate-forme avec un pilon descendu d'une hauteur de chutes variables (15 à 30 m) et compatibles avec le matériel employé ;
- 3-après plusieurs impacts, remplissage du cratère (cavité) par du ballast ;
- 4-reprise du pilonnage jusqu'au refus fixé au préalable



Figure 1.5 : Empreinte dans une ancienne décharge – Réalisée par chute libre répétée de la masse sur un bouchon de matériaux d'apport



Figure 1.6 : plots ballastés : pré-excavation



Figure 1.7: Matériel – Grue utilisée pour la réalisation
Des plots ballastés

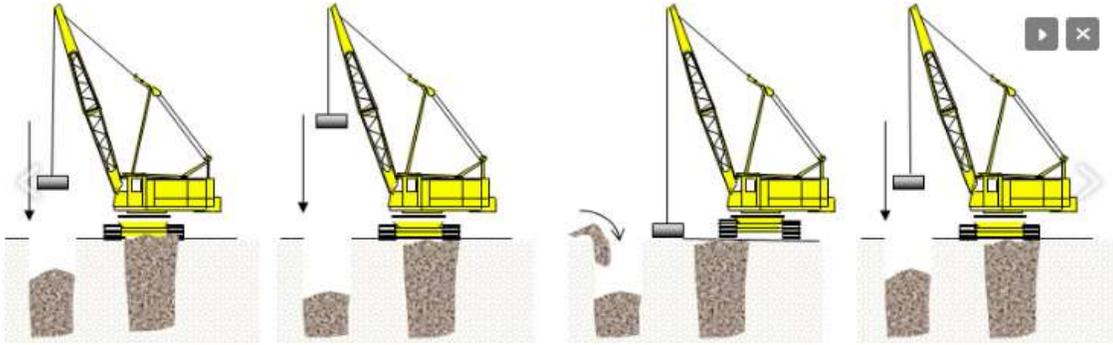


Figure 1.8: Compactage dynamique –plot ballaste

II. Renforcement des sols par colonnes ballastées

II.1 Introduction

Le renforcement par colonnes (RpC) est l'une des méthodes d'amélioration d'un sol généralement utilisée dans les sols cohérents tels limons et argiles .

Dit initial, dont les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement, soit pression limite ou résistance de pointe) et de déformabilité (module de Young, module pressiométrique) sont faibles. En d'autre terme, le sol initial ne peut pas constituer l'assise d'une fondation à cause d'une capacité portante insuffisante et (souvent) en raison d'un tassement excessif (inadmissible). [M. Bouassida ,2008].

Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol. Dans certains cas particuliers, il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral.

L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes remontantes sur la totalité de la hauteur de terrain à consolider.

II.3 Contexte historique et géographique du développement des colonnes ballastées

En 1860 à Renchen, Land de Bade en Allemagne, Johann Keller a fondé son atelier de mécanique pour le creusement des puits de mine pour le céder, en 1900, à l'ingénieur Johann Degen. Le décès de ce dernier en 1903 a conduit Mme Antoine Degen à prendre la direction de la société et à réaliser à Strasbourg, en 1908, le premier rabattement de nappe souterraine. Les deux fils Johann et Wilhem Degen prennent en charge la société et, dès 1930, développent (en même temps que le développement de la mécanique des sols) leur activité en Suisse, en France, en Hollande et en d'autres pays européens et cela dans divers domaines concernant notamment le rabattement des nappes souterraines, les puits d'alimentation en eau, l'injection par ciment et produits chimiques des roches et maçonneries pour arrêter les circulations d'eau ou consolider leur propre structure, la mise en place des noyaux imperméables de moellons et d'argile dans le corps des barrages en terre, la réalisation de piliers enterrés pour assurer des fondations profondes, l'ancrage des radiers dans le sol pour s'opposer aux sous-pressions,

Pendant les opérations de forage, les ingénieurs remarquent que les vibrations verticales induites par les vibreurs produisent des phénomènes de liquéfaction des sables et d'importantes variations de volume visibles en surface. Cette observation conduit la société Johann Keller à développer, en association avec Sergey Steerman, une première machine spécialisée en 1933. L'intérêt pour les techniques de vibration profonde grandit en Allemagne et conduit Loos (1936) à présenter un rapport sur les différentes techniques de vibrations dans la première Conférence Internationale de Mécanique de Sols tenue à Cambridge (Massachusets , Etats-Unis) en 1936 [Dhouib et Blondeau, 2005]

II.2 Les Rôles de colonne ballastée

- augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés.
- accélérer la consolidation par l'effet drainant du ballast.
- réduire le risque de liquéfaction en zones sismiques pour les sols liquéfiables.
- réduire les tassements sous les charges appliquées.
- contribuer à la stabilité générale des remblais.
- améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité.

II.4 Domaine d'application

Ce renforcement de sol trouve une application dans tous les domaines de la construction :

- bâtiments de logements
- industriels et commerciaux
- ouvrages génie civil
- remblais routiers et ferroviaires
- plateformes portuaires

II.5 Principales techniques de mise en œuvre :

Les colonnes ballastées sont mises en œuvre :

- par voie humide
- par voie sèche
- par pilonnage.

II.5 .1.Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution (vibro- remplacement en anglais) consiste à :

- ✓ Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée
- ✓ Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable
- ✓ Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

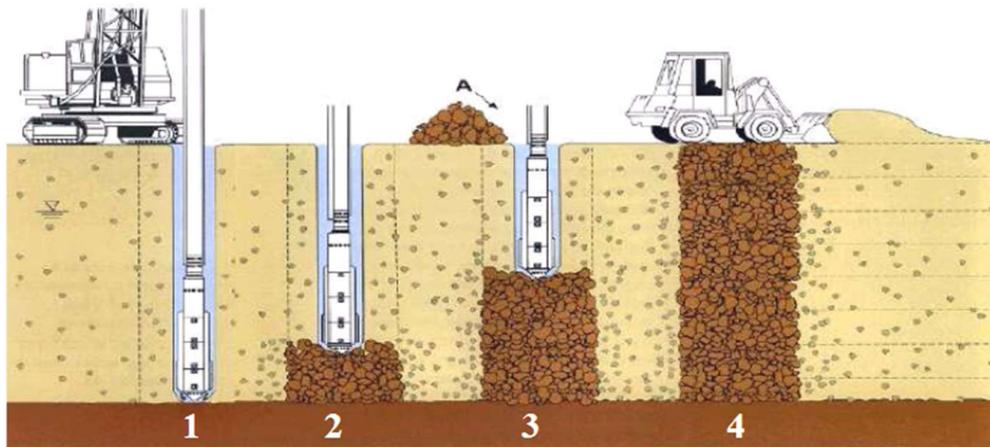


Figure1. 9 : Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie humide (Document de Keller®)

II.5 .2 Colonnes exécutées par voie sèche

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro refoulement (vibro-déplacement en anglais) consiste à :

- auto-foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement à l'aide de l'air jusque à la profondeur désignée ;
- remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la finition de la colonne.

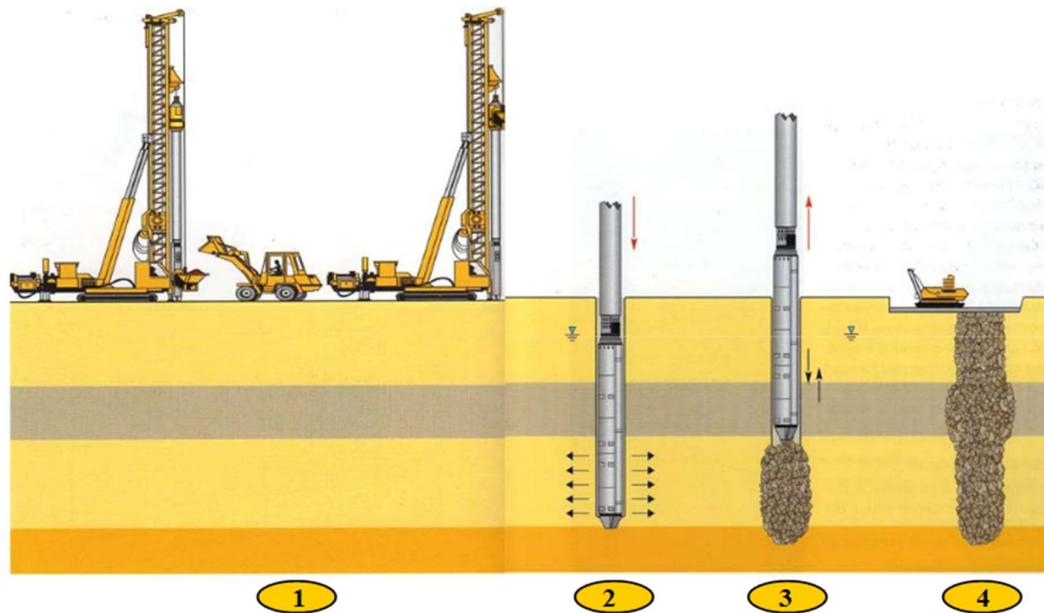


Figure 1.10: Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche (Document de Keller®)

II.5 .3 Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki »)

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées (connues aussi sous le nom de « pieux de gravier ») du procédé « Franki » nécessite les étapes suivantes :

- 1- Confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier.
- 2- Battage au fond du tube avec dameur intérieur.
- 3-Expulsion du bouchon de gravier.
- 4-Réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction de tube.
- 5-Finition de la colonne.

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantit la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté

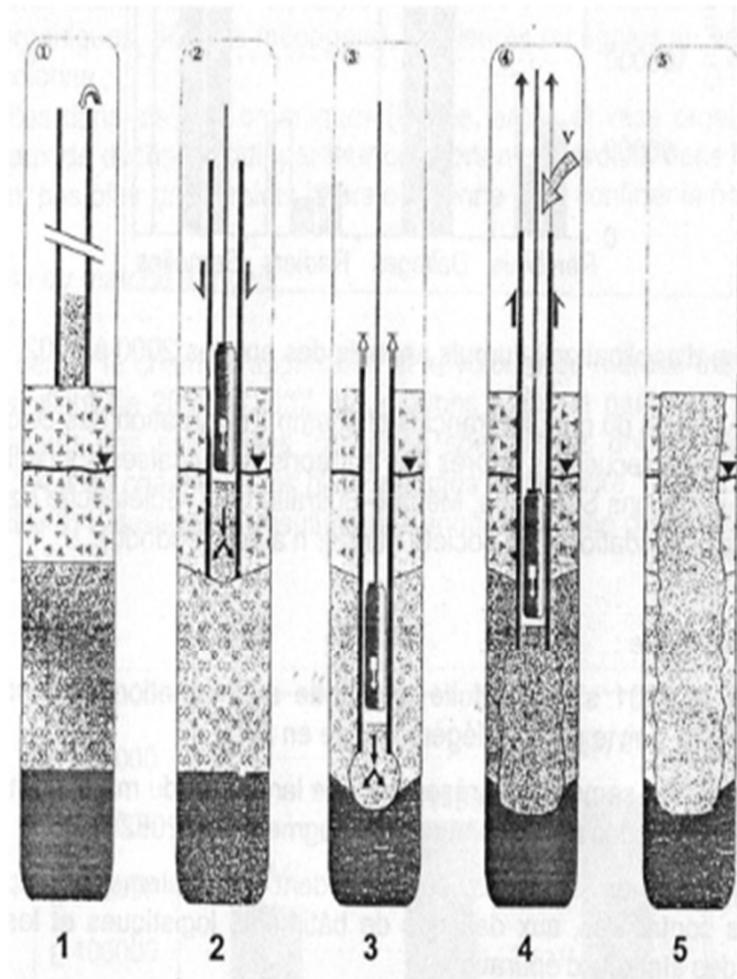


Figure1.11 : Mise en œuvre des colonnes pilonnées

II.6 Principe de réalisation [keller]

II.6 .1 Préparation

La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.



Figure 1.12 :préparation l'outil en station

II.6 .2 Remplissage

Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.



Figure 1.13 : Remplissage

II.5.3 Fonçage :

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

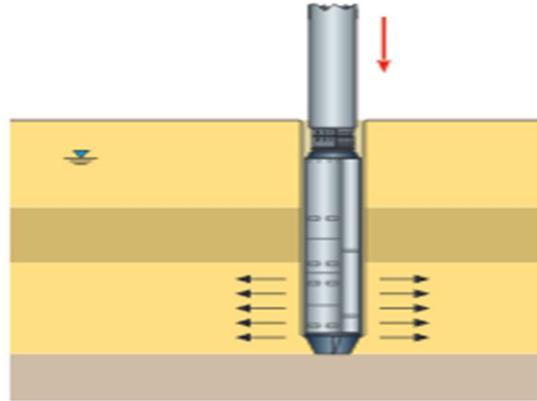


Figure 1.14 : Fonçage

II.5.4 Compactage :

Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour élargir le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

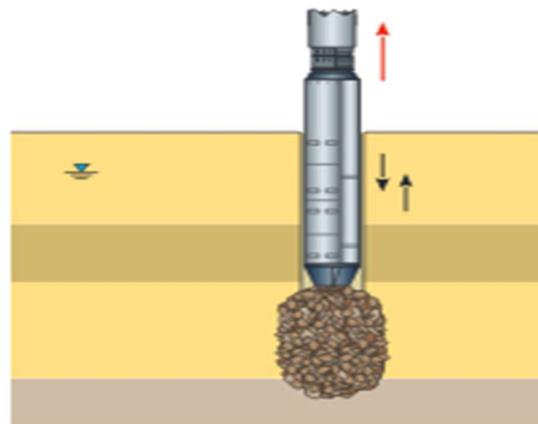


Figure 1.15 : compactage

II.5.5 Finition :

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondations sont alors réalisées de manière traditionnelle.

