REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

Conception et dimensionnement d'un remblai fondé sur Géotubes.

Présenté par

BOUGHAZI Ramzi

MOULESMARA Hcene

Proposé et Dirigé par

Dr. MENAA Lazazi

Promotion Juin 2024

بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à Monsieur Lazazi Menaa, Maître de conférences à l'Université Yahia Farès de Médéa, pour ses précieux conseils et son soutien constant tout au long de la réalisation de ce projet. Ses connaissances approfondies et ses recommandations avisées ont grandement contribué à orienter mes travaux dans la bonne direction et à surmonter les défis rencontrés. Sa patience et son dévouement à offrir de l'aide à chaque étape ont été d'une grande importance pour le succès de ce projet. Je prie Dieu de bénir son savoir et son travail, et de le récompenser pour tout ce qu'il a fait pour moi et pour tous ses étudiants.

ملخص:

هناك العديد من المشاكل المرتبطة بالبنية التحتية للطرقات. لتجنب هذه المشاكل، من الضروري أن نأخذ في الاعتبار قدرة التحمل والتسوية وعامل الأمان، وذلك باستخدام تقنيات لتحسين نوعية التربة وضمان استقرار أفضل. في هذا السياق، نقترح حلاً يتمثل في استخدام الجيوأنبوب. لاختبار هذا الحل، استندنا إلى تقرير الدراسة الجيوتقنية من مختبر للطريق الممتد بين بني عتلي وبازيز (المقطع 2) على الطريق ، والذي يعاني من مشاكل محددة مثل الانهيارات ، بما في ذلك هبوط -2- عند النقطة الكيلومترية 44+300

الكلمات المفتاحية: رومبلي. الجيو أنبوب. الجيو تكستيل

Résumé :

Il existe plusieurs problèmes liés à l'infrastructure routière. Pour éviter ces problèmes, il est essentiel de prendre en compte la capacité de charge, le nivellement et le coefficient de sécurité en utilisant des techniques pour améliorer la qualité du sol et assurer une stabilité accrue. Dans ce contexte, nous proposons comme solution l'utilisation de géotubes. Pour tester cette solution, nous nous sommes appuyés sur le rapport d'étude géotechnique du laboratoire MEZAAD pour la route entre Beni At t eli et Baziz (section 2) sur la route CW08, qui rencontre des problèmes spécifiques tels que des effondrements et des affaissements, notamment un affaissement n02 à la borne kilométrique 44+300.

Les mots clé : remblai. Géo tuxtile. Géo tube.

Abstract:

There are numerous issues associated with road infrastructure. To mitigate these issues, it is crucial to consider load-bearing capacity, leveling, and safety factors by employing techniques to improve soil quality and ensure greater stability. In this context, we propose a solution involving the use of geotubes. To evaluate this solution, we relied on the geotechnical study report from the MEZAAD laboratory for the road section between Bni Atli and Baziz (section 2) on road CW08, which is experiencing specific problems such as collapses and settlements, including a settlement of -2- at kilometer point 44+300.

Key words: embankment. Geo tuxtile. Geo tube.

Sommaire :

ملخص: 4

Résumé : 5

Abstract: 6

Introduction général: 13

CHAPITRE I : Recherche bibliographique 15

I. 1. Introduction : 15

I .2. Les géotextiles 16

I.2.1 Les fonctions élémentaires : 16

I.2.1.1 La séparation : 16

I.2.1.2 La filtration : 16

I.2.1.3 Le drainage : 17

I.2.1.4 Le renforcement : 17

I.2.1.5 La protection : 18

I.2.1.6 La fonction anti-érosion : 18

I.2.2 Les différents types de géotextiles : 19

I.3 Les Géo cellules: 20

I.3.1 Description : 20

I.4 Les Géo tubes : 20

I.4.1 Description : 20

I.4.2. Principe de confinement : 21

I.4.3. Mise en relief du confinement : 23

I.5 Les remblais : 24

I.5.1. Définition et principe 24

I.5.2 Le remblaiement : 25

I.5.3 Les remblais de grande hauteur : 25

I.5.4 Principe de dimensionnement des remblais : 26

II.6 Le renforcement des remblais 33

II.6.1 Le renforcement des remblais par géogrilles: 33
II.6.2 Le renforcement des remblais par géocellules: 34
II.6.2.1 Incrément de capacité portante Dp1 dû à l'« effet de dispersion de contrainte verticale » : 37
I.6.2.2 Augmentation de la capacité portante Dp2 due à l'« effet de membrane »: 38
I.6.2.3 Capacité portante d'une fondation renforcée par géocellules: 41
II.6.3 Le renforcement des remblais par géotube : 42
CHAPITRE II : Rapport géotechnique 44
II.1. Introduction : 44
II.2. Présentation du Project : 44
II.3. Problèmes et pathologie du projet : 44
II.3.1. Affaissement : 44
II.3.2. Glissement : 45
II.4. Rapport géotechnique : 45
II.4.1. Région. Sismicité : 45
II.5 logiciel plaxis 8.2 48
II.5.1 Définition des donnes 49
II.5.2 Modèle de la modélisation (Mohr-Coulomb) 49
II.5.3 Paramètres de la modélisation 50
II.5.4 Module d'Young 50
II.5.6 Coefficient de poisson 51
II.5.7 Angle de frottement 51
II.5.8 Cohésion 51
II.5.9 Angle de dilatance 51
II.5.10 Coefficient de pression 51
II.6 Simulation : 51
II.6.1. Matériaux de renforcement 55
II.7 Conclusion 56
CHAPITRE III : Modélisation, Simulation et Calculs 58
III.1. Introduction : 58
III.2. Résultats de la simulation. 58
III.2.1 Calcul sans renforcement : 59
II.2.2 Calcul avec renforcement : 60

II.2.2.1 Solution Géo-grilles : 60
II.2.2.2 Renforcement avec géo-cellule: 62
II.2.2.3 Renforcement avec géo-Tube : 64
II.2.2.4 Renforcement avec géo-Tube (couche équivalent) 66
III.2.4. Facteur de securité : 68
III.2.5. Modélisation et calcul du géo-tube : 69
III.2.5.1. Résultats et calculs du géo-tube : 69
III.2.5.2 Calcul de l'enveloppe du géo-tube (Géotextile) : 74
II.3 Vérification de capacité portant : 75
III.4. Discussion des résultats : 77
III.5 Conclusion : 77
CONCLUSION GENERAL 78

Liste de figures :

Chapitre 1

Figure I. 2 : Installation des géocellules dans un chantier. ---------- 20
Figure I. 3: Géotube. ---------- 21
Figure I. 4 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (Contraintes radiales auto générées) 22
Figure I. 5 : Principe de fonctionnement du confinement. (Renforcement des sols par nappes horizontales) ---------- 22
Figure I. 6 : Eprouvettes utilisées. ---------- 23
Figure I. 7: Courbe intrinsèque à l'essai triaxial. ---------- 24
Figure I. 8 : Types de Remblai (ferroviaire, routier). ---------- 25
Figure I. 10 : Construction par couches successives du remblai. ---------- 27
Figure I. 11 : Rupture par poinçonnement. [14] ---------- 29
Figure I. 12 : Rupture rotationnel avec fissuration. [15] ---------- 30
Figure I. 13 : Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage. ---------- 34
Figure I. 14: L'utilisation du géogrille dans le renforcement. [16] ---------- 34
Figure 15 : Effet de dispersion de contrainte verticale du renfoncement par géo-cellule. ---------- 36
Figure I.16: Effet de résistance latérale du renfoncement par géocellule. ---------- 37
Figure I. 17: Effet de membrane du renforcement par géo-cellules. ---------- 37
Figure I. 18 : Modèle de calcul du remblai renforcé par géo-cellule. ---------- 41

Chapitre 2 :

Figure II. 1 affaissement -2-AU PK44+300[13] ---------- 45
Figure II. 2 Glissement-2- AU PK44+600 [13] ---------- 45
Selon la classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissante sont définies (Voir la figure II. 3) : ---------- 46
Figure II. 4: Classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien. ---------- 46
Figure II. 5 : Essais d'identification [13] ---------- 47
Figure II. 6 : Essais de cisaillement rapide à la boite de CASAGRANDE [13] ---------- 47
Figure II. 7: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ---------- 49

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Fig. II. 7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb. [11] ---------- 49
Figure II. 8: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c = 0. ---------- 50
Figure II. 9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb. ---------- 50
Figure II. 10: Solution Géogrilles. ---------- 52
Figure II. 11: Solution Géocellules. ---------- 52
Figure II. 12: Solution géotubes. ---------- 52
Figure II. 13 : Solution géotubes (variante1). ---------- 53
Figure II. 14 : Solution géotubes (variante 2). ---------- 53

Chapitre 3 :

Figure III. 1 : Maillage avant déformation. 59
Figure III. 2 : Tassement de sol sans renforcement. 59
Figure III. 3 Mouvement horizontal de sol sans renforcement 60
Figure III. 4 : Capacité portante sans renforcement. 60
Figure III. 5: Tassement de sol renforcé par géogrilles. 61
Figure III. 6 : Mouvement horizontal de sol renforcé par géogrilles. 61
Figure III. 7 : Capacité portante de sol renforcé par géogrilles. 62
Figure III. 8 : Tassement de sol renforcé par les géocellules. 63
Figure III. 9: Mouvement horizontal de sol renforcé par géocellules. 63
Figure III. 10 : Capacité portante de sol renforcé par géocellules. 64
Figure III. 11 : Le tassement de sol renforcé par les géotubes. 65
Figure III. 12: Tassement de sol renforcé par géotubes. 65
Figure III.13: Capacité portante de sol renforcé par géotubes. 66
Figure III. 14 Tassement de sol renforcé par les géotubes (couche équivalente). 67
Figure III. 15 : Tassement de sol renforcée par géotubes (couche équivalente). 67
Figure III. 16: Capacité portante sol renforcé par géotubes (couche équivalente). 68
Figure III. 17 : Facteur de sécurité sons renforcement. 68
Figure III. 18 : Facteur de sécurité. Renforcement par géotubes. 69
Figure III. 19 : Dimensions de la poutre « Géotube ». 69
Figure III. 20 : Cas de charge. 71
Figure III. 21 : Déformée de la base. 71
Figure III. 22 : Déformée angulaire. 72
Figure III.23: Effort trenchant. 72
Figure III. 24 : Moment fléchissant. 73
Figure III.25: Pression de contacte à la base. 73
Figure III. 26 : Réaction à la base. 73
Figure III. 27 74
Figure III. 28 : Schéma de calcul (vérification de capacité portante). 75

