République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr yahia farés de Médéa



Faculté des Sciences et de la Technologie

Domaine Génie civil

Mémoire de Master

Géotechnique

Thème

Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols par le géotextile

Encadreur:

Mr : MENAA lazazi

Présenté par:

LACHEMOT zakia
BENKOUAR fahima

Devant le jury :

Juin 2012

REMERCIEMENTS

Nous remercions dieu le tout puissant d'avoir guidé nos pas vers les portes de savoir tout en illuminant notre chemin, et nous avoir donné suffisamment de courage et de persévérance pour mener notre travail à terme.

En premier lieu, nous tenons à remercier **Mr. MOSSEDEK khlifi** responsable de département travaux publics d'AFITEX ALGERIE, pour l'intérêt qu'il porte à ce travail et pour le temps qu'il nous a consacré même quand par fois cela n'était pas possible.

Nous remercions spécialement notre promoteur **Mr. MENAA lazazi** qui a accepté de nous encadrer pour la réalisation de ce modeste travail, on exprime nos profonds remerciements pour son aide, ses conseils, sa compréhension tout au long de notre étude.

Un immense merci à toute personne de **C.T.T.P** qui nous a aimablement accueillis, particulièrement à **Mr. BESBASE, Mr. BESILEM, SARAH**, **HAKIM, MOHAMED**.

Nous remercions aussi tous nos camarades de la faculté des sciences et de technologie en particulier nos amis de la promotion. On leur exprime notre profonde sympathie et leur souhaitant beaucoup de bien

Nous remercions également tous les enseignants qui nous ont formés au cours de notre cursus à l'université de **Dr. Yahia FARES**, et particulièrement ceux du département de Génie Civil.

Enfin nous remercions nos familles, pour leurs soutiens et pour avoir toujours respecté nos choix.

Dédicaces

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage pour terminer ce travail.

Je dédie ce travail à :

Ma très chère maman pour ces sacrifices depuis mon enfance

Mon très cher papa qui lui aussi a beaucoup sacrifie
Mes sœurs et cousines
Mes frères et cousins
Mes tantes et oncles
Mon beau frère fateh
Tous mes amis sans oublie ceux de facebook
Mon promoteur et mon binôme
Toute l'équipe de l'AFITEX
Toute l'équipe de CTTP

LACHEMOT Zakia

Sommaire

PARTIE I : Etude bibliographiques sur le renforcement des sols

CHAPITRE 1: Technique d'améliorations du sol.

Introduction générale……01

1.1 Compactage dynamique ……04

1. 2 vibroflottation ……...……06

1. 3 Drain verticaux ……09

1. 4 Préchargement …..……10

1. 5 Compactage par explosif …….....10

1. 6 La terre armé .....…..11

1. 7 Le jet grouting ...……12

Conclusion

CHAPITRE 2 : Renforcement des sols par géotextiles

Introduction…….18

2.1 Les géosynthétiques (géotextiles ; géogrilles ; géomembranes)……18

2.1.1 Histoire d'utilisations des géosynthétiques…….18

2.1.2 Différents types de géosynthétiques…….……19

2.1.3 Principe caractéristique de géosynthétiques…….……..20

2.1.4 Les avantage de l'utilisation des géosynthétiques ....….21

2.2 Les géotextiles……..22

2.2.1 Définitions de géotextiles……22

2.2.2 Type de géotextiles.……...22

2.2.3 produit apparente aux géotextiles …….....27

2.2.4 Fonctions de géotextiles……29

2.2.5 Propriétés de géotextiles……...34

2.2.6 Différentes normes et classes de géotextiles…….37

2.2.7 Mise en œuvre des géotextiles……...39

Conclusion

PARTIE II : partie expérimentale.

CHAPITRE 1: Caractéristiques des matériaux utilisés

1.1 Problème et but de l'étude ……..40

1.2 Caractéristique et identification du sol …….40

a) analyses Granulométriques ……..40

b) limite d'atterbarg……42

c) essai Proctor ……...43

Conclusion

1.3 Caractéristique et identification de géotextile……45

1.3.1 Masse surfacique…….46

a) Domaine d'application ..……..46

b) Principe …..……..46

c) Mode opératoire ….……...46

d) Expression des résultats.…….…..46

1.3.2 Essai de traction des bandes larges…….…..47

a) Domaine d'application …… 47

b) Principe ……...……..47

c) Mode opératoire…….……...48

d) Expressions des résultats……..……...48

1.3.3 Essai de poinçonnement statique CBR…….....53

a) Domaine d'application ……..…….....53

b) Principe ……..…….....53

c) Appareillage ……..…….…...54

a) Mode opératoire ……..……..……...55

a) Expression des résultats ……..…….……...55

1.3.4 Essai de perforation dynamique……56

a)Domaine d'application ..…….…….....56

b) Principe ……..…….....56

c) Appareillage ....…….....56

d) Mode opératoire …….....59

1.4 Evolution des caractéristiques d'un remblai renforcé ……58

1.4.1 Caractéristiques à l'aide d'un essai triaxial…….....58

1.4.2 Montage d'un essai triaxial …….....59

1.4.3 Préparation des éprouvettes ……...….....59

1.4.4 Procédure de réalisation de l'essai triaxial 59

1.4.4 Procédure de réalisation de l'essai triaxial 60

1.4.5 Condition de l'essai.....61

a) Condition de géotextile…….....61

b) Condition de l'essai …….....61

1.5 Essai de portance CBR ……..……61

1.5.1 Principe de l'essai.....61

1.5.2 Matériels nécessaires 62

1.5.3 Mode opératoire…….....62

a) Préparation des échantillons …….....62

b) Poinçonnement …….....63

CHAPITRE 2 : résultats et interprétations.

2. Analyse des résultats ……...……..66

2.1.1 Modes de rupture des échantillons..…..…….……66

a) Résultat d'essais sur remblai non renforcé……..66

b) Résultat d'essais sur remblai renforcé par une nappe de géotextile….66

c) Résultat d'essais sur remblai renforcé par deux nappes de géotextile..67

2.1.2 Evolution de contrainte de cisaillement en fonction de contrainte normale..68

a) Remblai non renforcé ……68

b) remblai renforcé par une nappe de géotextile ...……..68

c) remblai renforcé par deux nappes de géotextile ……..69

2.1.3 Evolution du déviateur de contrainte en fonction des déformations...70

a) Remblai non renforcé ……..……70

b) remblai renforcé par une nappe de géotextile ……..70

c) remblai renforcé par deux nappes de géotextile ……..71

2.1.4 La variation de la cohésion en fonction du type de renforcement……71

2.2 Interprétation des résultats

2.2.1 Exposé de l'ensemble des résultats obtenus…..……..72

2.2.2 Récapitulatif des variations des caractéristiques…….……...73

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS.

Introduction ……...74

3.1 Calcul par le logiciel « Talren 4 »……...……74

3.1.1 Présentation du logiciel « Talren 4 »……74

3.1.2. Calcul et Vérification ……...78

3.1.3 Calculs à l'aide du logiciel « Talren 4 » ……79

3.1.4 Résultats ……80

3.2 Calculs à l'aide du logiciel « Slide 6.0 »……81

Conclusion générale……...86

LISTE DES FIGURES

PARTIE I

CHAPITRE 1 : TECHNIQUES D'AMÉLIORATION DU SOL.

Figure 1.1 : Exemple de chantier de compactage dynamique.

Figure 1.2 : Réalisation de compactage.

Figure 1.3 : Exemple d'un pilon (a) et l'empreinte laissée après sa chute (b).

Figure 1.4 : Phasage des travaux de vibro-compactage.

Figure 1.5 : le cône d'affaissement autour d'un vibreur.

Figure 1.6 : Remplissage de l'affaissement conique par un matériau d'apport.

Figure 1.7 : État de compacité de sol avant et après traitement**.**

Figure 1.8 : composants de vibreur.

Figure 1.9 : Chantier de réalisation des drains verticaux.

Figure 1.10 : procédé directe simple

Figure 1.11 : procédé directe double

Figure 1.12 : Étapes de mise en œuvre de procédé soilcrete.

Figure 1.13 : Exemple de buse utilisée par le procédé de soilcrete

Figure 1.14 : dégamissage d'éléments de soilcrete.

Figure 1.15: schéma générale de l'application des techniques d'améliorations des sols.

Figure 1.16: domaine d'applications des différents procédés d'amélioration de sol en fonction de la Nature de sol.

CHAPITRE 2 : RENFORCEMENT DES SOLS PAR LES GÉOTEXTILES.

Figure 2.1 : Géotextiles tissés.

Figure 2.2 : Types Géotextiles tissés.

Figure 2.3 : géotextile non tissés aiguillètes.

Figure 2.4 : Les géotextiles non tissés thermo – soudés.

Figure 2.5 : géocomposites.

Figure 2.6 : composantes de Géocomposite**.**

Figure 2.7 : Géogrilles.

Figure 2.8 : Géosynthétiques alvéolaire.

Figure 2.9 : Géospaceur.

Figure 2.10 : Couche de drainage en agrégats**.**

Figure 2.11 : Filtre de sol naturel à proximité du géotextile.

Figure 2.12 : L'effet de membrane.

Figure 2.13 : Géotextile utilisé pour lutte contre l'érosion.

PARTIE II

CHAPITRE 1 :CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

Figure 1.1: courbe granulométrique.

Figure I.2: Essai de détermination de la limite de liquidité.

Figure I.3 : Limite de plasticité.

Figure1.4 : détermination graphique de limite de liquidité.

Figure 1.5 : Optimum Proctor.

Figure 1.6 : Courbe de Proctor.

Figure I.7 : Essai de la masse surfacique.

Figure I.8 : préparation des éprouvettes.

Figure I.9 : mise en place d'éprouvette dans la machine.

Figure I.10 : Extensomètre vidéo pour détecter les deux points.

Figure I.11 : Principe de l'essai de traction.

Figure I.12 : les courbes de traction sens de production.

Figure I.13 : les courbes de traction sens de travers.

Figure 1.14 : Principe de l'essai.

Figure 1.15 : Appareille CBR.

Figure 1.16 : courbe de l'essai de poinçonnement**.**

Figure 1.17 : Système de fixation.

Figure 1.18 : Diapositive type de chute de cône avec un écran de protection**.**

Figure1.19 : Cône de mesure.

Figure 1.20 : Montage de l'essai triaxial.

Figure 1.21 : Préparation des éprouvettes.

Figure 1.22 : Poinçonnement de l'essai CBR.

Figure 1.23 : Courbe 10c /c pression / enforcement**.**

Figure 1.24 : Courbe 25 c/c pression / enforcement.

Figure 1.25 : Courbe 56 c/c pression / enforcement.

CHAPITRE 2 : RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS

Figure 2.1: Déformation de remblai non renforcé.

Figure 2.2: Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par une nappe de géotextile.

Figure 2.3: Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par deux nappes de géotextile.

Figure 2.4 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ de remblai non renforcé.

Figure 2.5 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ de remblai renforcé par une nappe de géotextile.

Figure 2.6 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ de remblai renforcé par deux nappes de géotextile.

Figure 2.7 : Courbe déviateur / déformation de remblai non renforcé

Figure 2.8 : Courbe déviateur / déformation de remblai renforcé par une nappe de géotextile.

Figure 2.9 : Courbe déviateur/ déformation de remblai par deux nappes de géotextile.

Figure 2.10 : Courbe Cohésion/Nbr de renfoncement.

Chapitre 3 : ETUDE DE CAS.

Figure 3.1 : Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil Talren4

Figure 3.2 : Le menu de données**.**

Figure3.3 : La barre de boutons principale**.**

Figure 3.4 : La barre de boutons contextuelle "Données".

Figure3 .5 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".

Figure3.6 : Talus sans renforcement

Figure3.7 : Talus avec renforcement.

Figure3.8 : Talus sans renforcement**.**

Figure3.9 : Talus sans renforcement Hauteur remblai = 10m.

Figure3.10: Talus avec renforcement hauteur remblai = 5m.

Figure3.11 : Avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m.

Figure3.12 : Talus avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 5m.

Figure3.13 : Talus avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m.

Listes des symboles et notations

P : profondeur d'efficacité du compactage.

M : Masse.

h : Hauteur du chute.

Ip : Indice de plasticité.

W_L: limite de liquidité.

W_p: limite de plasticité.

m : Masse de l'éprouvette.

A : La surface de l'éprouvette.

Y_A: Masse surfacique.

J : Raideur sécante**.**

P_s : poids de sol sec**.**

P_w : poids d'eau.

H : Hauteur de l'éprouvette.

C : La cohésion.

B : Largeur nominal de l'éprouvette**.**

V : volume de l'éprouvette.

D : Diamètre de l'éprouvette**.**

$\gamma_{d\ max}$: Densité séche maximale.

W_{opm} : Teneur en eau optimale.

T_{max} : Résistance a la traction.

F_{max} : Force maximale.

C_N : cohésion correspond à N nombre de renforcement.

τ : Contrainte de cisaillement.

RESUME

L'un des problèmes auquel les constructeurs sont confrontés est celui de l'inaptitude du sol de supporter les charges transmises par l'ouvrage. Cela est due au mauvaise caractéristiques mécaniques du sol qui on besoin d'être renforcées en utilisant les techniques d'améliorations des sols.

Notre travail de fin d'étude, il consiste a l'étude de la stabilité d'un talus renforcé par le géotextile, pour cela nous avons mené une étude expérimentale de caractéristique du sol et de géotextile, l'analyse et interprétations des résultats nous ont permet d'avoir des résultats sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques « C » et « φ ».

Mots clés : Renforcement, géotextile, talus.

ABSTRACT

One of the problems with which the manufacturers are confronted is that of the inaptitude of the ground to support the loads transmitted by the work. That is due to bad the soil mechanics characteristics which one need to be reinforced by using the techniques of improvements of the grounds.

Our work of end of study, it consists being studied of the stability of a slope reinforced by the geotextile one, for that we undertook an experimental study of characteristic of the ground and of geotextile, the analysis and interpretations of the results have enables to us to have results on the improvements of the mechanical characteristics « C » and « φ ».

Key words : Reinforcement, geotextile, slope

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les techniques de renforcement des sols existent déjà depuis plusieurs décennies. Ces techniques consistent à incorporer des éléments de renforcement dans le sol faible afin d'améliorer ses caractéristiques mécaniques et d'augmenter sa portance.

Les techniques d'améliorations des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de la capacité portante, rencontrés lors de l'élaboration d'un projet. En pratique, plusieurs techniques développées par les ingénieurs géotechniciens sont utilisées, comme le compactage, le préchargement, le clouage, etc.

Le développement de la mécanique des sols, et la naissance des géotextiles, ont permit la mise au point du procédé d'amélioration par renforcement du sol par géotextiles ; il s'agit, d'inclusion d'un autre matériau (géosynthétiques) pour combler les défauts et les insuffisances des sols. La présence de géotextile en contacte avec le sol engendre un mécanisme de son confinement qui, améliore sa résistance au cisaillement et a la traction.

Cette technique, relativement récente, s'avère efficace, de faible cout elle est connue par sa facilitée de mise en œuvre comparée à autre méthodes. Les géotextiles sont des produits perméables qui peuvent être tissé, non tissé, tricotés, fabriqué à base de polymère. Cinq principales fonctions sont connus pour les géotextiles, en général qui sont : le « drainage » ; la « filtration » ; la «séparation », la « stabilité contre l'érosion» et le « renforcement mécaniques des sols ».

Notre travail de fin d'étude, consiste à mener l'étude de la stabilité d'un talus en utilisant un renforcement par un matériau géosynthétiques. Deux cas on été considérés : talus sans renforcement, comme cas de référence ou témoin et un talus avec renforcement par des nappes de géotextiles. Préalablement, une étude expérimentale de caractérisation du sol constituant le talus ainsi que du géotextile utilisé pour le renforcement sera entamée.

Notre travail se divise en deux parties : la première partie nous exposerons quelques notions générales sur les géosynthétiques et les matériaux qui constituent, sur le renforcement des sols par les géotextiles et leurs conditions de la mise en œuvre.

Dans la deuxième partie nous passerons à l'étude expérimentale sur les caractérisations des matériaux utilisés et l'interprétation des résultats que nous avons obtenus da la présente étude en comparant les résultats avec logiciel talrean 4 et Slide 6.

Finalement, une conclusion générale est placée à la fin avec des recommandations sur le travail accomplis dans le présent mémoire

PARTIE I : Etude bibliographiques sur le renforcement des sols

CHAPITRE 1 :

TECHNIQUES D'AMÉLIORATION DU SOL

CHAPITRE 1 :

TECHNIQUES D'AMÉLIORATION DU SOL

Introduction

Les sols de bonnes caractéristiques mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande importance sans qu'il n'y est de problèmes vis-à-vis de la stabilité ou des déformations. Les méthodes d'améliorations des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ces problèmes. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, elles ont connu, depuis de vingtaines d'années un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément a part entière des projets.

Les techniques modernes d'améliorations des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier. C'est ainsi que certains terrains, dont la seule valeur intrinsèque peut être représentée par leur emplacement unique, peuvent gagner une valeur ajoutée importante grâce à ces techniques [7]

Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- Des aéroports ;
- Des zones commerciales ;
- Des complexes industriels ;
- Des silos de stockage ;

On peut diviser les techniques d'améliorations de sol en deux catégories, en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- Dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et a densifier le sol comme le pilonnage, le vibroflottation, le préchargement, les drains verticaux,….etc.

- En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injections (jet grouting) basées sur le principe de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.

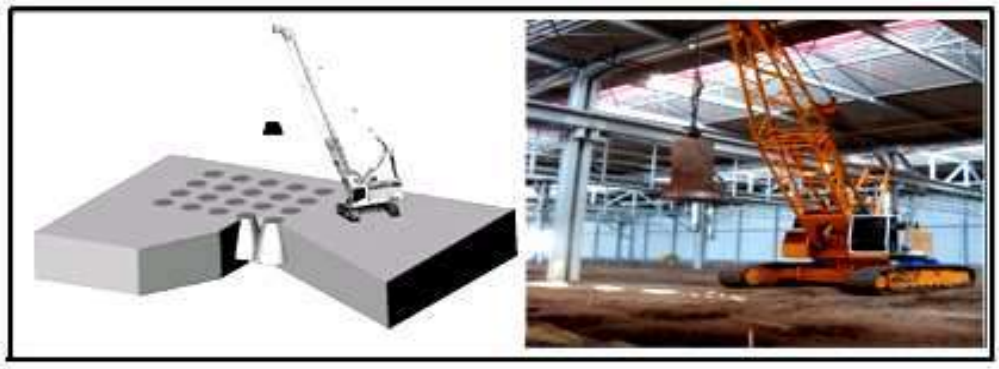
1. 1 Compactage dynamique :

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques des sols lâches en grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.



Figure 1.1 : Exemple de chantier de compactage dynamique**.**

Il est recommandé pour stabiliser et densifier les sols pulvérulents situés aussi bien hors nappe que sous la nappe phréatique. Les principaux avantages du compactage dynamique Sont : L'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70 (Gambin et col, 1981). Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes) sur le sol à compacter. La hauteur de chute varie de (10- 40m), Bergado et col (1996). Les impacts qui en résultant créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquant le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques. A l'aide de puissantes grues sur chenilles adaptées, les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre.



(a) (b)

Figure 1-2 : Réalisation de compactage**.**



(a) (b)

Figure 1-3 : Exemple d'un pilon (a) et l'empreinte laissée après sa chute (b).

La profondeur d'efficacité du compactage **P,** par une masse **M** tombant d'une hauteur **h,** est donnée par la formule approximative non homogène suivante :

$$P = 0{,}5\sqrt{M\,h}$$

Où **P** et **h** sont exprimées en mètre alors que **M** en tonnes.

L'avantage de cette méthode est de diminuer les tassements différentiels en homogénéisant les tassements ultérieurs en surface.

L'inconvénient de cette méthode c'est les nuisances causées par les vibrations des chocs lourds qui font sentir leur effet sur le milieu environnant.

La vérification des résultats atteints est effectuée au moyen d'une compagne d'essais in-situ pour les applications visant la fondation d'ouvrages qui demandent la détermination précise des caractéristiques de portance et de tassement. On privilégie la méthode pressiométrique (PMT). Lorsque l'établissement de la densité relative est spécifié pour évaluer la performance de fondation ou pour évaluer la réponse séismique, on suggère les méthodes in -situ telles que l'essai standard de pénétration (SPT) et l'essai de pénétration au cône.

1.2 Vibroflottation :

La vibroflottation, une forme de vibro-compactage, a été développée en 1934 en Allemagne par Steuermann et Degen (Debats, 2003). La méthode permet de densifier des sables et graviers, sous l'action de la vibration du vibreur (rotation de poids excentriques dimentés par un moteur électrique).

Le vibro-compactage est exécuté sur une profondeur variant de 3m à 6m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement vari de 1à 5m. La performance du vibro-compactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol améliorée variant de 75 à 100% selon le projet. L'exécution du vibro-compactage: elle se fait en quatre étapes qui sont successivement :

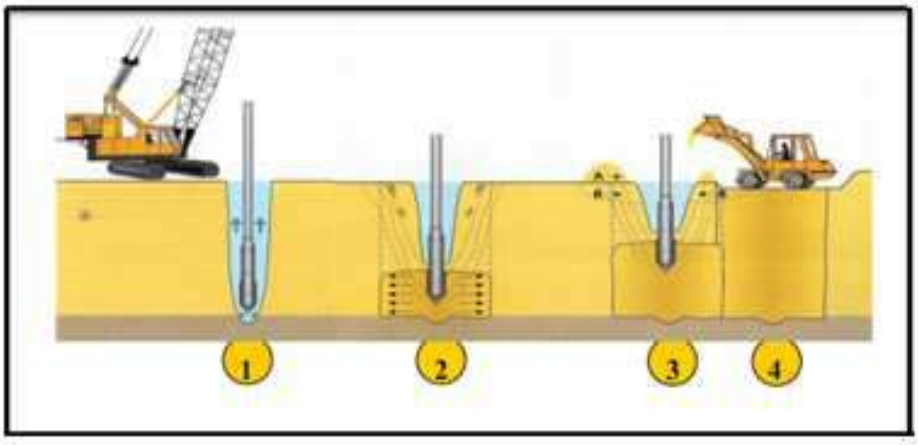


Figure 1.4 : Phasage des travaux de vibrocompactage**.**

Phase 01 : fonçage :

L'outil dont la puissance et les caractéristiques sont variables en fonction du terrain est foncé jusqu'à la profondeur finale à atteindre.

Phase 02 : compactage :

Le vibro-compactage 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 la croissance de la compacité du sol.

Phase 03 : apport de matériaux :

Autour de vibreur apparaît un cône d'affaissement, que l'on comble au fur à mesure soit par des matériaux d'apport (A), soit en découpant progressivement les matériaux du site (B) en fonction de l'état initial. On peut atteindre une qualité de 10 % de matériau ajouté par rapport au volume traité.

Phase 04 : finition :

Après traitement, la plate-forme est réglée et recompactée a l'aide d'un rouleau vibrant.



Figure 1.5 : le cône d'affaissement autour d'un vibreur.



Figure 1.6 : Remplissage de l'affaissement conique par un matériau d'apport (Barrage -Harka- TUNISIE).

Les vibrations émises par l'outil permettent un réarrangement des grains de sol ou d'autre matériau en place, de manière a ce qu'ils occupent le plus petit volume possible. Ce procédé agit donc par augmentation de la densité en place, il reconsiste pas a créer des éléments porteurs, mais a augmenter la capacité portance du terrain.

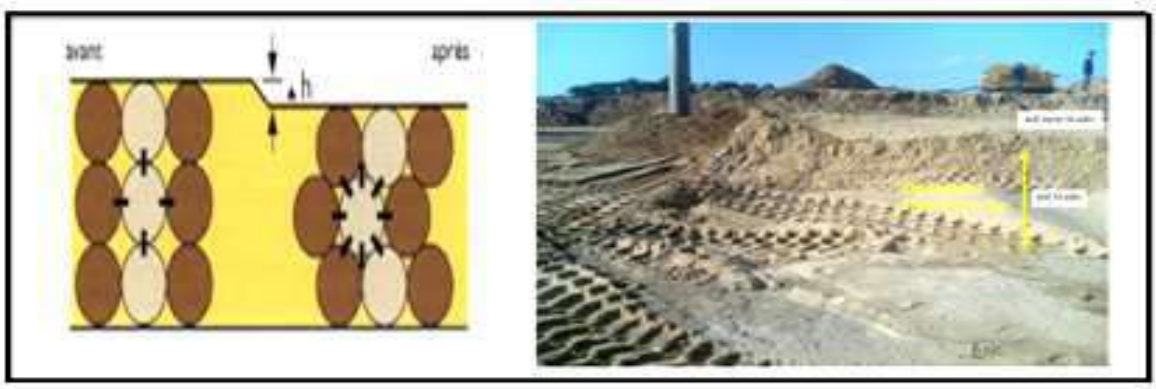


Figure 1.7 : État de compacité de sol avant et après traitement.