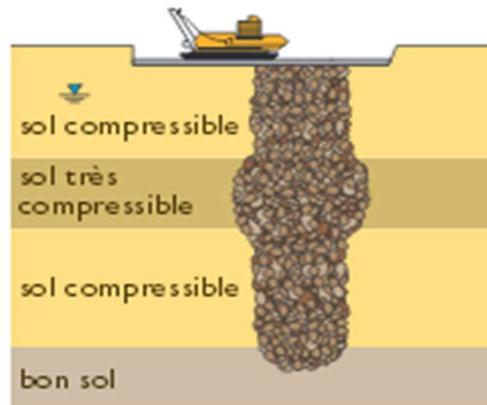


Figure 1.16 : finition

I.1.7 Colonnes ballastées sous dallage :[keller]

En supprimant tout effet de point dur, avec les colonnes ballastées, le dallage peut être dimensionné de manière classique selon le DTU 13.3 Dallages, à partir des sollicitations définies par son utilisateur (charges uniformément réparties, ponctuelles, dynamiques) et d'un module de sol amélioré homogénéisé ES, sans moment complémentaire significatif

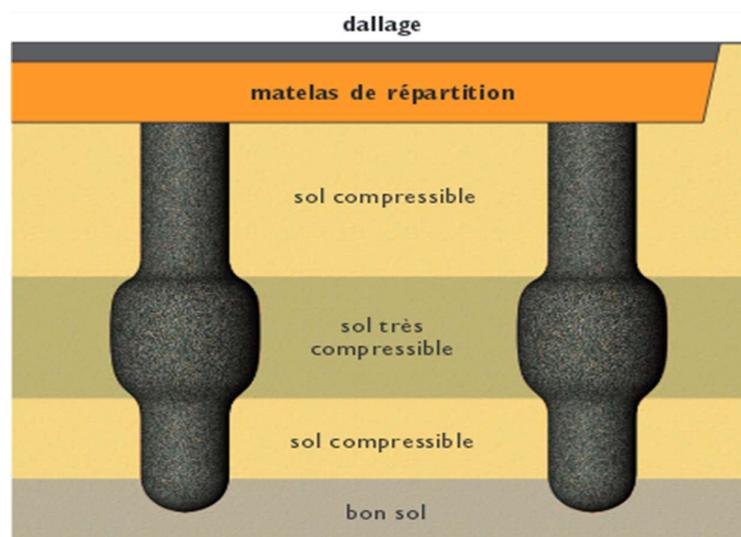


Figure 1.17 : dallage

III. Géosynthétiques [6]

III. 1 Introduction

Un géosynthétique est un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène, par exemple).

Se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de géotechnique et du génie civil

III.2 Domaine d'application

Les ouvrages dans lesquels les géosynthétiques sont utilisés sont multiples :

- ❖ infrastructures linéaires de transport (routes, voies ferrées).



Figure 1.18: mode opératoire géosynthétique en route



figure 1.19 : utilisation géosynthétique En pont

- ❖ ouvrages hydrauliques (barrages, bassins, canaux).



Figure1. 20 : géosynthétique en barrage



Figure 1.21 : géosynthétique en oued

- ❖ ouvrages pour la protection de l'environnement (installations de stockage de déchets, stockage des déchets miniers, sites et sols pollués).



Figure 1.22 : utilisation de géosynthétique en stockage des déchets

- ❖ les bâtiments.



Figure 1.23 : utilisation En bâtiments



Figure 1.24 : utilisation géosynthétique
En assainissements

III.3 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication, Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géosynthétiques sont présentées ci-dessous.

III.3.1 Géotextiles

Sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés.

Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion



Figure 25 : type de Géotextiles



Figure 26 : type de Géotextiles

III.3 .2 géogrilles

Sont des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes.

La principale application des géogrilles est le renforcement des sols.



Figure1. 27 : géogrilles pour stabilité le sol

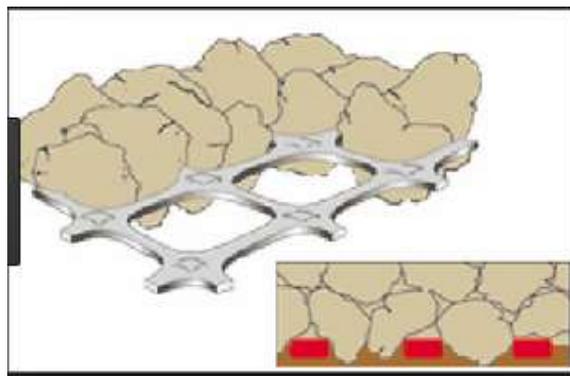


Figure 1.28: Mode opératoire de
Géogrilles

III.3.3 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.



Figure 1.29 : type de géofilet

III.3.4 géomembranes

Sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur



Figure 1.30 : type de géomembranes

III.3.5 géocomposites

Sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane ou un géosynthétique bentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.



Figure 1.31 : forme de géocomposites

III.3.6 géosynthétiques bentonitiques

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

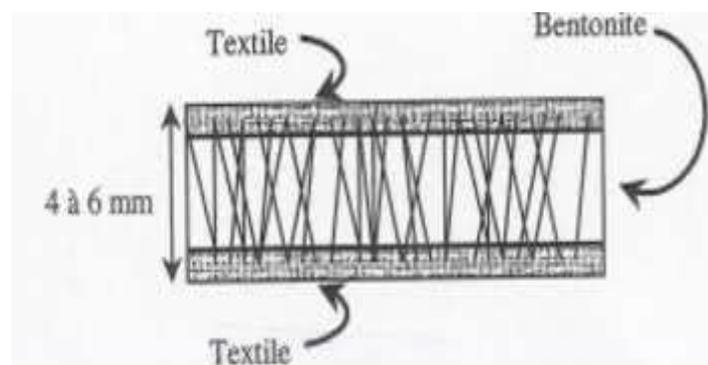


Figure 1.32: forme de géosynthétiques

Bentonitiques

III.3.7 Les géotuyaux : sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.

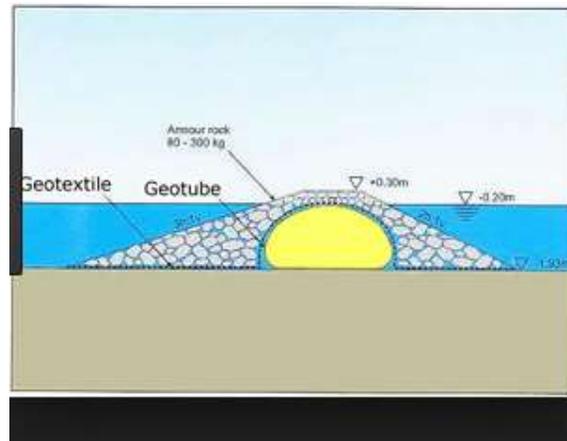


Figure 1.33 : forme de géotuyaux

III.4. Fonctions des Géosynthétiques :(Fonctions des géotextiles et produits apparentés)

Les géotextiles et produits apparentés peuvent remplir, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil où ils sont utilisés

- ✓ **La séparation** : prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblais adjacents de natures différentes ;
- ✓ **La filtration** : rétention du sol, ou d'autres particules soumises à des forces hydrodynamiques, tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile, ou un produit apparenté aux géotextiles. Le géotextile permet de créer un au to filtre dans le sol en amont ;
- ✓ **Le drainage** : collecte et transport des eaux, souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles.
- ✓ **Le renforcement** : utilisation du comportement en traction déformation d'un géotextile ou d'un produit apparenté, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

- ✓ **La protection** : prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté
- ✓ **La lutte contre l'érosion de surface** : utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface.

I. Introduction :

Afin de mettre en place un structure, nous devons étudier le sol, pour cela nous identification un certain nombre essais pour en savoir les caractéristiques de sol.

Nous nous sommes concentrés à ce chapitre sur les essais de cisaillement parce que nous avons besoins de valeurs de C et ϕ

I.1 –Cohésion des sols fins

Les interactions physico-chimiques entre les particules d'un sol fin confèrent à celui-ci une certaine cohésion qui rentre en jeu dès que le sol est sollicité en cisaillement. Les sols fins sont dits cohérents du fait de cette cohésion c entre les particules. Cette cohésion est déterminée soit in-situ à l'aide d'un outil appelé scissomètre ou en laboratoire dans un essai à la boîte de Casagrande sur un échantillon représentatif. [7]

I.2 –Frottements au sein des sols

Grenus Le frottement entre les grains d'un sol pulvérulent confère à celui-ci une résistance au cisaillement. Du fait de la nature de ce phénomène, nous comprenons bien que cette résistance dépend aussi bien de la géométrie et de la résistance des grains que de la contrainte de serrage qui règne entre les grains.

Le comportement des sols pulvérulents ne dépend que du squelette solide, et ainsi des frottements inter-granulaires. Cette particularité d'un sol grenu est évaluée par ce qu'on appelle «l'angle de frottement interne», qui caractérise un sol et qu'on note ϕ (cette notion sera abordée plus en détail dans la suite du développement).L'angle de frottement interne est déterminé en laboratoire dans un essai triaxial sur un échantillon représentatif [7]

II. Essai Scissométrique en place (NF P 94-112) x [8]**II.1. Principe et domaine d'application**

L'essai consiste à introduire par fonçage dans le sol un moulinet comprenant quatre pales. Un couple de torsion T est alors appliqué au moulinet par l'intermédiaire du train de tiges. Sous l'effet de ce couple, le sol est cisailé selon une surface cylindrique. La résistance au cisaillement du sol τ dépend directement du moment de torsion et s'écrit

$$\tau=T/K$$

K étant un coefficient tenant compte des caractéristiques du moulinet.

L'essai est poursuivi et six lectures espacées de 10 s sont à nouveau réalisées après avoir repris la vitesse de rotation utilisée pendant l'essai.

L'essai est arrêté si le moment atteint la valeur maximale admissible pour la barre de torsion

La courbe des valeurs de T en fonction de la rotation θ permet de déterminer

- la résistance maximale au cisaillement; cohésion scissométrique S_u
- La résistance résiduelle:

cohésion remaniée S_r . Celle-ci est mesurée après que le moulinet ait effectué plusieurs tours dans le sol.

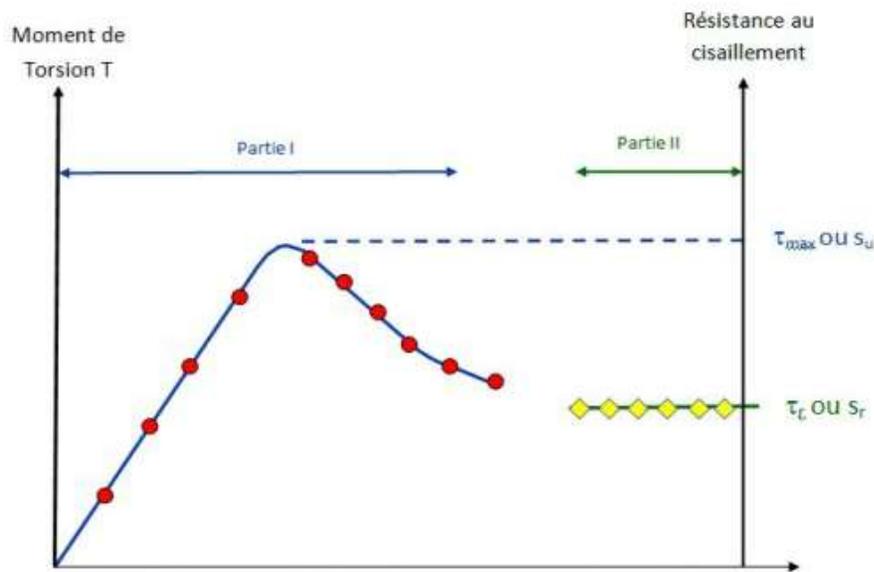


Figure 2.2 : Angle de rotation de la barre de torsion
Au niveau du couple mètre Courbe Scissométrique

La sensibilité du sol S_t est le rapport entre la cohésion et la cohésion remaniée:

$$S_t = S_u / S_r$$

Le premier essai doit être fait à une profondeur minimale de 0,5 m par rapport au terrain naturel. Dans un même sondage, deux essais consécutifs ne doivent pas être réalisés à une distance inférieure à 0,5 m entre eux.

Il est recommandé d'appliquer un coefficient correcteur, fonction de l'indice de plasticité du sol I_p afin de déduire la cohésion non drainée C_U de S_u , avec: $C_U = K S_u$

Remarque: Il existe de nombreux types de scissomètre, non normalisés, avec un choix de pales. On attirera l'attention sur le fait que la vitesse de cisaillement des sols influe beaucoup sur le résultat des essais

III .Essai de pénétromètre [8]

III. 1 Essai de pénétromètre statique (C.P.T) (NF P 94-113)

III.1.1 Principe de l'essai :

L'essai de pénétromètre statique est réalisé dans tous les sols fins et les sols grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm.

Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée.

III.1.2 Pratique de l'essai

La norme impose de respecter un certain nombre de conditions et fixe notamment la vitesse de pénétration dans le terrain, qui doit être de 2 cm/s.

Les pénétromètres normalisés diffèrent par les modalités de fonçage de l'appareil et par le mode de mesure de la résistance de pointe. Tous les types de sondes sont utilisés selon les terrains et selon les nécessités des études : pointe mécanique, pointe électrique et piézocône.

III.1.3 Fonçage dans le terrain

Il est nécessaire de disposer d'une réaction d'au moins 100 kN, mais il existe des appareils prévus pour 250 kN.

Cette réaction est obtenue généralement à l'aide d'un camion lesté. Le camion contient un abri de mesure et un ensemble d'appareils pouvant inclure un ordinateur et un traceur reproduisant en temps réel la courbe de pénétration.

III.1.4 Mesure de la résistance de pointe

❖ Pointe mécanique:

l'effort de pointe est mesuré par l'intermédiaire d'un train de tiges central es au train de tubes et poussant sur le cône. La mesure est discontinue

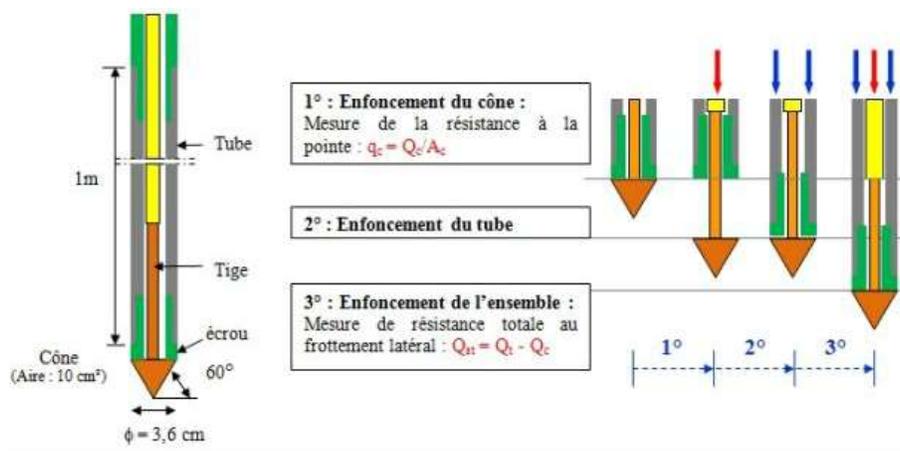


Figure 2.3 : pénétration statique mécanique à cône simple

❖ **Pointe électrique:**

L'effort de pointe est mesuré par un peson à jauges de contraintes ou à corde vibrante incorporé à cette pointe. Du point de vue opérationnel, cela implique l'utilisation de tiges de fonçage creuses, à l'intérieur desquelles on doit faire passer le câble électrique conducteur des informations. La mesure est continue.