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I. 1 : Résultats de l'essai de cisaillement et au triaxial 24
Tableau I. 2 Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur [GTR] 27

Chapitre II :

Tableau II.1a : résultats des essais de laboratoire [13] 47
Tableau II. 3 :Tableau rrécapitulatif. 54
Tableau II. 4 : caractéristique de géogrille [PES 150] 54
Tableau II. 5 caractéristique de géocellule [12] 54
Tableau II. 6 : caractéristique de géotubes (couche équivalente) [5] 55
Tableau II. 7 : caractéristiques de sable. 55
Tableau II. 8 : Géotextile pour géotube [5]. 55

Chapitre III :

Tableau III.1: Flexural Rigidity Table 70
Tableau III.2 : Prescribed Restraints Table 70
Tableau III. 3 : Concentrated Load Table (Charge concentrée) 70
Tableau III. 4 : Uniformly Distributed Load Table (Charge répartie) 70
Tableau III. 5 récapitulatif des résulta. 77

Liste des symboles :

b_n Largeur de la charge uniformément répartie (*Ps*);

Ec Module de traction du matériau de la géocellule;

h hauteur du remblai;

h_c hauteur du coussin renforcé par géocellules ;

hg hauteur du mur de géocellules ;

$h_0$distance verticale de l'origine des coordonnées indiquée dans la Fig I.18 jusqu'à la surface du remblai ;

Pr charge d'appui due à l'effet de dispersion de la contrainte verticale ;

Prs capacité portante de la fondation renforcée par géocellules;

Ps capacité portante du sol de fondation non traité ;

Ps_0 valeur moyenne de la pression du sol à la base du remblai mesurée par les deux cellules de pression du sol spc1 et spc2 ;

r_n moitié de la longueur de corde de la parabole représentée dans la Fig I.18;

T force de traction de la géocellule ;

y_0 déformation à la surface de la route ;

y_n déformation de la géocellule ;

α angle horizontal de la force de traction T ;

β l'angle représenté dans la Fig I.18;

$\boldsymbol{\delta}$ paramètre de calcul ;

$\boldsymbol{\varepsilon}$ tension de traction du matériau de la géocellule ;

$\boldsymbol{\phi}$ angle de frottement du sol avec la géocellule ;

$\boldsymbol{\varphi}$ angle de résistance au cisaillement entre le sol et le matériau du mur de la géocellule ;

$\boldsymbol{q_c}$ angle de dispersion de la géocellule ;

srésistance au cisaillement entre le mur de la géocellule et le sol qu'il contient ;

$\Delta \boldsymbol{c}$ compression du matériau du remblai sous une charge externe ;

$\Delta \boldsymbol{p}$ incrément total de capacité portante sur le sol de fondation dû à la présence de la géocellule ;

$\Delta \boldsymbol{p_1}$ incrément de capacité portante dû à l'« effet de dispersion de la contrainte verticale » de la géocellule ;

$\Delta \boldsymbol{p_2}$ *incrément* de capacité portante dû à l'« effet de membrane » de la géocellule ;

$\Delta \boldsymbol{s_0}$ enfoncement différentiel maximal à la surface du sol ;

et

$\Delta \boldsymbol{s_n}$ déformation verticale maximale de la géocellule renforcée

Introduction générale

L'utilisation des géosynthétiques est aujourd'hui très répondue dans le domaine du génie civil, en particulier en géotechnique. Les géosynthétiques sont mis en application depuis plus d'une tricennale dans des domaines variés : drainage, filtrage, séparation, renforcement des talus et de chaussées, protection contre l'érosion, …etc.

L'utilisation de géosynthétiques en Algérie reste très limitée malgré le progrès que vient d'avoir notre pays pendant la dernière décennie dans le domaine des travaux publics. L'objectif de ce projet de fin d'étude est d'identifier des solutions peu courantes en Algérie, tels que l'emploi de Géotubes et de Géocellules, et les tester en tant que moyen de renforcement et de confortement des ouvrages en terres.

Le présent mémoire, destiné a l'analyse et le traitement des anomalies apparus dans la chaussée nommée antérieurement (glissement et affaissement), est structuré en trois chapitres : le premier est consacré, pour des notions générales sur les géosynthétiques et les remblais ainsi que leurs renforcements. Le deuxième chapitre présente une description du projet de projet avec un rapport géotechnique relatif au site recevant le projet en question. Enfin et dans le troisième et dernier chapitre, consiste en la modélisation et la simulation et calculs. Le mémoire est commencé par une introduction et chapoté par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

I. 1. Introduction :

Les géosynthétiques (géotextiles) sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

On distingue les géo membranes, employées notamment pour l'étanchéité des ouvrages, et les géotextiles, a vocations géotechniques multiples, telles que le renforcement et la séparation (géotechnique routière, aux ouvrages hydrauliques, la stabilisation des sols, etc. ...). Dans tous ces ouvrages les géotextiles remplissent l'une au moins des six fonctions élémentaires : la séparation, la filtration, le drainage, le renforcement, la protection, la lutte contre l'érosion.

Les géotextiles sont classés selon leur structure, c'est-à-dire en fonction du mode de fabrication qui, à partir de fibres de polymères (principalement du polypropylène), a permis d'obtenir un matériau fini. Ces familles portent des noms issus de l'industrie textile. Ainsi, les géotextiles peuvent être des géotextiles tissés produits à partir de fils mono filaments, de fils multi filaments, ou de bandelettes ; des géotextiles non-tissés qui peuvent être aiguilletés ou thermoliés, ou bien encore tricotés. Il existe aussi des produits apparentés aux géotextiles conçus pour assurer l'une au moins des fonctions élémentaires des géotextiles. Parmi ces produits, citons les géogrilles, géocomposites, géocellules, polymères naturels (constitués de fibres naturelles) notamment utilisés en renforcement, drainage, protection des berges, et lutte anti-érosion.

Concernant le marché des géotextiles, face à la diversité de l'offre, l'utilisateur peut s'appuyer sur la certification des géotextiles (Goussé, 1990). En effet, depuis environ une décennie, cette certification gérée par l'Asqual2 apporte à l'utilisateur une meilleure lisibilité de l'offre, et donc une transparence du marché, par une présentation homogène de l'information. En fait, les mêmes caractéristiques sont mentionnées sur toutes les fiches techniques des produits certifiés. Des essais sont effectués par des laboratoires accrédités et indépendants, tel que celui du Cemagref d'Antony. Cette certification apporte une garantie importante à l'utilisateur, tant du point de vue des caractéristiques des matériaux, que de leur constance. L'utilisateur peut ainsi restreindre le nombre de contrôles à réception sur chantier des géotextiles certifiés ; ce point est précisé dans la norme NF G 38-060 relative à la mise en œuvre et au contrôle des géotextiles. On compte à ce jour une centaine de produits certifiés et le recours à ceux-ci est devenu quasiment systématique. Cependant, la certification ne dispense aucunement d'un dimensionnement préalable, c'est-à-dire de l'adéquation des caractéristiques du matériau avec l'objectif visé. Et n'apporte aucune garantie quant à l'aptitude du produit mais uniquement sur les valeurs des caractéristiques et sur leur constance. [1]

I .2. Les géotextiles

I.2.1 Les fonctions élémentaires :

I.2.1.1 La séparation :

Le géotextile (Figure I.1**)**, lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière (Méry, 1996), ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles. [2]

I.2.1.2 La filtration :

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol

par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage. Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés

Dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le batillage dans ce cas le Géotextile est placé sous un enrochement. [2]

I.2.1.3 Le drainage :

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre,

Limitant l'entraînement de particules de sol. Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géomembrane. [2]

I.2.1.4 Le renforcement :

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations. L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre- vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles. [2]

I.2.1.5 La protection :

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection. [2]

I.2.1.6 La fonction anti-érosion :

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), 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. Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, …) et concerne :

– les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;

– les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;

– les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne ;

– les pentes, talus ou plates-formes exposées à l'érosion pluviale. [2]