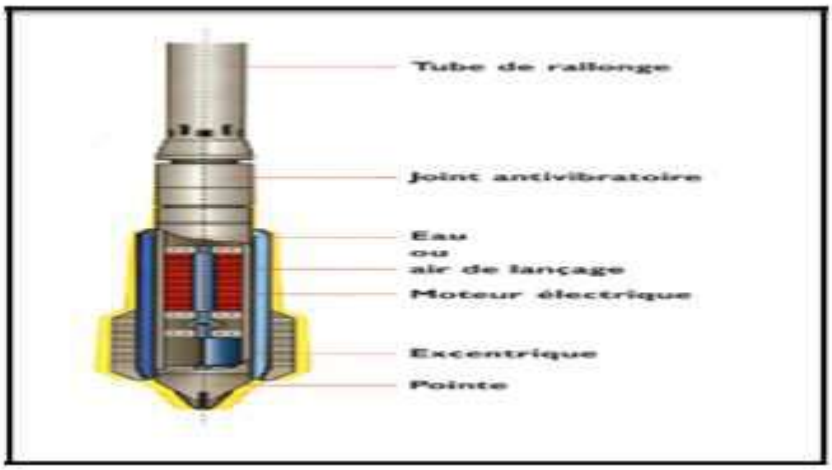


Figure 1.8 : composants de vibreur.

Pendant l'exécution du traitement les vibreurs sont équipés d'un dispositif d'enregistrement permettent de contrôler la bonne réalisation de son traitement (Ex : énergie électrique consommée par le vibreur en fonction de la profondeur)

Les enregistrements sont analysés par l'entreprise et toute anomalie devra être signalée immédiatement.

Les contrôle après traitement sont réalisés par des essais pressiométriques ou pénétrométriques, pour vérifier si y 'a effectivement amélioration des caractéristiques du sol.

1.3 Drains verticaux :

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (terrain silteux ou argileux)

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier de drain vertical. Le drain vertical est constitué d'une plaquette ondulée ou surmontée de " chevilles " en polymère flexible. Cette plaquette, mesurant 100 mm de largeur sur 6 mm d'épaisseur, est enrobée d'une membrane géotextile synthétique, choisie en fonction des propriétés de filtration recherchées et de sa capacité à résister à l'abrasion lors de son installation.

Le drain est inséré dans le sol à l'aide d'un mandrin creux fixé à une flèche verticale rattachée à une rétrocaveuse ou à une grue sur chenilles. Une force statique est utilisée pour enfoncer le mandrin et ancrer le drain à la profondeur désirée. En présence de couches de matériaux raides, un vibrateur est ajouté au mandrin, ou des avant-trous sont pratiqués ou des avant-trous sont pratiqués pour passer à travers des couches très raides.



Figure 1.9 : Chantier de réalisation des drains verticaux.

Après leur installation, un coussin de sable filtrant et une surcharge, qui peut dans le cas d'approches de viaducs constituer une partie des remblais permanents, sont placés au-dessus de la surface de travail pour provoquer l'acheminement de l'eau interstitielle vers les drains qui, à leur tour, l'amèneront vers la surface, accélérant dès lors la consolidation des sols mous. En Amérique du Nord, plusieurs millions de mètres linéaires de drains plats sont installés chaque année sous des routes, des approches de ponts et des viaducs, des barrages et des digues, des voies ferrées, des pistes d'aéroport, des zones de stockage, des étangs de

sédimentation, des réservoirs, et là où des structures doivent être érigés sur des sols mous et saturés.

1.4 Préchargement :

Cette technique consiste à écrouir le sol en le changeant par un remblai de terre que l'on laisse pendant une durée bien déterminée provoquant ainsi une consolidation du sol.

Si le sol est très mou ou la cohésion varie entre 15 et 20 kpa, on le charge par un remblai d'une hauteur qui dépasse rarement les 4m .la pression exercée par ce remblai en équivalente à la pression moyenne transmise par une construction de 7 à 8 étages. Le tassement engendré par la charge est surveillé par topographie et on déplace le tas dés que la stabilisation est atteinte.

Après la stabilisation du tassement, on peut augmenter la hauteur du tas de 50 % afin de surcharger le sol par un préchargement plus lourd.

L'avantage de cette méthode très efficace est qu'elle permet d'avoir des propriétés mécaniques homogènes des sols. En effet, les formations géologiques récentes, comme les argiles molles et les vases sont souvent mal consolidées et généralement hétérogènes : les tassements différentiels se produisent sous le remblai qui, par construction est toujours un peu souple. Les ouvrages qu'on placera ultérieurement sur le sol n'auront plus à supporter de tels désordres [3].

Par contre, ce procédé est très lent ce qui présente un inconvénient qui ne le rend utilisable que pour les grands ouvrages, comme des chantier autoroutiers où la consolidation peut se faire pendant une longue durée ; c'est -à-dire qu'on peut travailler ailleurs, raison pour laquelle on oblige à abandonner cette méthode en faisant appel à d'autres procédés plus coûteux, mais plus rapides.

1.5 Compactage par explosif :

C'est un procédé peu utilisé dont le principe, les applications et les limitations sont pareilles à celles du compactage dynamique.

On réalise cet essai avec une masse d'explosif variant entre 1 et 5 kg par mètre dans des forages dont le diamètre est de 15 cm; la profondeur qu'on peut atteindre est de 20 m dans des remblais des sables ou de gravier.

Si les matériaux sont situés sous une nappe, les pressions interstitielles et les bulles de gaz dues aux tirs doivent se dissiper.

1.6 La terre armée :

Cette technique dont le principe similaire à celui du béton armée présente la première méthode de renforcement d'un sol qui a connu un développement remarquable depuis son invention au début des années soixante, lorsque les ingénieurs de cette époque étaient confrontés à des problèmes de construction des remblais autoroutiers de grandes hauteurs et d'en assurer la stabilité.

Cette technique consiste à associer de la terre et des armatures qui sont sous forme de bandes métalliques aptes à reprendre des efforts importants de traction.

L'avantage de ce procédé est de pouvoir améliorer d'une manière simple et économique les propriétés mécaniques du sol en le renforçant dans les directions ou les sollicitations sont plus importantes.

Le sol à son état naturel présente de très faibles résistances aux efforts de traction qui sont nulles dans les sols pulvérulents. Quant le sol est armé par des armatures. C'est le phénomène de frottement entre la terre et les armatures qui régissent dans l'ensemble. Le sol transmet ainsi aux armatures par le biais de l'adhérence les efforts qui proviennent de l'ouvrage. Les armatures sont alors mises en traction et tout se passe comme si la terre possédait dans les directions ou sont placées les armatures une cohésion directement proportionnelle à leur résistance en traction. Ce résultat a été mis en évidence à la fois d'un point de vue théorique et expérimental, par de très nombreux essais effectués à l'appareil triaxial sur des éprouvettes de sable armé par des disques métalliques. D'autre part, condition de non glissement entre la terre et les armatures peuvent être facilement satisfaites en jouant sur l'état de surface des armatures, ou bien sur la granulométrie du matériau de remblai. La présence de ce matériau de particules fines de trop grande proportion est en général un facteur défavorable.

De nombreux ouvrages en terre armée ont été réalisés à ce jour à travers le monde ; ceci est due essentiellement a la rapidité et la facilité de mise en œuvre, ce qui encouragé à entreprendre des études à caractère théorique expérimental sur le comportement des ouvrages en terre armée et les méthodes de leurs dimensionnement.

1.7 Le jet grouting :

Le terme **« soilcrete »** est la contraction de **« soil »** et **« concrete » ;** soit en français **« Béton de sol ».**

Le procédé de jet grouting « soilcrete » se définit comme une stabilisation de sol a l'aide de ciment. Le sol est découpé grâce a des jets sous haute pression d'eau ou de coulis de ciment (éventuellement enrobés d'air), présentant des vitesses supérieures ou égales a 100 m / sec en sortie de buse.

Le sol découpé autour du forage est mélangé au coulis de ciment. Ce mélange sol/coulis est en partie refoulé jusqu'en haut du forage par l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage.

Le rayon de découpage du jet, peut atteindre 2,50m, et varie en fonction du type de sol à traiter, du type de procédé soilcrete et de la nature du fluide à haute énergie.

Contrairement aux méthodes de stabilisation de terrain conventionnelles, le soilcrete peut être utilisé pour stabiliser et étancher tout type de sols (des alluvions lâches aux argiles). Les roches tendres comme les grés ont aussi été traitées. Les principales applications en pratique sont :

- Mur de soutènement ;
- Confortement d'excavations (tunnels) ;
- Étanchement de barrage ;

En fonction du but à atteindre, le soilcrete est utilisé soit comme un moyen de stabilisation, soit comme un élément étanche. Une combinaison de ces deux propriétés est nécessaire de plus en plus fréquemment. La résistance en compression du soilcrete varie de 2 à 25 Mpa et dépend de la quantité de ciment utilisé et de la proportion de sol rentrant dans la masse de soilcrete.

L'effet d'étanchéité du soilcrete contre les infiltrations d'eau est obtenu en sélectionnant la composition adéquate du coulis à utiliser, avec si nécessaire l'ajout de bentonite. Le type et la quantité de coulis injecté, ainsi que la nature et le volume de sol restant dans la masse de soilcrete, déterminent ses propriétés vis - à - vis de l'étanchéité.

En fonction de la nature des sols, un écran de soilcrete permet de réduire considérablement coefficient de perméabilité [7].

Le soilcrete peut être réalisé de trois façons différentes. La méthode à utiliser est déterminée par le type de terrain prédominant, la forme géométrique, ainsi que la qualité recherchée des éléments de soilcrete.

A- **soilcrete S (Procédé direct simple) :**

Ce procédé s'effectue avec un coulis pour découper et mélanger le sol simultanément sans enrobage d'air. La vitesse du jet en sortie de buse est supérieure à 100 m / sec.
le procédé soilcrete S est utilisé pour des petites à moyennes colonnes de jet grouting.

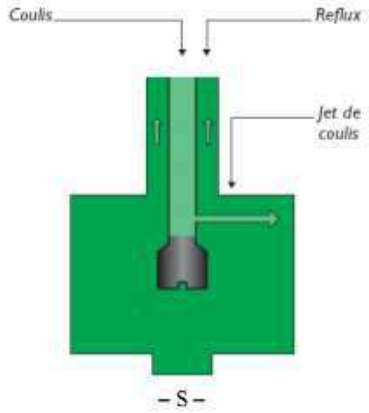


Figure 1.10 : procédé directe simple.

B- soilcrete D (Procédé direct Double) :

Ce procédé s'effectue avec un jet de coulis pour découper et mélanger le sol simultanément. Pour augmenter la capacité d'érosion et le rayon d'action efficaces du jet de coulis, le jet est enrobé d'air au moyen d'une buse annulaire.
Le procédé soilcrete D est principalement utilisé pour des blindages de fouilles reprises en sous-œuvre et bouchons étanches.

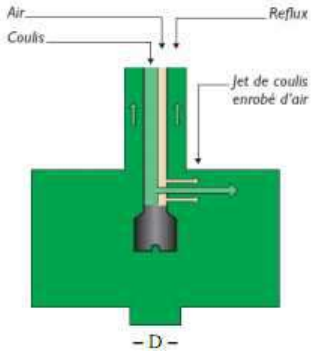


Figure 1.11 : procédé directe double.

C- soilcrete T (procédé triple) :

Découpe le sol avec un jet d'eau enrobé d'air. Le coulis est injecté simultanément par une buse supplémentaire située sous la buse d'eau. La pression de coulis est supérieure à 15 bars. Une colonne subhorizontale.

Le procédé soilcrete T est utilisé pour les projets de reprise en sous-œuvre, voiles étanches et bouchons étanches.

L'installation de chantier pour le soilcrete comprend des containers de stockage, des silos et une unité compacte de malaxage et D'injection. Des flexibles relient l'unité de pompage à la foreuse en station. La hauteur du mat varie de 2,40m dans les soubassements à plus de 35m dans les espaces ouverts.

Les points de forage sont normalement situés dans des petites tranchées équipées de pompes. de la, les poils, mélange eau/sol, sont pompés vers des bacs de décantation ou des réservoirs

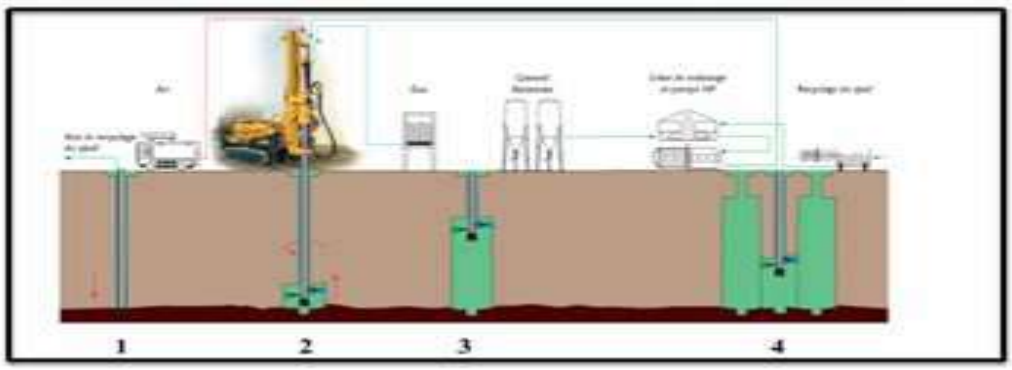


Figure 1.12 : Étapes de mise en œuvre de procédé soilcrete.

La mise en œuvre des éléments de soilcrete se fait selon les étapes suivantes :

1- forage :

Des tiges de forage équipées avec un porte –buses de jet et un taillant sont utilisés pour forer le trou jusqu'à la profondeur requise. En général, le coulis est utilisé comme un fluide de forage pour stabiliser le forage pendant la phase de forage. Pour traverser la maçonnerie ou le béton, on utilise des taillants spéciaux.

2- jet :

La déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément de soilcrete. L'excédent de mélange eau/sol/ciment est évacué à la

surface par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi du forage. Les paramètres de production prédéterminés sont enregistrés en continu.

3- Injection :

Pour tous les types de soilcrete, un coulis de ciment est injecté sous pression simultanément à l'érosion du sol, les turbulences crées par la technique du jet résultent en un mélange uniforme du coulis avec le sol dans la zone de traitement. Jusqu'à ce que l'élément de soilcrete commence à faire prise, la pression hydrostatique dans le forage est maintenue par l'ajout de coulis dans le forage.

4- Remontée :

Les éléments de soilcrete de toutes formes peuvent être réalisés aussi bien en continu qu'avec des reprises, et combinés et connectés de toutes les manières.

La séquence de travail respecte les exigences techniques et les conditions de la structure à traiter.



Figure 1.13 : Exemple de buse utilisée par le procédé de soilcrete.

La forme de base de soilcrete peut être disposée et combinées entre elles pour créer tout type de forme.

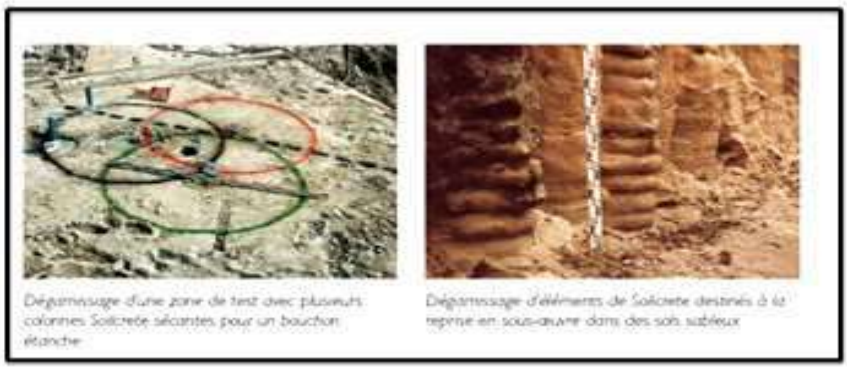


Figure 1.14: dégamissage d'éléments de soilcrete.

Conclusion

Nous avons exposé dans ce chapitre les techniques les plus utilisées en pratique pour l'amélioration des sols. Le problème majeur qui se trouve en face de l'ingénieur est quelle est la technique à choisir pour un projet donné ? Les figures et diagrammes qui suivant vont essayer de répondre à cette question.

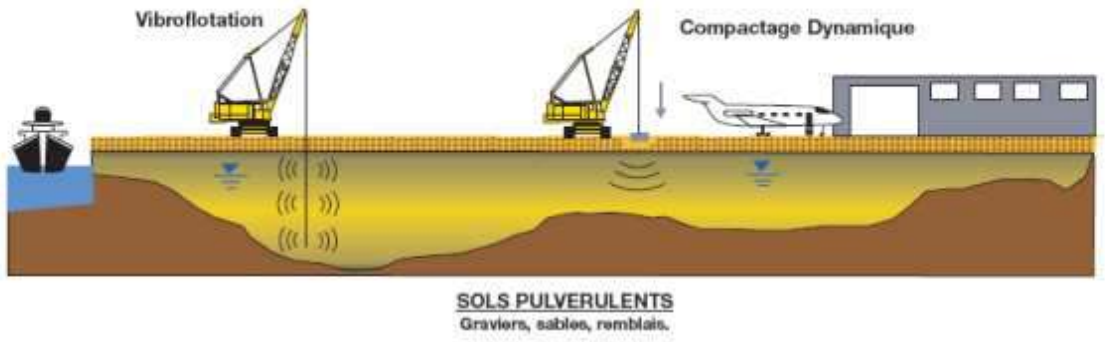


Figure 1.15 : domaine d'applications des différents procédés d'amélioration de sol en fonction de la nature de sol.

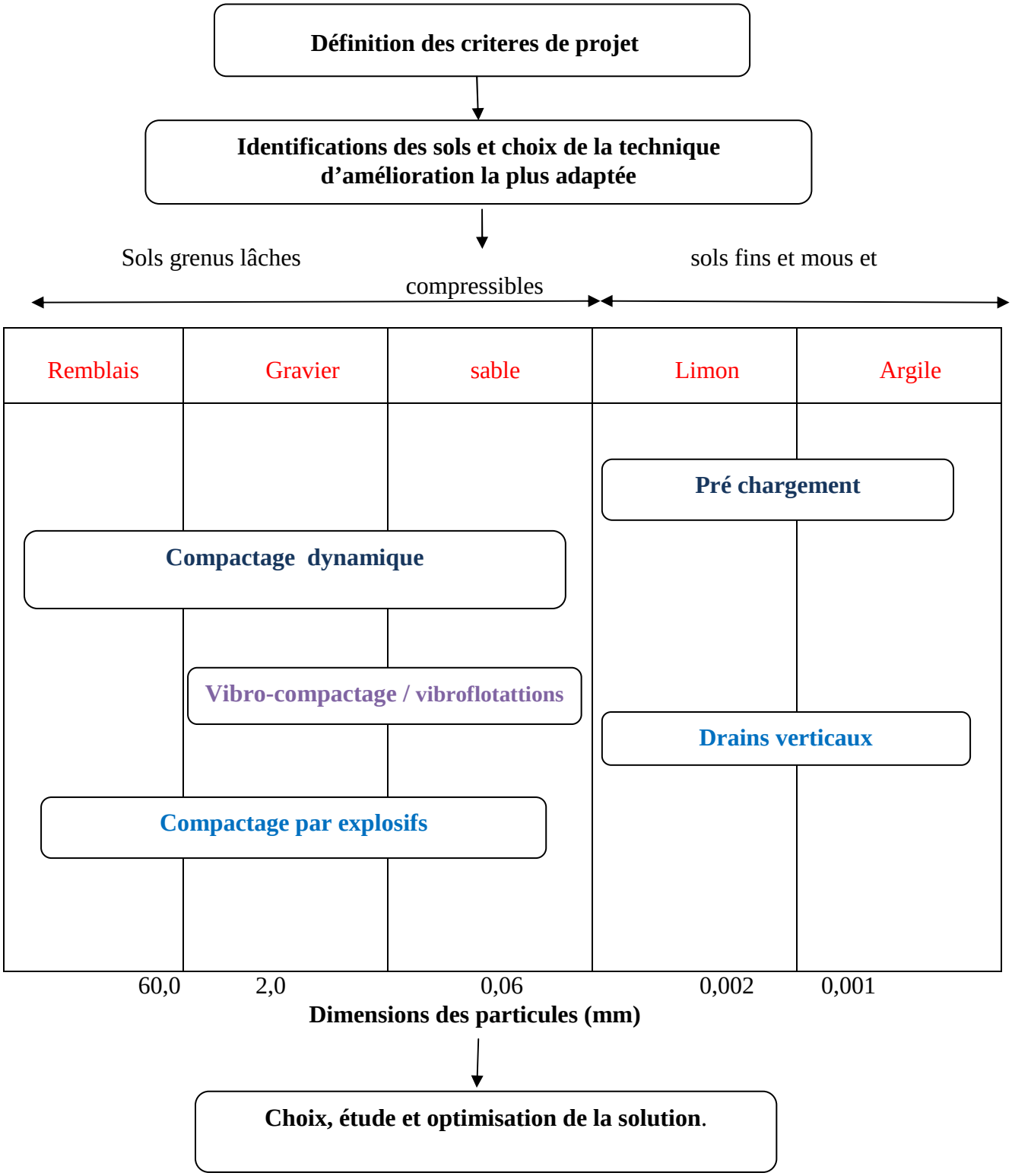


Figure 1.16 : schéma général de l'application des techniques d'améliorations des sols.

CHAPITRE 2:

RENFORCEMENT DES SOLS PAR LES GÉOTEXTILES

CHAPITRE 2:

RENFORCEMENT DES SOLS PAR LES GÉOTEXTILES

Introduction :

Dans le domaine du génie civil un nouveau concept de produit a été crée : « les géotextiles », Il s'agit de produits employés principalement dans le domaine de la géotechnique et sont constitués de fibres textiles.

2.1 Les géosynthétiques

Les géosynthétiques désigne les nappes synthétique utilisées en contacte avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique ou génie civil. Ils sont principalement utilisés sous forme de nappe pour assurer aussi bien le rôle de drain, de filtration de séparation ou de renforcement [1].

Les géosynthétiques peuvent être produit à partir de différents polymères polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA) polypropylène (pp), L'avantage de PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction. L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage de pp est aussi une très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable [5].

2.1.1 Histoire d'utilisations des géosynthétiques

La première utilisation des géosynthétiques était en 1926 en caroline du sud aux (U.S.A) ou les premières parcelles de routes ont été réalisées par des tissus de coton dont les résultats étaient probants, puisque la route reste en bon état jusqu'à ce que le matériau se dégrade

La deuxième innovation qu'a connue ce domaine était l'utilisation de textile technique comme drain et comme filtre. le fait que le liquide traverse un matériau poreux tout en retenant le sol adjacent a permis le développement d'un matériau synthétique plus performant. Ainsi, le géotextile permet de remplacer une couche de sable drainante et filtrante.

L'application importante de ces matériaux était la réalisation de barrière imperméable permettant d'empêcher le mouvement des liquides. en 1930, la fonction de filtration de l'eau a permis aux géosynthétiques d'avoir leur succès [3].

L'utilisation des géotextiles de renforcement était dans les années 60 dans le domaine routier ou les fondations étaient de très faible portance .et on permis à des fabricants de textile technique de se développer .ces textiles ont constitué dans le génie civil une solution d'aide d'exécution avec un rôle plus ou moins accessoire ou temporaire , elles ont progressivement acquis leurs lettres de noblesse et elles sont actuellement , dans leurs diverses formes et dans les nombreux produits de géosynthétiques .

Apparus à la fin des années 60, les géosynthétiques (géotextiles, géomembranes, et produit apparentés) sont maintenant utilisés couramment, en particulier dans la plupart des ouvrages de génie civil et de protection de l'environnement : infrastructures de transports, ouvrage hydrauliques ….etc.

Au début des années 70, les géosynthétiques ont pris tout leur essor dans le domaine du génie routier (renforcement de sol a faible portance, séparation, filtration, drainage).

En Algérie, l'utilisation des géosynthétiques de renforcement apparait dans les années 90 au niveau des infrastructures aéroportuaires.

2.1.2 Différents types des géosynthétiques :

Les types de géosynthétiques dépendent de l'élément constituant, la fibre et la méthode employée, on distingue les géosynthétiques :

Une dimension (1D) : bandelettes, filaments.

Deux dimension (2D) : produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3 – 5m a largeur et d'environ de 50 – 300 m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres.