✓ **Résultats**

-Effort total de pénétration Q_t : Force totale nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation le train de tiges avec à sa base une pointe terminée par un cône, exprimée en kN. L'effort total est donné pour la profondeur atteinte à la base du cône

III.1.5 Effort apparent sur le cône Q_c est résistance apparente à la pénétration du cône q_c : L'effort total apparent sur le cône Q_c est la force nécessaire pour enfoncer dans le sol, sans choc ni vibration, ni rotation, le cône seul de la pointe pénétrométrique.

La résistance apparente à la pénétration du cône q_c est obtenue en divisant l'effort total apparent Q_c sur le cône par la surface A_c de la base du cône :

$$q = \frac{Q_c}{A_c} \text{ Mpa}$$

-Effort total de pénétration Q_{st} :

Force obtenue par différence entre l'effort total de pénétration du train de tige Q_t et l'effort total apparent Q_c sur le seul cône:

$Q_{st} = Q_t - Q_c$ Ces valeurs sont affectées à la profondeur atteinte par la base du cône.

-Effort de frottement latéral local Q_s et frottement latéral unitaire local f_s :

Le frottement latéral unitaire local f_s est obtenu conventionnellement en divisant la force Q_s nécessaire à l'enfoncement du manchon de frottement

par sa surface latérale A_s :

$$f_s = Q_s / A_s \text{ (MPa ou kPa)}$$

Cette valeur attribuée à la profondeur correspond au milieu du manchon de frottement. Le diamètre du manchon (d_s) est supérieur ou égal au diamètre de la partie cylindrique du cône (d_c).

Rapport de frottement R_f :

Le rapport R_f est le quotient du frottement latéral unitaire local f_s par la résistance apparente à la pénétration du cône q_c mesurée à la même profondeur (et non au même instant)

$$R_f = f_s / q_c \text{ \%}$$

Indice de frottement I_f

I_f est le quotient de la résistance apparente à la pénétration du cône q_c par le frottement latéral unitaire local f_s mesuré à la même profondeur (et non au même instant).

$$I_f = q_c / f_s \text{ (\%)}$$

III.2 ESSAIS de pénétromètre dynamique type A-sondage au pénétromètre dynamique

III.2.1 Principe de l'essai

Essai de pénétromètre dynamique peuvent être réalisés dans tous les fins et les grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60mm

La pénétration dynamique consiste à renfoncer dans le sol, par battage et d manière

Quasi-continue, un terrain de tiges muni à son extrémité d'une point débordante .le nombre de coups de mouton correspondant à un renforcement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration de la point dans le sol.

La normalisation distingue deux types de matériel type A et type B

Pénétromètre de type A fournit la résistance dynamique de point q_d :

$$:q_d = \frac{m \cdot g \cdot h}{A \cdot e} \cdot \frac{m}{m+m'}$$

Type	H (cm)	M (kg)	Injection boue	Diamètre de la pointe (mm)	Mesure du nombre de coups pour :
A	75	32 à 128	Oui	61.8	10 cm
B	75	64	Non	50.5	20 cm

-m : masse du mouton (kg)

-g : accélération de la pesanteur (m.s²)

-H : hauteur de chute du mouton (m)

-e : enfoncement moyen sous un coup : $e = \frac{0.1}{Nd10}$ (m)

-m' : masse frappée (enclume, tige guide, tige et pointe ,en kg)

Le pénétromètre de type B permet d’apprécier qualitativement la résistance et la position des terrains traversés .la courbe fournit la valeur Nd20 en fonction de la profondeur .il est également d’usage de fournir hors normalisation, la résistance obtenue par la formule des hollandais et de la désigner par le symbole Rd.

III.2 .3 réalisation de l’essai

❖ L’essai au pénétromètre type A

Sous l’effet de la chute du mouton à une cadence de 15à 30 fois par minute ,le train de tige est battu d’une manière continus .

Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la tige de 10 cm est noté.

La masse de mouton doit être adapté en cours de battage est choisie parmi l’une des quatre masses 32, 64, 96,128 kg, afin que le nombre de coups, pour un enfoncement e 10cm, soit compris entre 2et 30 inclus, sauf hétérogénéité local (blocs, vide , passage faible.....)

La fin de l’essai correspond à la satisfaction de satisfaction de l’une des conditions suivantes :

La profondeur déterminer préalablement est atteint L’enfoncement sous 30 coups mouton est inférieur ou égal à 10cm avec la masse de 128kg Le rebond de mouton est supérieur à 5 cm

❖ le sondage au pénétromètre type B

Sous l'effet de la chute du mouton à une cadence de 15 à 30 fois par minute, le train de tige est battu d'une manière continue.

A chaque ajout de tige et au moins tous les mètres, l'opération fait tourner le train de tige sur lui-même à l'aide d'une clef dynamométrique et note le couple mesuré.

Lorsque le couple est inférieur 100 N.m, cela indique que les efforts parasites sont négligeables.

Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 20 cm est noté en fonction de la longueur totale des tiges introduites dans le sol.

La fin du sondage correspond à la satisfaction de l'une des conditions suivantes :

- La profondeur déterminée préalablement est atteinte,
- L'enfoncement sous 100 coups est inférieur ou égal à 20 cm ou l'enfoncement sous 50 coups est inférieur à 10 cm,
- La rebond est supérieur à 5 cm,
- La mesure du couple effectué à la clé dynamométrique dépasse 200 N.m

III.2.4 interprétation

A partir des courbes obtenues, il est possible de distinguer différents horizons de sol, de détecter la présence d'anomalies et déterminer la position du toit d'une couche résistante.

On indiquera que sur des profondeurs importantes et sous la nappe, les valeurs de résistance de pointe Q_d (R_d) peuvent être affectées :

-par un **frottement latéral parasite** des sols sur le train de tiges, en particulier pour le pénétromètre de type B (sans boue de forage).

La norme NF P 94-115 prévoit l'utilisation d'une clef dynamométrique afin de mesurer les efforts et un arrêt du sondage si le couple est >200 N.m

-par l'**augmentation rapide de la valeur de la pression interstitielle u** de la nappe sous l'énergie impact, en particulier dans les sols fins, peu perméables.

Normativement, seul l'essai de type A permet d'estimer la capacité portante d'un sol vis-à-vis d'un système de fondation .

Ce type d'essai est complété par des essais type pressiométrique lorsque les risque de tassement sont à considérer .

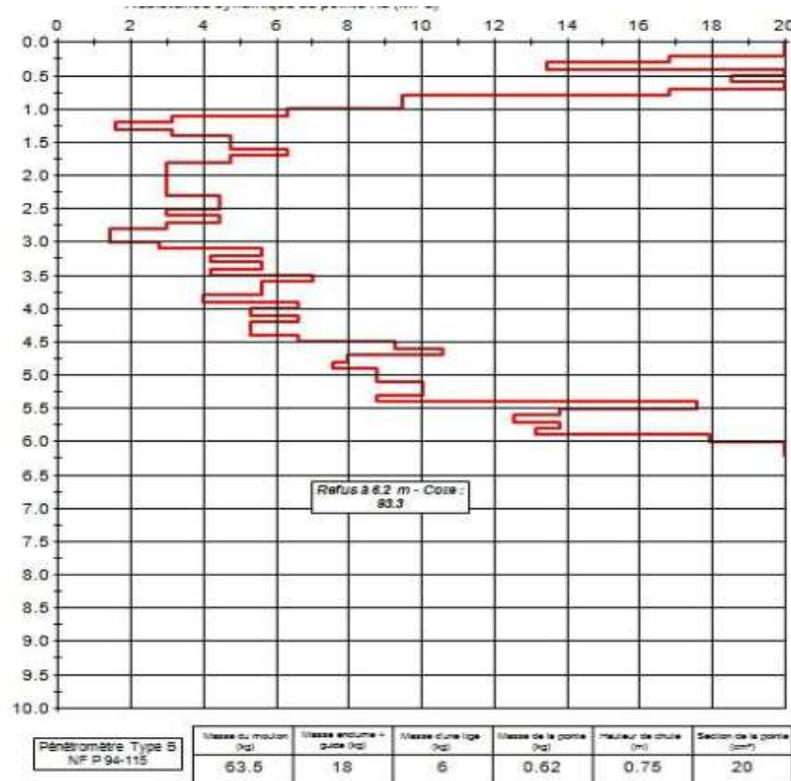


Figure 2.4 : résistance dynamique de point Rd (MPa)

IV .Essai Triaxial [9]

IV.1 Principe de l'essai

L'essai triaxial, comme l'essai de cisaillement à la boîte, permet de déterminer la résistance au cisaillement du sol.

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, d'élancement voisin de deux, à un champ de contraintes uniforme qui a pour composantes :

- une pression hydrostatique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau) remplissant la cellule figure



Figure 2.5 : Essai triaxial

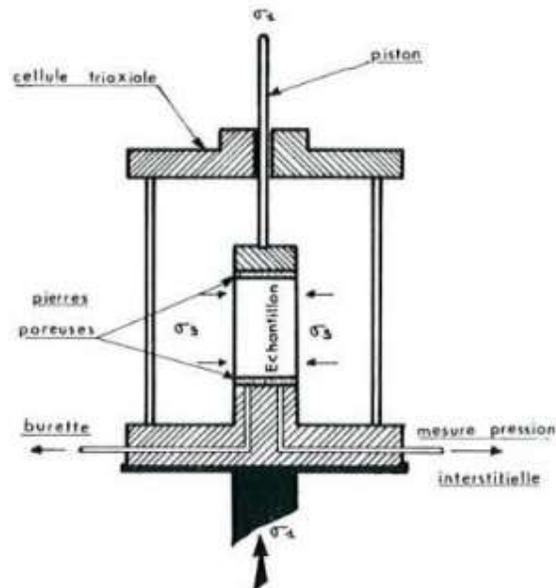


Figure 2.6: Schéma de la cellule triaxiale.

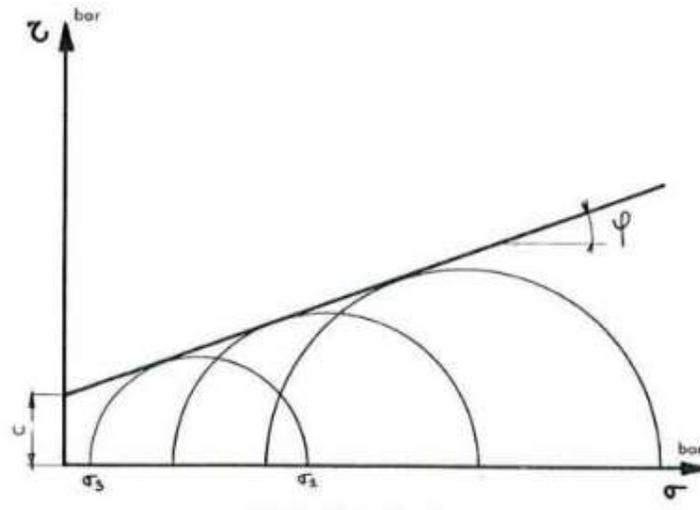


Figure 2.7: b) Droite intrinsèque

-une contrainte axiale ou déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)'$ appliquée par J'intermédiaire d'un piston.

L'essai classique consiste à faire croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique restant constante. On détermine les valeurs du déviateur à la rupture de trois ou quatre éprouvettes identiques pour des pressions hydrostatiques différentes et on trace les cercles de Mohr correspondants.

Leur enveloppe est généralement une droite appelée droite intrinsèque, que l'on caractérise par les paramètres C (ordonnée à l'origine) et ϕ (angle avec l'horizontale)

Comme dans l'essai de cisaillement à la boîte, la pression de l'eau dans l'espace intergranulaire ou pression interstitielle u , a une influence déterminante sur les paramètres C et ϕ . La résistance au cisaillement d'un sol dépend essentiellement de la contrainte intergranulaire

L'appareil triaxial permet de mesurer la pression interstitielle u au cours de l'essai et par suite de connaître, grâce à la relation $\sigma' = \sigma - u$, la pression intergranulaire à chaque instant.

Les trois types d'essais sont effectués au triaxial.

IV.2 L'essai non consolidé non drainé UU

L'essai non consolidé non drainé UU correspond au comportement à court terme du sol. L'application de la pression hydrostatique σ_3 , et le cisaillement sont effectués à drainage fermé.

La résistance au cisaillement du sol est généralement constante ($\phi = 0$). Elle est appelée « cohésion non drainée » et notée C_u . Elle traduit la résistance du sol dans son état actuel et

permet de déterminer la capacité portante immédiate d'une fondation, d'étudier la stabilité immédiate d'un talus, d'un mur de soutènement, etc.

IV.3 Essai consolidé non drainé CU

Chaque éprouvette est consolidée, donc à drainage ouvert, sous une pression hydrostatique σ_3 , puis cisailée à volume constant, donc à drainage fermé sous cette même pression.

L'essai permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol, en fonction de la pression de consolidation à partir des caractéristiques C_{cu} et ϕ_{cu} . En outre, en mesurant la pression interstitielle, on détermine en cours de cisaillement les caractéristiques inter granulaires ou effectives C' et ϕ' des sols saturés, sans avoir recours à l'essai CD ci-après, toujours très long lorsque le sol est peu perméable.

IV.4 Essai consolidé drainé CD

Chaque éprouvette est consolidée, donc à drainage ouvert sous une pression hydrostatique σ_3 et cisailée à drainage ouvert sous cette même pression. Le déviateur doit toutefois être appliqué de manière à obtenir une vitesse de déformation suffisamment lente pour que la pression interstitielle soit nulle à chaque instant. L'essai donne donc les caractéristiques inter granulaires du sol. Les paramètres C_d et ϕ_d permettent d'effectuer les études de stabilité à long terme (talus, murs de soutènement, barrage en terre, etc.)