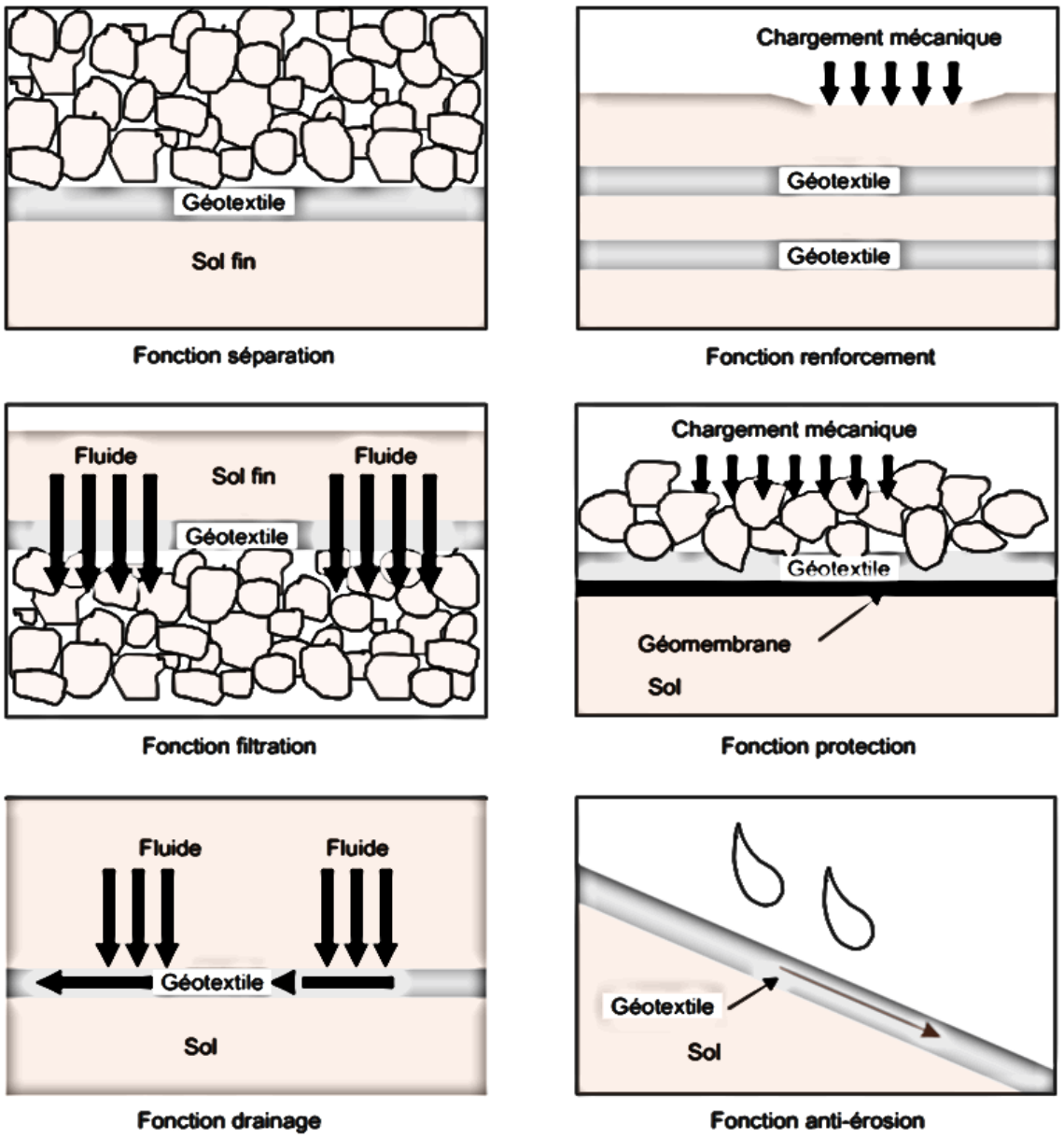


Figure I.1 : Fonctions élémentaires des géotextiles.

I.2.2 Les différents types de géotextiles :

1. Géotextile tissé : Fabriqué à partir de fils entrelacés, le géotextile tissé est reconnu pour sa robustesse et sa durabilité. Ce type de géotextile est idéal pour des applications nécessitant une haute résistance, comme le renforcement des sols sous des allées ou des zones de stationnement. Son tissage serré offre une excellente barrière contre les mauvaises herbes tout en permettant l'écoulement de l'eau. [3]

2. Géotextile non-tissé : Ce modèle est fabriqué par le liage thermique ou mécanique de fibres, créant un matériau uniforme et poreux. Le géotextile non-tissé est particulièrement adapté pour les applications de drainage, comme sous les pavés ou dans les systèmes de drainage des jardins. Il combine filtration et séparation, empêchant les particules de sol de migrer dans le gravier tout en laissant passer l'eau.[3]

I.3 Les Géocellules :

I.3.1 Description :

Les Géocellules sont des produits géo-synthétiques formées d'un réseau cellulaire tridimensionnel construit à partir de fines bandes polymériques. De nombreux chercheurs ont rapporté l'utilisation bénéfique d'une couche de géo-cellules à la base des remblais : en tant que plateforme de travail immédiate pour la construction, des tassements plus uniformes, une réduction du temps de construction et des coûts d'excavation et de remplacement éliminés, une capacité portante accrue et des tassements réduits. [10]



Figure I. 1 : Installation des goécellules dans un chantier.

I.4 Les Géotubes :

I.4.1 Description :

Le principe consiste à fabriquer des tubes de diamètre variable, généralement de 2 à 5 mètres, constitués d'un géotextile de filtration et de renforcement tissé, en général en polypropylène, traité pour être stable en milieu marin.

Les tubes, confectionnés préalablement en usine et dont les longueurs sont adaptées selon les ouvrages et les moyens de mise en œuvre, sont ensuite remplis sur site par injection de sable et d'eau. L'eau ressort au travers des pores du géotextile et le sable reste dans le tube qui gonfle progressivement. Il est ainsi possible de construire des ouvrages, de hauteur variable, de 1 à 3 mètres environ, à des profondeurs allant de -5 à -6 mètres jusqu'à et au-dessus de la surface des eaux. Les géotextiles ont été mis au point spécialement pour ces types d'applications. Ils disposent de pores fins capables de retenir les matériaux injectés tout en ayant une grande perméabilité permettant l'écoulement de l'eau durant la phase d'injection. De plus, le géotextile dispose de résistances élevées pour résister aux fortes tensions apparaissant durant la phase de remplissage et pour maintenir la forme structurelle. Les propriétés techniques de la technologie d'assemblage et de couture permettent d'assurer des résistances suffisamment élevées sur l'ensemble de la surface de l'enveloppe. Des points de remplissage sont mis en place tout le long des tubes à des intervalles spécifiques. Très souvent, la structure en tube sera associée à des nids anti-affouillement assurant la protection du sol support des tubes. Ces tapis, dont la largeur dépend de la taille des tubes, sont posés préalablement aux tubes et sont munis d'un petit boudin de lestage.[4]



Figure I. 2: Géotube.

I.4.2. Le principe de confinement :

Un matériau granulaire confiné dans une enveloppe s'appuie sur les parois de celle-ci pour s'opposer aux forces extérieures qu'il subit : Au repos, il s'oppose aux forces de gravité ; mis en mouvement, il s'oppose à la force de poussée. Pourvu que l'enveloppe soit assez performante,

pourvu que le matériau granulaire soit au départ suffisamment compact, la sollicitation de la masse du matériau granulaire confiné sur l'enveloppe entraîne dans un premier temps, un fluage plastique du sable qui tend à subir un refoulement latéral sous la charge. A partir de certaines déformations plastiques initiales importantes qui modifient la forme de la masse confinée, la membrane se met en tension et prend des courbures qui permettent de s'opposer au refoulement latéral du sable. Cet état est nommé début de la mobilisation des déformations de confinements (figure 1.4). Ainsi, la poussée exercée par le sable sur les parois internes du tissu et induit par le chargement extérieur P, donne naissance à des réactions radiales croissantes (réactions internes de compression)

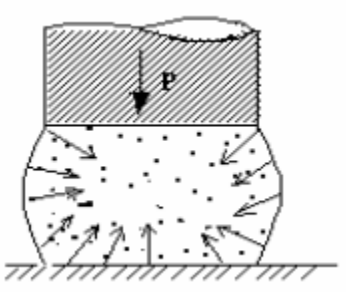


Figure I. 3 : Déformation sous sollicitation d'un sac de sable confiné sur tissu (Contraintes radiales auto générées)

L'accroissement de la charge fait alors tendre la masse sableuse confinée vers un état d'équilibre élastique. La (figure 1.5) ci-après, donne un aperçu des contraintes radiales autogénérées par un confinement d'un matériau granulaire sur une enveloppe de tissu.

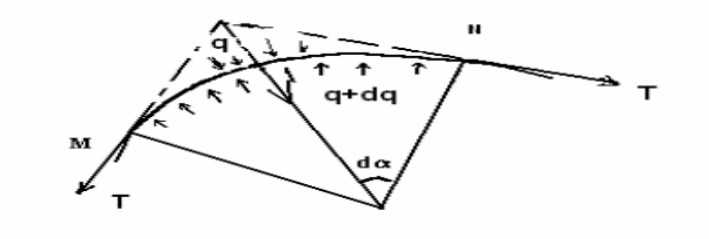


Figure I. 4 : Principe de fonctionnement du confinement. (Renforcement des sols par nappes horizontales)

En considérant un tronçon de courbure de longueur « l », l'équation qui permet de décrire l'équilibre du problème, à partir de la mobilisation des déformations de confinement, s'écrira pour tout accroissement « *dq* » de la charge extérieure, comme suit :

$$2T \sin d\alpha + q\ l\ -\ (q + dq)l = 0 \qquad \text{(I.1)}$$

Soit :

$$2T \sin d\alpha = dq \qquad \text{(I.2)}$$

Dans le cas d'un renforcement d'un matériau granulaire par nappes de géotextiles posées horizontalement, cette tension est responsable de l'accroissement de la charge verticale que doit supporter le sol. Le matériau granulaire subira, sous l'effet d'un chargement, des distorsions importantes où, tout mouvement relatif du sable par rapport au tissu lui transmet des efforts tangentiels qui entraînent sa mise en tension. Dans ce cas le frottement sol tissu est très important. Dans le cas d'un renforcement dans une enveloppe en tissu objet de notre recherche, le caractère tridimensionnel et clos de cette enveloppe (confinement total) joue un rôle très important dans le principe du renforcement du sable. En effet, après achèvement total de la déformation plastique du sable, tout accroissement *dq* de la charge dans le plan du tissu engendre une déformation du tissu qui entraîne sa mise en tension. Ceci aura pour effet de doter le sol d'une pseudo cohésion croissante (figure 1.5). On peut faire le parallèle avec les travaux de CAQUOT (1934) qui assimilait les massifs de sols cohérents à des massifs de sols pulvérulents auxquels on appliquerait sur leur pourtour une pression hydrostatique fictive d'une valeur égale à ***c cotg φ*** [5].

I.4.3. Mise en relief du confinement :

Des essais sont mis en place en utilisant des éprouvettes en tissu-sable confinée (Tableau I.1 ; fig. I.6) testes a l'écrasement au triaxial. Les résultats de l'essai on montre une naissance d'une pseudo-cohésion pour le sable avoisinant 1,6 bars (Fig. I.7). [5]



Figure I. 5 : Eprouvettes utilisées.

Tableau I. 1 : Résultats de l'essai de cisaillement et au triaxial

Matériau	C' (kPa)	φ (°)	
		Essai de cisaillement direct	Essaii triaxial
Sable gros vierge	0	-	**41.74**
Sable gros confiné	**160**	**63.66**	**54.39**

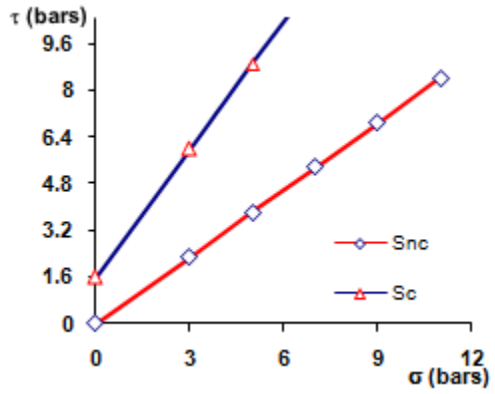


Figure I. 6: Courbe intrinsèque à l'essai triaxial.

I.5 Les remblais :

I.5.1. Définition et principe

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super- structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais menant à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place et compactés avec une teneur en eau correcte (optimale) afin d'assurer une portance suffisante et garantir la stabilité de l'ouvrage.