Trois dimension (3D) : produits volumique, dans ce groupe nous pouvons inclure principalement les géocellules (géocelts), qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre 0,1 et 0,25 m très souvent ils sont fabriqués a partir de bandes qui sont localement connecté et une fois étiré les cellules sont crées, par exemple, sous forme de nid d'abeilles [5]

Les géosynthétiques les plus utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer :

- **Les géomembranes :** sont des produits minces, souples et continus, imperméable qui est les plus souvent à base polymère, utilisés dans le but d'assurer l'étanchéité d'une structure.
- **Géogrilles :** ils sont utilisés comme renfort de sol
- **Les géotextiles :** ils n'ont aucun rôle d'étanchéité, mais peuvent remplir la fonction de drainage et de renforcement.

2.1.3 Principes caractéristiques des géosynthétiques :

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques physique, mécanique et hydraulique selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes.
Internationales de type ISO ou européennes de type EN ou nationales de type NF, DIN, ASTM.

A) les caractéristiques physique

L'épaisseur

La masse surfacique

La densité.

B) les caractéristiques mécaniques

La résistance a la rupture.

L'allongement a la rupture.

Le poinçonnement statique.

La perforation dynamique.

Le fluage.

La résistance a la déchirure.

La résistance a la fissuration.

C) les caractéristiques hydrauliques

La perméabilité normale au plan.

La capacité d'écoulement dans le plan.

L'ouverture de filtration.

Les géosynthétiques sont fabriqués pour remplir une ou deux fonction spécifiques ou chacune est optimisée au sein de produit.

2.1.4 L'avantage d'utilisation des géosynthétiques :

Les principales caractéristiques des géosynthétiques, par comparaison aux matériaux naturels qu'ils servent à remplacer, sont :

Une performance généralement meilleure, puisque les géosynthétiques sont développe autours d'une ou deux fonctions spécifiques. Chaque fonction est par conséquent optimisée au sein du produit. Par exemple, un produit drainant développera la fonction unique de drainage. Ses propriétés hydrauliques seront spécifiquement développées pour répondre de manière optimale à un besoin spécifié, ce que ne pourrait faire un autre produit comme le sable par exemple, dont les caractéristiques sont plus difficilement prévisibles sur site.

Une qualité supérieure, ou tout au moins parfaitement maitrisée, puisque les géosynthétiques sont fabriqués dans un espace conditionné par contrôle en usine est possible, dans des conditions idéales, à une fréquence régulière et adaptable.

Un coût généralement plus économique , ou , tout au loin plus sable , quelle que soit la région ou le projet a lieu , la nature des matériaux naturels et leur qualité présente sur site. Dans certains cas, il pourra être avantageux de favoriser l'utilisation locale de matériaux naturels, s'ils sont de bonne qualité et en quantité suffisante. Mais bien souvent, l'utilisation des géosynthétiques s'avérera la solution la plus judicieuse du point de vus économique.

Une durabilité plus grande, puisque les géosynthétiques développé autour d'une ou deux fonctions principale, la durabilité des produits est plus facile à assurer (choix des résines, des additifs, produit synthétiques non ou faiblement dégradables) par l'action de l'eau (rouille, électrolyse).un géotextile de filtration pourra être réalisé avec une fibre traitée contre l'effet des rayonnements, etc.….

2.2 Les géotextiles

2 .2.1 définition de géotextiles :

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tisses, non tisses, tricotes, perméables fabriqués a base de polymère et utilisés dans le domaine la géotechnique notamment dans les routes.

Depuis les années 70, il se présente sous forme de nappes poreuses a structure bidimensionnelle (bande, tissées, grillage, filets, membranes….ext), dans le but d'améliorer ses propriétés mécanique et assurer sa stabilité. La facilité de la mise en œuvre et le faible cout des géotextiles par rapport à d'autres techniques ont fait de ces derniers des matériaux indispensables dans la solution de différents problèmes géotechnique notamment ceux qui sont liées au renforcement [1].

Les géotextiles sont réalisés a l'aide de fibres synthétiques car les fibres naturelles se dégradent rapidement lors de leur contact au sol ; parmi les fibres synthétique dont les géotextiles sont fabriqués ona : le polypropylène qui se présente 75 % des applications, le polyester, le polyéthylène [4] .

La nature de fibre qui constituent un géotextile a une grande importance sur les performances des géotextiles : d'une part leur diamètre, longueur et caractéristiques mécanique ont une influence sur les propriétés mécanique des géotextiles.

D'autre part, leur condition synthétique ou naturelle détermine leurs qualités physico-chimiques comme la résistance à la chaleur et aux ultras violets.

2 .2.2 type des géotextiles :

Il existe deux types de géotextiles

A) les géotextiles tissés

Obtenus par entrecroisement de deux sériés de fils ou bandelettes, le mode d'entrelacement s'appelle 'armure' ; il en existe trois principales la toile, le croisé et le satin.

Les tissés sont soit des tissés de fils manofilament, soit des tissés de fils multi filament dont chaque fil et constitué de plusieurs brins élémentaire, soit des tissés de bandelettes. Ces fils sont entrecroisés dans le plan de deux directions perpendiculaires : les fils de chaine

(sens machine) passant dessus et dessous les files de trames (sens travers) et réciproquement pour former une étoffé très anisotrope [2].

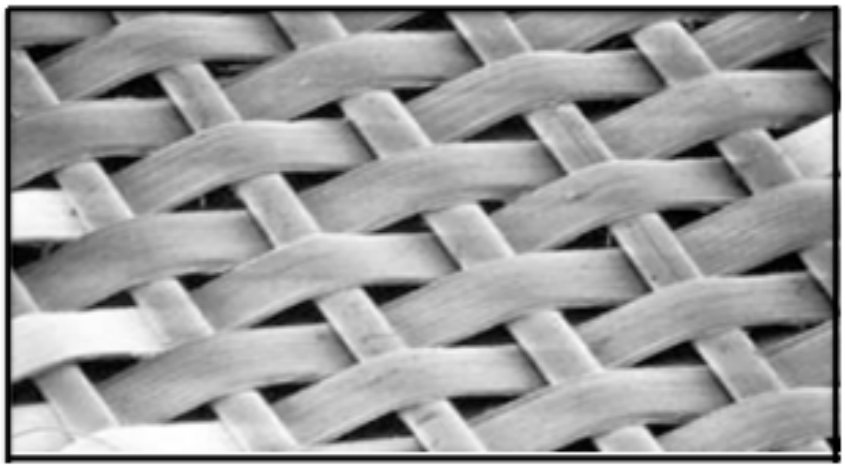


Figure 2.1 : Géotextiles tissés.



(a) Bandelettes de Polypropylène noir

(b) man filament en polyéthylène

(c) multi filament en polyester blanc

Figure 2.2 : Types Géotextiles tissés.

Les avantages des géotextiles tissés sont :

- ils présentent une meilleure homogénéité, même pour des masses surfaciques faibles
- les géotextiles tissés ont des qualités très intéressantes quant à leur résistance mécanique
- ils assurent des bonnes résistances à la rupture.

Parmi les inconvénients de ce type de géotextiles ona :

- les étapes de filature et de tissage nécessitent des couts plus importants par rapport à autre type.
- ils ont une déformabilité relativement faible qui peut être insuffisante pour certaine application géotechnique ou le géotextile doit s'adapter à des grandes déformations.

B) les géotextiles non tissés

Les géotextiles non tissés représentent la plus importante part du marché. Ils sont constitués de fibres ou de filaments continus disposés de façon désordonnée et liés par différentes procédés mécaniques, thermique ou chimique. On retrouve principalement trois procèdes de fabrication distincts : les non tissés aiguilletés, les non tissés thermo-soudés, les non tissés liées chimiquement.

B.a) les géotextiles non tissés aiguilletés

Les géotextiles non tissés aiguilles souples, épais lourds présentent des valeurs de résistance au poinçonnement adaptés a la protection

L'aiguilletage est un procédé purement mécanique dans lequel des aiguilles hérissées d'ergots en traversent la nappe de filaments ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les liaisons sont donc glissantes et entraînent une grande souplesse et une grande déformabilité du textile.

Les ergots des aiguilles entraînent les fibres qu'elles rencontrent et les enchevêtrent pour donner à la nappe une cohésion importante [3].

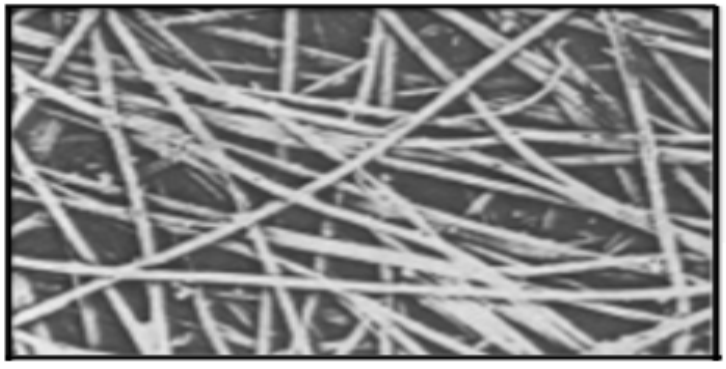


Figure 2.3 : géotextile non tissés aiguillètes.

Les principes caractéristiques de ce procédé sont :

- ce procédé ne produit aucune liaison rigide de fibre a fibre et conduit à des matériaux

Pouvant absorber de très grandes déformations sans rupture et manifestant une Résistance importante a la déchirure

- ce procédé conduit à une forte porosité.

B.b) les géotextiles non tissés thermo - soudés

Les géotextiles de ce procédé consistent à comprimer à chaud la nappe de fibres an la faisant passer entre deux rouleaux et en élevant simultanément la température on obtient par conséquent une soudure superficielle des fibres entre elles.

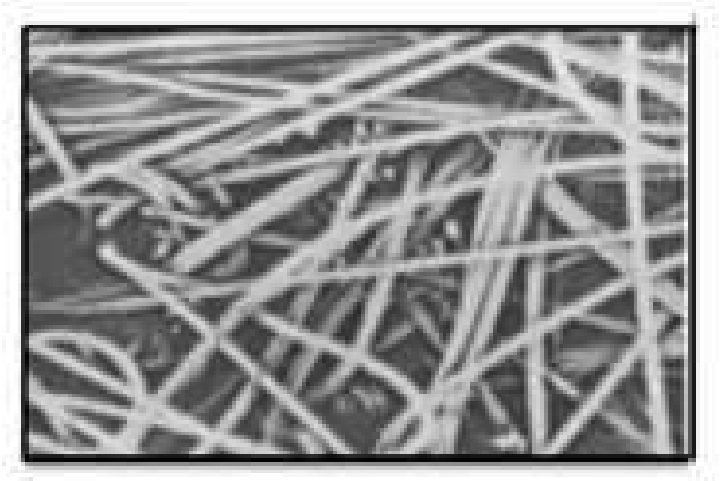


Figure 2.4 : les géotextiles non tissés thermo – soudés.

Ce procédé conduit à une très bonne liaison entre les fibres surtout pour les nappes de masse surfacique peu élevée et donne des matériaux moins souples que ceux obtenus par l'aiguilletage.

B.c) les géotextiles non tissés liés chimiquement

Ce procédé qui est surtout utilisé pour lier les fibres coupées consiste à imprégner la nappe de fibres d'un liant, ce procédé est peu utilisé en raison de son coût.

C) les tricotés

Géotextiles produit par entrelacement d'un ou plusieurs fils, filaments ou d'autres éléments

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonne et en rangées.

D) les géocomposites

Assemblage de plusieurs matériaux de façon à combiner leurs propriétés dont au moins l'un des constituants est un produit géosynthétiques.



Figure 2.5 : géocomposites.

Le produit est composé de deux filtrantes, d'une nappe drainantes ainsi que le mini drain. Ces composants 100% polypropylène sont associés entre eux par aiguilletage. Les mini drains sont des tubes annulés comportant deux perforations par gorge alternées à 90 °.

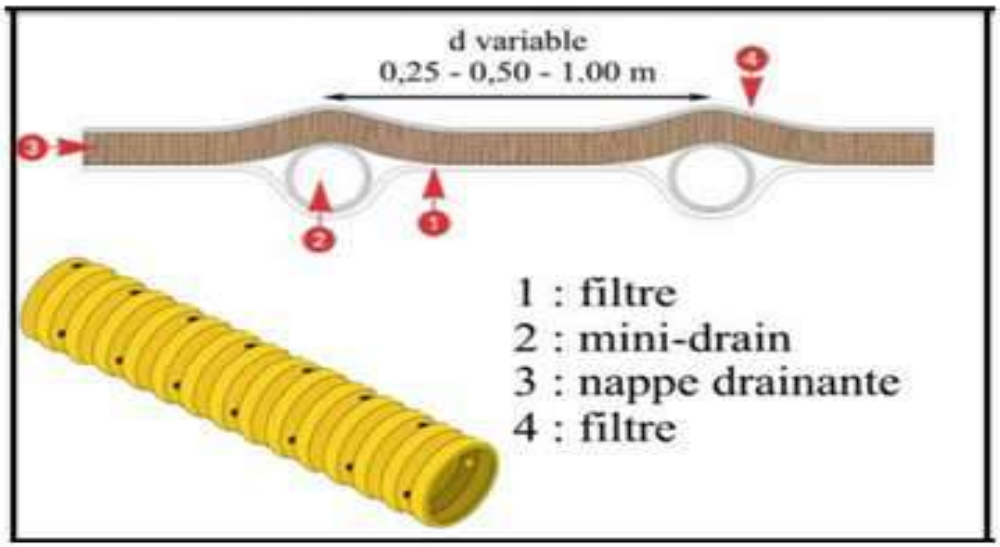


Figure 2.6 : composantes de Géocomposite.

Parmi les combinaisons qu'on rencontre souvent, on a l'association d'une grille et d'un non tissé ou l'association de deux aiguilletés de fibrométries différents

Dans le premier cas, la grille donne au composite une résistance et une rigidité, le non tissé apporte ses propriétés filtrantes .

Concernant le deuxième cas, la couche qui a les plus grosses fibres assure la fonction de drainage et celle qui composée par les plus fines fibres remplis la fonction de filtre.

2.2.3 Produit apparente aux géotextiles :

1. Géogrilles

Structure plane a base polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants a la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures a celles des constituants.

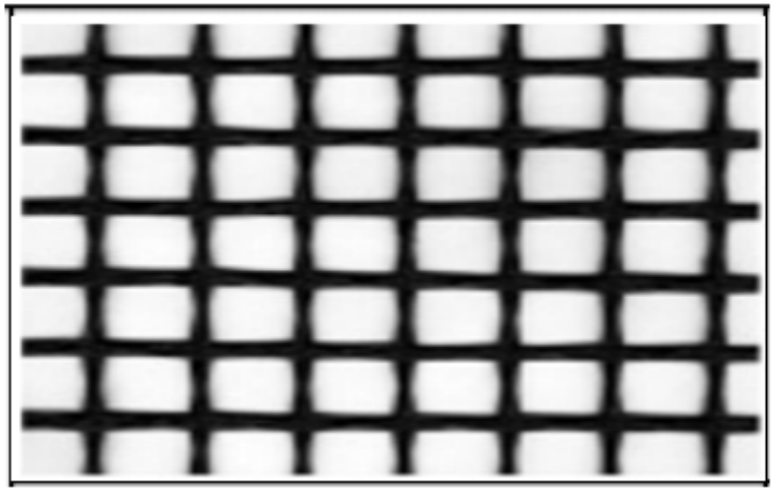


Figure 2.7 : Géogrilles.

2. Géofilet

Géosynthétiques constitué d'ensembles de tiges parallèles et superposés entièrement reliées à d'autres ensembles similaires selon des angles variables.

3. Géosynthétiques alvéolaire

Structure alvéolaire en nid d'abeilles ou similaire, perméable a base polymère, constituée de bandes de géo synthétiques reliées entre elles.



Figure 2.8 : Géosynthétiques alvéolaire.

4. Géospaceur

Structure tridimensionnelle a base polymère conçue pour créer un espace d'air dans le sol et/ou dans d'autres matériaux dans le domaine de géotechnique ou de génie civil.

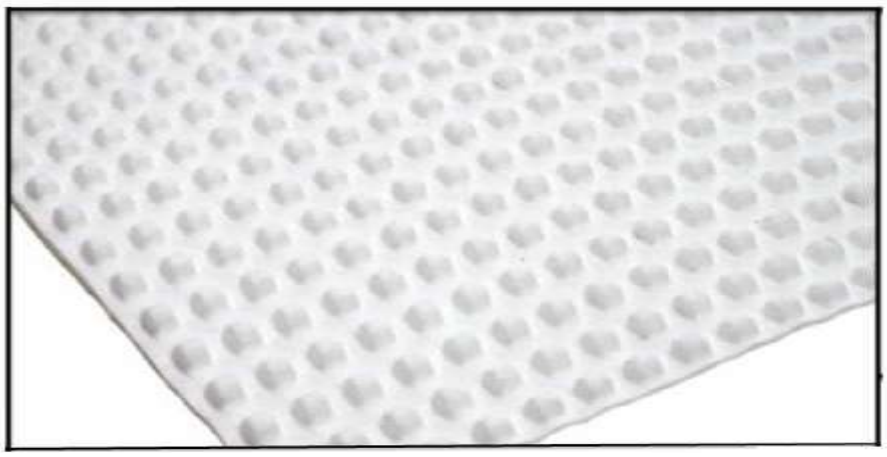


Figure 2.9 : Géospaceur.

5. Géobande

Matériaux à base de polymère sous forme de bande dont la largeur n'excède pas 200 mm, utilisé en contact avec le sol et / ou d'autres matériaux dans le domaine de géotechnique ou de génie civil.

6. Géomatelas

Structures tridimensionnelles perméables, constitus de filaments, et ou autres éléments (synthétique ou naturels) a base de polymère, liée de façon mécanique et /ou thermique et /ou chimique.

2.2.4 Fonction de géotextiles :

Il est possible de distinguer dans les applications des géotextiles six fonctions principales: drainage, filtration, séparation, protection, lutte contre l'érosion et renforcement.

Ces fonctions sont complémentaires mais généralement une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres.

Afin de pouvoir remplir ces fonctions, les géotextiles doivent présenter diverses propriétés dépendant des conditions du sol, de l'eau et des sollicitations.

I. drainage

Les géotextiles sont utilisés pour collecter, canaliser et transporter les liquides. L'introduction d'un géodrains (géotextiles de drainage) conçu spécialement pour améliorer le drainage des sols permet l'écoulement de l'eau dans son plan [1].

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles de drainage entre deux produits de séparation ou de filtration, ils remplaçant favorablement les tranché drainantes, on les emplois pour le drainage de fondation, les ouvrage routiers et les murs de soutènement.

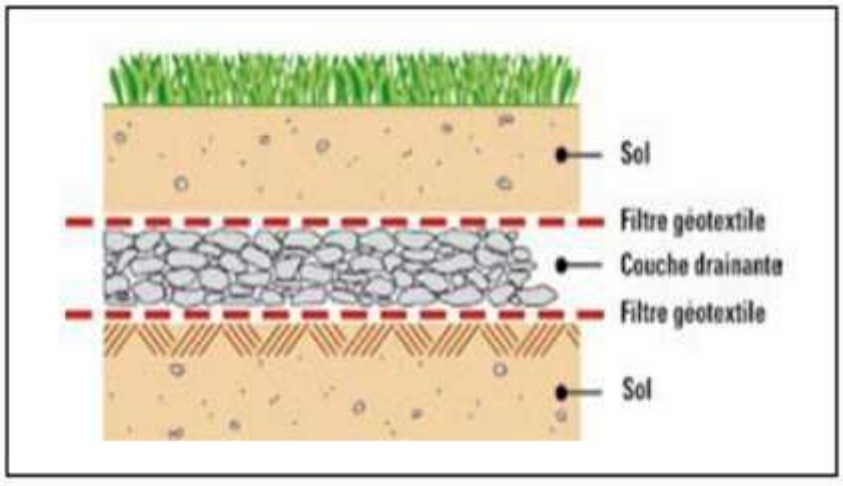


Figure 2.10 : Couche de drainage en agrégats.

II. séparations

Cette fonction, la plus anciennement reconnue aux géotextiles, permet empêcher la contamination des sols qui n'est pas souhaitable dans une structure de chaussés, car elle contribue à diminuer sa capacité de transmission hydraulique, sa résistance à supporter les charger sans déformations

L'introduction d'un géotextile entre deux matériaux hétérogènes permet à ces deux matériaux de conserver leur intégrité, pour empêcher leur mélange.

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles non tissés à ouverture de filtration inférieure à 150 Um.

III. filtration

Le filtre géotextile permet le passage de l'eau provenant d'un sol, retenir les particules de sol et empêcher la contamination des matériaux adjacents

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles non-tissés.

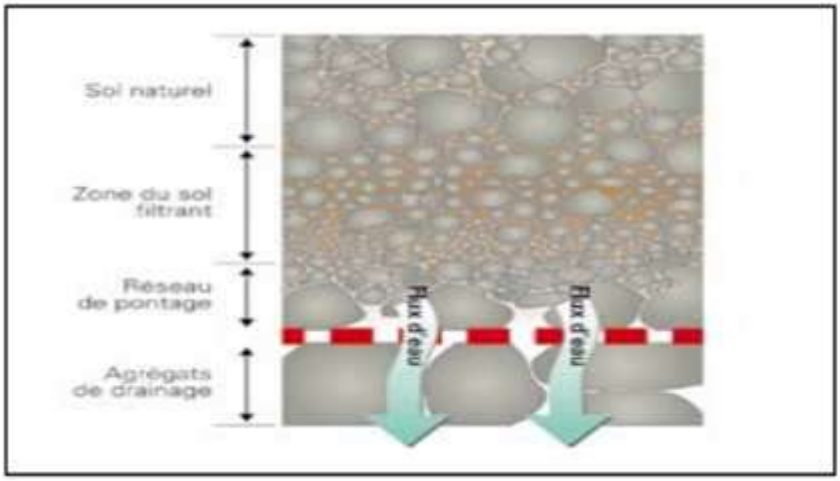


Figure 2.11 : Filtre de sol naturel à proximité du géotextile.

IV. renforcement

Les géotextiles sont des matériaux capables de résister aux efforts de traction. Cette résistance dépend principalement de mode d'utilisation du géotextile et de la nature de ce dernier.

L'introduction d'un géotextile à module élevé permet de renforcer un sol faible en traction mais fort en compression. Ainsi, en répartissant les charges sur une plus grande surface, les géotextiles augmentent la résistance au cisaillement des sols adjacent.

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles tissés.

Les géotextiles jouent un rôle mécanique dans le renforcement des sols, engendrant ainsi les trois fonctionnements ou comportement.

A) fonctionnement d'armature

Si l'on considère que le sol de couverture travaille comme une poutre sur deux appuis, le sol transmet au géotextile des efforts de tension sous l'effet de chargement.

B) fonctionnement en membrane

A cause de la reprise des efforts tangentiels, le géotextile peut reprendre des efforts normaux en travaillant comme une membrane, du fait de sa présentation en nappe et de sa continuité lorsqu'il est sollicite en traction Figure 2.12

L'effet de membrane intervient lorsque le géotextile posé sur un sol déformable est sollicite par des charges verticales. L'effet de traction dans le sol se transmet au géotextile tout en soulageant le sol incapable de l'absorber ; cette force dans le plan s'équilibre avec la composante horizontale de la charge provenant de la diffusion des charger verticale appliquées.

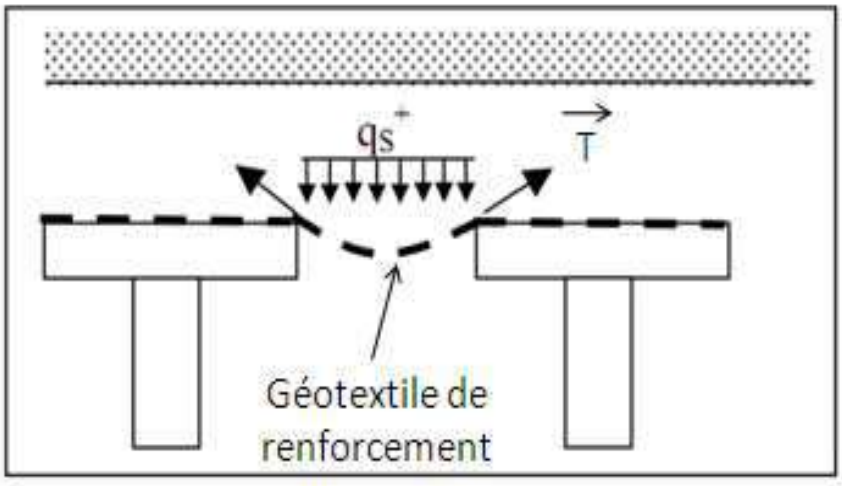


Figure 2.12 : L'effet de membrane.

Cet effet présente une grande importance dans la construction de routes provisoires ou il permet de réduire la formation d'ornières (trous) de manière considérable. Plus le module de géotextiles est élevé, plus la possibilité de réduire la formation d'ornières est grande.