V. Essai de cisaillement a la boîte [10]

V. 1 But de l 'essai

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne φ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement

V. 2 Matériel utilisé

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

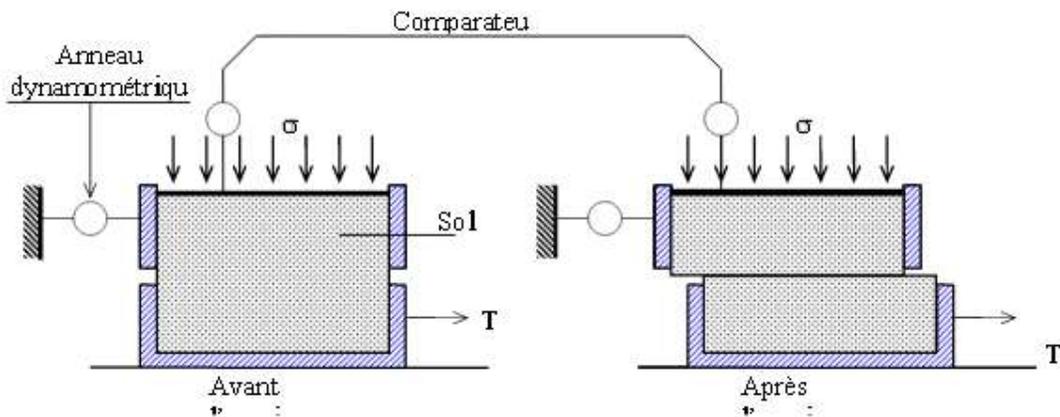


Figure 2.8 : Schéma de la boîte de cisaillement

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F_{est} mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

V. 3.2 Mise en place de l'échantillon dans la boîte

-Les deux demi-boîtes étant verrouillées, on place successivement :

-le fond de boîte,

- une pierre poreuse,
- une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés)
- l'échantillon de sol,
- Une plaque striée identique à la première,
- une pierre poreuse.
- le piston.

V – 3.3 Mise en place de la boîte sur la machine

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relie

V– 3.3 Mise en place de la boîte sur la machine

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte,
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro,
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro,
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe :
 - Pour un sol pulvérulent : 100 - 200 - 300 kPa
 - Pour un sol cohérent :
 - essai non consolidé, non drainé : 50 - 100 - 200 - 300 kPa
 - essai consolidé, drainé ou non : appliquer les mêmes pressions que pour la consolidation de l'éprouvette.
- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles,
- Mettre en route à la vitesse désirée.

V – 3.4 Vitesse d'essai

- Sols pulvérulents : 1,5 mm / min
- Sols cohérents :
 - essais non drainés, consolidés ou non(UU ou CU): 1,5 mm / min
 - essai drainé(CD) : vitesse la plus lente

V- 3.5 Lectures

Lire, à intervalles réguliers les indications du comparateur de l'anneau, du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical.

Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante ou lorsqu'on a une déformation horizontale de 5mm.

V. 4 Calculs et résultats :**V- 4.1 Effort de cisaillement**

Convertir les lectures de l'anneau en KN ou N. Voir tableau donnant les correspondances entre la lecture et la valeur de l'effort.

2 - 4 .2 Détermination de la surface cisailée

Pendant l'essai, la surface cisailée diminue proportionnellement au déplacement des demi-boîtes. La section corrigée A' de l'éprouvette à l'instant

test : $A' = l (1 - \Delta l)$ avec l : longueur de l'éprouvette (6 cm)

$\Delta l = V \cdot t$ avec V : Vitesse de cisaillement

V- 4.3 Contrainte de cisaillement

On détermine la contrainte de cisaillement : $\tau = \frac{T}{A'}$

On trace ensuite, pour chaque essai, les courbes de contraintes en fonction des déplacements et on détermine la valeur de la contrainte de cisaillement maximale.

On reporte ensuite chaque point sur un graphique ayant pour abscisse la contrainte normale σ et pour ordonnée la contrainte de cisaillement τ . Tracer la courbe intrinsèque du sol étudié.

V. 4.4 Courbes intrinsèques**Cas des sols pulvérulents**

Les points relatifs à chaque pression normale sont alignés et la droite qui les joint passe par l'origine. 3 points suffisent en principe avec une approximation convenable.

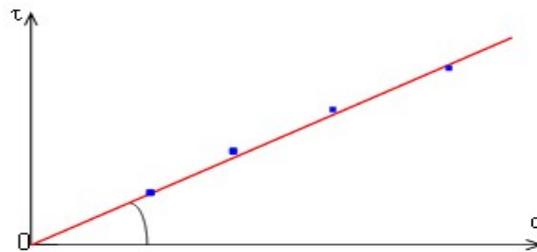


Figure 2.9 : Droite en cas des sols pulvérulents

Cas des sols cohérents

➤ Essai non consolidé - non drainé

La courbe intrinsèque obtenue est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales. Elle est caractérisée par son ordonnée à l'origine C_u .

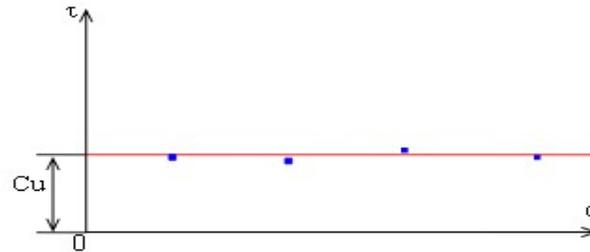


Figure 2.10 : Droite d'Essai non consolidé - non drainé

➤ Essai consolidé non drainé

La courbe intrinsèque est approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. On la caractérise par son ordonnée à l'origine C_{cu} et par son angle avec l'axe des abscisses ϕ_{cv} .

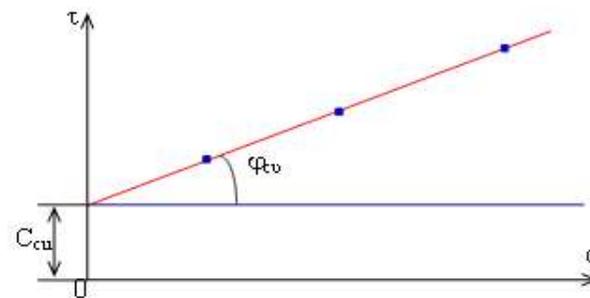


Figure 2.11 Droite d'Essai consolidé non drainé

➤ Essai consolidé drainé

On obtient également approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. Elle fournit la cohésion effective C' et l'angle de frottement effectif ϕ' .

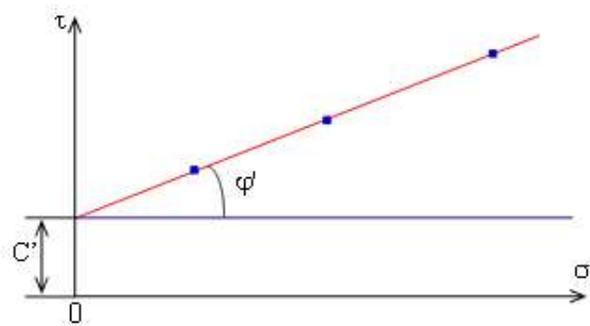


Figure 2.12 : Droite Courbe d'Essai consolidé drainé

1. Introduction

Le manuel d'utilisation de Flac établi par Itasca (2000) nous fournit une description détaillée du code de calcul Flac (Fast Lagrangian Analysis of Continua) qui est conçu et commercialisé par la société Itasca. Il est disponible en version bidimensionnelle et tridimensionnelle. Il revient à l'utilisateur de travailler avec la version qui convient le plus à son problème. En effet quand le problème à résoudre peut être vraiment modélisé en 2 dimensions, Flac 2D permet de raffiner autant que possible les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps très raisonnables. Toutefois certains problèmes sont, de par leur nature, tridimensionnels, Flac 3D permet alors de les simuler, mais, vu l'augmentation.

Ce code aux différences finies a été développé pour traiter les problèmes non linéaires de la mécanique appliquée à la géotechnique. Intégrant un mode de résolution explicite des équations de la mécanique, il est nécessaire d'analyser la stabilité mécanique des solutions obtenues. Le logiciel intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux, on peut citer les modèles élastiques, Mohr Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, Double Yield, etc.

2. Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins(1964) , qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis. Dans la méthode des différences finies, Toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour Les quels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif. Le code Flac utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

Chapitre 3

Présentation de l'outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

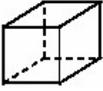
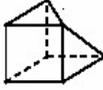
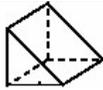
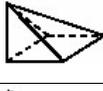
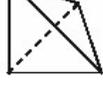
De plus, le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

3. Discrétisation en 3D

Le maillage en FLAC3D est généré avec la commande `Generate zone`. Cette commande accède, en fait, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité de maillage. Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le **tableau 3.1**.

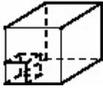
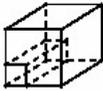
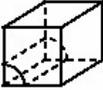
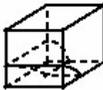
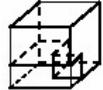
Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage FLAC3D

Tableau 3.1: Formes des zones primitives disponibles dans Flac 3D

Forme	Mot Clé	Nom	Number points spécifiques
	Brick	Brique	8
	Dbrick	Brique dégénérée	7
	wedge	Coin	6
	pyramid	Pyramide	5
	tetrahedro	Tétraèdre	4
	cylinder	Cylindre	6

Chapitre 3

Présentation de l'outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

	radbrick	Maillage radialement dégradé autour de la brique	15
	Radtunnel	Maillage radialement dégradé autour du tunnel de forme parallélépipédique	14
	radcylinde	Maillage radialement dégradé autour du tunnel de forme cylindrique	12
	Cshell	Maillage coque cylindrique	10
	Cylint	Intersection de tunnels de forme cylindrique	14
	Tunint	Intersection de tunnels de forme parallélépipédique	17

Dans FLAC3D, le procédé de discrétisation commence par la formation des zones selon les formes primitives choisies par l'utilisateur

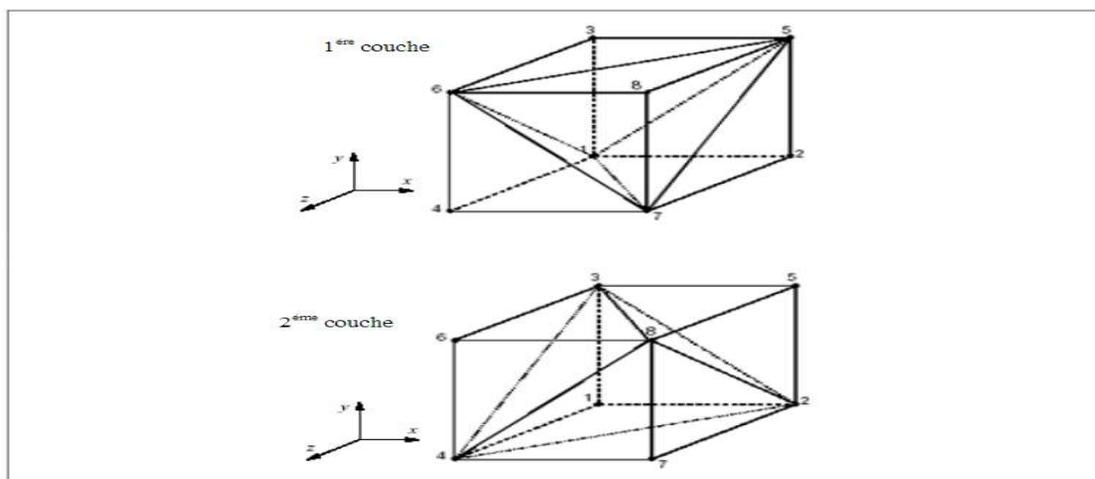


Figure 3.1: Zone à 8 nœuds avec superposition de 2 couches de 5 tétraèdres

Dans chaque couche [13]

Chapitre 3

Présentation de l'outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

Chaque zone est discrétisée intérieurement automatiquement en tétraèdres. La zone à huit nœuds, par exemple, peut être discrétisée dans deux (et seulement deux) différentes configurations de cinq tétraèdres (correspondent aux couches 1 et 2 sur la figure III.1). La force exercée sur un nœud est prise comme la moyenne des forces pour les deux configurations de tétraèdres, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

L'utilisation d'éléments tétraédriques élimine le problème de déformations non restreintes. Par ailleurs le problème de conditions d'incompressibilité lors de l'écoulement plastique est résolu en utilisant la discrétisation mixte .

4. Schéma de résolution explicite

Le schéma de résolution explicite est basé sur le principe qu'une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Ce schéma de résolution intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique. La séquence générale de calcul intégrée dans FLAC est illustrée sur la **figure3.2**.

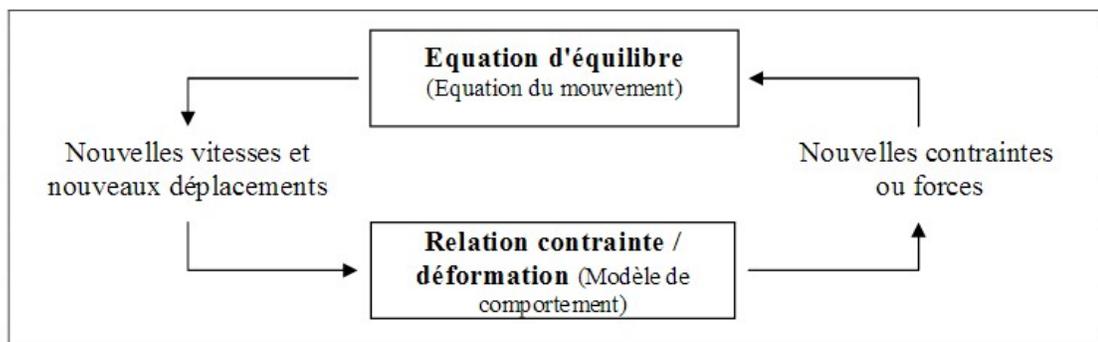


Figure 3.2 : Séquence de calcul Flac, d'après Itasca .

Chapitre 3

Présentation de l'outil numérique et simulation numérique des essais de laboratoire

La procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes.

Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien l'équation du mouvement de Newton est exprimée par:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i$$

Avec ρ , t , u , x , g , sont respectivement, la masse volumique, le temps, le vecteur vitesse, le vecteur position et l'accélération due

Aux forces de volume. Ensuite les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes déterminées à partir de la loi de comportement.

Dans chaque boîte de calcul de la figure 3.2

, on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixées durant les calculs dans

cette boîte. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée si un pas de temps assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une Période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de

«l'onde de calcul» est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs les utilisant. La condition de stabilité pour un solide élastique (Flac (2000)), discrétisé en maille carrée, de côté Δx , est la suivante

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{C_p}$$

Où: Δt et C_p sont respectivement le pas de temps admissible et la célérité maximale à laquelle «l'onde de calcul» se propage.

Pour un milieu élastique, la célérité C_p correspond à celle «des ondes primaires», dites P, qui est définie par

$$C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}}$$

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent). L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le critère de stabilité permettant de contrôler l'état d'équilibre de l'ensemble du système, est basé sur la force maximale non équilibrée. L'utilisateur du code définit la force en deçà de laquelle le déséquilibre résiduel est supposé satisfaisant.