Figure I. 7 : Types de Remblai (ferroviaire, routier).

I.5.2. Le remblaiement :

Le remblaiement d'un terrain, avant des travaux de construction, est une technique d'aménagement de terrain. Il serait indispensable dans les cas suivants :

- La profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation
- Le terrain doit être mis à l'abri des inondations
- Le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

I.5.3 Les remblais de grande hauteur :

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitues de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux).

Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques mises en vigueur, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art. Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les

projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.

I.5.4 Principe de dimensionnement des remblais :

I.5.4.1 La Géométries du remblai :

En optant pour une géométrie 2D, qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite envisager, le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai. **H**, représente la hauteur du remblai et ***i*** l'angle de sa pente (Fig. I.9).

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

• Pente de remblai :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente sera définie par :

➢ La tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale :

$$tg\ i\ = H/L \qquad \text{(I.3)}$$

➢ L'angle (i) doit toujours être inférieur à l'angle de talus naturel (φ).

➢ D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau I.1, ci-après :

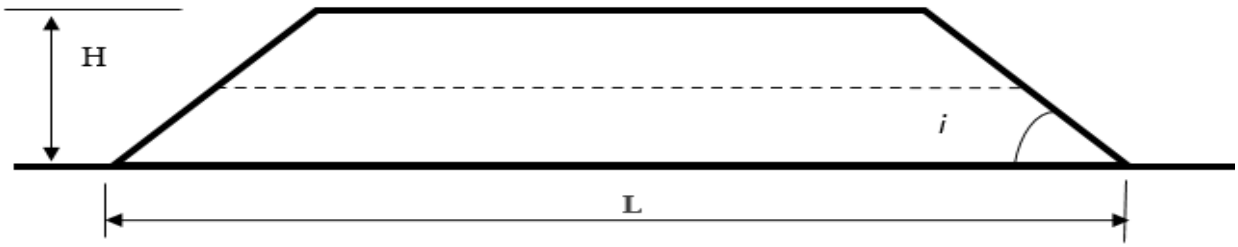


Figure I.9 : Caractéristiques géométriques d'un remblai.

Tableau I. 2 Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur [GTR]

Nature du matriaué	Hauteur du remblai		
	H ≤ 5 m	H ≥ 5 m	H ≥ 10 m
Sols et matériaux cohérent sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente ≤ 2/3	Pente ≤ 1/3	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
Matériaux granulaires insensibles à l'eaux d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente ≤ 1/1	Pente ≤ 2/3	Pas de réglé générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
Matériaux issus de Roche dure non altérée	Pente ≤ 1/1	Pente ≤ 1/1	Pante ≤ 2/3 avec risberme

• L'épaisseur des couches de remblai :

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant un coefficient de sécurité Fs =1,5) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée Cu qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta c_u = \gamma\, H_1\, tg\varphi\, c_u \qquad \text{(I.4)}$$

On déterminera la hauteur suivante H2 en utilisant :

$$H_2 = \frac{(\pi+2)}{\gamma\, F_s\, C(0)+\Delta C_u} \qquad \text{(I.5)}$$

Où : C (0) est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.

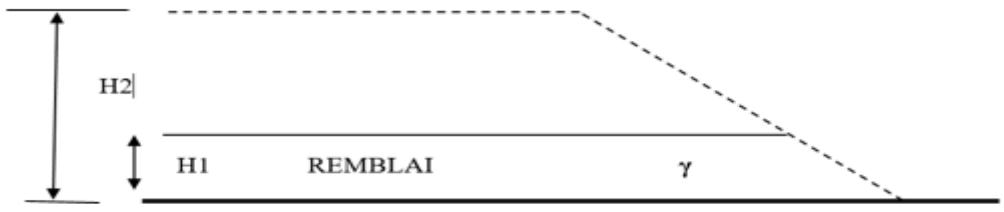


Figure I. 8 : Construction par couches successives du remblai.

H_1 : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol ;

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

• Hauteur totale du remblai à construire :

Le règlement GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m.
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m.
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

$$H_t = H_R \,.100/(100 - s) \qquad \text{(I.6)}$$

Où :

H_t : hauteur totale du remblai à construire.

H_R : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.

s : pourcentage de tassement prévu.

I.5.4.2. Modes de déformations des grands remblais :

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories [6]

• Poinçonnement du sol de fondation :

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure I.11)

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles. [7]



Figure I. 9 : Rupture par poinçonnement. [14]

• Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement) :

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistance que le sol mou, les déplacements horizontaux de la conche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur). La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important. Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors

de son édification permet d'éviter que celui- ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire. [7]

• Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai :

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement.



Figure I. 10 : Rupture rotationnel avec fissuration. [15]

I.5.4.3 Stabilité des remblais sur sols compressible :

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités :

➢ Des instabilités de Capacité par poinçonnement de la couche de sol mou (l'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.).

➢ Des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied. La plupart des ruptures sont de type « rotationnel ». Toutes les instabilités se produisent « à court terme », pendant les travaux de construction du remblai (ou d'excavation en pied de remblai...). Pour évaluer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles, il faut déterminer

la résistance du sol à court terme (cohésion non drainée). La construction par étapes, qui joue sur l'augmentation de la résistance du sol au cours du temps sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes. [8]

I.5.4.4 Calcul des tassements :

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de Fs = 1,5 dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes. Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente.

Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale. Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient « recharger » le remblai pour le ramener à son niveau théorique. Le procédé de « pré chargement » ou de sur consolidation du sol (application pendant les travaux de construction d'une charge supérieure au poids final du remblai et de ce qu'il porte) est l'une des techniques permettant de contrôler ce processus. Les amplitudes finales du tassement sont en général déduites d'essais de compressibilité à l'œdomètre. Le tassement total est habituellement supérieur de 10 à 20% au tassement déduit de la courbe de compressibilité œdométrique, ce qui correspond aux effets du fluage et des mouvements horizontaux du sol.

Toutefois, dans les sols hétérogènes comportant des alternances de sols sableux et argileux, les essais réalisés sur la partie la plus argileuse des carottes peuvent donner une image pessimiste de la déformabilité des sols et aussi de sa perméabilité. Les variations de la pression interstitielle

dans les sols compressibles sous les remblais accompagnent les tassements de consolidation et permettent de contrôler l'état des contraintes effectives dans le sol et donc sa résistance. Elles peuvent aussi être utilisées pour contrôler la stabilité du remblai pendant les travaux de construction. Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet.

En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris. En cas de construction du remblai par étapes avec des tassements importants à chaque étape, il faut se préoccuper de la largeur de la plate-forme du remblai à chaque étape : une analyse géométrique montre que, pour obtenir la largeur souhaitée du remblai en fin de construction, il ne faut pas définir chaque étape en découpant en tranches horizontales le profil théorique du remblai, mais raidir les pentes des talus ou construire le remblai sur une emprise plus large. Si cette précaution n'est pas prise, la plateforme finale est trop étroite et doit être élargie, ce qui est à la fois difficile à réaliser et coûteux. [8]

I.5.4.5 Mouvements horizontaux :

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinomètriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants. [6]

I.5.4.6 Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants :

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance. Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas.

Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin.

Les sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

➢ Leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;

➢ Ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;

➢ Leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements). La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressible. [6]

II.6 Le renforcement des remblais

II.6.1 Le renforcement des remblais par géogrilles:

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la Figure I.13. [9]

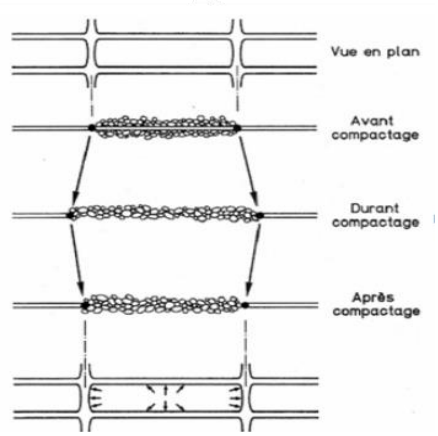


Figure I. 11 : Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage**.**



Figure I. 12: L'utilisation du géogrille dans le renforcement. [16]

II.6.2 Le renforcement des remblais par géocellules:

La construction de remblais routiers sur des sols mous constitue un défi pour les ingénieurs géotechniciens en raison de la faible résistance au cisaillement du sol de fondation, ce qui entraîne des tassements excessifs par consolidation et, parfois, une défaillance de la capacité portante. Diverses techniques d'amélioration du sol, telles que les drains verticaux, le remplacement complet du sol, le renforcement géo-synthétique et les pieux, ont été développées pour résoudre ces problèmes. [17]

Parmi ces techniques, le renforcement géo-synthétique est de plus en plus utilisé comme renforcement basal car il facilite une construction rapide à faible coût, bien que des précautions soient nécessaires lors du traitement des sols.

Malgré la grande quantité de recherches et les applications réussies sur le terrain, le renforcement par géo-cellules n'est toujours pas largement utilisé au même niveau que les méthodes conventionnelles telles que les pieux, le remplacement du sol ou le renforcement basal plan (géogrille ou géotextile traditionnel), en raison du manque de procédures de conception pour l'utilisation des géo-cellules comme renforcement basal dans de nombreux pays. Au cours des deux dernières décennies, quelques projets de recherche en laboratoire et sur le terrain ont été menés pour étudier les performances des remblais supportés par géo-cellules sur des sous-sols mous. Cowland et Wong (1993) ont rapporté une étude de cas sur les performances d'un remblai supporté par un matelas de géo-cellules sur de l'argile molle. Yang et Yu (2004) et Xie et al. (2004) ont rapporté des applications sur le terrain de géo-cellules pour traiter les tassements différentiels des remblais construits sur des sous-sols mous. Rajagopal et al. (1999) ont étudié l'influence du confinement par géo-cellules sur le comportement en résistance et rigidité des sols granulaires à travers plusieurs essais de compression triaxiale. Krishnaswamy et al. (2000) ont réalisé une série de tests en laboratoire sur des remblais de terre supportés par un coussin renforcé par géo-cellules.