V. la lutte contre l'érosion

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements des particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs technique sont employées pour la lutte contre l'érosion .un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente. Un géotextile fermé agira comme un matelas de protection, la lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation, ils sont utilisés comme substrat a la végétation pour des ouvrages tels que la stabilisation extérieure de talus, la canalisation de fossés et la protection de berges [6].

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles de végétalisation.

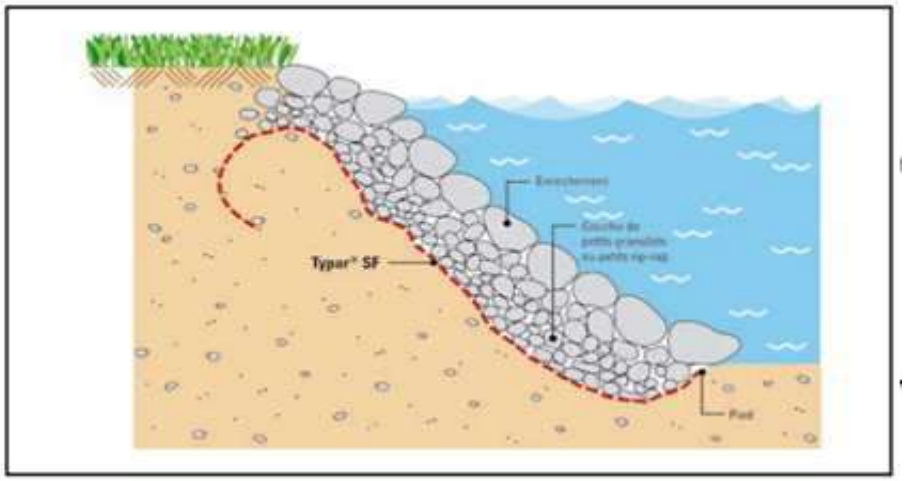


Figure 2.13 : Géotextile utilisé pour lutte contre l'érosion.

VI. protections

La Fonction consistante est d'empêcher ou à limiter les endommagements localisés concernant un élément ou un matériau donné en utilisant un géotextile ou un produit.

Les propriétés les plus importantes d'un géotextile par rapport à son rôle de protection sont la résistance à la perforation par clous. On montre que des propriétés telles que l'épaisseur et le poids spécifique du produit ne peuvent garantir à elles seules une bonne efficacité de protection.

Tableau n° 01 : les principales fonctions et les propriétés déterminantes du géotextile.

Propriétés	Fonctions					
	Drain	**Filtre**	**Séparation**	**Renforcem**	**Protectio**	**Lutte**
Épaisseur	***	*			***	*
Compressibilité		**			*	
Permittivité	**	***	**			**
Transmissivité	***	*				*
Distribution des pores	***					
Résistance à la traction			*	**	*	*
Raideur				***		
Déformation			***	*	*	**
Résistance au déchirement			**	**	***	
Résistance au percement			***	**	***	*
Frottement				****	**	**

*** - propriété d'importance majeure

** - propriété d'importance moyenne

* - propriété d'importance faible.

2.2.5 Propriétés des géotextiles

On mesure les propriétés des géotextiles par le biais d'essais utilisés pour les textiles traditionnels ou par ceux qui sont développés pour les géotextiles.

A. Épaisseur et comportement en compression

Le comportement en compression d'un géotextile dépend du type et du mode de fabrication. En effet, les géotextiles non tissés, les tissés sont peu compressibles alors que les non tissé aiguilleté et les mats sont très compressibles et leur épaisseur diminue sous l'effet d'une contrainte de compression tout en sachant qu'ils retrouveront leur épaisseur initiale des que la contrainte de compression cesse.

On mesure l'épaisseur et la compressibilité d'un géotextile en appuyant l'échantillon entre deux plaques.

La résistance à la compression joue un rôle important pour un géotextile et notamment pour celui qui a une fonction d'amortisseur du fait qu'il est soumis à des compressions concentrées appelées poinçonnement.

B. perméabilités

Tous les géotextiles laissent l'eau passer perpendiculairement à leur plan et certains géotextiles peuvent remplir même la fonction de drain en acheminant l'eau dans leur plan.

La perméabilité des géotextiles est mesurée à l'aide d'un perméamétre qui fonctionne selon le même principe qu'un perméamétre utilisé pour mesurer la perméabilité des sols

C. rétentions

C'est une propriété qui dépend de la dimension des ouvertures du géotextile et qui consiste à retenir les particules fines des sols.

En effet, les géotextiles tissés et non tissés peuvent retenir les particules fines de sol et remplir les fonctions d'un filtre ou de séparateur grâce aux dimensions des ouvertures entre les fils tissés et filaments non tissés qui est de l'ordre de quelques dizaines a quelques centaines de microns.

D. comportements en traction et allongement à l'effet maximal

La résistance a la traction et l'allongement à l'effet maximal sont des caractéristiques importantes et indispensables pour remplir le rôle de renforcement.

Ces deux caractéristiques peuvent être mesurées par le biais d'un essai réalisé sur une éprouvette rectangulaire ou on obtient par la suite une courbe représentant la force par unité de largeur en fonction de la déformation et qui a une forme dépendant du type du géotextile ainsi que le rapport de la largeur sur longueur de l'éprouvette

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau n° 02 : Déformation et résistance en traction de différent type de géotextiles.

Type de géotextiles	Déformation	Résistance a la traction
Non tissé de faible résistance	30 à 50 %	1 à 10 kn/m
Non tissé courant	30 à 50 %	10 à 30 kn/m
Non tissé fort	30 à 50 %	30 à 100 kn/m
Tissé courant	10 à 25 %	10à50 kn/m
Tissé fort	10 à 25 %	50à100 kn/m
Tissé très fort	10 à 25 %	100à1000 kn/m

E. résistances au déchirement

C'est la résistance que présente un géotextile pour empêcher les déchirures locales engendrées par les effets d'une action de percement et une action de traction de se développer

La résistance au déchirement est généralement exprimée en newtons [N].

F. comportements à long terme

Lors de la mise en place d'un géotextile, ce dernier sera automatiquement soumis à des sollicitations qui sont dues aux contraintes de service et aux conditions climatiques

Le comportement à long terme est défini par trois phénomènes qui sont le fluage, la fatigue et la durabilité.

F.1 le fluage

On parle du fluage lorsqu'on a une déformation sous charge constante, c'est-à-dire une déformation variable en fonction du temps.

Certains chercheurs considèrent que le comportement du fluage est principalement lié au type de polymère et non au procédé de fabrication.

D'autres expériences ont montré que la perte des caractéristiques mécaniques due aux agressions mécaniques lors de la mise en place est plus importante que celle due au fluage

F.2 fatigue

Les géotextiles se rompent par fatigue lorsqu'ils sont soumis a des sollicitations répétées ou alternées provenant soit de l'ouvrage (exemples : machine) soit des conditions climatiques (exemple : vent).

Pour les géotextiles tissés, la rigidité ne varie pas en fonction du nombre de cycles tant que l'effort de traction maximum ne dépasse pas l'effet de rupture

Pour les géotextiles non tissés, c'est tout à fait le contraire, c'est-à-dire la rigidité dépend du nombre de cycles.

F.3 la durabilité

Si on suit manière continue l'évolution dans le temps des propriétés d'un géotextile remplissant ses fonctions, on distingue deux types différents d'altérations qui sont les suivant :

- les altérations dont la cause directe est la fonction que remplit le géotextile ainsi les conditions de sa mise en œuvre
- les altérations qui sont liées à l'environnement physico-chimique qui entoure le géotextile

Pour les altérations dues aux fonctions des géotextiles, on doit les prendre en compte dans le choix du géotextile surtout dans la conception et le dimensionnement.

Pour les altérations dues a l'environnement, on doit déterminer si les géotextiles ont une durée de vie qui peut être longue que celle des matériaux utilisés en technique routière

2.2.6 Différentes normes et classes des géotextiles

Plusieurs normes ont été établies pour déterminer les différentes caractéristiques des géotextiles, sont représentées dans le tableau suivant

Tableau n° 03 : Normes utilisées pour déterminer les caractéristiques des géotextiles.

Caractéristiques	Normes
Résistance à la traction et à la déformation sous charge maximale	NF EN ISO 10319
perméabilité perpendiculaire au plan (permittivité)	NF EN 918
Essai de poinçonnement statique (essai CBR)	NF EN 12236
Résistance au poinçonnement	NF G 38-019
Détermination de l'épaisseur à des pressions prescrites	NF EN 964-1
Essai de traction pour joints/coutures par la méthode de la bande large	NF EN ISO 10321
Résistance au déchirement (déchirure amorcée)	NF EN G 38-015
Ouverture de filtration (effet anti-contaminant)	NF ISO 12956
Simulation de l'endommagement par abrasion	NF EN ISO 13427
Résistance a perforation dynamique	NF EN 918
Capacité de débit dans leur plan	NF EN ISO 12958

2.2.7) la mise en œuvre des géotextiles

La mise en œuvre des géotextiles ne pose pas de problèmes techniques pour une utilisation courante mais elle nécessite certaines précautions qui sont les suivantes :

- le géotextile ne doit pas être exposé aux rayonnements solaires pendant une longue durée
- on doit aussi surveiller les conditions de stockage.
- lors de la mise en œuvre, on doit éviter de dérouler à l'avance de grandes surfaces ou de laisser des rouleaux entamés sur le chantier

Avant la mise en œuvre des géotextiles, on doit considérer les aspects suivants :

- la préparation du terrain avant la mise en place du géotextile.
- le mode d'ancrage dans le sol.
- Le mode de mise en œuvre des matériaux recouvrant le géotextile.

Conclusion

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en œuvre des charges. Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géosynthétiques, (géotextile, ou géogrilles), lorsque les géosynthétiques agissent comme un renfort, alors on parle de la terre renforcée

La famille des produits géosynthétiques comprend un grand nombre de produits manufacturés, à base de matériaux synthétiques et naturels, sous la forme de feuilles, bandes, utilisés en ingénierie géotechnique, environnement et dans les ouvrages routiers.

Les géotextiles de renforcement ne permettent de préciser les caractéristiques mécaniques des sols qui sont la résistance à la traction, le module sécant et l'interaction sol géotextile**.**

PARTIE II : Etude expérimentale

CHAPITRE 1 :

CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

CHAPITRE 1 :
CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX UTILISÉS

1.1 Problème et but de l'étude

L'ajout de matériaux à aspect inerte (ex. : Géosynthétiques) aux sols en vue d'améliorer leurs caractéristiques, comme il a été prouvé par plusieurs travaux de recherche s'avère un procédé de stabilisation relativement efficace. il s'agit essentiellement de l'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques des sols.

Dans le travail présenté, nous nous sommes intéressés essentiellement au traitement des sols par ajout d'un matériau plus ou moins souple, associé au sol dans le but de combler ses défauts et de remédier à ses faiblesses ; il s'agit des géotextiles. On montrera, dans ce travail, comment ce matériau agit-il pour améliorer les caractéristiques du sol.

A cet effet, un programme expérimental comportant des essais géotechniques à été tracé. Il est à signaler que les essais sont réalisés, en majorité, au niveau du laboratoire de C.T.T.P.

1.2 Identification et caractérisation du sol

1.2.1 Analyse granulométrique

C'est un essai qui a pour objet de déterminer la répartition des grains suivant leurs dimensions ou grosseurs. Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous forme d'une courbe granulométrique, construite sur un graphique. La courbe granulométrique donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimensions respectives à chaque diamètre; cette analyse se fait en général par :

- Tamisage pour les éléments de dimension supérieure ou égale à 80 µm ;
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 µm.

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis et passoires reposants sur un fond de tamis un échantillon de matériau en plusieurs classes de tailles décroissantes.

Le tableau n°4 représente les résultats de l'analyse granulométrique menée sur l'échantillon du sol testé.

Tableau n° 04 : Résultats de l'analyse granulométrique

tamis (mm)	poids des refus cumule (g)	refus cumule (%)	comte 100 des refus cumule (%)	tamisât (%)
31,5	/	/	/	100
20	736	14,72	58,28	85
10	2,115	42,3	57,7	58
5	380	83	62	36
2	696	69,6	30,4	18
1	785	78,5	21,5	12
0,4	848	84,8	15,2	9
0,2	861	86,1	13,9	8
0,1	890	89	11	6
0,08	898	89,8	10,2	6

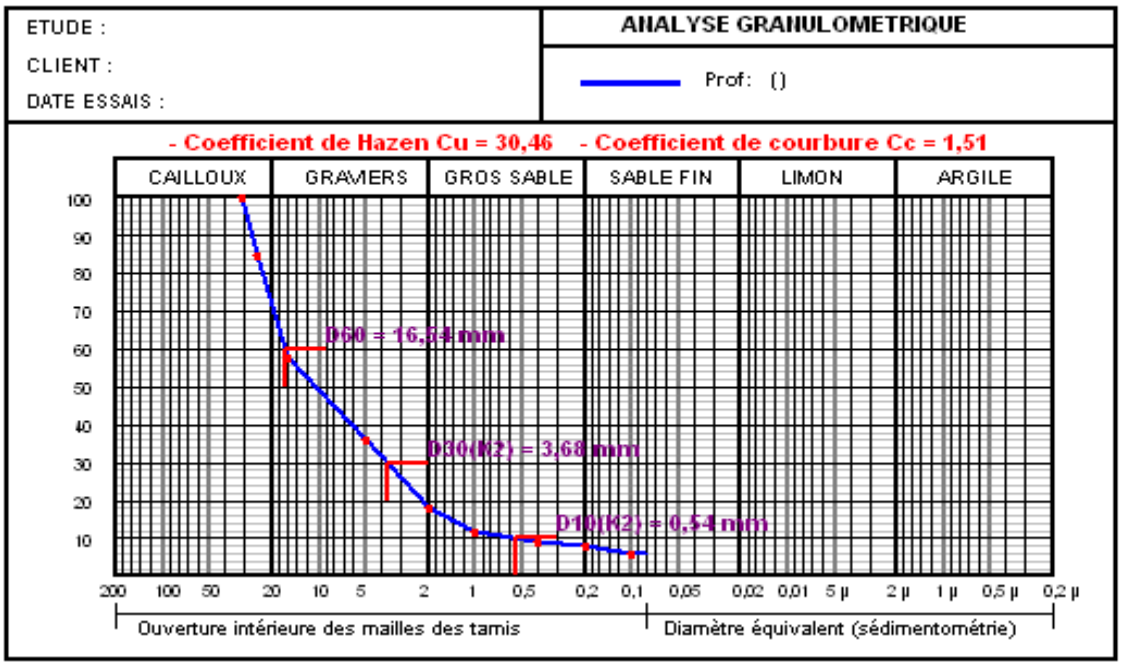


Figure1.1 : Courbe granulométrique.

L'analyse de la courbe granulométrique (figure 1.1), nous permet de déduire que, le pourcentage des éléments de diamètre inférieur à 80 µm est égale à 6%, et les éléments de diamètre inférieur à 2µm sont évalués à 18 (%).

1.2.2 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterbarg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus.

Les limites d'Atterberg qui sont la limite de liquidité W_L, la limite de plasticité W_P et l'indice de plasticité I_P ont été déterminées suivant la NF P 94-051.

La détermination des limites d'Atterberg permettent aussi le calcul de l'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p$$

Les sols qui représentent des limites d'Atterbarg voisines, c'est-à-dire qui ont une faible valeur de l'indice de plasticité sont donc très sensibles a une faible variation de leur teneur en eau.

1. Limite de liquidité :

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V ; on imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm , on mesure alors la teneur en eau de la pate d'échantillon (W_L).

2. limite de plasticité :

On forme une boulette à partir de la pate préparée, puis on roule la boulette sur une plaque, à la main de façon a obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. La limite de plasticité (Wp) est la teneur en eau du cylindre qui se fissure lorsque son diamètre atteint 3 mm.



Figure 1.2 : Essai de détermination de la limite de liquidité.

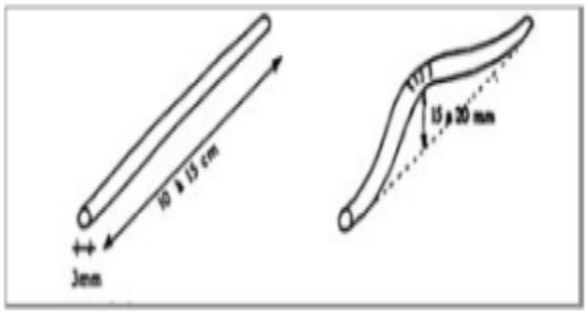


Figure 1.3 : Limite de plasticité.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n°05 : limite de liquidité à la coupelle de casagrande

Teneur en eau de liquidité (%)	WL = 27.8
Teneur en eau de plasticité (%)	Wp = 14.58
Indice de plasticité (%)	Ip = 13.22

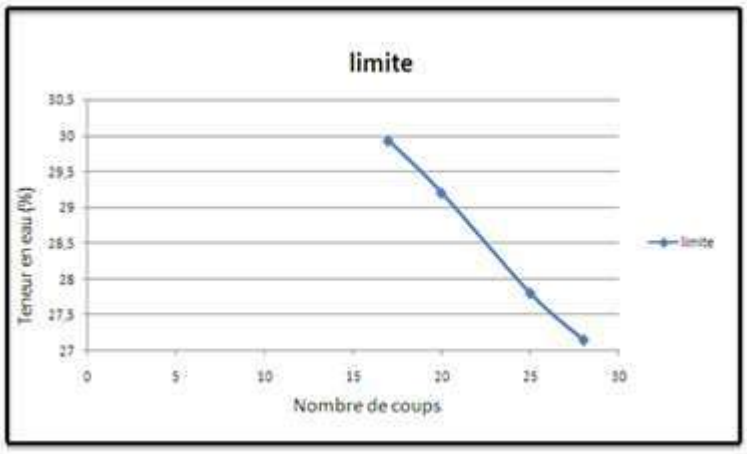


Figure1.4 : détermination graphique de limite de liquidité.

1.2.3 Essai PROCTOR

L'essai consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule Proctor de volume connu, chaque couche étant compacté avec la dame Proctor, L'essai est répété plusieurs fois en variant à chaque fois la teneur en eau de l'échantillon et on fixe l'énergie de compactage. Les grains passant par le tamis de 5 mm sont compactés dans le moule Proctor.

Cette caractéristique '' densité '' ou poids volumique, est importante notamment dans le calcul de la capacité portante.

L'essai Proctor permet l'étude du comportement d'un sol sous l'influence de compactage (la réduction de son volume par réduction des vides d'air) et une teneur en eau c'est-à-dire la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, pour un compactage bien défini.

Cet essai est utilisé pour les études de remblai en terre, en particulier pour les sols de fondations (route, piste d'aérodromes).

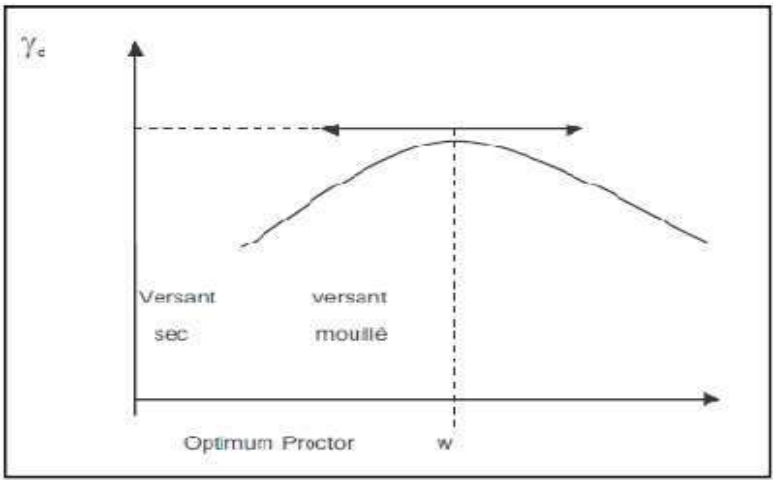


Figure 1.5 : Optimum Proctor.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau n°06 suivant :

Tableau n°06 : Résultats de compactage.

tableau de résultat des essais de compactage				
w(%)	4,28	5,99	7,94	9,66
densité (t/m3)	2	2,08	2,1	2,06

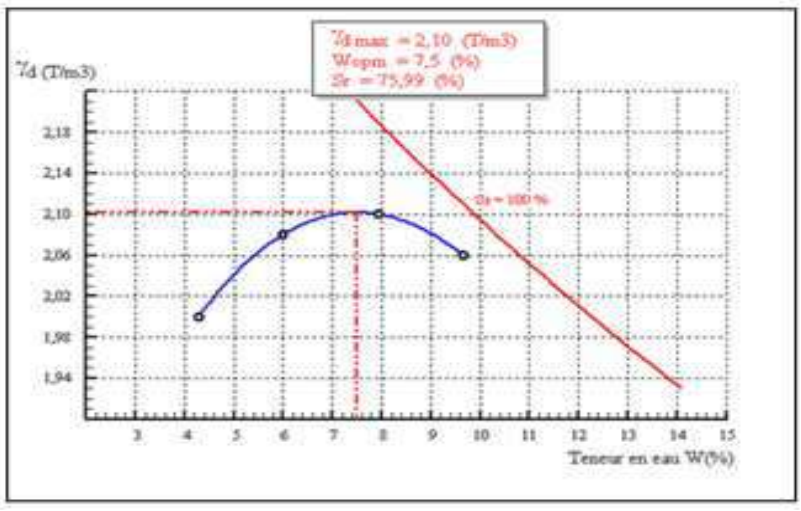


Figure 1.6 : Courbe de Proctor**.**

Nous en déduisons que, la densité sèche maximale $\gamma_{d\ max}$ = **2.10 (T/m^3)** et la teneur en eau optimale W_{opm} **=7.5 (%).**

Conclusion

L'échantillon de matériaux analysé peut être classé en classe B (sols sableux et graveleux avec fins) ou sous classe B4 graves argileuses (peu argileuses) ; le comportement du sol se rapproche de celui du sol grenu ayant même plasticité que les fines avec une sensibilité à l'eau à cause de la présence de la fraction fine.

1.3 Identification et caractérisation du géotextile

Le géotextile « Tencate Bidim Rock PEC » est un polypropylène, non-tissé aiguilleté à filaments continus, renforcé par des filaments en polyester à haute résistance.

La gamme Rock PEC a été élaborée afin de regrouper les fonctions de renforcement, protection, séparation, filtration et drainage en un seul produit. Elle est parfaitement adaptée au renforcement des ouvrages en terre.

L'excellente capacité de drainage du Rock PEC permet à l'eau de s'écouler librement, réduisant ainsi les pressions interstitielles lors de la mise en œuvre. Comparé aux géogrilles et aux géotextiles tissés, le Rock PEC facilite donc les constructions sur sols et raccourcit la durée d'exécution.

Le TenCate Bidim Rock PEC est adapté aux sols dont le pH est compris entre 4 et 9.
Les géosynthétiques choisi est un tissé aiguilleté Rock PEC 125 renforcé par des filaments en polyester dans le sens production.

1.3.1 Masse surfacique Norme référence : NF EN ISO 9864

1. Domaine d'application

Ce procédé permet de déterminer la masse surfacique des géotextiles et produits apparentés à des fins d'identification et pour la préparation des fiches techniques.

2. Principe

La masse surfacique est calculée à partir de la pesée d'éprouvette carrée ou circulaire de dimensions connues.

3. Mode opératoire

On pèse à l'aide d'une balance de précision un échantillon de 100 cm^2 de géotextile.

L'échantillon doit être représentatif du matériau, les dix éprouvettes sont donc découpées avec un emporte pièce assez loin des « bordures de métier à tricoter » qui peuvent donner lieu à des variations de masse.



Figure 1.7 : Essai de la masse surfacique**.**

4. Expression des résultats

Pour chaque éprouvette, on calcule la masse surfacique Y_A exprimée en gramme par mètre carré (g/m^2) à l'aide de l'équation suivante :

$$\mathbf{Y_A = m \times \frac{10000}{A}}$$

- m est la masse d'éprouvette, en g.
- A est la surface de l'éprouvette, en cm^2.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 07 suivant :

Tableau n°08 : résultats de la masse surfacique.

Nombre d'éprouvettes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
masse (g)	4,26	4,05	4,23	4,26	4,15	4,06	4,24	4,16	4,26	4,20
$\mathbf{Y_A}$ (g/m^2)	426	405	423	426	415	406	424	416	426	415
$\mathbf{Y_A}$ moyenne (g/m^2)	418,2									

1.3.2 Essai de traction des bandes larges Norme référence : NF EN ISO10319.

1. Domaine d'application

Cette méthode permet de déterminer les propriétés mécaniques en traction des géosynthétiques à l'aide d'une bande de grande largeur. La méthode est applicable à la plupart des géosynthétiques : les géotextiles tissés, non tissés, les géocomposites. La méthode d'essai par traction couvre la mesure des caractéristiques de force et de déformation et comprend les modes de calcul de la raideur sécant de la force maximale par unité de largeur et de la déformation à la force maximale.