Contrairement à la méthode explicite, dans une méthode implicite, chaque élément communique avec chaque autre élément pendant un pas de calcul, il est donc nécessaire d'itérer avant de satisfaire à la fois les équations d'équilibre et de compatibilité. L'inconvénient majeur de la méthode explicite est la condition sur le pas de temps, lorsque de dernier est très petit, il peut être nécessaire d'effectuer un grand nombre de pas avant d'arriver à la solution statique. De ce fait, la méthode explicite s'avère peu performant pour l'ensemble des problèmes linéaires et notamment en petits déplacements. Le domaine de prédilection de la méthode serait davantage l'étude des systèmes non-linéaires et des grands déplacements.

5. Méthodologie de simulation avec Flac

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes:

- ✓ Définir la géométrie;
- ✓ Introduire les modèles de comportement;
- ✓ Introduire les éléments de structure s'il y a lieu;
- ✓ Préciser les conditions aux frontières;
- ✓ Application du poids propre s'il y a lieu;
- ✓ Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos;
- ✓ Remettre à zéro les déplacements;
- ✓ Introduire le chargement;
- ✓ Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis;
- ✓ Examen de la réponse du modèle;
- ✓ Puis introduire les modifications requises etc

6. Analyse axisymétrique avec Flac

FLAC peut être utilisé pour modéliser le problème de distribution des contraintes dans des corps de révolution (c'est à dire des solides axisymétriques). Le modèle FLAC est configuré pour une telle analyse en spécifiant la commande CONFIG axisymmetry au début du fichier de données. Pour cette configuration, un système de coordonnées cylindriques est invoqué: $x = 0$ est l'axe de symétrie, la direction des x positifs correspond à la coordonnée radiale, et la direction des y correspond à la coordonnée axiale. La

coordonnée hors-plan (direction z) est la coordonnée circonférentielle. Les points de maillage qui ont $x = 0$ sont automatiquement retenus dans la direction des x . Le maillage axisymétrique est considéré comme un coin infiniment mince (secteur égal à une unité radian) dont le déplacement est retenu dans la direction circonférentielle. Tout déplacement dans le plan xy induit automatiquement des contraintes dans la direction circonférentielle. Les quatre composantes des déformations et des contraintes impliquées dans une analyse axisymétrique sont représentées sur la **Figure 3.3**.

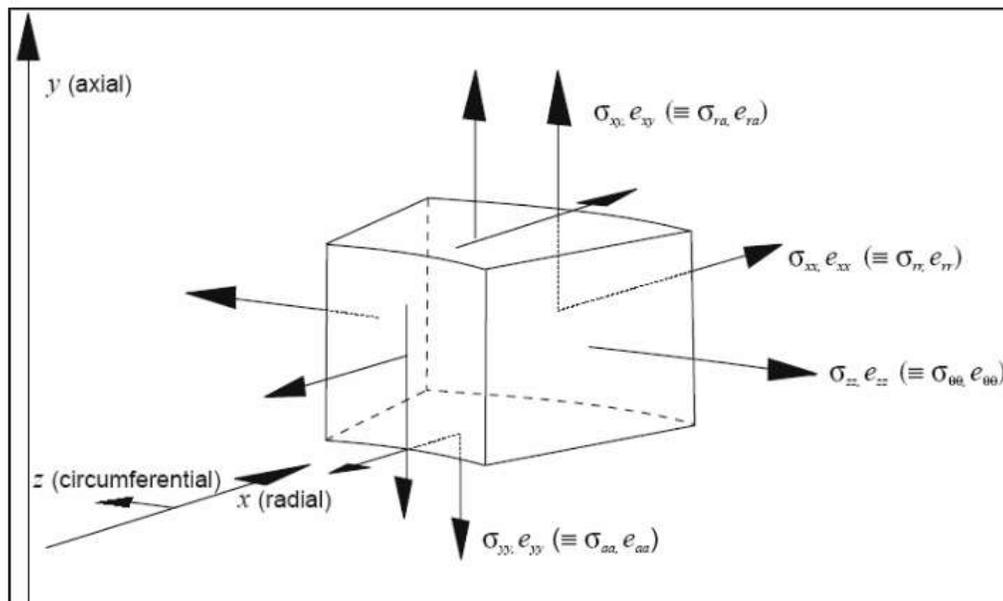


Figure 3.3: Déformations et contraintes dans une analyse axisymétrique

4.1 Présentation du problème :

Il est possible de considérer le complexe (sol, géosynthétique) comme un matériau homogène. Nombreuses études ont été effectuées sur l'interaction sol/géosynthétique afin de déterminer la cohésion apparente de matériau à utiliser (Bathurst et carpurapu 1993 ; Reiffsteck 1996 ; Rajagopal et al. 1998 ; Malarvizhi et Ilamparuthi 2008).

Bathurst et carpurapu (1993) ont proposé une relation pour prédire la cohésion apparente de la colonne ballastée encapsuler par géosynthétique.

$$c_{ce} = \frac{\Delta\sigma_{3g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (1)$$

Avec :

$$\Delta\sigma_{3g} = \frac{2E_g \varepsilon_c}{d(1-\varepsilon_a)} \quad (2)$$

$$\varepsilon_c = \frac{(1-\sqrt{1-\varepsilon_a})}{1-\varepsilon_a} \quad (3)$$

dans laquelle :

φ_c	Est	l'angle de frottement du ballast,
$\Delta\sigma_{3g}$		l'accroissement de la contrainte circonférentielle,
E_g		le module d'Young de la nappe géosynthétique,
D		le diamètre de la colonne,
ε_c		la déformation circonférentielle,
ε_a		la déformation axiale.

Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) ont réalisé une importante série d'essais sur un modèle physique, et le comparer avec un modèle numérique, cette étude donne la cohésion apparente par la relation suivante :

$$c_{ce} = \frac{\Delta\sigma_{1g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) + \frac{\Delta\sigma_{3g}}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (4)$$

avec :

$$\Delta\sigma_{1g} = \frac{\pi d E_g \varepsilon_a (1 - \varepsilon_a)}{A_0} \quad (5)$$

Dans laquelle :

$\Delta\sigma_{1g}$ Est l'accroissement de la contrainte axiale,

d_e le diamètre de la colonne a la déformation axiale ε ,

A_c la surface de la section de la colonne.

4.2 Validation du modèle et comparaison :

Dans la présente étude, une modélisation numérique tridimensionnelle de l'essai triaxial sur une colonne ballastée avec et sans encapsulation par géosynthétique a été réalisée pour trouver la cohésion apparente, comme illustrées sur la figure 1. Il s'agit d'un cylindre à une section de diamètre $d_c = 0,80$ m, avec une hauteur de 1,60m. Le comportement du ballast est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Les valeurs des paramètres du ballast sont présentées dans le tableau 1. La nappe géosynthétique est modélisée en utilisant l'élément de structure du type « geogrid ». L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion c_{gs} , l'angle de frottement φ_{gs} et la raideur du ressort k . Le glissement se produit dans le ballast et non à l'interface sol-renforcement ($\varphi_{gs} = \varphi_c$ et $c_{gs} = c_c$). Les valeurs des paramètres de l'élément géogrid sont données dans le tableau 2.

Tableau 4.1 : Caractéristiques mécaniques des sols, d’après Abusharar et Han (2011) et Zhang et al. (2014)

	Diamètre ou Epaisseur du mur d	Module d’Young E	Coefficient de Poisson ν	Poids volumique γ	Angle de frottement φ	Cohésion c
Unité	M	MPa	-	kg/m ³	°	kPa
Remblai renforcé	-	30	0,30	1800	32	0
Sol compressible	-	4	0,45	1600	0	20
Colonne ballastée	0,800	40	0,30	1700	38	0
Sable	-	100	0,30	1800	30	0
Milieu homogène équivalent (MHE)	-	5,23	0,44	1603,14	1,41	19,37
Murs équivalents (MME1)	0,126	40	0,30	1700	38	0
Murs équivalents (MME2)	0,800	10	0,40	1616	7,03	16,86

Tableau 4.2 : Caractéristiques de géosynthétique

	Raideur de la géogrid J	Coefficient de Poisson ν	Epaisseur t	Angle de frottement φ_{gs}	Cohésion c_{gs}	Raideur du ressort k
Unité	kN/m	-	M	°	kPa	kPa /m
Géosynthétique	500	0.4	5×10^{-3}	32	0	10^3

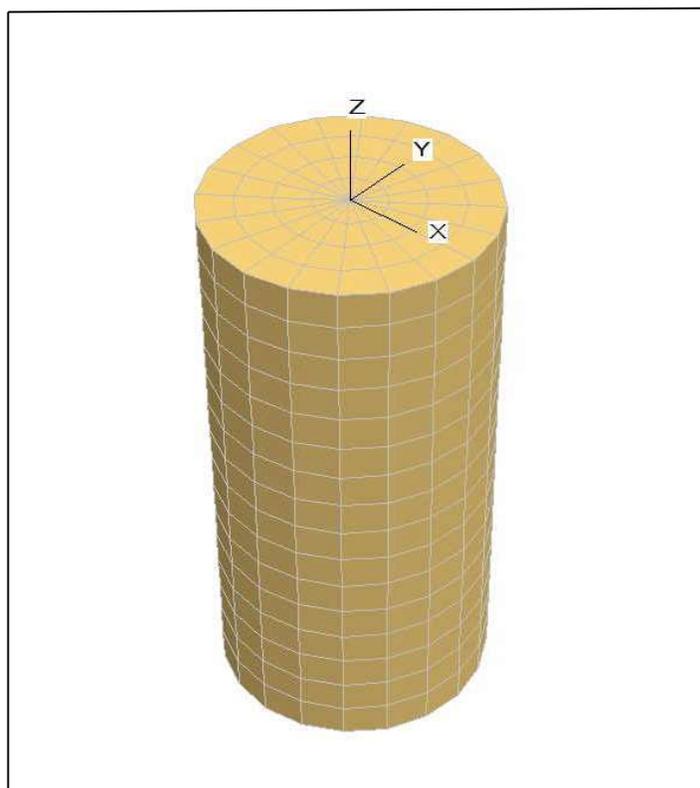


Figure 4.1: Modèle de l'essai triaxial de la colonne ballastée.

La modélisation numérique a été répétée pour deux différentes valeurs de contrainte isotrope σ_3 , dans les deux cas (avec et sans encapsulation par géosynthétique), on peut tracer les cercles de Mohr ainsi de déterminer la droite intrinsèque du ballast et du matériau composite (ballast, géosynthétique) comme illustrées sur la figure VI.2 :

La cohésion apparente déterminée en utilisant la relation de Bathurst et carpurapu (1993) est $c_{ce} = 12,6$ kPa, en outre l'utilisation des relations de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) nous donne une cohésion apparente $c_{ce} = 23,6$ kPa. La modélisation tridimensionnelle de la colonne ballastée avec encapsulation par géosynthétique nous donne une cohésion apparente $c_{ce} = 22,8$ kPa. Il est clair que dans le cas d'un ballast encapsulé par géosynthétique, le modèle tridimensionnel de la présente étude donnent des résultats en excellent accord avec les résultats en utilisant les relations de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) ; par ailleurs, on peut constater une sous-estimation de la cohésion apparente trouvée par l'utilisation de la relation

de Bathurst et carpurapu (1993). Aussi, il est intéressant de noter que la courbe intrinsèque du ballast non-renforcée nous donne les mêmes caractéristiques mécaniques du ballast modélisé ($\varphi_c = 38^\circ$ et $c_c = 0$ kPa).

Après la comparaison des résultats obtenus par l'utilisation des relations de Bathurst et carpurapu (1993) et Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) avec le résultat du modèle de la présente étude, on adopte la méthode de Malarvizhi et Ilamparuthi (2008) pour trouver la cohésion apparente des colonnes ballastées encapsulées par géosynthétique.

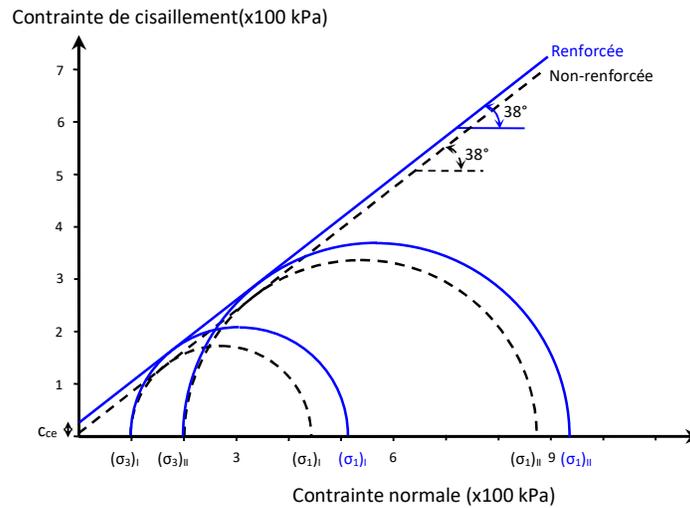


Figure 4.2 : La droite intrinsèque du ballast et du ballast renforcé par géosynthétique.