Les résultats ont indiqué qu'avec la fourniture de renforts par géo-cellules, l'ampleur de la capacité portante ultime du sol mou a augmenté considérablement. De plus, les résultats ont également indiqué que la résistance à la traction de la géo-cellule avait un grand effet sur sa performance de renforcement. Latha et al. (2006) et Latha et Murthy (2007) ont réalisé une série de tests de compression pour étudier l'efficacité relative de trois formes (c'est-à-dire formes planes, fibres discrètes et formes cellulaires) de renforcement dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du sable. Ils ont constaté que le renforcement cellulaire, qui améliorait la résistance du sol par friction et confinement complet, était plus efficace pour améliorer la résistance du sol que le renforcement plan. Zhou et Wen (2008) ont également observé que la géo-cellule était une forme de renforcement supérieure au renforcement plan par le biais d'essais de compression triaxiale. Les résultats de leur étude ont également indiqué qu'avec la fourniture d'un coussin de sable renforcé par géo-cellules, le coefficient de réaction du sous-sol était amélioré de 3 fois, et la déformation était réduite de 44%. Dash et al., 2001, Dash et al., 2003,

Dash et al., 2007) ont étudié la performance renforcée du matelas de fondation de géo-cellules avec des tailles de cellules variables, des propriétés de matériau de remplissage et des conditions de chargement variables. Ils ont constaté que l'efficacité du renforcement dépendait non seulement d'une transmission de charge adéquate au matériau de remplissage (par frottement et verrouillage), mais également de la rigidité du renforcement. Zhao et al. (2009) ont passé en revue les couches renforcées par géo-cellules sous les remblais et ont suggéré que les principales fonctions des couches de géo-cellules se situent dans trois aspects : (a) effet de résistance latérale, (b) effet de dispersion du stress vertical, et (c) effet de membrane. [10]

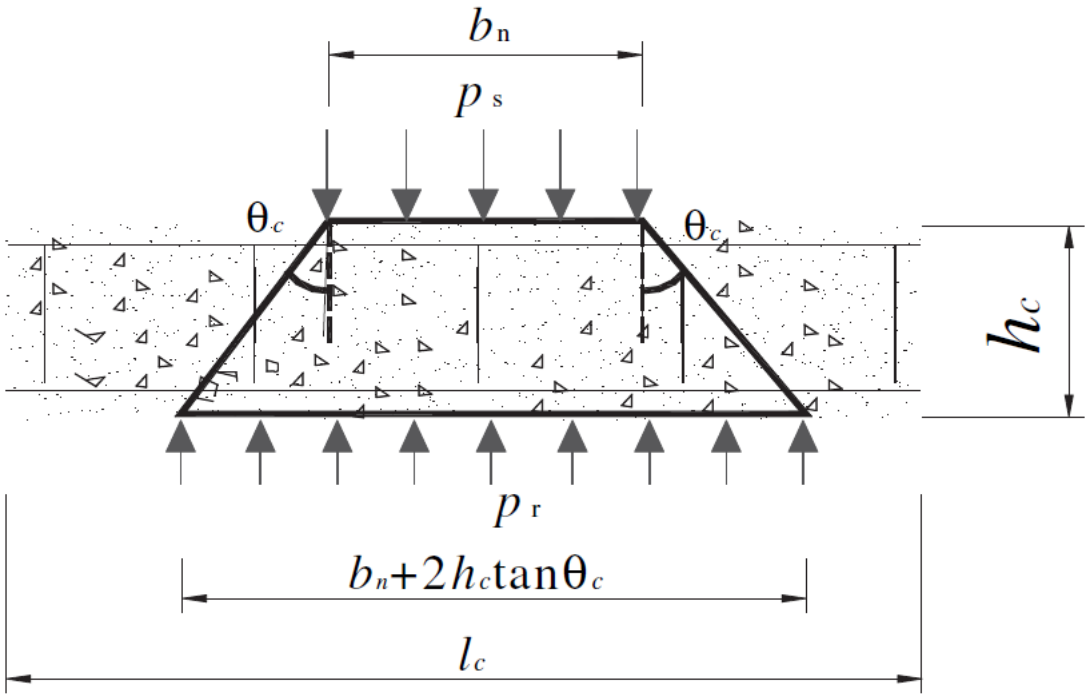


Figure 13 : Effet de dispersion de contrainte verticale du renfoncement par géo-cellule.

Comme il a été discuté précédemment, les principaux mécanismes de renforcement des géo-cellules en génie des remblais sont l'effet de résistance latérale, l'effet de dispersion de contrainte verticale et l'effet de membrane. En général, l'effet de résistance latérale du renforcement par géocellules est principalement lié à la résistance aux déformations latérales des remblais. Ainsi, l'effet de résistance latérale du renforcement par géocellules n'a pas d'effet direct sur l'augmentation de la capacité portante.

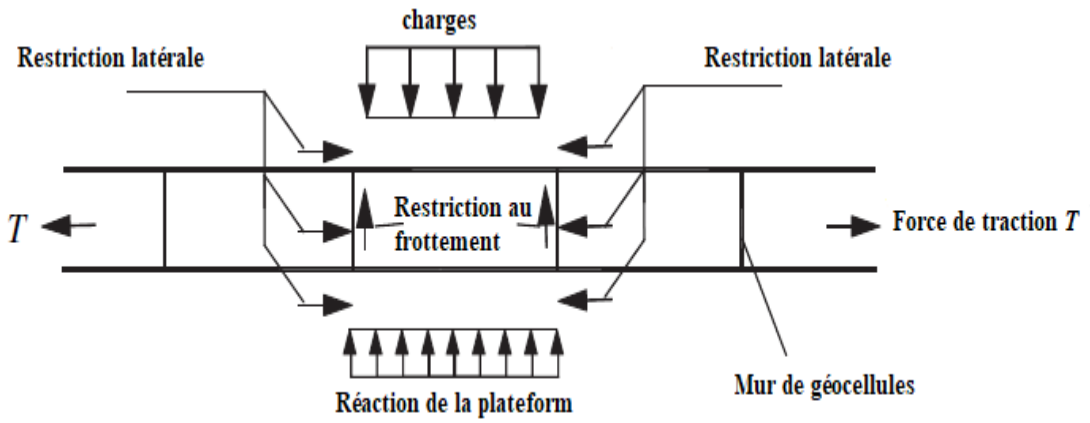


Figure I.14: Effet de résistance latérale du renfoncement par géocellule.

Le sol de la plateforme. L'incrément de capacité portante (***Dp***) sur le sol de fondation peut être composé de deux aspects : (1) l'incrément de capacité portante (***Dp₁***) dû à l'effet de dispersion de contrainte verticale, et (2) l'incrément de capacité portante (***Dp₂***) dû à l'effet de membrane du renforcement par géocellules. [10]

II.6.2.1 Incrément de capacité portante Dp1 dû à l'effet de dispersion de contrainte verticale :

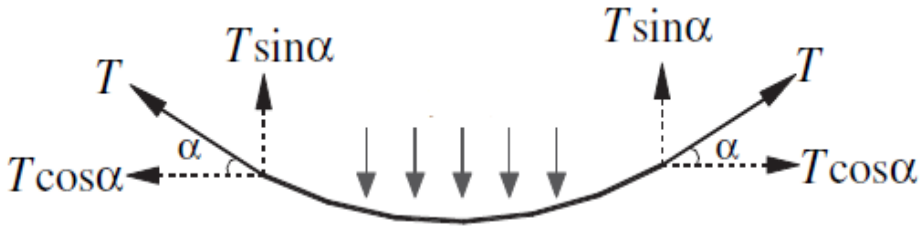


Figure I. 15: Effet de membrane du renforcement par géo-cellules.

Selon la figure I.7, la couche renforcée par géocellules élargit la dispersion de la contrainte verticale, le sol de la plateforme peut supporter des charges supérieures par rapport à celui sans couche renforcée par géocellules. La charge de fondation par unité de surface augmente de (**Ps**) à (**Pr**).

$$P_r = \frac{(bn+2hc\ tan\Theta c)}{bn} ps \quad \text{(I.7)}$$

Où :

Pr, représente la charge de la fondation due à la dispersion de la contrainte verticale ;

bn, est la largeur de la charge uniforme (Ps), comme indiqué dans la FigI.7;

hc et Θc , sont la hauteur et l'angle de dispersion du renforcement par géocellules, respectivement. Ainsi, l'incrément de capacité portante (Δp1) dû à l'effet de dispersion de la contrainte verticale peut être calculé comme suit :

$$\Delta = Pr\text{-}Ps = \frac{2hc\ tan\Theta}{bn} Ps \quad \text{(I.8)}$$

I.6.2.2 Augmentation de la capacité portante Dp2 due à l'effet de membrane :

Comme illustré dans la figure II.6.2.2, l'augmentation de la capacité portante (Δp2) sur le sol de fondation due à la force de traction du renforcement par géocellules peut être estimée comme suit :

$$\Delta P2 = \frac{2T sin\ \alpha}{bn} \quad \text{(I.9)}$$

Où :

T, est la force de traction du renforcement et peut être calculée comme suit :

$$T = E_c\ \varepsilon\ h_g \quad \text{(I.10)}$$

Où :

Ec, est le module de traction du matériau de la géocellule et peut être estimé par un test de traction en intérieur (ASTM D638) ;

ε, est la déformation de traction du matériau de la géo-cellule ;

hg , est la hauteur du mur de la géo-cellule ;

α, est l'angle horizontal de la force de traction T.

Avant de calculer ε, la forme de déformation du renforcement doit être déterminée. Des analyses numériques sophistiquées ont montré que la forme de la géo-cellule défléchie est une chaînette (BS8006, 1995 ; Yin, 2000). Cependant, à des déformations relativement petites, la chaînette peut être approximée par une parabole, ce qui simplifie la procédure d'analyse pour déterminer la force de traction dans la géo-cellule. Comme illustré dans la figure II.6.2.3, la déformation de la surface de la route est :

$$y_0 = -\frac{\Delta_{s_0}}{r_0^2}\, x^2 + h_0 + h + \Delta s_0 \qquad \text{(I.11)}$$

Où :

y_0, représente la déformation à la surface de la route ;

Δs_0, est le déplacement différentiel maximal à la surface ;

h_0, est la distance verticale depuis l'origine des coordonnées indiquée dans la figure II.6.2 .4.5 jusqu'à la surface du remblai.