2. Principe

Une éprouvette est maintenue sur toute sa largeur entre les mâchoires d'une machine d'essai de traction travaillant à vitesse constante et appliquant une force longitudinale sur l'éprouvette jusqu'à la rupture de celle-ci.

Les propriétés mécaniques en traction de l'éprouvette sont calculées à partir des lectures faites sur les échelles, cadrans de la machine grâce a un ordinateur relié à la machine. Une vitesse d'essai constante est sélectionnée de manière a obtenir une vitesse de déformation de (20 $\pm$5) % / mim de la longueur entre repères de l'éprouvette.

L'essai faits appel à des éprouvettes de 200 mm de large et 100mm de long, les mesurages d'extension sont effectués à l'aide d'un extensomètre vidéo qui suit le déplacement de deux points de référence sur l'éprouvette, ces points de référence sont situés sur l'axe de symétrie de l'éprouvette et se trouvent à 60 mm l'un de l'autre.

On découpe un minimum de cinq éprouvettes dans le sens de production et dans le sens de travers.

3. Mode opératoire

On utilise une machine de traction à vitesse de déformation constante équipée d'un logiciel spécialisé. On place entre les mâchoires de la machine des éprouvettes de 200 mm de large et 100 mm de long, L'essai s'arrête lorsqu'il y a rupture en traction de l'éprouvette.

4. Expression des résultats

- ✓ **Résistance à la traction :**

Calculer la résistance à la traction T_{max} exprimée en kilo newton par mètre, directement à partir des informations obtenus de la machine d'essai de traction, à l'aide de l'équation (01)

$$T_{max} = F_{max} \times C \qquad (01)$$

- F_{max}, est la force maximale enregistrée, en kilo newton ;
- C, est obtenu à l'aide de l'équation (02)

- Pour les géotextiles tissé et non tissé $C = \frac{1}{B}$ (02)
- B, est la largeur nominale de l'éprouvette, en mètre.

- ✓ **Déformation à la force maximale :**

Enregistrer la déformation à la force maximale, en pourcent (%).

La déformation est l'augmentation de la longueur des éprouvettes enregistrée, en millimètres.

- ✓ **Raideur sécante :**

Pour calculer la raideur sécante J, exprimée en (kN/m) à une déformation spécifiée, déterminer la force pour cette déformation

$$J = \frac{F \times c \times 100}{\varepsilon} \quad (03)$$

- F : est la force déterminée à la déformation ε, en kilo newton.
- ε : est la déformation spécifiée, en pourcent.
- C: est obtenu à l'aide de l'équation (02).

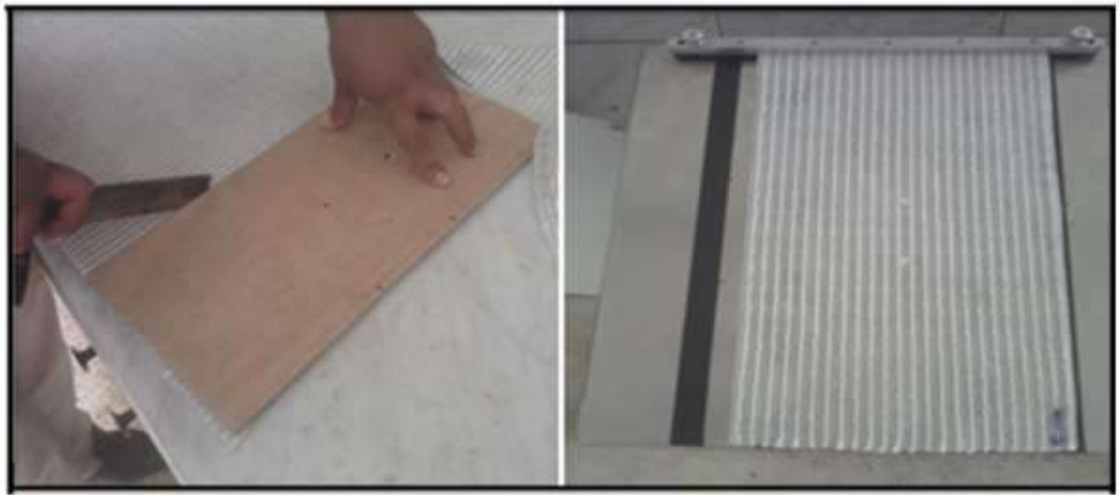


Figure 1.8 : préparation des éprouvettes.



Figure 1.9 : mise en place d'éprouvette dans la machine.

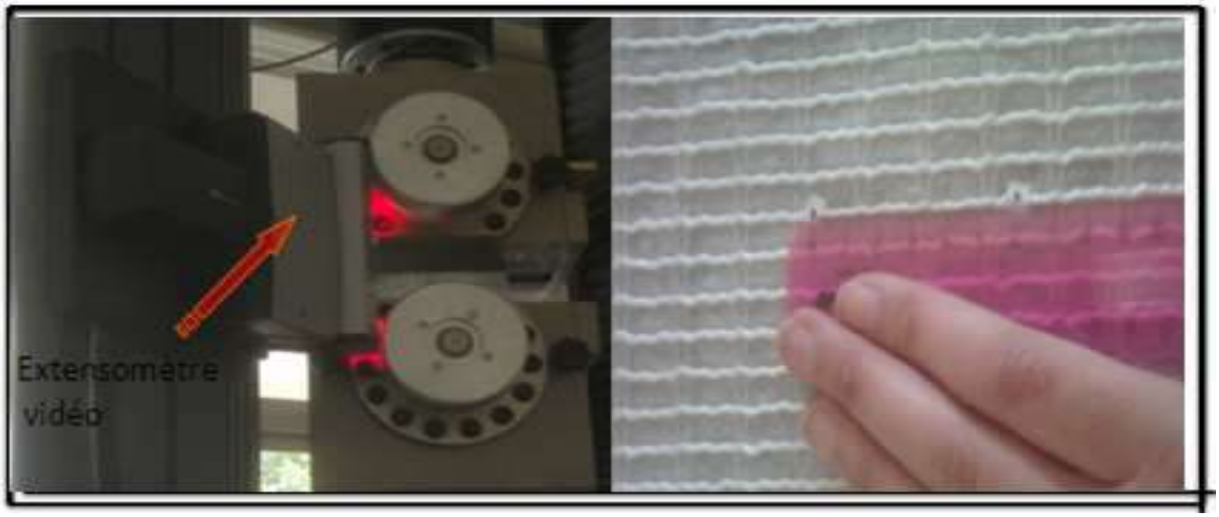


Figure 1.10 : Extensomètre vidéo pour détecter les deux points.



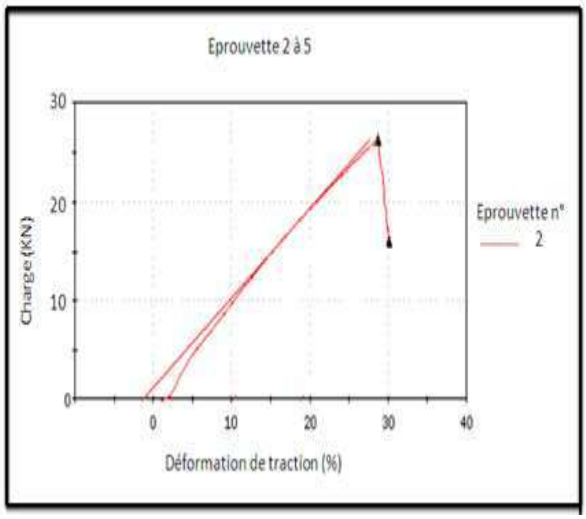
Figure 1.11 : Principe de l'essai de traction.

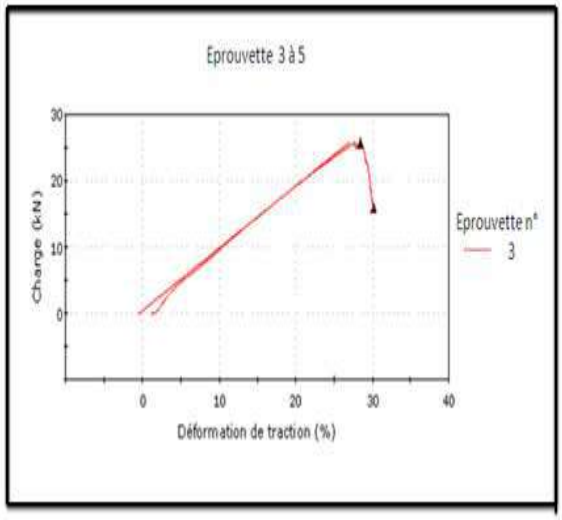
Les résultats obtenus de l'essai sont consignés dans le tableau n°08 suivant :

a) Sens production :

Tableau n°09 : résultats de l'essai de traction

nombre d'éprouvette	1	2	3	4	5
résistance a la traction (KN/m)	130,016	131.656	128,964	129,365	133,171
déformation de traction (%)	29,09	28.60	29,98	29,61	29,47
résistance de traction moyenne(KN/m)	130,634				
déformation de traction moyenne(%)	29.35				





$T_{max} = F_{max} \times C$

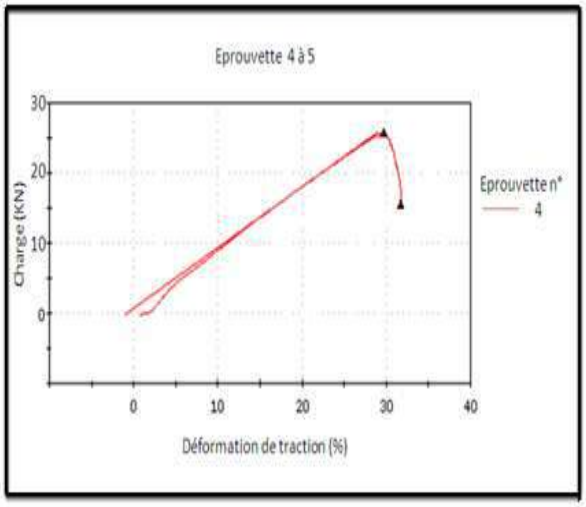
$T_{max} = 26.331 \times \frac{1}{0.2}$

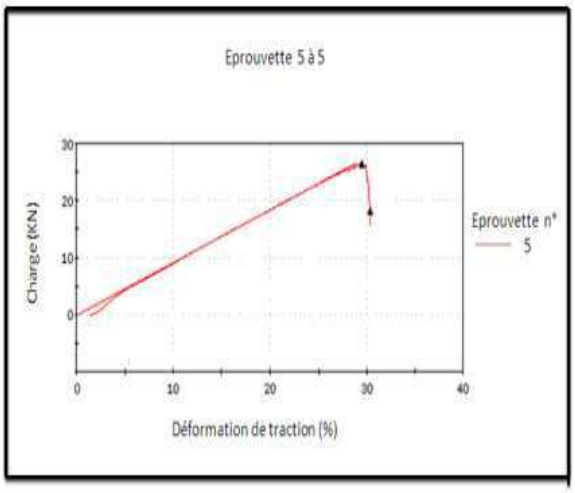
$T_{max} = 131.655$ kN /m.

$T_{max} = F_{max} \times C$

$T_{max} = 25.792 \times \frac{1}{0.2}$

$T_{max} = 128.964$ kN /m.





$T_{max} = F_{max} \times C$

$T_{max} = 25.873 \times \frac{1}{0.2}$

$T_{max} = 129.365$ kN /m.

$T_{max} = F_{max} \times C$

$T_{max} = 26.634 \times \frac{1}{0.2}$

$T_{max} = 133.171$ kN /m.

Figure 1.12 : les courbes de traction sens de production.

b) Sens travers :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant

Tableau n°10 : résultats de l'essai de traction sens travers.

nombre d'éprouvette	1	2	3	4	5
résistance a la traction (KN/m)	12.483	13.178	12.967	14.713	14.782
déformation de traction (%)	63.82	78.11	77.94	102.77	85.02
résistance de traction moyenne	13.624				
déformation de traction moyenne	81.532				

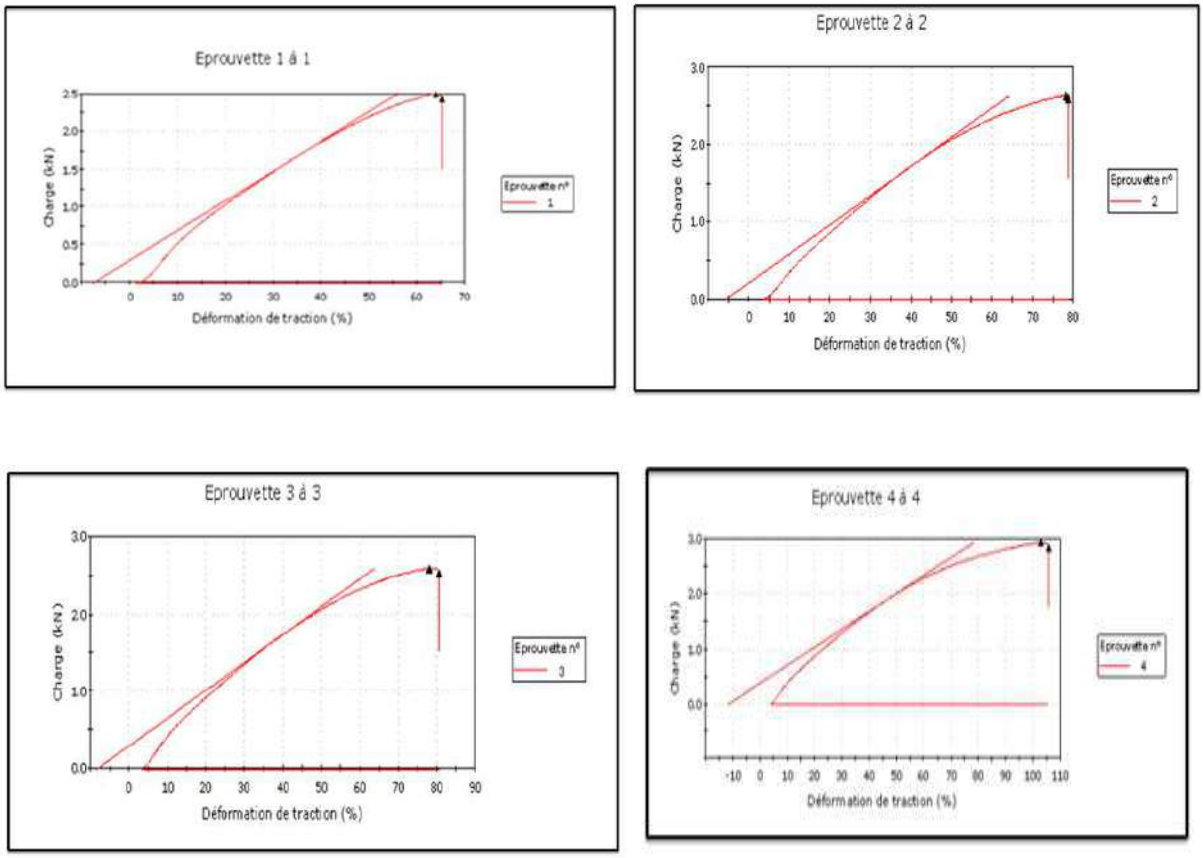


Figure 1.13 : les courbes de traction sens de travers**.**

1.3.3 Essai de poinçonnement statique CBR Norme référence : NF EN ISO 12236.

1. Domaine d'application

Cette méthode permet de déterminer la résistance au poinçonnement des géosynthétiques par mesurage de la force requise pour enfoncer un poinçon plat à travers le géosynthétiques.

2. Principe

L'éprouvette est fixée entre deux anneaux en acier. Un poinçon est appliqué, à une vitesse de déplacement constante, sur le centre de l'éprouvette et perpendiculaire à celui-ci ; la résistance au poinçonnement et l'enfoncement du poinçon sont alors mesurés et la courbe force /enfoncement peut être tracée.

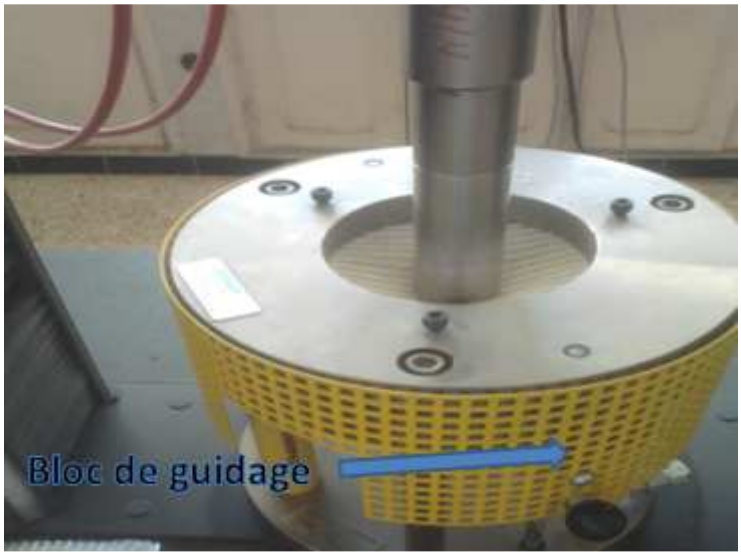


Figure 1.14 : Principe de l'essai.

3. Appareillage

La machine d'essai doit permettre :

- ✓ Une vitesse de déplacement constante de (50 ±5) mm/min.
- ✓ L'enregistrement de la force et de l'enfoncement.
- ✓ Une lecture autographique de la force et de l'enfoncement.



Figure 1.15 : Appareille CBR**.**

4. Mode opératoire

Fixer une éprouvette entre les anneaux de fixation, en utilisant un bloc de guidage , placer l'éprouvette et le système de fixation sur la machine d'essai, amener le poinçon au contact de l'éprouvette et l'enfoncer au travers de celle-ci à vitesse de (50±5)mm/min et commencer à enregistrer l'enfoncement à une pré charge de 20N .

5. Expression des résultats

a) Enregistrer pour chaque essai :

- ✓ La résistance au poinçonnement (en kN) avec trois chiffres significatifs ;
- ✓ L'enfoncement de poinçonnement (en millimètre) ;
- ✓ La courbe force de poinçonnement / enfoncement ;

b) Calculer la résistance au poinçonnement moyenne en kilo newtons.

Les résultats obtenus sont dressés dans le tableau suivant :

Tableau n° 11 : Résultats d'essai de poinçonnement statique

	force (KN)	enfoncement (mm)
1	4,411	26,618
2	4,806	23,469
3	4,378	25,813
4	4,069	24,186
5	4,179	24,315
Moyenne	4,3686	24,8802

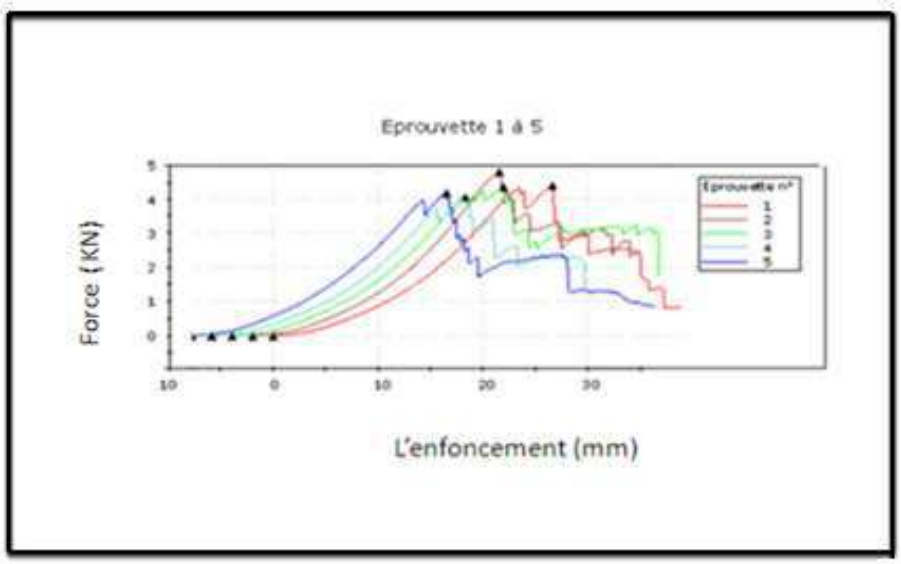


Figure 1.16 : courbe de l'essai de poinçonnement.

1.3.4 Essai de perforation dynamique **Norme référence : NF EN ISO 13433.**

1. Domaine d'application

Ce procédé permet de déterminer la résistance des géosynthétiques à la pénétration par un cône d'acier tombant en chute libre d'une hauteur déterminée.

2. Principe

L'éprouvette est maintenue horizontalement entre deux anneaux en acier. Un cône inoxydable lâché en chute libre, d'une hauteur de 500 mm sur le centre de l'éprouvette.

3. Appareillage

- **Système de fixation**

Le système de fixation doit prévenir tout glissement ou coupure de l'éprouvette au cours de l'essai. Un exemple de système de fixation et de bloc de guidage est présenté sur la figure I.17

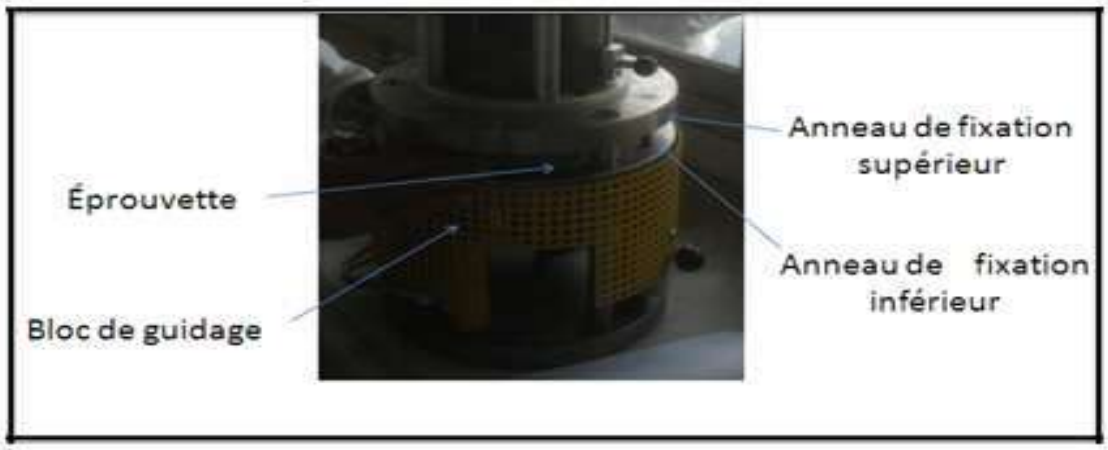


Figure 1.17 : Système de fixation.

- **Cadre**

Le cadre doit supporter l'éprouvette maintenue dans les anneaux de serrage et permettre la libération du cône sur le centre de l'éprouvette.

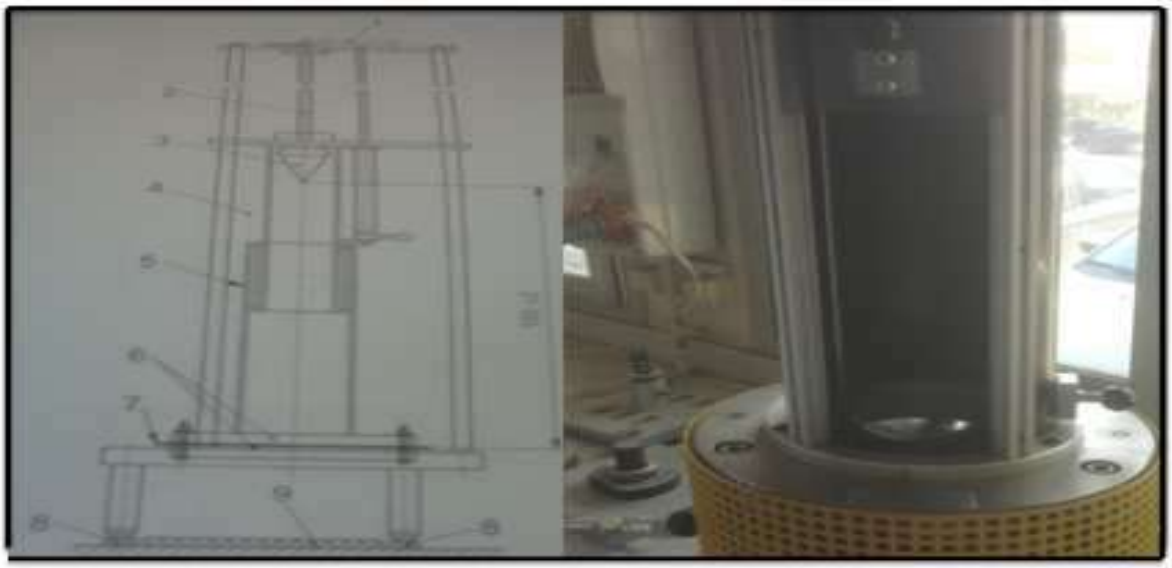


Figure 1.18 : Diapositive type de chute de cône avec un écran de protection.