V.1 Introduction

La modélisation a été faite sur l'ensemble colonne/ géosynthétique /sol avec différentes conditions aux limites de chargements et de l'angle de frottement entre les parties dont la figure suivant explique le modèle :

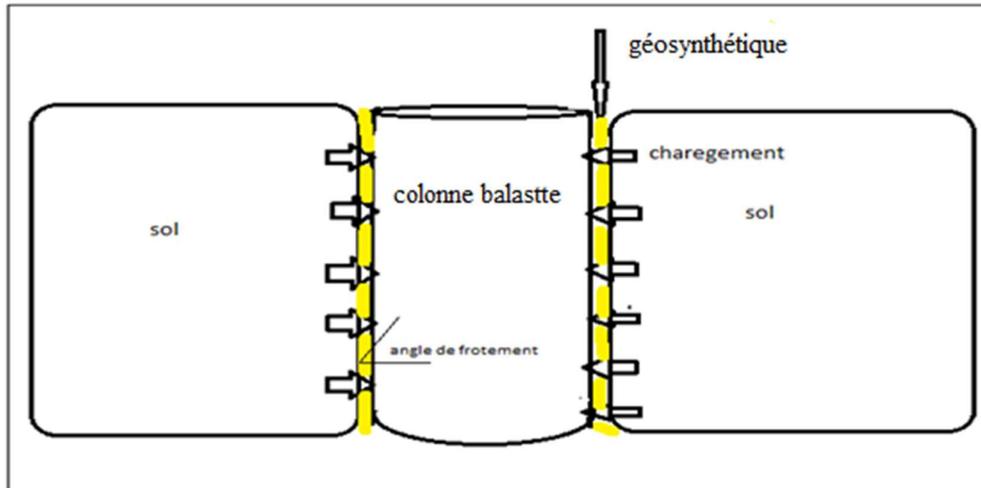


Figure 5.1 : l'ensemble de colonne ballaste et géosynthétique et sol

Les études de comportement (dynamique ; mécanique) du ballaste se focalise dans se présent travail sur la valeur de la cohésion 'C'; établit par l'application du tangente sur les cercles de Mohr qui sont tracés selon les conditions aux limites sur le modèle (contrainte normal à la colonne $\sigma_{3,1}=200\text{Kpa}$, $\sigma_{3,2} 700\text{Kpa}$) comme indique la figure suivant :

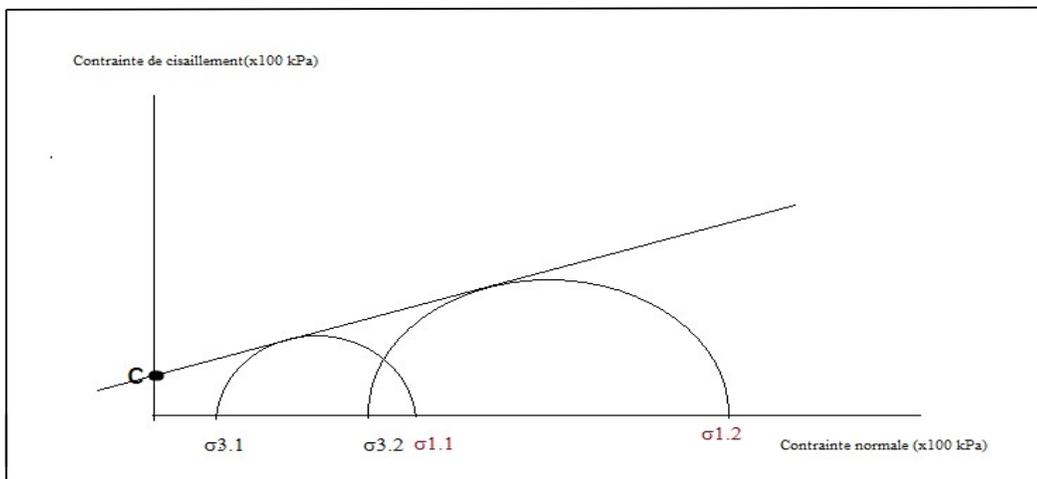


Figure 5.2 : La droite du ballast renforcé par géosynthétique.

V.2 colonne ballaste sans renforcement de géosynthétique:

L'application des chargements sur l'ensemble colon/sol nous donne une valeur nulle de cohésion qui est expliqué par l'absence du renforcement par géosynthétique

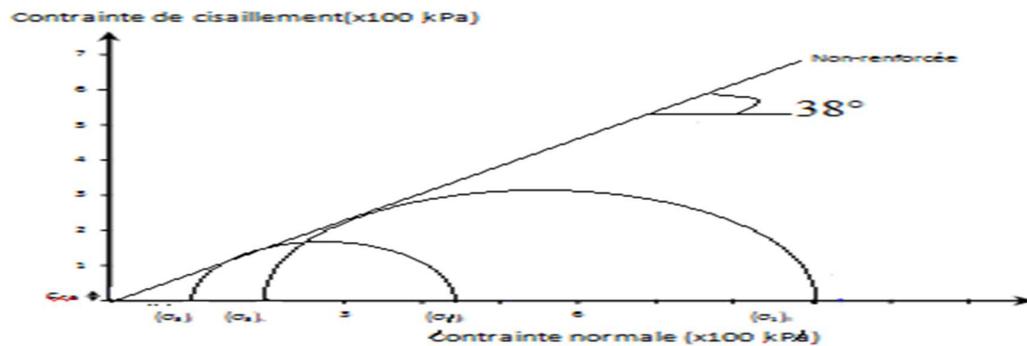


Figure 5.3 : La droite du ballast sans renforcement de géosynthétique.

V.3 Influence d'une nappe verticale entouré par colonne :

Dans ce modèle la colonne ballastée est entourée par géosynthétique (géogridde), pour renforcer et améliorer les caractéristiques. La simulation est effectuée ou utilise différents modules de Young de géogridde et pour plisser l'angle de frottement à l'interface

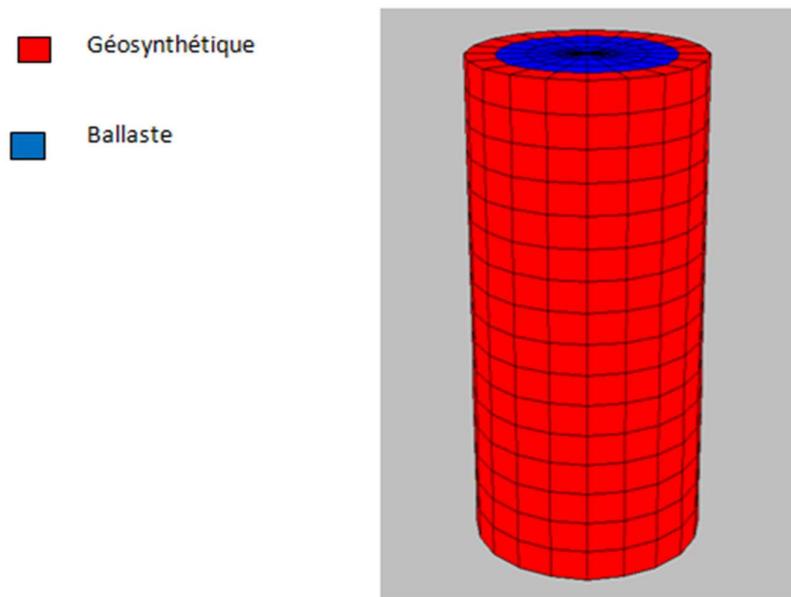


Figure 5.4: Forme de colonne entourée par géosynthétique (géogridde)

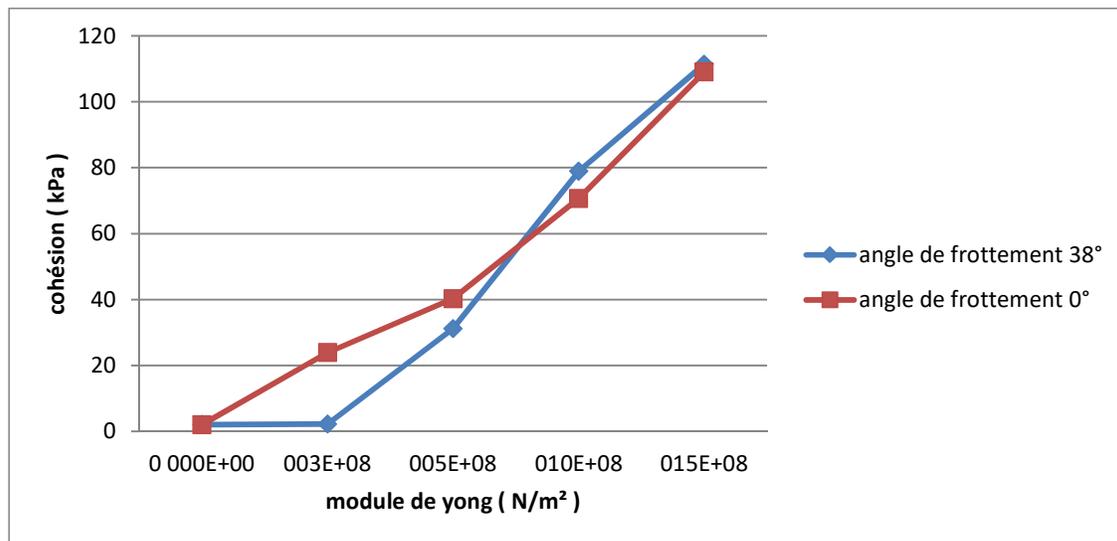


Figure 5.5: courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne entourée vertical par géosynthétique

Pour le renforcement du ballaste De colonne entourée vertical par géosynthétique, la valeur de la cohésion augmente en fonction de l'augmentation du module de Yong de géosynthétique, on explique cette monotonie des valeurs de la cohésion par l'effet du caractéristique mécanique 'Eg' du matériau utilisé. Les géogrille ayons des modules de Yong élevé supportent plus de chargement et par conséquent la cohésion devient élevé.

V.4 Influence de l'emplacement des nappes horizontale :

Pour ce cas d'étude nous avons effectuée plusieurs essais en utilisant différents nombres de nappes placées d'une façon horizontale sur la colonne pour 4 angles de frottement de l'interface (1, 2/3, 1/3, 0) * $\phi=38^\circ$

V.4.1: colonne renforcée par deux nappes horizontales de géosynthétique :

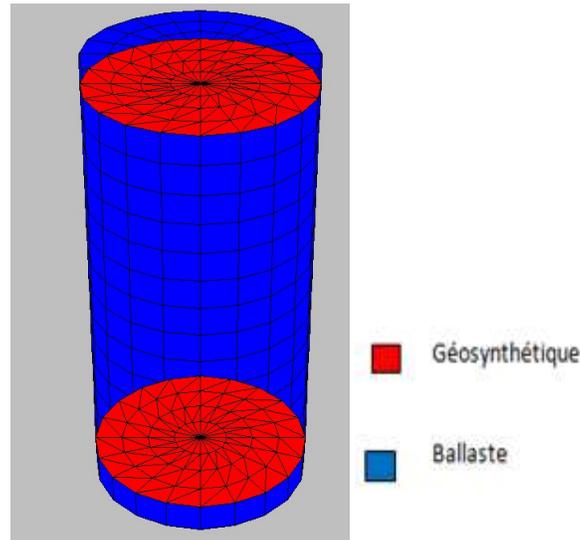


Figure 5.6: la forme de colonne renforcé par deux nappes horizontales de géosynthétique

A. Premier cas

Dans ce cas on va utiliser juste deux nappes proches des parties extérieures de la colonne comme indique la figure V.5, tell que la nappe une sera placer avec longueur de 0.02m de la partie inférieure du ballaste, et la deuxième nappe sera placer avec longueur de 0.02m de la partie supérieure du ballaste.

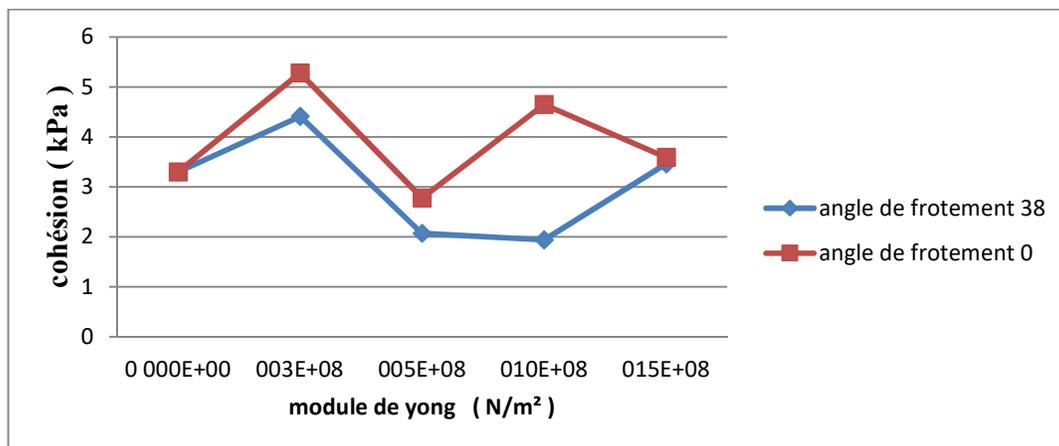


Figure 5.7: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par deux nappes de géosynthétique horizontale de longueur 0.02m

Dans ce cas de l'utilisation de deux nappes, pour un angle de frottement nulle la cohésion prendre des valeurs inférieure à celle qui sont associés aux différents angles de frottement de l'interface supérieur à zéro telle que $(1, 2/3, 1/3) * \phi = 38^\circ$. avec une absence de la monotonie des valeurs 'fluctuation remarquable.

B. Deuxième cas

Pour voire clairement l'effet de l'emplacement des nappes horizontal, nous avons refaire la simulation du comportement du ballaste renforcé par deux nappes, mais cette fois ci en rapprochant les nappes du centre de colonne tell que :

- la premiere nappe avec longueur de 0.04 m de la partie inférieur du ballaste
- la deuxieme nappe avec longueur de 0.04 m de la partie supérieure du ballaste.

La courbe suivante présente les résultat après simulation, de développement de la valeur du cohésion en fonction du module de yong du géogrille pour ce cas d'étude :

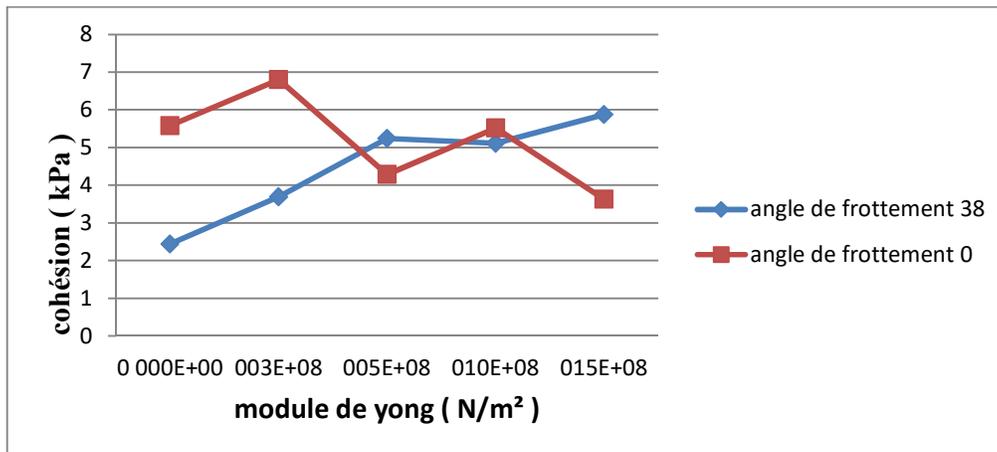


Figure 5.8: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par deux nappes de géosynthétique horizontale de longueur (0.04m) .

Le changement de l'angle de frottement provoque une croissance de la cohésion à l'interface géogrille/ballaste, ce développement est associé aussi à la caractéristique mécanique du matériau de renforcement Eg.