En différenciant l'équation (4), on obtient l'équation suivante :

$$dy_0/dx = -\frac{2\Delta s_0}{r_0^2} \qquad \text{(I.10)}$$

Pour $x = r_0$:

$$dy_0/dx = -\Delta_{s_0}/r_0 \qquad \text{(I.11)}$$

En supposant que les directions normales des points A et B sur la parabole de déformation sont les de même que les directions de diffusion du remblai sous la charge externe p, alors,

$$tg\beta = \frac{2\Delta_{s_0}}{r_0} = \frac{r_0}{h_0} = \frac{r_n}{h_0+h} \qquad \text{(I.12)}$$

où :

β, est l'angle représenté dans la figure II.5;

r_n, est la moitié de la longueur de corde de la parabole représentée dans la figure I.18;

h, est la hauteur du remblai. Ensuite,

$$r_n = \frac{r_0^2 + 2\Delta_{s_0} h}{r_0} \quad \text{(I.13)}$$

L'équation de déformation relative du renforcement par géocellules, illustrée dans la figure II.6.2 .4, est :

$$y_n = -\frac{\Delta_{sn}}{r_n^2} x^2 + h_0 + h + \Delta s_n \quad \text{(I.14)}$$

Où :

y_n, représente la déformation du renforcement géocellules;
Δs_n , est la déformation verticale maximale du renforcement.

De manière similaire à l'équation (6), on obtient l'équation suivante :

$$tg\ \alpha = 2\Delta s_n / r_b \quad \text{(I.15)}$$

Ainsi,

$$sin\ \alpha = [1 + (\frac{r_n}{2\Delta_{sn}})^2]^{1/2} \quad \text{(I.16)}$$

Ensuite, la contrainte de traction de la géo-cellules 3 est :

$$\varepsilon = \frac{\hat{C}B - 2r_n}{2r_n} = \frac{1}{2}\delta + \ln[\frac{2\Delta s_n}{r_n} + \delta\ ] - 1 \quad \text{(I.17)}$$

Ainsi,

$$\delta = \sqrt{1 + (\frac{2\Delta_{sn}}{r_n})^2} \quad \text{(I.18)}$$

Au fait, la limite d'acceptation de la déformation en traction 3 est contrôlée par la contrainte ultime en tension du matériau de la géocellules et le tassement différentiel maximal permis du remblai (Δs_0). Δs_n et Δs_0 suivent la relation :

$$\Delta s_0 = \Delta s_n + \Delta c \quad \text{(I.19)}$$

Dans laquelle (Δc) représente la compression du matériau de remblai sous la charge **P.** (Δc) peut être déterminé par la méthode de sommation par couche (Qian et Yin, 2003 ; Braja, 2008). Si le remblai n'est pas très élevé, (Δc) est presque nul (Rao et Zhao, 2002), et (Δsn) est proche du tassement différentiel (Δs_0) à la surface du remblai. [10]

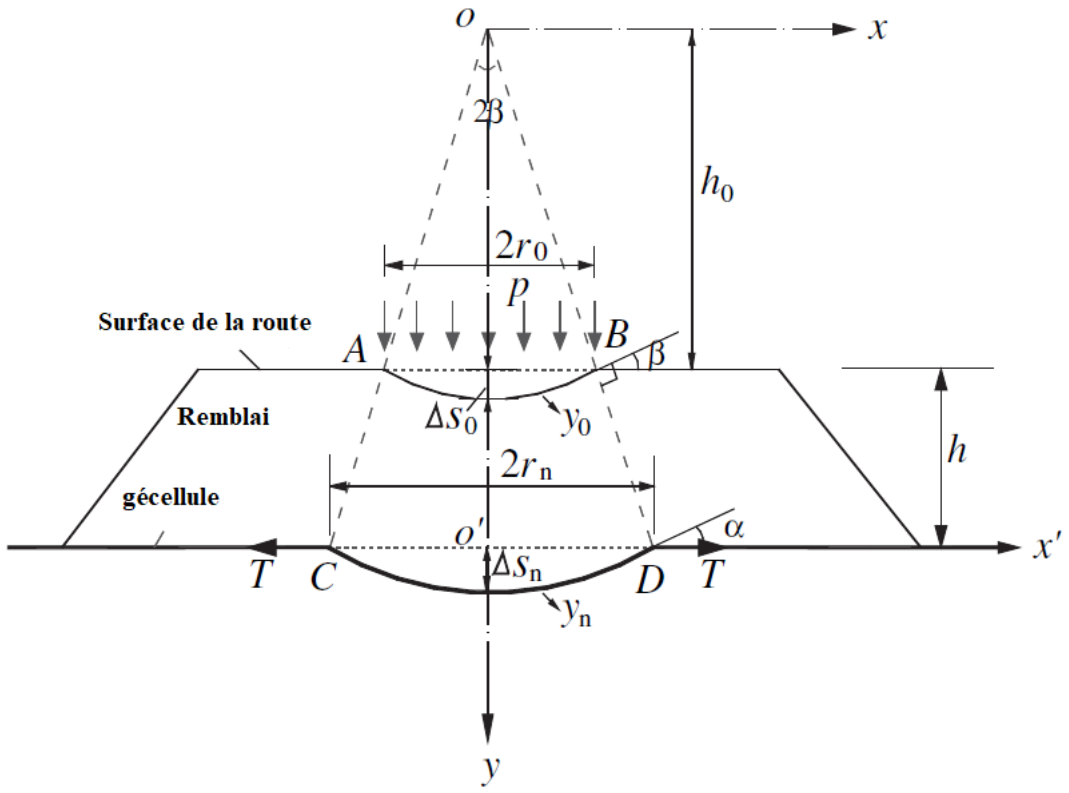


Figure I. 16 : Modèle de calcul du remblai renforcé par géo-cellule.

I.6.2.3 Capacité portante d'une fondation renforcée par géocellules :

Dans cette étude, la capacité portante de la fondation renforcée par géocellules est estimée en combinant la capacité portante du sol de fondation non traité (*prs*) et l'incrément de capacité portante (*Dp*) sur le sol de fondation dû à la présence de la couche renforcée par géocellules. Les méthodes pour déterminer (*Ps*) ont été développées ou proposées dans la littérature (Lambe and Whitman, 1969) et peuvent être déterminées par des valeurs empiriques, des équations, ou des essais de charge sur site. Une méthode pour déterminer l'incrément de capacité portante (*Dp*) est décrite dans les sections suivantes.

Comme discuté précédemment, les principaux mécanismes de renforcement des géocellules en génie des remblais sont l'effet de résistance latérale, l'effet de dispersion de contrainte verticale et l'effet de membrane. En général, l'effet de résistance latérale du renforcement par géocellules est principalement lié à la résistance aux déformations latérales des remblais. Ainsi, l'effet de

résistance latérale du renforcement par géocellules n'a pas d'effet direct sur l'augmentation de la capacité portante. [10]

Comme mentionné précédemment, la capacité portante de la fondation du remblai renforcée par géogrille, notée P_{rs}, peut être évaluée en combinant la capacité portante du sol de fondation non traité, notée P_{set} l'augmentation de la capacité portante $\boldsymbol{\Delta P}$ sur le sol de fondation due à la pose du coussin renforcé par géogrille à la base du remblai :

$$P_{rs} = P_s + \Delta P = P_s + \Delta P_1 + \Delta P_2 = P_s + \frac{2h_c tan\Theta}{b_n} P_s + \frac{2T \sin \alpha}{b_n} \qquad \text{(I.20)}$$

II.6.3 conclusion :

Mis à part les géobags, les **géotubes**, décris antérieurement, et conçus principalement pour être utilises en milieu marins, sont rarement utilisés en renforcement. Ce qui représente notre contribution à travers le présent mémoire. Nous nous concentrerons sur l'étude détaillée du renforcement a la base des remblais par l'utilisation de géotubes tout en menant, a titre qualitatif et comparatif d'autres moyens de confortement tels que les géogrilles et les géocellules. Ultérieurement, il sera développé quantitativement, l'aspect confortatif, de ses structures.

Notre objectif est d'offrir une analyse complète et rigoureuse, fournissant ainsi une base solide pour la compréhension et l'application des géotubes dans le renforcement des infrastructures de remblai.

CHAPITRE II :

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET. RAPPORT GEOTECHNIQUE.

II.1. Introduction :

Le bureau d'études délégué pour l'étude géotechnique concernant l'investigation et le traitement des glissements de terrains et d'affaissements sur chemin de Wilaya 08 (entre Béni Attelli et Baaziz) a procédé à une campagne de reconnaissance géotechniques in situ et en laboratoire, afin de déterminer la nature des sols, ainsi quelques essais de laboratoires sur les différentes couches pour connaître leurs caractéristiques intrinsèques.

La campagne géotechnique se présente comme suit :

- Sept (07) sondages carottés, de 12 à 18 m de profondeur chacun au droit des glissements et affaissements ils doivent permettre la connaissance de la lithologie du terrain et le prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés de carottes pour les essais au laboratoire ;
- Une série de Quarante-huit (48) essais de PDL aux droits des glissements le long de la route et trente-six (36) aux droits des glissements et de la route.
- Essais au laboratoire de type physique et mécanique.

II.2. Présentation du Project :

La liaison entre la commune de Tamezguida et la commune de Médéa s'effectue par le CW08, La route franchit un versant peu boisé, à pente naturelle moyenne (5 à 15%). Le tracé est essentiellement en profil mixte, en déblais et en remblai. La présente étude concerne un tronçon du CW08 (lot 02) entre Béni- Attelli et Baaziz sur un linéaire de 3 km. pour lequel les observations ont été menées.

II.3. Problèmes et pathologie du projet :

II.3.1. Affaissement :

Sondage 01:

00.00-06.00 : remblais graveleux

6.00 – 7.00 : argile brunâtre

7.00-8.00 : argile marneuse

8.00-12.00 : argile marneuse

12-13.00 ; marne grise



Figure II. 1 affaissement -2-AU PK44+300[13]

II.3.2. Glissement :

Sondage N°01 :

00.00-01.00m : corps de chaussée;

1.0-6.00m : Argile limoneuse peu sableuse;

6.0-16.00m **: A**gile limoneuse peu sableuse;

16.0 – 18.00m **:** marne grisâtre.



Figure II. 2 Glissement-2- AU PK44+600 [13]

II.4. Rapport géotechnique :

II.4.1. Région. Sismicité :

Selon la classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissante sont définies (Voir la figure II. 3) :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Le site étudié se trouve dans la zone **IIb de séismicité moyenne**.

Classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien

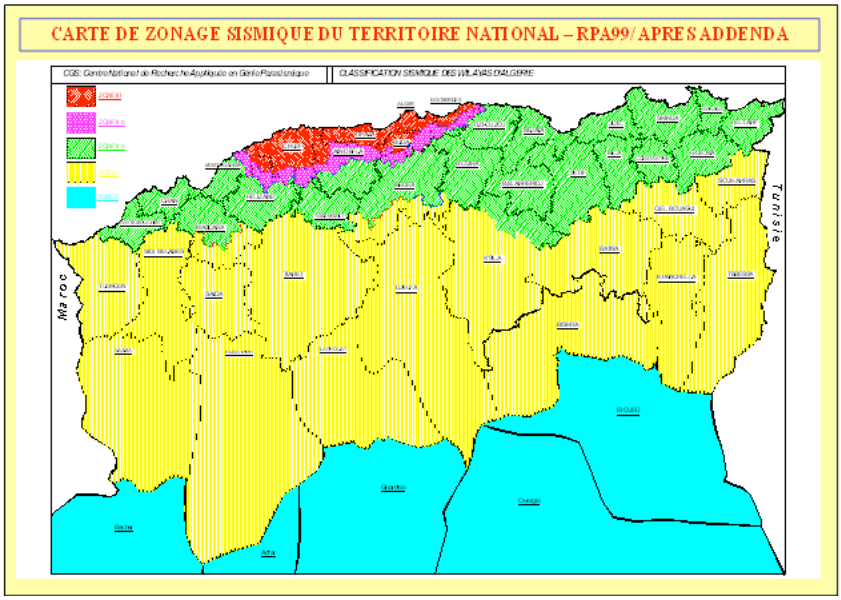


Figure II. 4: Classification RPA99 des zones sismiques du territoire Algérien.

II.4.2. Essais :

Les échantillons de sol récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais suivants :

- Essais d'identification :

1- Densité sèche (γ^d), teneur en eau naturelle (W^{sat}) en place,

2- Limites d'Atterberg (W_L, IP),

3- Granulométries et sédimentomètries,

4- Mesure des teneurs en eau naturelles.



Figure II. 5 : Essais d'identification [13]

- Essais mécaniques :

• Essais UU à la boite de cisaillement. Les essais permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques (C_{uu}, φ_{uu}) à court terme.



Figure II. 6 : Essais de cisaillement rapide à la boite de CASAGRANDE [13]

- Résultats des essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.1a : résultats des essais de laboratoire [13]

Glissement		01			02		03	04
Sondage		01		02	01	02	01	01
Profondeur (m)		06.00-06.40	09.00-09.40	3.60-4.00	06.00-06.40	10.50-11.00	6.00 - 6.50	7.10 - 7.60
Teneur en eau naturelle (%)		20.73	15.87	18.94	16.02	15.30	16.16	19.16
Densité humide : γh (t/m^3)		2.04	2.09	2.07	2.07	2.08	2.12	2.08
Densité sèche : γd (t/m^3)		1.68	1.80	1.74	1.78	1.80	1.83	1.75
Degré de saturation: *Sr* (%)		93.06	85.52	92.91	83.72	82.45	91.63	95.13
Essai de cisaillement rectiligne	Cohésion(bars)	0.87	0.35	0.35	0.6	0.34	0.29	0.57
	Frottement (°)	11.48	17.07	17.07	8.25	18.26	10.87	12.43

Tableau II.1 : résultats des essais de laboratoire.

Affaissement		02	03
Sondage		01	02
Profondeur (*m*)		08.40 - 08.70	7.60 - 8.00
Teneur en eau naturelle (%)		14.08	17.16
Densité humide : γh (t/m^3)		2.13	2.12
Densité sèche : γd (t/m3)		1.87	1.81
Degré de saturation : Sr (%)		84.81	94.36
Essai de cisaillement Rectiligne	Cohésion(bars)	0.70	0.55
	Frottement (°)	9.87	29.51

II.5. Description du logiciel « PLAXIS »

« PLAXIS 8.2 » est un programme informatique à éléments finis bidimensionnel à usage spécial. Il est utilisé pour effectuer des analyses de déformation et de stabilité pour de nombreux types d'ouvrages géotechniques. Des situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique.

L'interface d'utilisateur se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) qui sont exécutés pour être utilisés successivement dans une modélisation géotechnique. Ces sous-programmes peuvent être traités un par un, formant une méthodologie logique.

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée « loi de comportement » décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures de comportement d'un sol.

PLAXIS 8.2 propose différents modèles, qui permettent de simuler le comportement de sol :

- Modèle élastique linéaire
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)
- Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model)
- Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model)

Toutes les modélisations réalisées dans ce qui suit supposent qu'on travaille en comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. [11]

II.5.1 Définition des donnes

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doive lui saisir toutes les données suivantes :

II.5.2 Modèle de la modélisation (Mohr-Coulomb)

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par (Fig. II.5) :

$$\tau = c + \sigma \, tg \, \varphi$$

(II.1)

Où : σ et τ , sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement ;

c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

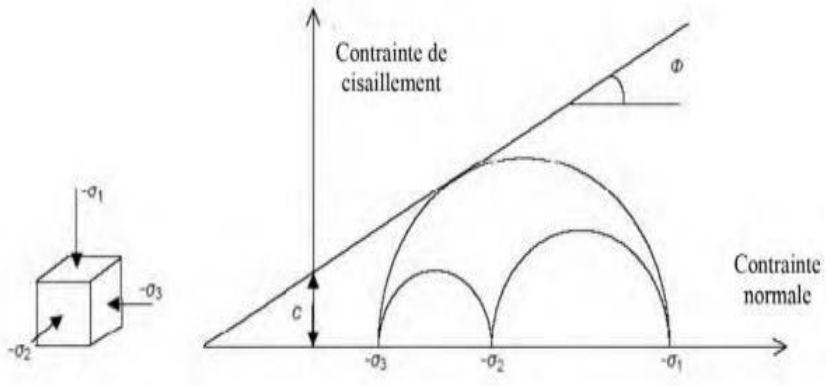


Figure II. 7: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (Fig. II. 8) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb. [11]

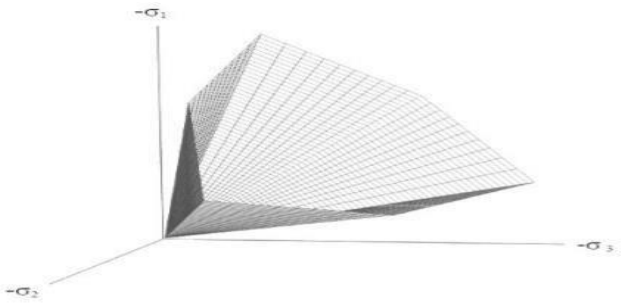


Figure II. 9: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c = 0.

II.5.3 Paramètres de la modélisation

Le modèle Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et υ (paramètres d'élasticité), les deux autres sont c et φ. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. [11]

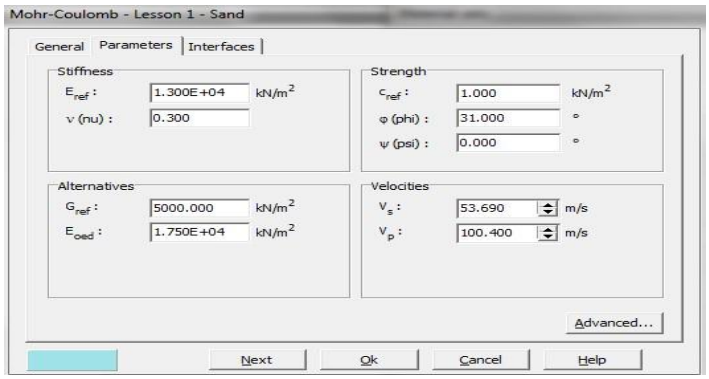


Figure II. 10 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

II.5.4 Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. [11]

II.5.6 Coefficient de poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles.

Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable. [12]

II.5.7 Angle de frottement

Les angles de frottement (φ) à introduire sont les angles qui sont déterminées dans le chapitre précédent. [12]

II.5.8 Cohésion

De même pour les cohésions, on utilise les résultats obtenus dans le chapitre précédent.

II.5.9 Angle de dilatance

L'angle de dilatance noté ψ est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$ (II.2)

$0° \ \psi =$ pour $\varphi < 30°$ (II.3)

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes**.** [11]

II.5.10 Coefficient de pression

Jacky (1944) a proposé une formulation de K_0 pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement. La formule simplifiée de Jacky s'écrite :

$$K_0 = 1 - \sin\varphi \quad \text{(II.4)}$$

Puisque le coefficient de poisson varie entre 0 et 0,5, K_0 varie entre 0 et 1. [11]

II.6. Simulation :

On propose deux solutions de renforcement avec chacune deux formes ou variante :

- ✓ Solution Géogrilles ;
- ✓ Solution Géocellules ;
- ✓ Solution Géotubes.

a) Solution Géogrilles :

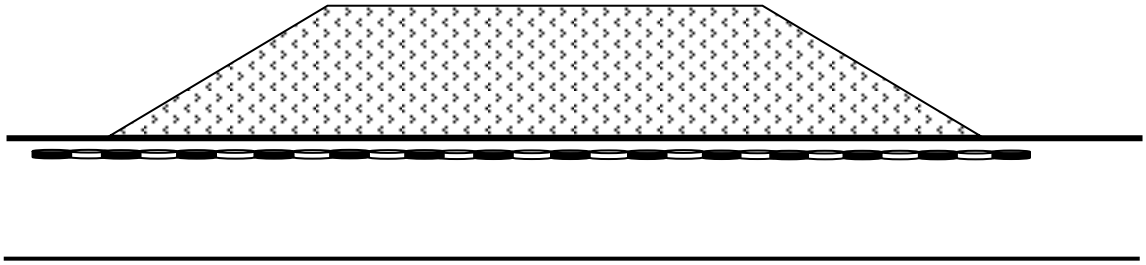


Figure II. 11: Solution Géogrilles.

b) Solution alvéoles :

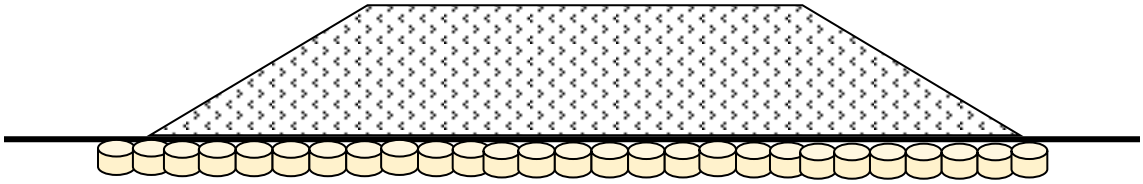


Figure II. 12: Solution Géocellules.

c) Solution géotubes :

Pour la solution Géotubes, la modelisation sera plus détailléeé; ainsi, trois variantes seront considerées.