- **Cône**

Un cône en acier inoxydable, ayant une surface libre et polie et une masse de (1000 ±5) g, tige de guidage

- **Cône de mesure**

Cône gradué ayant les dimensions indiquées à la figure et une masse de (600 ±5) g.



Figure1.19 : Cône de mesure.

4. Mode opératoire

Fixer une éprouvette entre les anneaux de fixation, en utilisant un bloc de guidage, placer l'éprouvette et le système de fixation sur la machine. Puis lâcher le cône librement d'une hauteur de 500mm au centre de l'éprouvette. Retirer le cône et placer immédiatement le cône de mesure dans le trou sans appliquer de pression supplémentaire attendre 10 s mesurer le diamètre du trou au millimètre.

La valeur retenue correspond à la valeur maximale visible sur le cône de mesure lorsque le cône est en position verticale.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau n°12 : résultats d'essai de perforation dynamique.

nombre d'éprouvette	1	2	3	4	5
diamètre de trous (mm)	12	13	14	14	12
diamètre moyenne (mm)	13				

1.4 Evolution des caractéristiques d'un sol (remblai) renforcé

1.4.1 Essai triaxial

Cet essai a pour but, d'une part de déterminer l'évaluation des caractéristiques mécaniques d'un sol renforcé, d'autre part de comparer les résultats expérimentaux.

L'essai triaxial permet de déterminer les caractéristiques mécaniques globales du composite sol- renfort. La connaissance des paramètres C et φ est indispensable pour le calcul de la stabilité d'un ouvrage de sol renforcé [3].

L'objectif de ces essais, est de pouvoir évaluer ces paramètres en fonction du nombre possible des armatures.

1.3.2 Montage d'un essai triaxial.

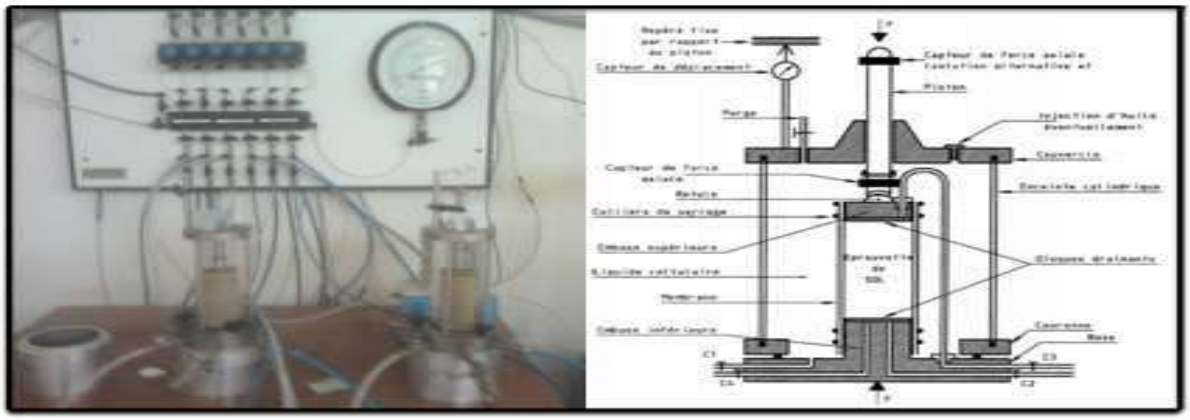


Figure 1.20 : Montage de l'essai triaxial.

- piston de chargement qui transfert la charge à l'échantillon.
- Plaque supérieure
- Disque drainant (pierre poreuse $\varphi = 5\text{cm}$).
- Membrane étanche.
- Plate forme de la presse triaxiale.
- Pompe à vide, pour enlever le vide dans l'échantillon.
- Anneau de charge.
- Manomètre, pour mesurer la pression de confinement.
- Réservoir d'eau qui sert à produire la pression de confinement.

1.3.3 Préparation des éprouvettes

La confection des éprouvettes est faite par le compactage en utilisant les données de densité de compactage (w, γ_d**),** la confection passe par les étapes suivantes :

a) A partir des données sur la densité et la teneur en eau, on calcule le poids du sol sec et la quantité d'eau à ajouter par les relations suivantes

$$Ps = \gamma_d . V \quad (04)$$

$$Pw = P_s . W \quad (05)$$

- V : volume de moule utilisé.

$$V = \frac{\pi H D^2}{4} \quad (06)$$

La masse du sol est mélangée avec de l'eau.

b) Le compactage du sol dans un moule approprié se fait mécaniquement par une presse ou manuellement en un minimum de six couches, chaque couche est scarifiée pour permettre une bonne adhérence de la prochaine couche. À la fin du compactage, on démoule l'éprouvette et on mesure son poids qui servira à vérifier le poids volumique sec réel.



Figure 1.21 : Préparation des éprouvettes.

1.3.4 Procédure de réalisation de l'essai triaxial

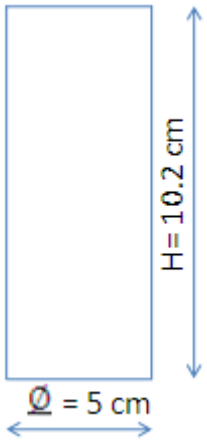
Après avoir séché l'échantillon et préparé les éprouvettes d'essai, on place la membrane autour de l'éprouvette en utilisant un tendeur de membrane, on fixe la membrane de l'embase inférieure et supérieure avec des bracelets élastique. En fixant la cellule triaxial à la presse triaxial, les boulons d'accouplement doivent être serrés uniformément afin d'limiter les risques de fuite .On dépose le piston sur la plaque supérieure et on s'assure que les deux sont bien alignés. La pression σ_3 qui règne dans la cellule et on positionne correctement le micromètre de déformation verticale.

Ce type d'essai permet de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol qui sont l'angle de frottement φ et la cohésion C.

1.3.5 Condition de l'essai

Les conditions pour effectuer les essais sont les suivantes :

a) Condition de géotextile.



Le géotextile utilisé dans la compagne expérimentale est le **PEC 125**, il a les caractéristiques suivantes :

- résistance à la traction dans le sens de production 130.84 KN/m.
- résistance à la traction dans le sens travers 13.62 KN/m.
- La masse surfacique 418.2 g/m2.

b) Condition de l'essai

- Dimension de l'échantillon :
  - Hauteur =10.2 cm.
  - volume de moule =200.2 cm^3.
  - Diamètre = 5cm.
- Densité de remblai :
  - $\gamma_{d\,max}$ = 2.05 (g/m3).
  - Pw = 33.75 g.
  - Ps = 443.17g
- vitesse de chargement : 1mm/min.

Ces conditions sont les mêmes pour l'ensemble des essais réalisés.

1.5 Essai de portance « CBR ».

L'essai CBR est un essai de portance (capacité des matériaux à supporter les charger) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers.

Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices de portance (IPI, CBR) qui permettent :

- D'établir une classification des sols (GTR),
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI),
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente ⇨ épaisseur diminue).

1.5.1 Principe de l'essai

L'indice CBR est déterminé pour des sols à vocation routière de manière empirique. Après avoir compacté le matériau dans les conditions de l'essai Proctor modifié, en immersion pendant 4 jours dans l'eau, le matériau à étudier est placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau; on applique ensuite une charge voisine de la charge

de service, puis on le poinçonne par un piston tout en mesurant les efforts et déplacements resultants.

1.5.2 Matériels nécessaires :

- Moule CBR,
- Dame Proctor modifié,
- Disque d'espacement,
- Règle à araser,
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau,
- Tamis 20 mm
- Eprouvette graduée 150 ml environ,
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau),
- Balance,
- Etuve 105°C ± 5° C (teneur en eau),
- Poinçonneuse CBR (piston de section 19,3 cm3 ; vitesse d'enfoncement 1,27 mm/min ; force maxi 50 KN)
- Disque de surcharge (au moins 2 disques ou encore 4 demi disques),
- Disque de papier filtre (en fond de moule CBR pour éviter le départ des fines du sol).

1.5.3 Mode opératoire

a) Préparation des échantillons

Le compactage devant être fait dans les conditions de l'essai Proctor modifié, il faut réaliser l'essai pour pouvoir connaître la teneur en eau optimale et la densité apparente sèche maximale.

On fait tamiser 5 kg de matériau dans un tamis de 20 mm (tamisage), On ajoute la quantité d'eau nécessaire pour obtenir un matériau à une teneur en eau égale à w_{opm}. Suivant le processus de l'essai (moule CBR, dame lourd, 5couches, 56 coups par couche)
Araser. Et Retourner le moule pour fixer sur la plaque de base, l'extrémité qui était en haut (mettre une feuille de papier filtre). Enlever la plaque de base et ôter le disque d'espacement. Peser le moule + la plaque de base + le contenu.

Après avoir pesé l'ensemble moule + plaque de base+ échantillon compacté, on place alors successivement un disque de papier filtre, un disque perforé de mesure du gonflement, et une charge constituée par des disques annulaires de 2,265 Kg, On met le tout dans un bac

rempli d'eau, la plaque de base étant un peu écartée du fond pour permettre le passage de l'eau. Un comparateur tenu par un trépied placé sur le moule mesurera les variations de hauteur de l'échantillon. On remplit d'eau et l'on note la lecture de la mesure donnée par le comparateur au début de l'essai. A la fin d'une opération d'imbibition, on note le gonflement.

b) Poinçonnement

On utilise une presse qui est munie d'un piston de poinçonnement de diamètre 4,96 cm (section 19,3 cm2), et qui est pourvue d'un contrôleur de cadence ainsi que d'un comparateur permettant de suivre les enfoncements au 1/100 ^{ième} de mm près.

On place l'échantillon sur le plateau, bien axé sur le piston de poinçonnement. Les charges annulaires sont remises en place (leur trou central laisse le passage au piston de poinçonnement).

On amène la tige au contact du sol et quand l'aiguille dynamométrique de la presse commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro.

Puis la presse est actionnée à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1,27 mm/min, le mouvement étant régulé, soit de manière automatique, soit en suivant le cadence-mètre de la machine.

On effectue simultanément les mesures de l'enfoncement et de la force exercée (sans arrêter le poinçonnement).

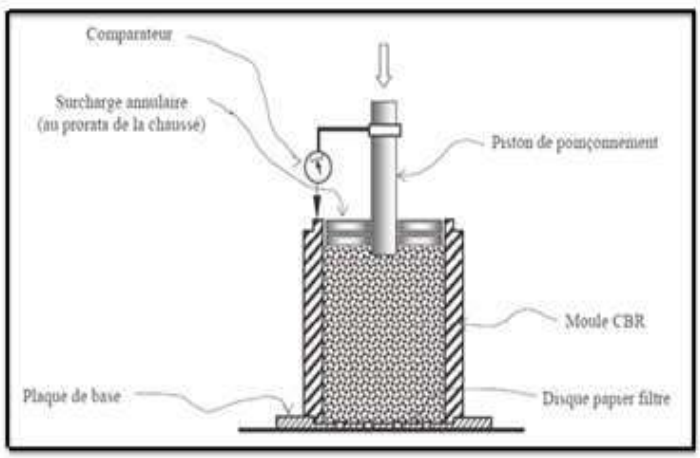


Figure 1.22 : Poinçonnement de l'essai CBR.

L'essai CBR a été mené en compactant selon la teneur en eau égale à 5,6 % de la densité sèche obtenue lors de l'essai de Proctor modifié.

Les valeurs CBR ont été obtenus, on traçant une courbe pression (KN/cm²) par l'enfoncement (mm) de 10 c/c, 25 c/c, 56 c/c.

Les résultats obtenus pour notre essai sont présentés sur la Figure I.23, 24,25 .

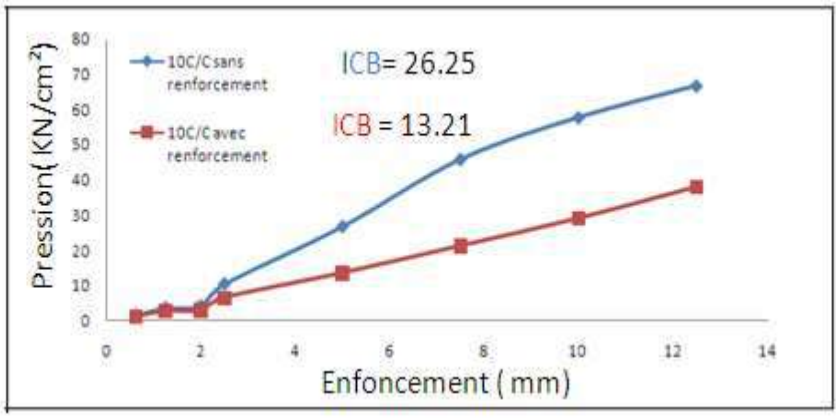


Figure 1.23 : Courbe 10c /c pression / enfoncement.

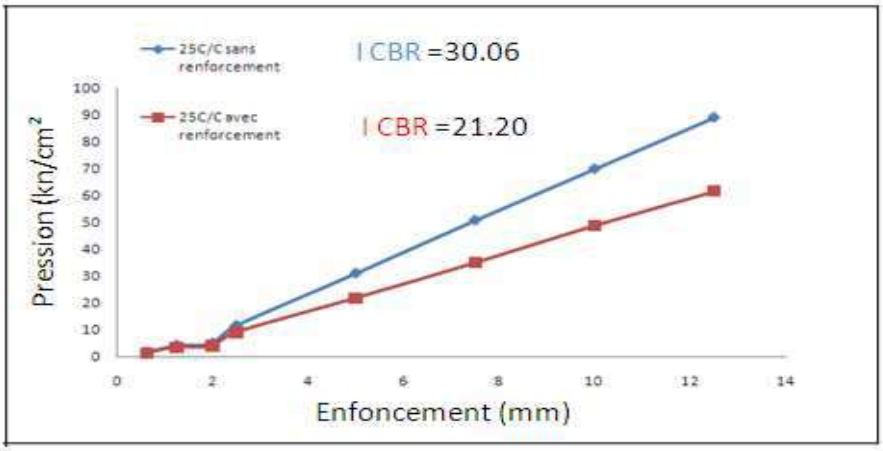


Figure 1.24 : Courbe 25 c/c pression / enfoncement.

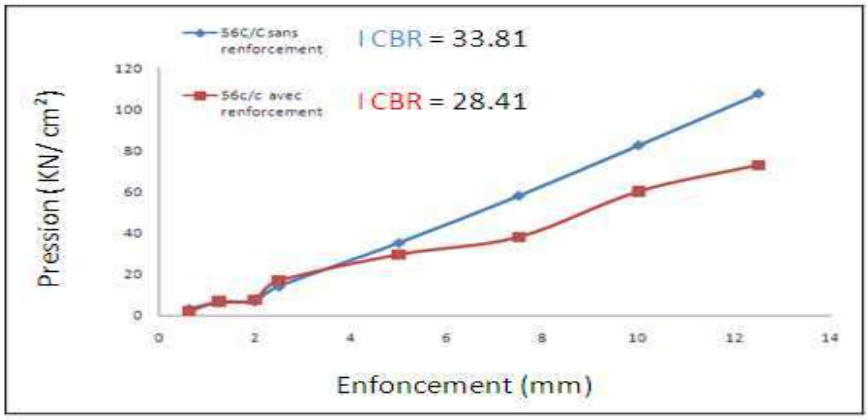


Figure 1.25 Courbe 56 c/c pression / enfoncement.

Les courbes obtenues pour des éprouvettes témoins et celles pour des éprouvettes avec intercalation de géotextiles (matériau renforcé) ont été tracé sur le même graphe pour facilité la comparaison. La pression de pénétration pour 2,5 mm et 5 mm sont obtenus à partir de la courbe ci-dessous de la figure n°23, 24,25.

L'ICBR correspondant est calculé en divisant la pression de pénétration pour 2,5 mm par 0,7 et 2 mm par 1,05 et la valeur désirée est choisi en tant que plus grand de valeur calculée.

$$ICBR = \max (P(2.5) / 0.7 ; P(5) / 1.05).$$

Les courbes de pression obtenue à partir des essais de CBR pour les sols non renforcés et renforcés par le géotextile sont montrées sur la figure I.23, 24,25.

Le comportement des matériaux renforcés à la pénétration est normalement conditionné par le paramètre « friction sol – géotextile ». L'observation des courbes montre que l'indice CBR avec renforcement est diminué par rapport à celui sans renforcement ; ceci est éventuellement causé par le faible frottement mobilisé pour le sol en question, qui est constitué d'un pourcentage élevé en gros grains, empêchant ainsi un frottement sol – géotextile plus ou moins parfait.

CHAPITRE 2:

RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS

CHAPITRE 2 :
RÉSULTATS ET INTERPRÉTATIONS

2.1. Analyse des résultats

2.1.1 Modes de rupture des échantillons

a) Remblai non renforcé

Nous avons constaté que l'échantillon au cours de l'essai se déforme et sa déformation est plus visible au milieu de l'échantillon ; elle se traduit par un gonflement uniforme sur le pourtour de l'échantillon.et c'est toujours le même cas pour tous les essais ultérieurs.

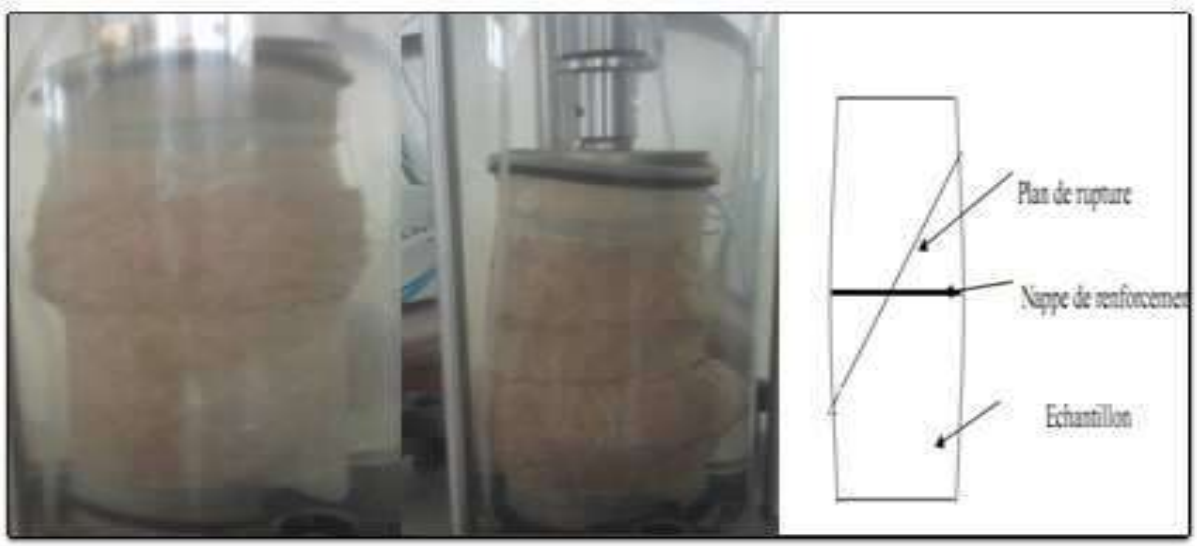
À la rupture, on remarque un plan de cisaillement incliné, très net qui traverse l'échantillon.



Figure 2.1: Déformation de remblai non renforcé.

b) Remblai renforcé par une nappe de géotextile

Nous avons constaté que l'échantillon, au cours de l'essai, se déforme et sa déformation est visible a la partie supérieure mais peu apparente à la partie inférieure. Par contre, pour le deuxième essai (2 bars), le gonflement concerne plus la partie inférieure.



(1 bar) (2bar)

Figure 2.2 : Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par une nappe de géotextile**.**

c) Remblai renforcé par deux nappes de géotextile.

Nous avons constaté que l'échantillon, au cours de l'essai, se déforme et sa déformation est visible au milieu de l'échantillon ; elle se traduit par un gonflement uniforme entre les deux nappes.



(1 bar) (2bar) (3bar)

Figure 2.3 : Représentation du plan de rupture dans un échantillon renforcé par deux nappes de géotextile.

2.1.2 Evolution de contrainte de cisaillement en fonction de contrainte normale

D'après l'essai non consolidé non drainé (UU) sur un échantillon non saturé ; on peut déterminer l'angle de frottement et la cohésion. Cette courbe est représentée par le critère de Mohr :

$$\tau = \sigma \tan\varphi + c \qquad (07)$$

a) Remblai non renforcé :

On remarque d'après la courbe que la rupture représente une droite de la forme :

$$A = Bx + C \qquad (08)$$

En comparant avec le critère de Mohr, on trouve que :

- La cohésion : C = 49,9 kPa = 0,499 bars ;
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 37°$.

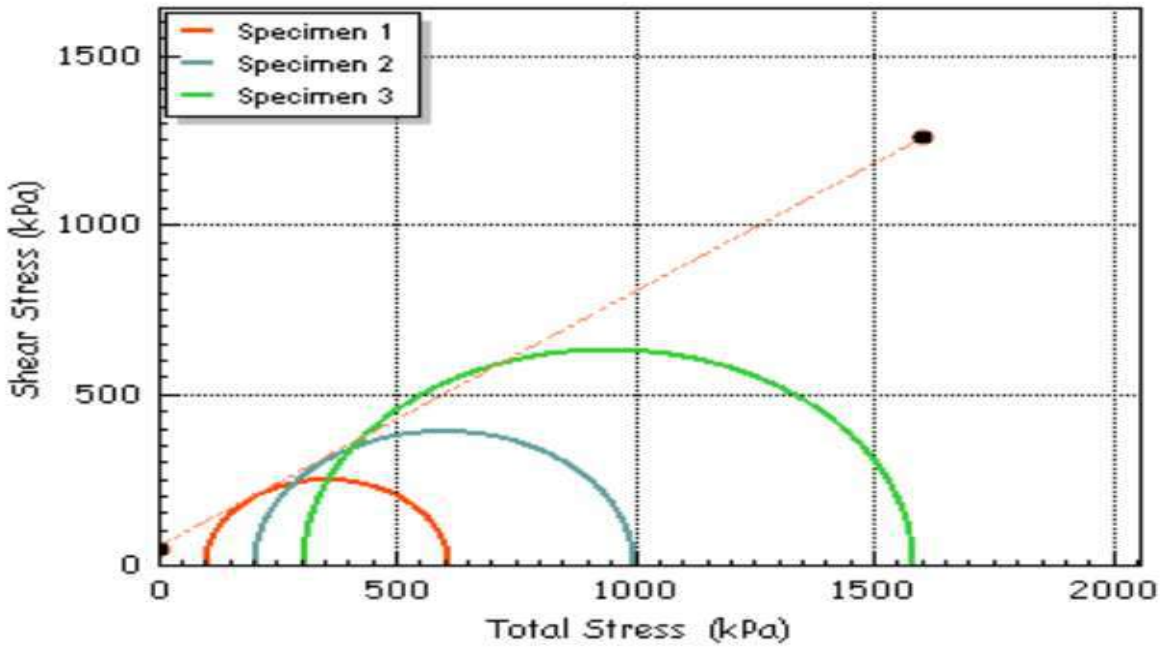


Figure 2.4 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ de remblai non renforcé.

b) Remblai renforcé par une nappe de géotextile.

On remarque d'après la courbe que la rupture représente une droite de la forme :

$$A = Bx + C ; \qquad (09)$$

En comparant avec le critère de Mohr, on trouve que :

- La cohésion : C = 58,8 kPa = 0,588 bars
- L'angle de frottement interne : $\varphi = 42.1°$

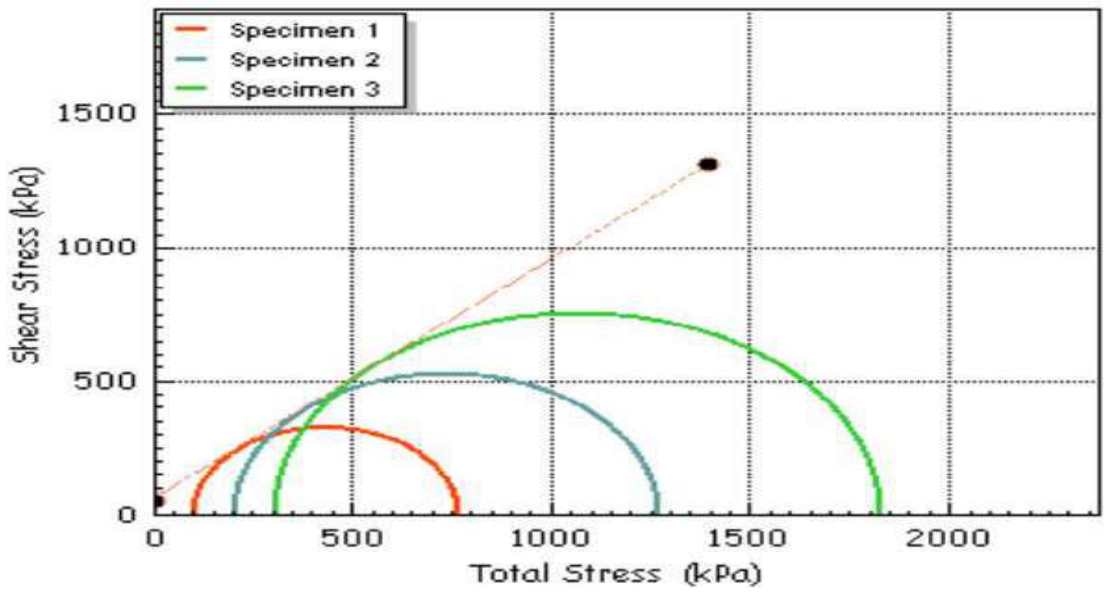


Figure 2.5 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ *de* remblai renforcé par une nappe de géotextile.

c) Remblai renforcé par deux nappes de géotextile.