C. Troisième cas

En rapprochant encore les deux nappes vers le centre de la colonne, nous avons effectué la simulation de nouveau, pour voire la différence par rapport aux résultats précédents de la simulation avec des nappes loin du centre de la colonne, dont la première nappe a été placer

avec longueur de 0.06m de la partie inférieure du ballaste, et la deuxième nappe a été placée symétriquement avec longueur de 0.06m de la partie supérieure du ballaste. La courbe ci-dessous présente le développement de la cohésion en fonction du module de Yong pour ce cas d'étude.

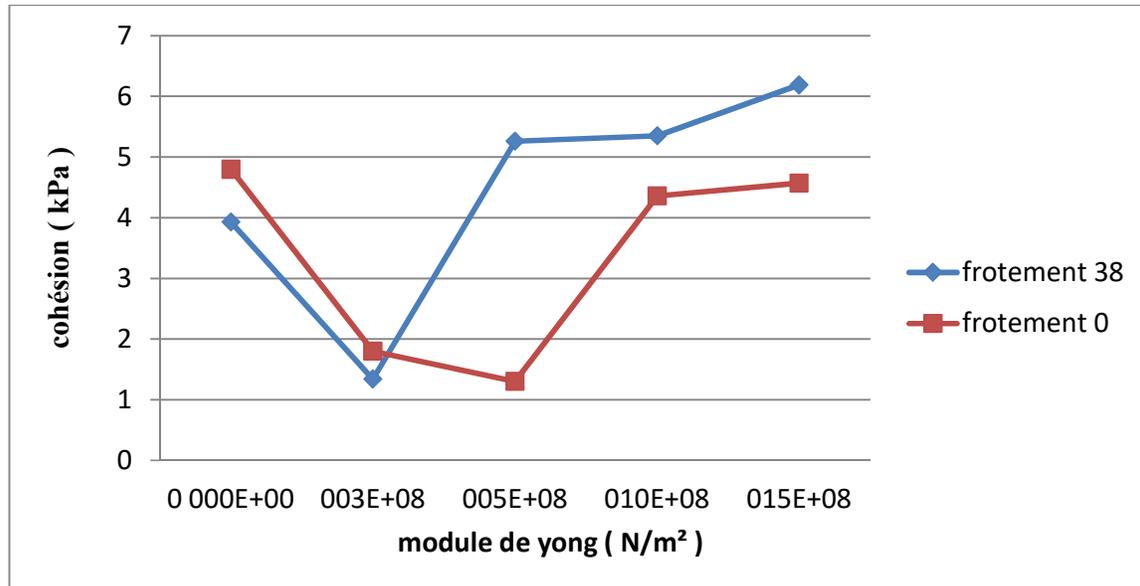


Figure 5.9: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par deux nappes de géosynthétique horizontale de longueur (0.06m.)

Avec le déplacement des nappes placées horizontalement vers le centre du ballaste, pour avoir une bonne cohésion à l'interface ballaste/géogridde environ 7 à 8 Kpa il faut un matériau de renforcement qui a des caractéristiques mécanique élevées $E_g > 5 \text{ E}08$.

V.4.2: colonne renforcée par trois nappes horizontales de géosynthétique :

Pour ce cas d'étude on va ajouter une nappe fixée au centre, et on va effectuer les mêmes changements pour les cas des deux nappes.

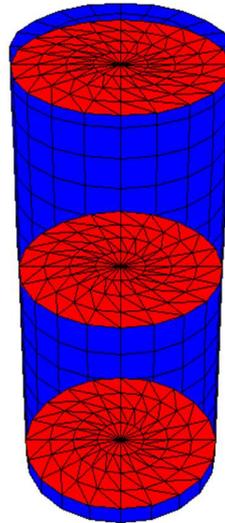


Figure 5.10: la forme de colonne renforcé par trois nappes horizontales de géosynthétique

a) de même façon de la simulation précédente nous avons effectué l'étude sur une ballaste renforcée par trois nappes en plaçant une de ces nappes au centre et les deux autre d'une longueur de 0.02 et 1.58 de la partie inférieur :

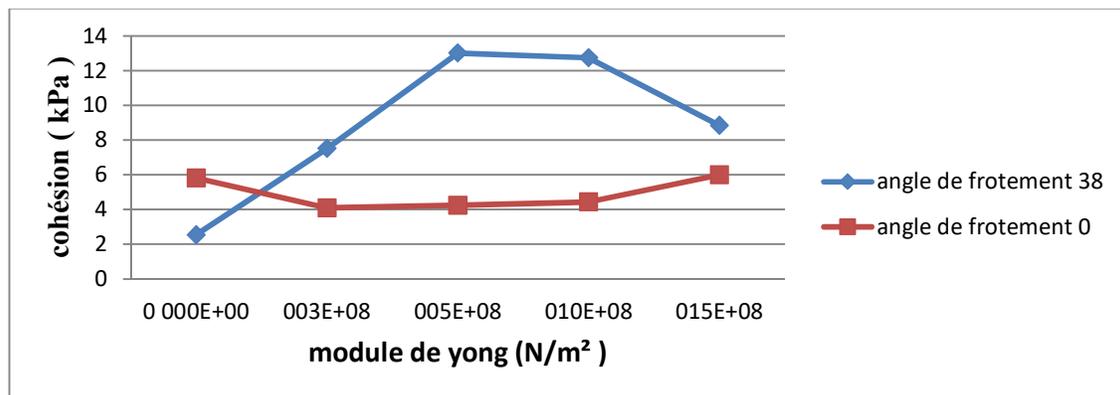


Figure 5.11: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par trois nappes de géosynthétique horizontale de longueur (0,2m et 1.58m) et troisième en centre .

b) Autrement dit pour comparer les résultats selon les nombres des nappes nous avons utilisé les même distances de déplacement des nappes tell que :

- La première nappe a été placer avec longueur de 0.04m de la partie inférieur du ballaste.

- La deuxième nappe a été placée au centre
- La troisième nappe avec une longueur de 1.56m de la partie inférieure de la ballaste.

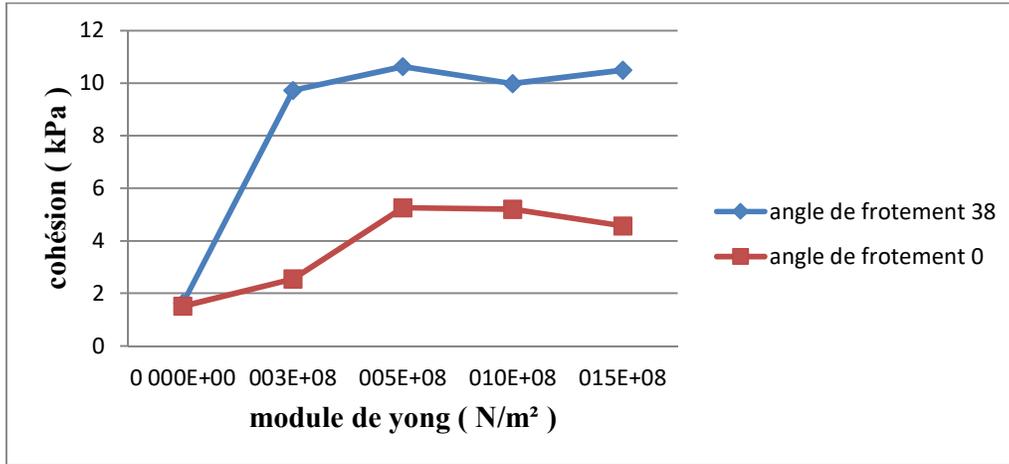


Figure V.12: la courbe de cohésion en fonction de module de Young de colonne renforcée par trois nappes de géosynthétique horizontale de longueur (0,4m et 1.56m) et troisième en centre .

c) dans ce cas nous avons rapproché les deux nappes mobiles vers la nappe fixée au centre telle que :

la première nappe a été placée avec une longueur de 0.06m de la partie inférieure de la ballaste. Tandis que la deuxième nappe a été fixée au centre, et la troisième nappe symétriquement, a été placée avec une longueur de 0.06m de la partie supérieure de la ballaste.

La courbe ci-dessous explique les résultats de la cohésion avec deux différents angles de frottement entre l'ensemble géogrille/colonne :

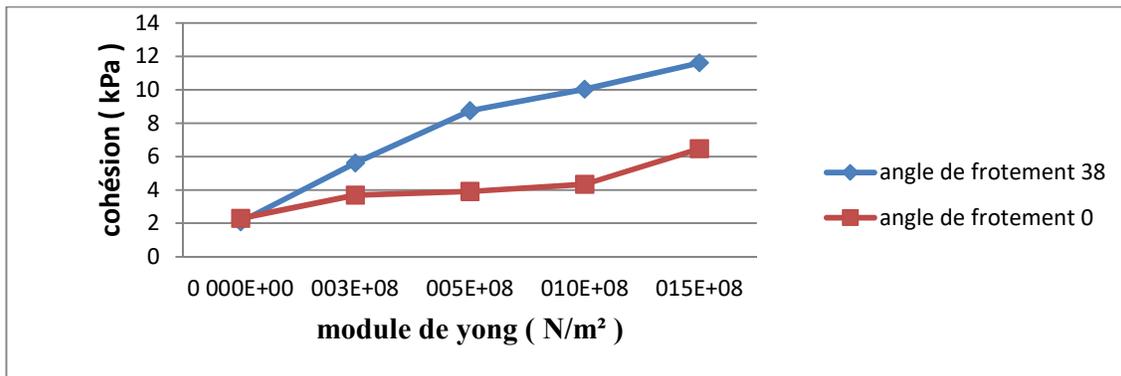


Figure 5.13: la courbe de cohésion en fonction de module de Young de colonne renforcée par trois nappes de géosynthétique horizontale de longueur (0,6m et 1.54m) et troisième en centre .

La cohésion dans ces cas prend des valeurs maximales (12 à 14 Kpa) à chaque fois qu'on rapproche les deux nappes de la troisième, c'est à dire déplacement vers le centre. Aussi les bonnes caractéristiques mécaniques du matériau de renforcement présenté par son module de Yong engendre l'augmentation de la cohésion à l'interface ballaste /géogridde, notant que l'augmentation de l'angle de frottement à l'interface donne des valeurs supérieures de la cohésion.

V.4.3: colonne renforcé par quatre nappes horizontales de géosynthétique:

Après la simulation du comportement du ballaste renforcé par trois nappes, nous avons ajouté une autre nappe pour pouvoir saisir le rôle du nombre des nappes sur les caractéristiques de l'ensemble du modèle colonne géogridde, la figure explique le modèle.

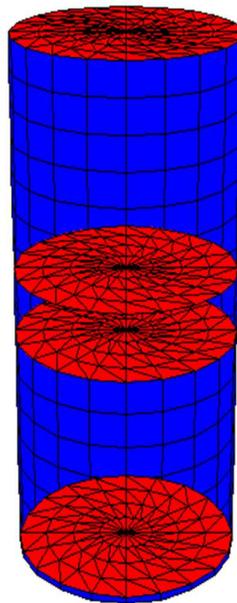


Figure 5.14: la forme de la colonne renforcé par Quatre nappes horizontales de géosynthétique

Pour cette partie de simulation numérique du comportement du ballaste renforcé par géogridde dite nappes l'emplacement de ces derniers au sien de la colonne joue un rôle important comme condition au limite, notant que les quatre nappes doivent être identique (même module de Yong) pour chaque cas d'études, par exemples pour une emplacement bien précise on applique des nappes identique et on fait la répétition du procédure pour d'autre

nappes identique aussi avec un module de Yong supérieur et cela pour ajouté l'effet du caractéristique mécanique de géogrille sur sa cohésion avec le ballaste.

La courbe ci-dessous présente le résultat sur une colonne renforcé par quatre nappes, dont les deux premier ont été place symétriquement par rapport au centre, avec longueur de 0.02 de la partie inférieur et supérieur du ballaste, les deux autres nappes ont été aussi placé d'une façon symétrique par rapport au centre avec longueur de 0.1m du centre

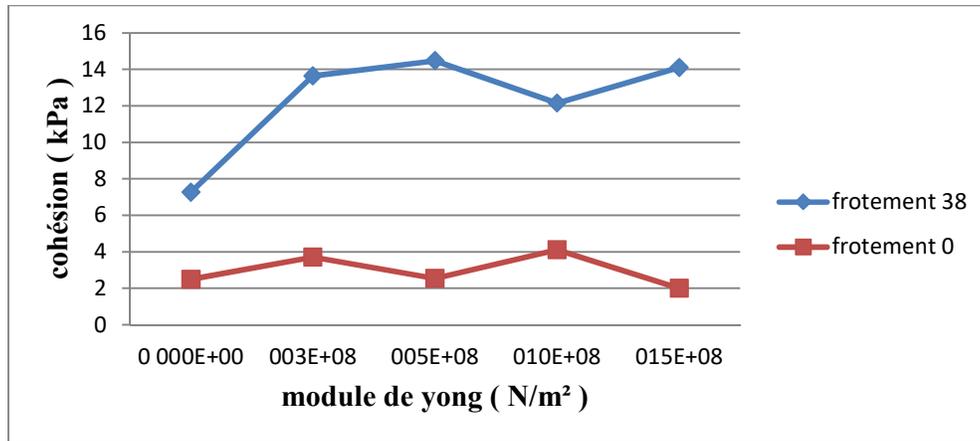


Figure 5.15: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par quatre nappes horizontale dont le nappes mobiles sont loin du centre par 0.1m

Pour ce cas de simulation le changement sera juste sur l'emplacement des nappes mobiles au cœur du colonne tell que ces dernière on été palcer symétriquement par rapport au centre de la colonne avec longueur de 0.2m du centre, la courbe suivante explique les résultats de cette étude :

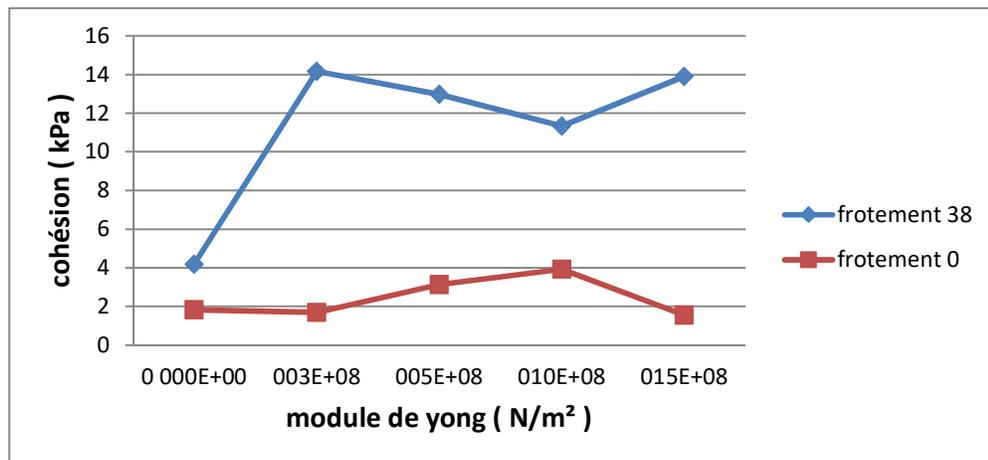


Figure 5.16: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par quatre nappes horizontale dont les nappes mobiles sont loin du centre par 0.2m