On remarque d'après la courbe que la rupture représente une droite de la forme :

$$A = Bx + C ; \qquad (10)$$

En comparant avec le critère de Mohr, on trouve que :

- La cohésion : C = 96,2 kPa = 0,962 bars .
- L'angle de frottement interne : φ = 42.2°.

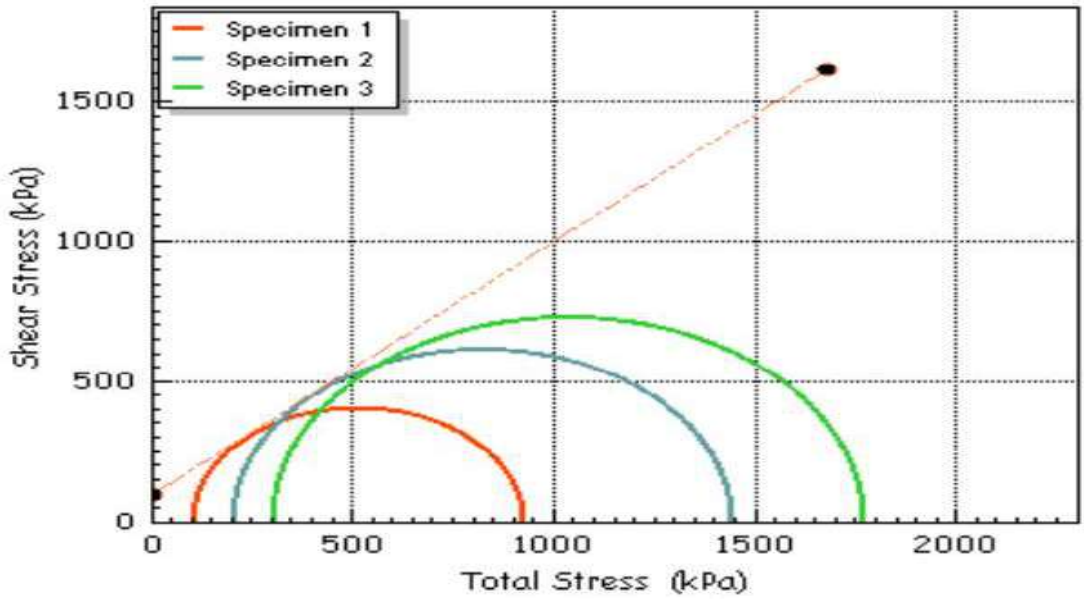


Figure 2.6 : Courbe intrinsèque $\tau = \sigma \tan\varphi + c$ *de* remblai renforcé par deux nappes de géotextile.

2.1.3 Evolution du déviateur de contrainte en fonction des déformations.

a) Remblai non renforcé

On observe dans la courbe déviateur / déformation avec σ3 = 3 bar que les valeurs de déviateurs augmentent progressivement par rapport aux déformations jusqu'à une valeur de σ1 - σ3 = 1280.29 kpa (12.80 bars).

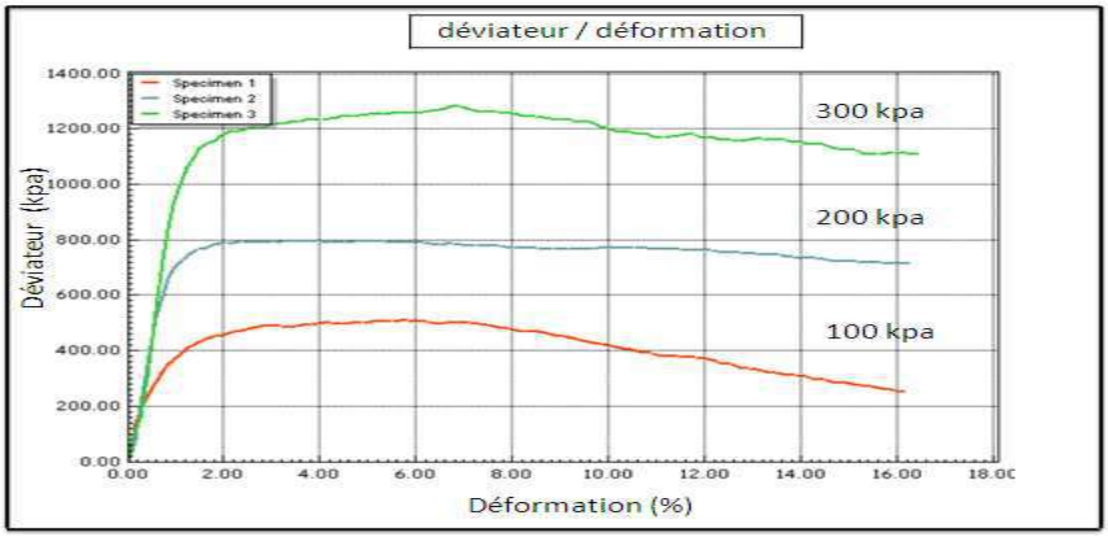


Figure 2.7 : Courbe déviateur / déformation de remblai non renforcé.

b) Remblai renforcé par une nappe de géotextile.

La courbe déviateur / déformation avec σ3 = 300 kPa montre que les valeurs de déviateurs augmentent progressivement par rapport aux déformations jusqu'à une valeur de (σ1 - σ3) = 1525,39 kPa (15,25 bars).

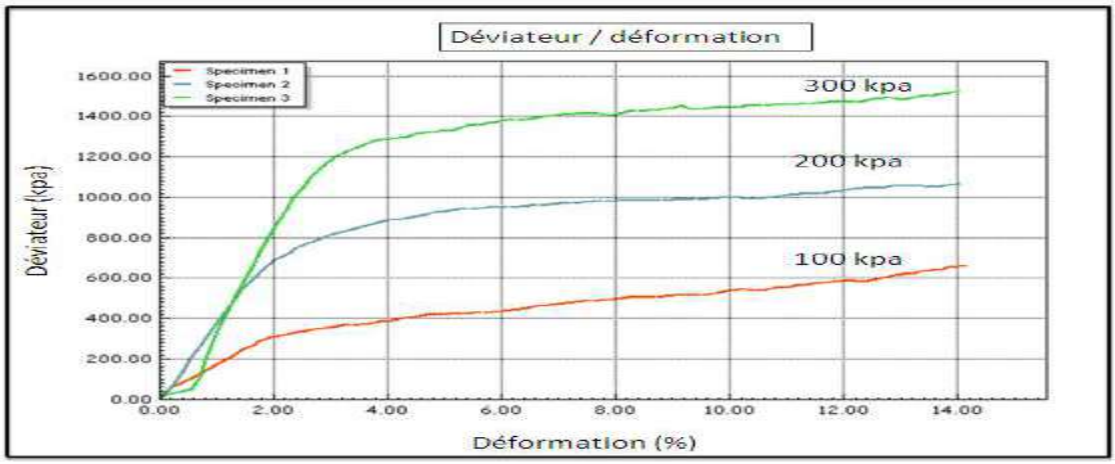


Figure 2.8 : Courbe déviateur / déformation de remblai renforcé par une nappe de géotextile.

c) Remblai renforcé par deux nappes de géotextile.

La courbe déviateur / déformation avec $\sigma 3$ = 300 kPa montre que les valeurs de déviateurs augmentent progressivement par rapport aux déformations jusqu'à une valeur de :

($\sigma 1$ - $\sigma 3$) = 1468,61 kPa (14,68 bars).

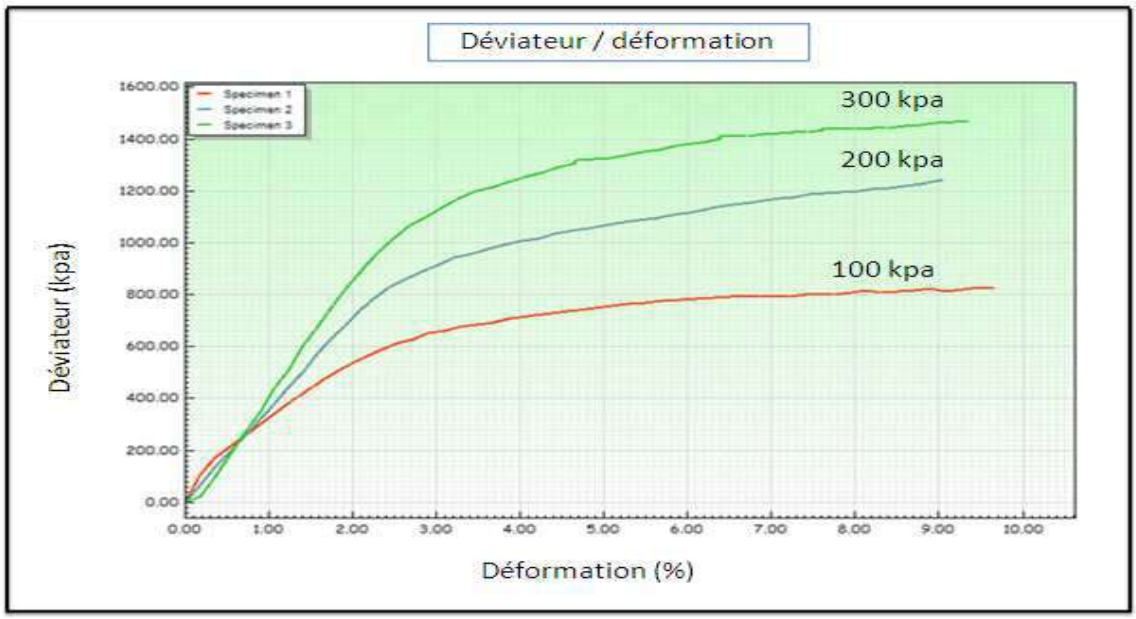


Figure 2.9 : Courbe déviateur/ déformation de remblai par deux nappes de géotextile.

2.1.4 La variation de la cohésion en fonction du type de renforcement.

On constate que l'évolution de la courbe « nombre de renforcement/cohésion » est une droite qui ne passe pas par l'origine, et nous remarquons que chaque fois que nous ajoutons un renforcement, la cohésion augmente uniformément par la formule suivante :

$$C_N = N \, tg\alpha + C_0$$

- N : nombre de renforcement.
- CN : cohésion correspond à N nombre de renforcement.
- α : l'angle d'inclinaison de la courbe.

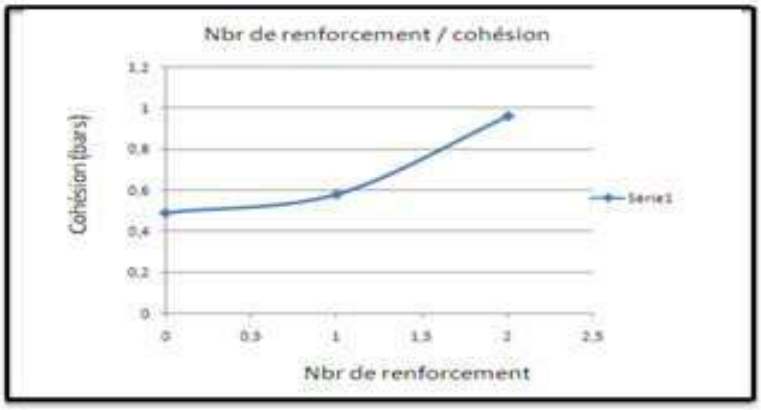


Figure 2.10 : Courbe Cohésion/Nbr de renforcement.

2.2 Interprétation des résultats

Nous présentons, dans les tableaux suivant toutes les valeurs des caractéristiques mécaniques (c et φ), obtenus a partir des essais de cisaillement effectués sur le remblai : remblai seul sans renforcement et remblai renforcé par le géotextile.

2.2.1 Exposé de l'ensemble des résultats obtenus

Tableau n°13 : Caractéristique mécanique du remblai**.**

Caractéristique de remblai	Remblai non renforcé	Remblai renforcé avec une nappe	Remblai renforcé avec deux nappes
Angle de frottement "φ"	37 °	42.1°	42.2°
Cohésion « C »	0.499	0.588	0.962

On note une augmentation de la cohésion qui passe de c = 0.499bars dans un remblai non renforcé à une cohésion c = 0.588 bars dans un remblai renforcé par une nappe et une cohésion de 0.962 dans un remblai renforcé par deux nappes.

Par contre l'angle de frottement n'a subi qu'une de très petites variations dans les essais renforcé et peut être considère comme étant constant.

2.2.2 Récapitulatif des variations des caractéristiques

Tableau n° 14 : Récapitulatif des résultats de renforcement.

Variation de c et φ / Remblai	Δφ / φ (%)	Δc (KPa)
Remblai renforcé par une nappe / remblai non renforcé	13.78	17.83
Remblai renforcé par deux nappes / remblais non renforcé	14.05	92.78
Remblai renforcé par une nappe / remblai renforcé par deux nappes	0.23	63.60

Nous remarquons d'après les résultats obtenus que les variations de la cohésion dans le remblai renforcé par deux nappes est plus important que celui dans le sol renforcé par une nappe de géotextile**.** Cette augmentation diffère selon le nombre de géotextile.

A partie des résultats que nous avons exposé, nous remarquons que le pourcentage des variations de l'angle de frottement dans le remblai renforcé par deux nappes a augmenté .cette augmentation diffère selon le nombre des nappes de géotextile.

Donc plus que le nombre des nappes augmente, la surface de contacte remblai-géotextile augmente et par conséquent le frottement remblai- géotextile augmente.

Conclusion

Les études menées sur les échantillons de remblai renforcé par des nappes géosynthétiques, disposées horizontalement, ont montré que ce type de renforcement améliore les caractéristiques intrinsèques du remblai, en particulier l'angle de frottement et la cohésion, et augmente sa résistance à la rupture**.**

CHAPITRE 3:

ETUDE DE CAS.

CHAPITRE 3 : ETUDE DE CAS.

Introduction

Notre étude de cas consiste en l'analyse de la stabilité d'un talus renforcé par géotextiles ; ce travail a été proposé par AFITEX-ALGERIE, rentrant dans le cadre d'un projet en cours de réalisation « **Extension de capacité de la route nationale « RN n°64 / PK 52+800** », réalisé dans la willaya de « Médéa ».

L'analyse de la stabilité a pour but de déterminer les coefficients de sécurité en utilisant le logiciel « TALREN 4 » ; la méthode incorporée dans le programme est celle de Bishop. Une étude comparative a été en outre menée, en utilisant le logiciel de calcul des talus renforcés ou non « Slide 6.0 »

3.1 Calcul par le logiciel « Talren 4 »

3.1.1 Présentation du logiciel TALREN 4

Le logiciel « TALREN 4 » consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés en donnant le cercle correspondant au coefficient de sécurité minimal

($F_S \geq 1{,}3$).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des déférentes sections de la pente, selon plusieurs méthodes classiques et numériques selon des surfaces de ruptures circulaires et non-circulaires.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges…etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers l'amont.

Le logiciel « TALREN 4 » constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97. Il représente une nouvelle version, très convivial, fonctionnant sous Windows® ; les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN remarqueront la simplicité de son emploi.

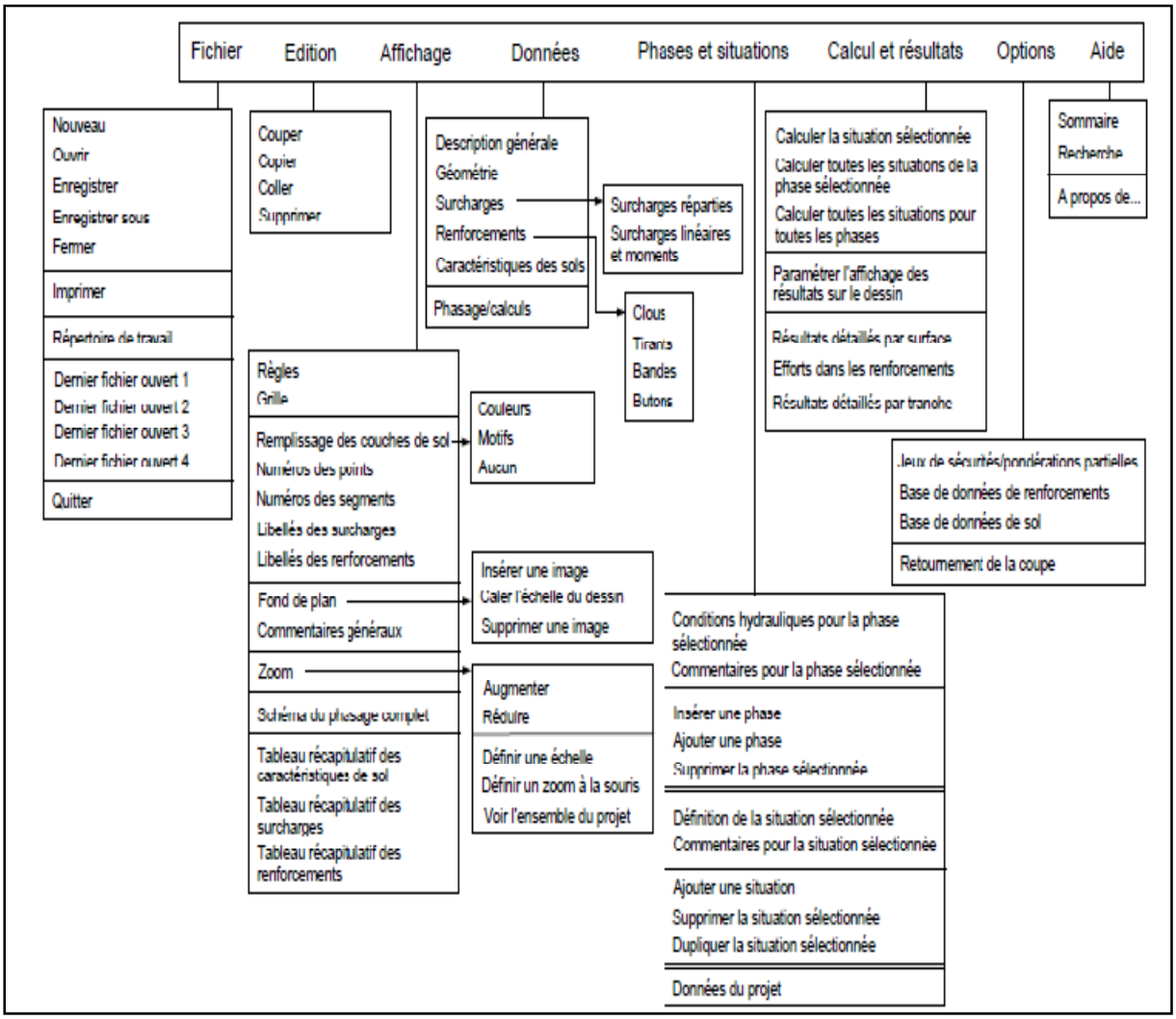
Les principales caractéristiques ainsi que le détail des fonctionnalités disponibles de TALREN 4 sont abordées ultérieurement.

❖ **Le menu principal**

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure VII .1, comporte les rubriques principales suivantes :

- ✓ Fichier :
- ✓ Edition :
- ✓ Affichage :
- ✓ Données :
- ✓ Phases et situations :
- ✓ Calcul et résultats :
- ✓ Options :
- ✓ Aide.

Figure 3.1 : Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.



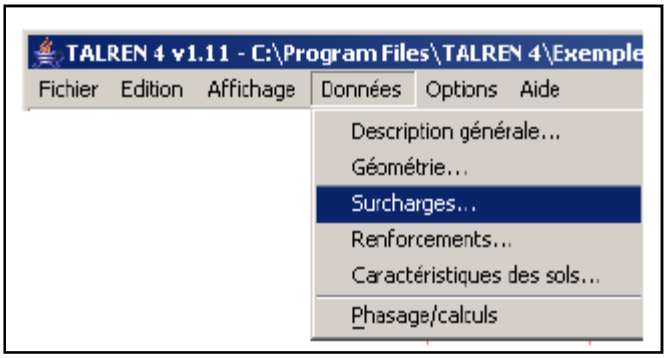


Figure 3.2 : Le menu de données.

❖ **La barre de boutons principale**



Figure3.3 : La barre de boutons principale

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- ✓ Nouveau fichier ;
- ✓ Ouvrir un fichier ;
- ✓ Enregistrer un fichier ;
- ✓ Imprimer ;
- ✓ Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur ;
- ✓ Zoom avant ;
- ✓ Zoom arrière ;
- ✓ Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
- ✓ Capture d'écran ;
- ✓ Commentaires généraux ;

❖ **Barre de boutons contextuelle "Données du projet"**



Figure 3.4 : La barre de boutons contextuelle "Données".

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- ✓ Outil "Sélection" ;
- ✓ Description générale du projet ;
- ✓ Dessin de lignes géométriques ;
- ✓ Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- ✓ Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons) ;
- ✓ Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ✓ Basculement en mode "Phasage/Calculs".

❖ **Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"**

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats" :



Figure3 .5 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- ✓ Basculement en mode "Données" ;
- ✓ Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ✓ Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ✓ Calcul de la situation sélectionnée ;
- ✓ Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;
- ✓ Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- ✓ Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- ✓ Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- ✓ Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- ✓ Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

3.1.2. Calcul et Vérification

❖ **Hypothèses de calcul**

Plusieurs facteurs on été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme la variation du niveau de la nappe, la chaussée, la surcharge du trafic routier, le séisme et en fin le renforcement du talus.

✓ **Actions du séisme**

D'après le document RPA90 modifié en 2003, la zone étudier est classée comme zone II, et l'ouvrage peut être classé comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2).

Alors on peut facilement tirer le coefficient d'accélération de la zone comme suit:

Zone II
Groupe 2 ⇨ A = 0.25g.

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.25g.

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale

$K_h = 0.5A\ (\%),\ K_v = 0.3K_h\ (\%)$. (RPA 99 – 2003).

L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont ah /g= ± 0,125 pour la composante horizontale et av /g= ±0,0375 pour la composante verticale.

- ✓ **Le trafic routier**

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi-remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 KPA.

3.1.3 Calculs à l'aide du logiciel « TALREN4 »

Deux cas de figures ont été traités : cas sans stabilisation et un autre cas avec renforcement. Le renforcement dans ce site est constitué de remblai formé de matériaux noble (TVO) renforcé par des géotextiles disposés sous forme de nappes espacées de 0.80 m.

Le calcul est fait selon les deux cas suivants :

- Etat actuel du site ;
- Site après confortement.

Le coefficient de sécurité pour cette méthode est égal à 1,3.

Les caractéristiques géotechniques utilisées dans les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Caractéristiques des couches.

Nom de la couche	Épaisseur moyenne (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	φ(°)	c (kPa)
Couches du terrain				
Argile marron	4,50	20,00	6	50
Argile rougeâtre	2,00	20,00	8	60
Limon argileux	4,50	21.00	19	157
Sable limoneux	1,30	20,00	17	100
Argile marneuse	-	20,00	10	200

Le remblai utilisé a une cohésion de 5 kPa, un angle de frottement de 35° et un poids volumique de 18 kN/m^3. Les géotextiles ont une résistance à la traction de 150 kN/ml.

3.1.4 Résultats

- **Talus sans renforcement**

Pour le cas de talus naturel (sans renfort) présenté sur la figure 3.6, donne un coefficient de sécurité Fs = 1,05.