Dans ce dernier cas d'études pour l'utilisation des quatre nappes, nous avons éloigné encore les nappes mobiles du centre avec longueur de 0.3m, tout en gardant les autres nappes fixées près des extrémités de la colonne avec longueur de 0.02m. La courbe suivante montre le développement de la cohésion à l'interface colonne géo-grille avec le changement de la caractéristique de rigidité de géo-grille :

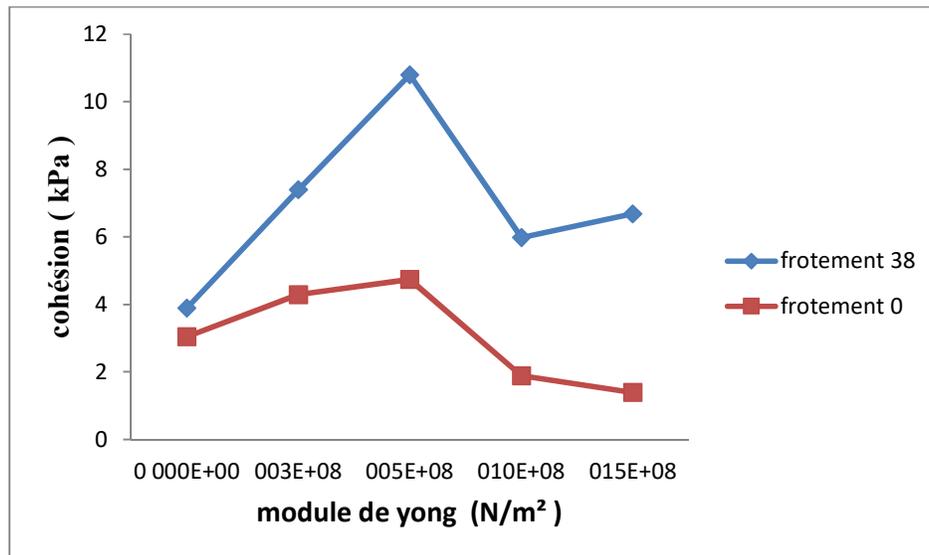


Figure 5.17: la courbe de cohésion en fonction de module de Young de colonne renforcée par quatre nappes horizontales dont les nappes mobiles sont loin du centre par 0.3m

La valeur de la cohésion est entre 5 à 15 Kpa, pour des angles de frottement à l'interface supérieurs à zéro, et la valeur de la cohésion est entre 1 à 5 Kpa, pour l'angle de frottement nul à l'interface.

Les bonnes caractéristiques mécaniques du matériau de renforcement engendrent l'augmentation de la valeur de cohésion à l'interface ballaste/géo-grille.

À chaque fois qu'on rapproche la nappe intermédiaire du centre de colonne la cohésion à l'interface devient optimale.

V.5 Influence chevauchement de nappes verticale et horizontale de géosynthétique

Dans ce cas la colonne est entourée par une nappe verticale et des nappes horizontales

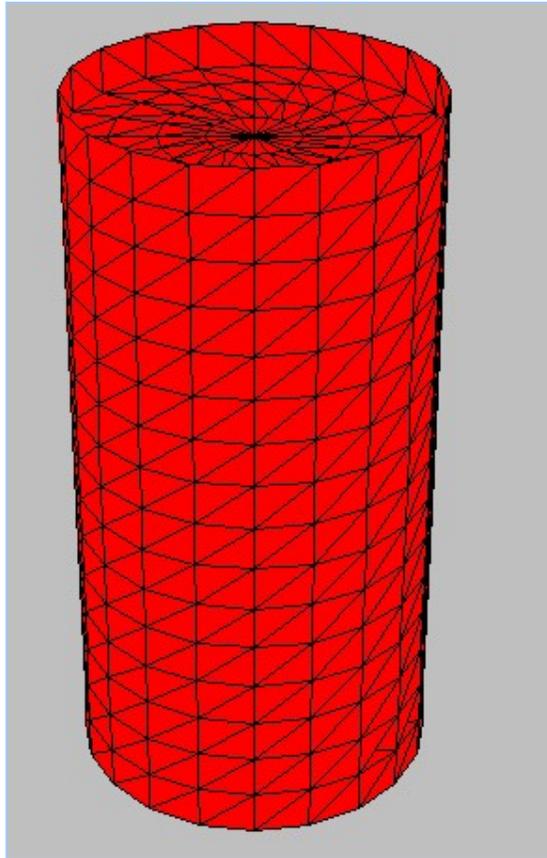


Figure 5.18: la forme de colonne entourée par géosynthétique verticale avec des nappes horizontal

A) Mixte avec deux nappes

- ✓ le nappe 1 avec longueur de 0.1m de la partie inférieur du ballaste.
- ✓ le nappe 2 avec longueur de 1.5m de la prtie supérieure du ballaste.
- ✓ le nappe 3 Vertical

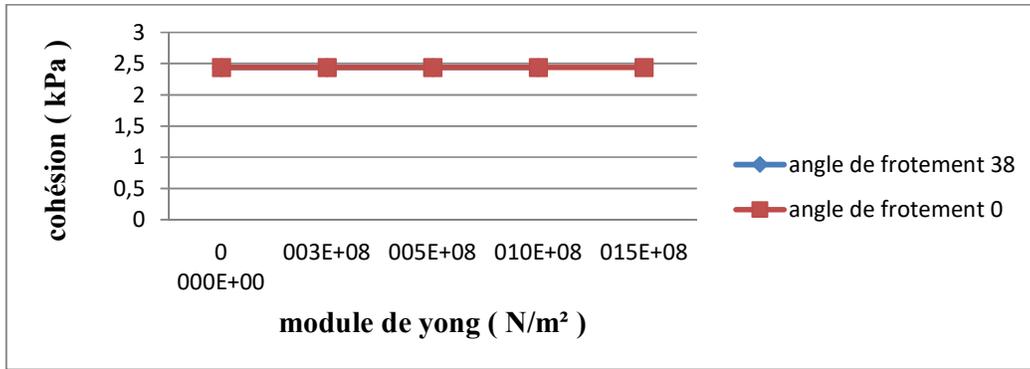


Figure 5.19: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par géosynthétique à forme Mixte avec deux nappes

B) Mixte avec trois nappes

- ✓ le nappe 1 avec longueur de 0.1m de la partie inférieur du ballaste.
- ✓ le nappe 2 avec longueur de 1.5m de la prtie supérieure du ballaste.
- ✓ le nappe 3 au centre
- ✓ le nappe Vertical

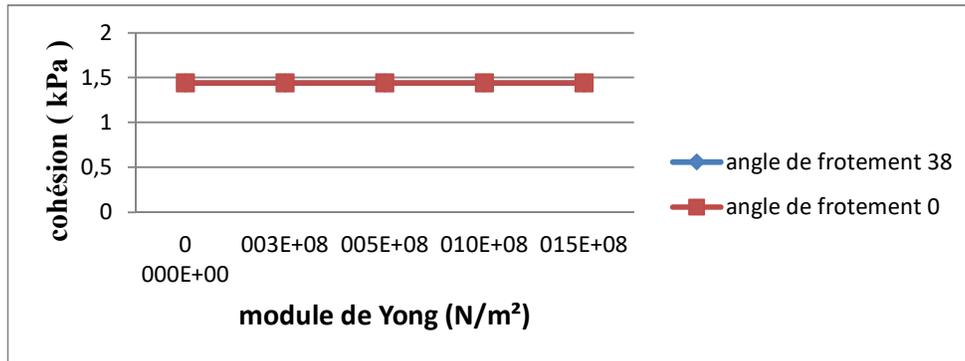


Figure 5.20: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par géosynthétique à forme Mixte avec trois nappes

C) Mixte avec quatre nappes

- ✓ le nappe 1 avec longueur de 0.1m de la partie inférieur du ballaste.
- ✓ le nappe 2 avec longueur de 1.5m de la prtie supérieure du ballaste.

Les deux nappes 3 e 4 sont placées d’une façon symétrique avec les nappes 2 et 1 par ordre, par rapport au centre horizontale de la colonne.

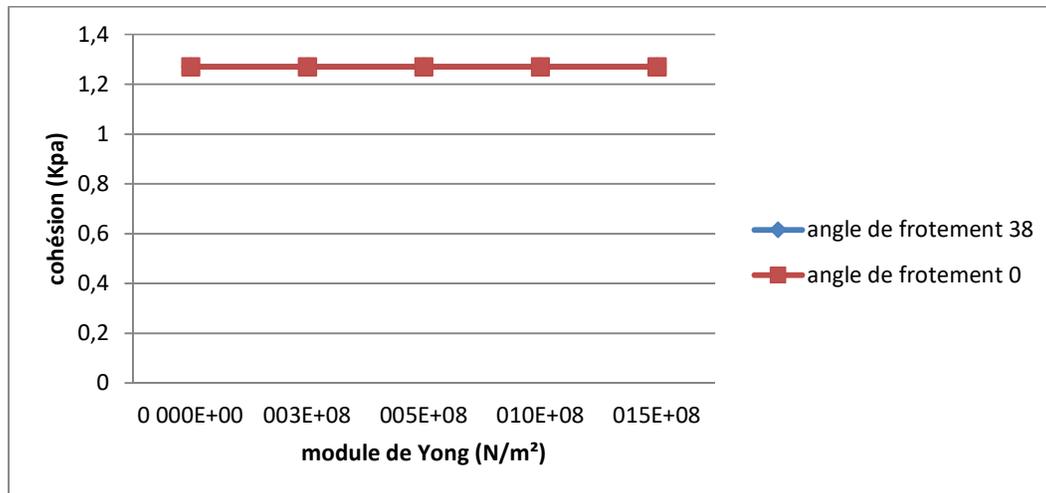


Figure 5.21: la courbe de cohésion en fonction de module de Yong de colonne renforcé par géosynthétique à forme Mixte avec quatre nappes

A partir des courbes expliquant l'évolution de la cohésion à l'interface géogrille/ballaste, en fonction de la caractéristique mécanique du matériau de renforcement on remarque que :

Le développement reste le même quel que soit l'angle de frottement à l'interface, Les valeurs de la cohésion sont petit moins de 2.4Kpa.

Cette valeur de cohésion inapproprié pourrait être explique par l'utilisation de plusieurs géogrille à la fois d'une façon verticale et horizontal, ce qui perturbe sa fonctionnalité comme renforcement du ballaste.

V.6 Conclusion :

Ce chapitre contient le démarche de la simulation numériques effectuée par le biais d'un ordinateur, sur le comportement d'une colonne ballaste renforcé par géogrille dans différents cas d'études (angles de frottement, rigidités de géogrille, chargements sur le système, l'emplacement du renforcements) nous a permis de collecter toute une série de données, comme si nous avions accès au système réel, dont ces données générées synthétiquement peuvent être utilisées pour étudier le comportement et la performance du système (l'ensemble colonne / géogrille), les résultats de la simulation nous a permis de prédire la meilleure façon pour placer le géogrille dans la colonne, dont on a pris une décision d'entourer la colonne ballaste par le géogrille pour une cohésion optimale à l'interface du système.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le travail présenté dans ce mémoire avait comme objectif de caractériser numériquement le comportement mécanique d'une ballaste renforcée par géosynthétique.

Le dernier chapitre comporte les résultats tirés à travers la simulation sur Flac 3d du modèle de colonne ballaste cylindrique renforcée par le géosynthétique en plusieurs cas selon l'emplacement des nappes de géogrille dans le milieu de la colonne et l'angle de frottement à l'interface géogrille-colonne, et la rigidité du matériau utilisé comme géosynthétique, notant qu'après plusieurs cas de simulation nous avons saisi les facteurs influençant le comportement de la colonne renforcée par géosynthétique et pour en savoir l'emplacement optimal des nappes de renforcements sur la colonne.

Le renforcement de ballaste par des nappes de géogrille placées horizontalement sur la colonne présente des caractéristiques à moins d'impotence par rapport à celle résultant du renforcement vertical.

L'utilisation de renforcement mixte des nappes verticales et horizontales perturbe la fonctionnalité des géosynthétiques et dégrade son aptitude de cohésion.

Finalement le renforcement de la ballaste par géogrille placée verticalement autour de la colonne donne de bons résultats des caractéristiques mécaniques souhaitées pour le modèle à partir des valeurs de la cohésion dans ce modèle à l'interface géogrille-colonne.

Notre perspective sur ce thème de recherche est d'utiliser les nappes d'une façon verticale mais pas seulement entourer la colonne, aussi on vise de placer des nappes verticalement dans le cœur de la colonne afin d'améliorer son comportement mécanique et aussi dynamique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Document Keller Fondations Spéciales SAS
- [2] : Document Géopac [<http://www.geopac.ca/fr/>]
- [3] : Oriane Jenck. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.. Sciences de l'ingénieur [physics]. INSA de Lyon, 2005.Français.
- [4] : **Dr. Mounir Bouassida**, Université Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunisie.
- [5] : [Dhouib et Blondeau, 2005]
- [6] : International Géosynthétiques Society (IGS)
- [7] : soutènement et renforcement de sols pedagogie savio douala
- [8] : http://arvor-geo.fr/einsitu/crbst_6.html
- [9] : Essai Triaxial info@sols-mesures.com
- [10] : www.USTHB.info site des sciences et de la technologie N 1
- [11] : Fast Lagrangian Analysis of Continua. Minneapolis: ITASCA Consulting Group, Inc.; 2000
- [12] : Wilkins, M. L. Fundamental Methods in Hydrodynamics, in Methods in Computational Physics. Alder et al., Eds. New York: Academic Press. 1964 Vol. 3, pp211-263
- [13] : Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en sciences en: Génie Civil Option: Géotechnique Estimation Numérique des facteurs de portance et d'influence de la forme des fondations superficielles Présentée par: REMADNA Mohamed Saddek