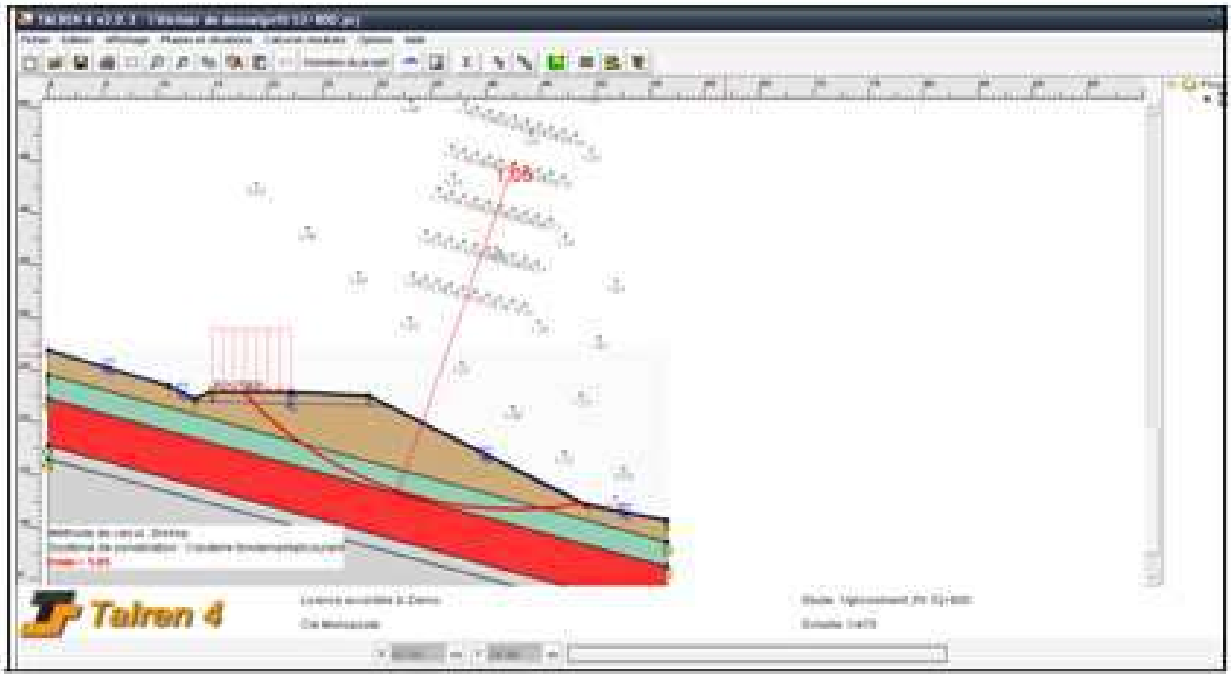


Figure3.6 : Talus sans renforcement.

❖ **Avec renforcement**

Pour le cas de talus avec renforcement, présenté sur la figure3.7, donne un coefficient de sécurité Fs = 1,58, montrant ainsi une nette amélioration de la stabilité (F_S).

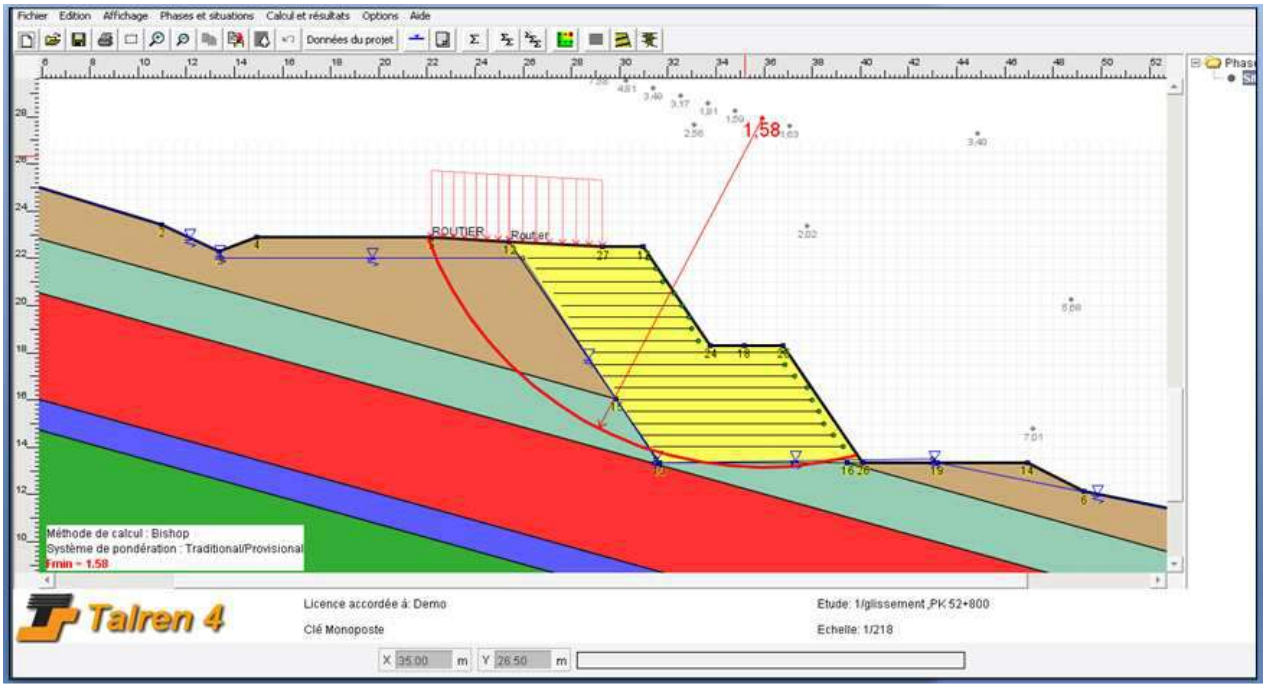


Figure3.7 : talus avec renforcement.

3.2 Calculs à l'aide du logiciel « Slide 6.0 »

A titre comparative avec le logiciel « Talren 4 », une combinaison de six (06) cas du même talus, traité plus haut son considérés, maniant cette fois-ci le logiciel « Slide 6.0 ». Les valeurs du coefficient de sécurité « FS » peuvent être lues directement sur les figures résultats (figure 3.10 ; 3.11 ; 3.12 ; 3.13) Pour le cas de talus avec renforcement, présenté sur la figure 3.9 , donne Fs = 1,58, montrant ainsi une nette amélioration de la stabilité (F_S).

❖ **Sans renforcement (hauteur remblai = 5m)**

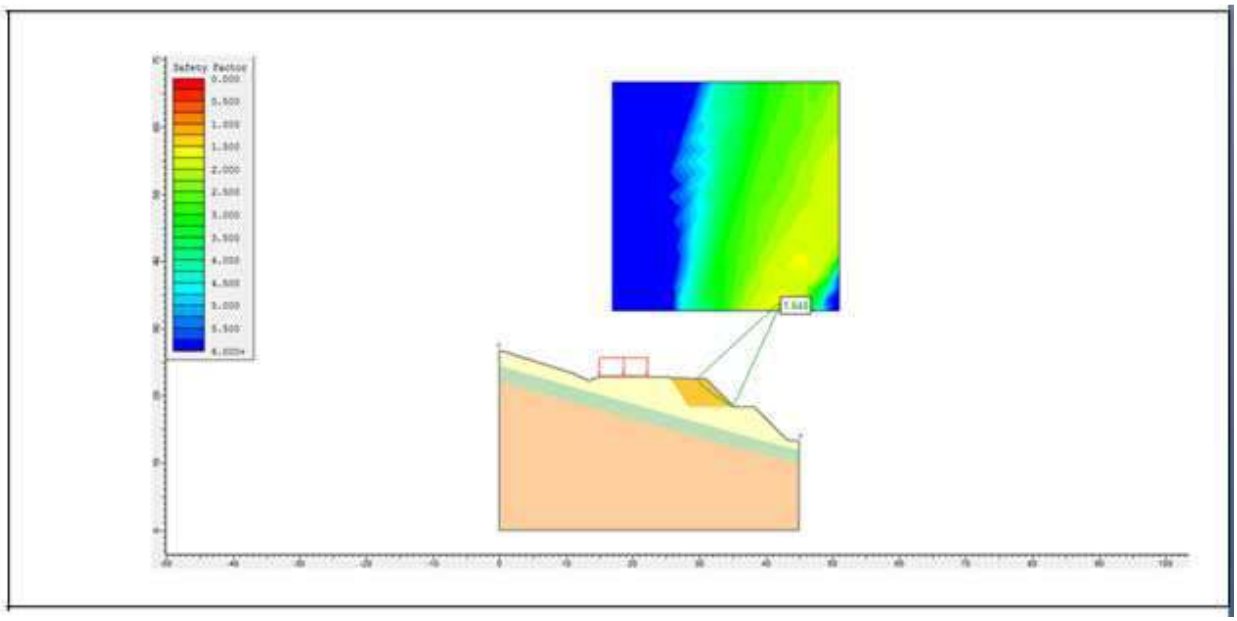


Figure3.8 : talus sans renforcement.

❖ **Sans renforcement (Hauteur remblai = 10m)**

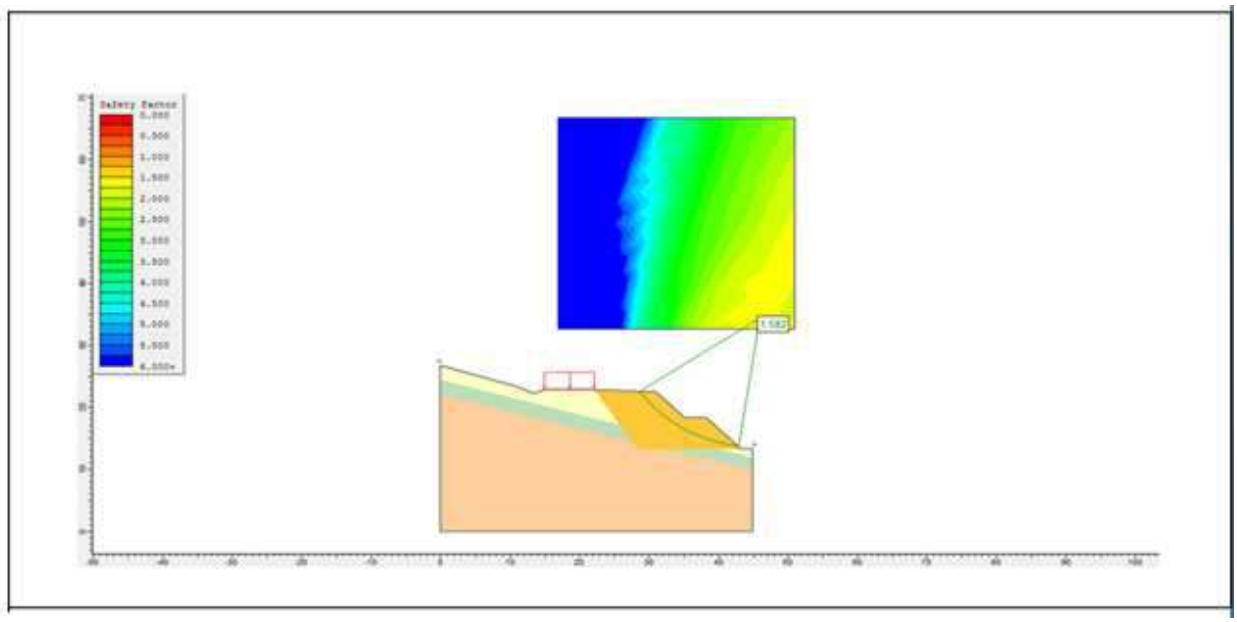


Figure3.9 : talus sans renforcement Hauteur remblai = 10m.

❖ **avec renforcement (hauteur remblai = 5m)**

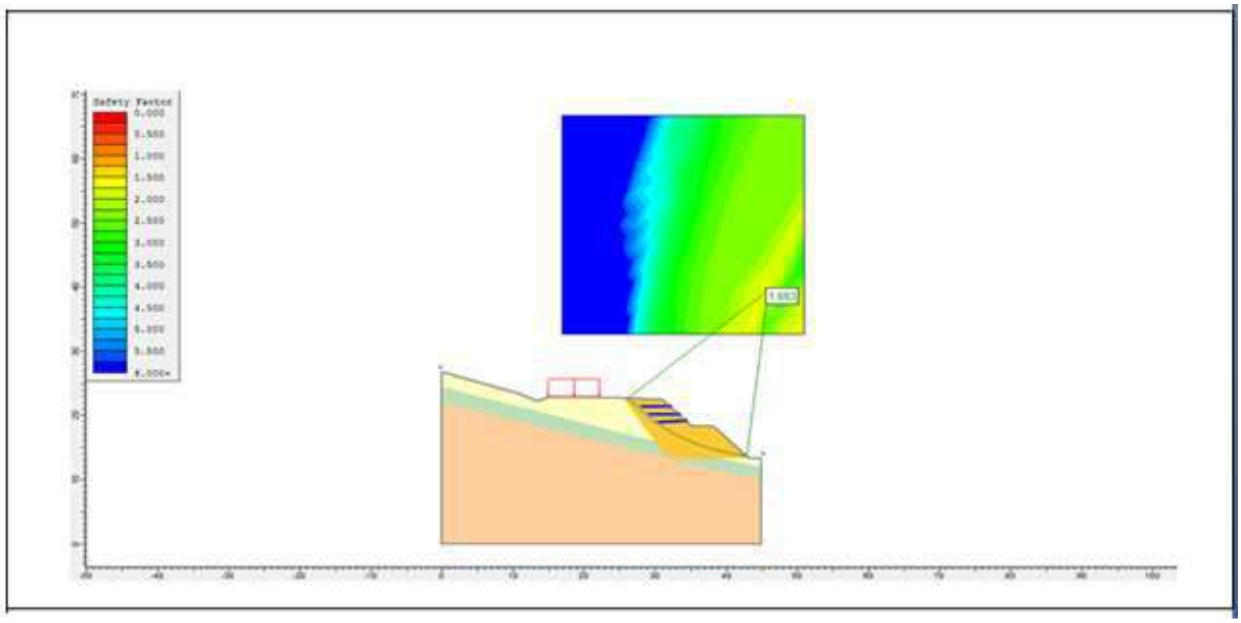


Figure3.10 : talus avec renforcement hauteur remblai = 5m.

❖ **Avec renforcement (hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m)**

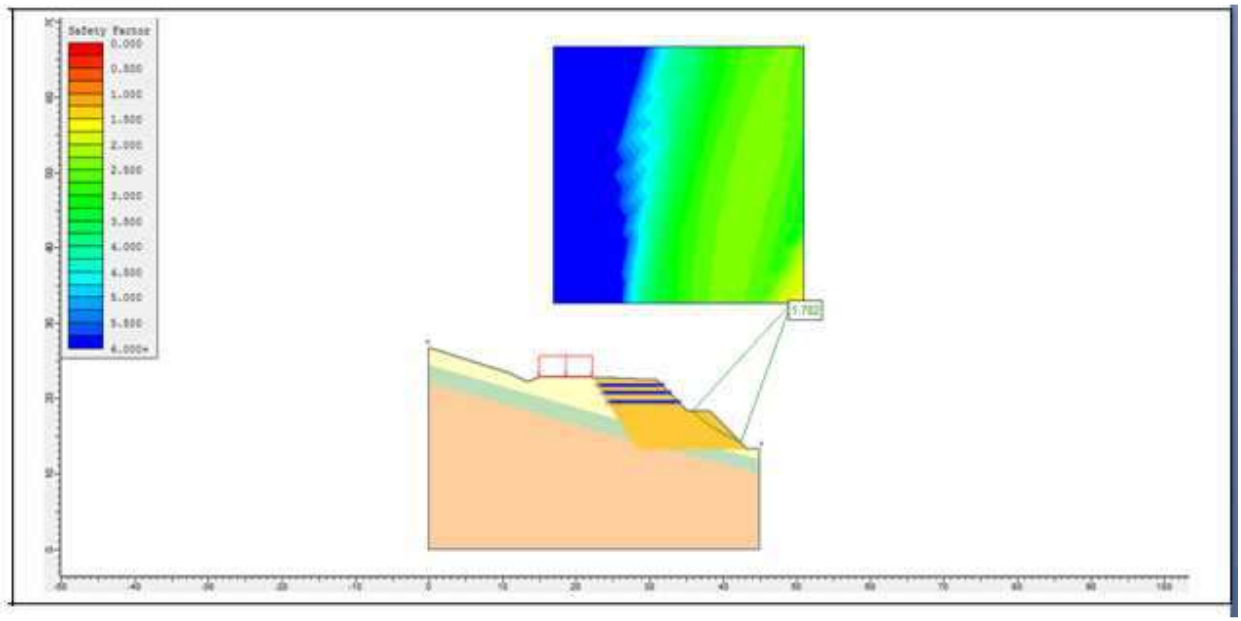


Figure3.11 : Avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m.

❖ **avec renforcement (hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 5m)**

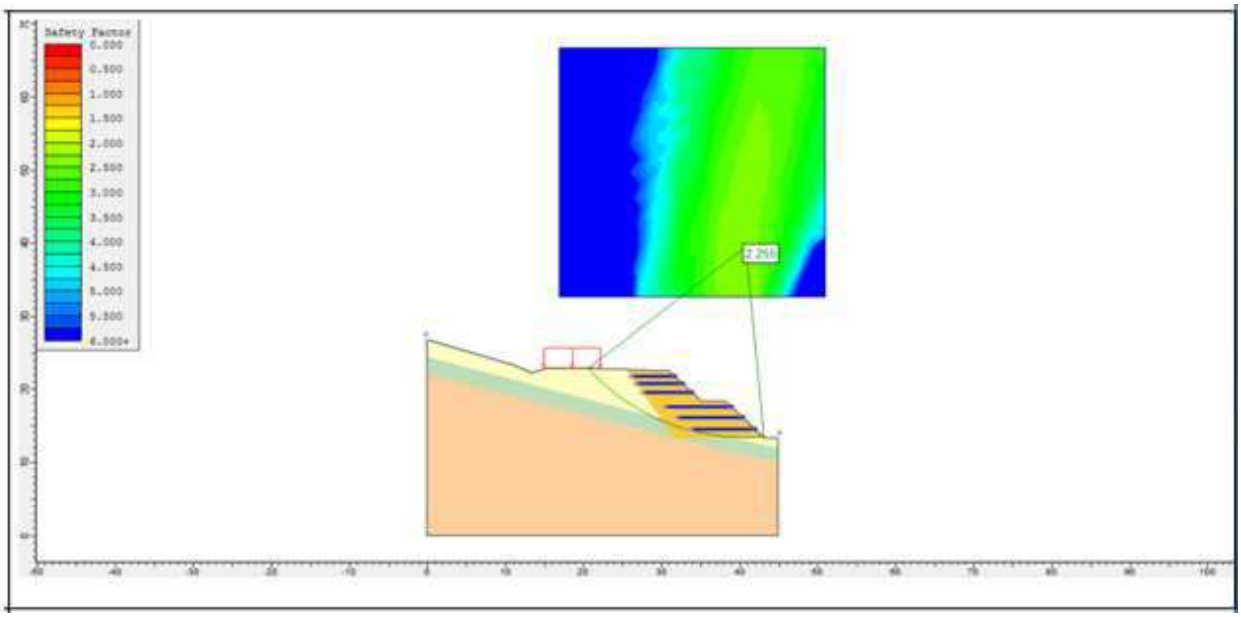


Figure3.12 : talus avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 5m.

❖ **avec renforcement (hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m)**

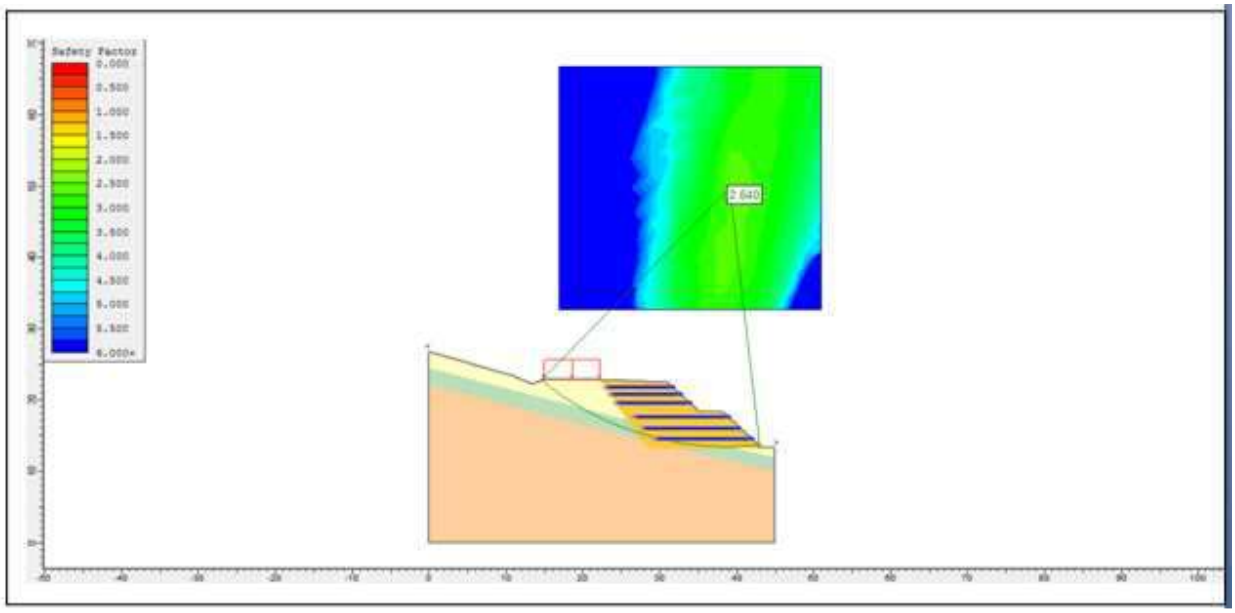


Figure3.13 : talus avec renforcement hauteur remblai = 10m ; longueur renfort = 7m.

Conclusion

Le coefficient de sécurité minimum pour le site à son état actuel est inférieur à 1,30 (environ 1,05), ce qui représente un risque prononcé d'instabilité et de glissement.

La solution proposée qui consiste en la substitution de la couche à faible résistance épaisse de dix (10) mètres par un remblai renforcé par des nappes de géotextiles a conduit à une nette amélioration du coefficient de sécurité au glissement, qui dépasse la valeur de 1,30 (environ 1,58). Les résultats de « Slide 6.0 », semblant plus optimistes, sont obtenus par un tâtonnement à travers la proposition d'une diversité de variantes de renforcement du talus considérée dans la présente étude.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre travail consiste en l'étude de la possibilité d'améliorer la stabilité d'un talus routier, en utilisant des inclusions géosynthétiques de renforcement. L'estimation de cette amélioration a été possible en utilisant le logiciel « talrean 4 » et « Slide »

Les nappes de géotextile inclus dans le talus reconstitué s'avèrent de grande influence sur la stabilité de ce dernier. Elle est fonction des espacements des nappes et d'autant plus prononcée lorsque leur espacement est réduit. Par conséquent, le géotextile est un moyen efficace de renforcement pour l'amélioration des remblais utilisés dans le domaine de la construction.

Les résultats de caractérisation des matériaux utilisés, à travers la compagne expérimentale réalisée préalablement au laboratoire « CTTP » nous on permit de déduire les principaux points suivant :

- L'inclusion d'une nappe de géotextile dans un remblai, dans le but de le renforcer améliore les caractéristiques mécaniques, de cisaillement « C » et « φ ».
- L'étude expérimentale a montré que la valeur de l'angle de frottement et la cohésion augmente en fonction de nappe de géotextile (nombre, position, …) incorporées dans l'échantillon de remblai.
- L'augmentation de ces caractéristiques mécaniques des remblais conduit évidement à l'amélioration du comportement de ces matériaux, entre autre leur capacité portante et leur stabilité vis-à-vis des glissements.

Nous recommandons dans le cadre de continuité du travail réalisé de conformer nos résultats, avec d'autre logiciels basés sur l'analyse élément finis ; introduire dans l'analyse, au futur les paramètres non considérés dans la présente étude, comme l'état de rugosité du géotextile, etc., en menant d'autres essais sur différents types de géotextile.

Il serait intéressant d'étudier le renforcement de même remblai par le même géotextile en considérant l'orientation quelconque dans l'espace du remblai.

Les concepts de la terre armée adoptés dans la présente étude s'avère intéressante et d'actualité pour traiter les problèmes d'amélioration des sols, pour leur éventuelle utilisation, sachant que ces dernières années on est confronté à des déficits de terrains de constructions.

Références Bibliographies

[1] AZZINE mohamed et ALI sahirou (2006), « Application des matériaux géosynthétiques dans le renforcement des chaussées » thèse de PFE encadré par Mr Abdessemed.

[2] BOUDEMA Ibrahim et FARIK Ali (2009), « Stabilité des remblais de grande hauteur renforcé par géosynthétiques ». Mémoire de magister ENP.

[3] LARBI mohamed (2007), « effet de renforcement par le géotextile sur les caractéristique mécanique du sol a partir de l'essai triaxial ». Mémoire de magister.

[4] LEFLAIVE (1986) « Géotextile et Géomembranes », revue française de géotechnique.

[5] Mamen Belgacem (2010) « Etude par EF de la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par géogrilles ». Mémoire de magister université de batna.

[6] TADJEDDINE mohamed, LATRAOUI mohamed (2011), « Etude et traitement de glissement de terrain » Mémoire de master 2 encadré par
Mr Abed Younes.

[7] ZIGHMI Imane - Bassma (2009) « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées » Mémoire de magister encadré par Mr Bahar Ramdane UMMTO.