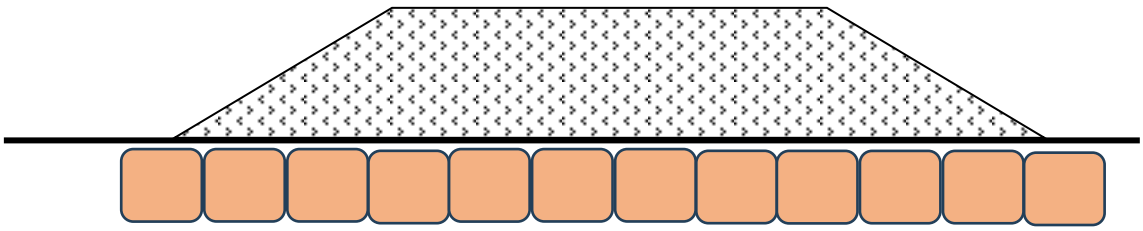


Figure II. 13: Solution géotubes.

✓ **Variante 1 :**

Dans cette variante on propose d'introduire dans notre simulation les caracteristiques equivalentes (membrane plus sable) des géotubes juxtaposes, de longueur 10 m et de section carrée de coté moyen 1 m; avec une cohesion equivalente (pseudo cohesion) = 100 kPa , et un angle de frottement interne φ = 55º.

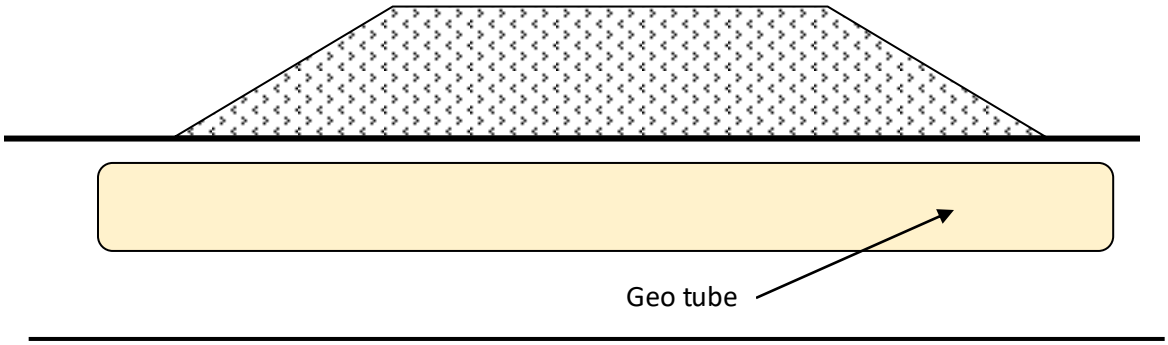


Figure II. 14 : Solution géotubes (variante1).

✓ **Variante 2:**

Dans cette variante on propose d'introduire dans notre simulation, séparement, les caractéristiques du sable, intercalé entre les desux nappes de geomemranes ancrées avec retournement aux extrimites (Résistance en traction max. =130,8 KN/m). Les données du sable sont : c = 16,22 kPa ; φ = 35,26°.

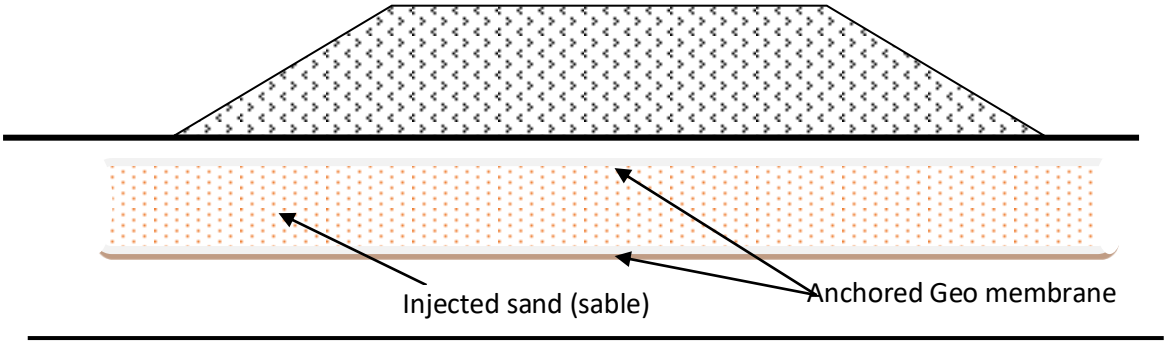


Figure II. 15 : Solution géotubes (variante 2).

Tableau II. 2 : Tableau rrécapitulatif.

Solution			
Géogrille	**Géocellules**	**Géotube**	
Nappes	Nappe	Confinement partiel (sable intercaléé)	Confinement total (enveloppe + sable

1-Renforcement avec nappes de géotextile (géogrille) (PES 150) :

Tableau II. 3 : caractéristique de géogrille [PES 150]

masse: surfacique	**Résistance à la traction**
418,2g/m^2	130,8 KN/m

2-Renforcement avec géocellule :

Tableau II. 4 caractéristique de géocellule [12]

Structure / **Donnees**		**Confinement partiel**			**Moyenne**
		Renforcement vertical	Renforcement incline (45°)	Renforcement horizontal	
Sable	Compacité (%)	50 %			50 %
	Densité (kN/m^2)	16,5			16,5
C (kPa)		15,40	21,88	11,40	16,22
φ (°)		39,62	32,91	33,25	35,26
Module de Yong E (MPA)		392			

3-Renforcement avec géotubes :

Tableau II. 5 : caractéristique de géotubes (couche équivalente) [5]

Structure / **Données**		**Confinement total**
Sable	Compacité	50 %
	Densité	16,500
C (kPa)		100
φ (°)		55
Module de Young E (GPa)		13

II.6.1. Matériaux de renforcement

a- Sable :

Le sable de dune de HASSI BAHBEH, dont les caractéristiques sont dans le tableau suivant :

Tableau II. 6 : caractéristiques de sable.

Cohésion, C (kPa)	**Angle de frottement φ (°)**	**Poids volumique sec** (KN/m^3)	**Module de Young E** (MPa)
1,73	35,25	16,30	50

b- Géotextile pour géotube :

Tableau II. 7 : Géotextile pour géotube [5].

Masse surfacique (KN/m^2)	**Résistance à la traction** (KN/m)

$2x10^6$	$5x10^4$

II.7. Conclusion

L'objectif de la simulation serait d'évaluer l'effet du model de renforcement sur la capacité portante et des déformations de la couche de fondation (compressible) d'un remblai.

L'étude pourrait être même étendue sur l'analyse de la stabilité du remblai et de son comportement, a long, moyen et court terme.

Enfin, une étude poussée du géotube, le considérant comme poutre fléchie reposant sur une base élastique, recevant un chargement uniformément reparti du au remblai est concentré dues aux essieux de véhicule lourd.

CHAPITRE III

CHAPITRE III : MODELISATION. SIMULATION ET CALCULS

III.1. Introduction :

L'objectif de la simulation serait d'évaluer l'effet du mode de renforcement sur l'amélioration de la capacité portante et de la déformabilité excessive du sol support, pour la fondation d'un remblai routier.

L'étude pourrait être étendue sur l'analyse de la stabilité du remblai et de son comportement, á court, moyen et long terme. Enfin, une étude poussée du géo-tube, considéré comme élément fléchie reposant sur une base élastique, recevant un chargement uniformément reparti du au remblai est autre concentré transmis par un véhicule normalisé essieu.

III.2. Résultats de la simulation.

En maniant le code « Plaxis 2D » on propose d'analyser notre massif (Remblai-Sol support) avec un maillage de largeur dépassant légèrement celle du remblai et une profondeur moyenne avoisinant la largeur du remblai routier (≈ 12 m), (Fig. III.1). Plusieurs calculs seront entamés, considérant plusieurs solutions de renforcement intercalées entre le sol support et la base du remblai, en commençant par l'analyse du massif vierge (sans renforcement).

Les résultats attendus sont : les déformations verticales (tassements); les contraintes dans le sol support (capacités portante) et la stabilité des talus du remblai. , en vérifiant un coefficient de sécurité au glissement (Fs).

Ultérieurement, un calcul du géotube, à l'aide du programme « Plaxis 2D », considéré comme une poutre reposant sur une base élastique. Les résultats attendus seront le moment fléchissant, l'effort tranchant, la tension dans l'enveloppe du géo-tube afin de vérifier sa résistance à la traction et éviter sa rupture sous le remblai.

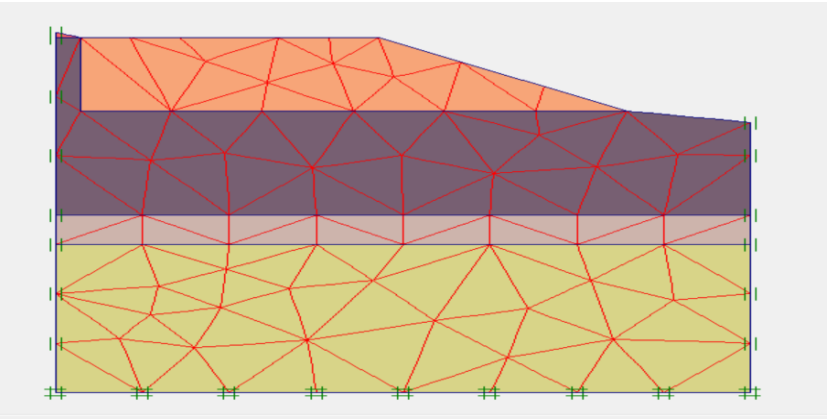


Figure III. 1 : Maillage avant déformation.

III.2.1. Calcul sans renforcement :

a) Le tassement :

Le calcul sous le chargement donne une déformation verticale (Tassement) avoisinant les 8.9 cm (Fig. III.2). Ce résultat doit être compare, ultérieurement avec le tassement admissible des remblais.il faut réduire cette valeur car il constitue un risque pour la route étudiée

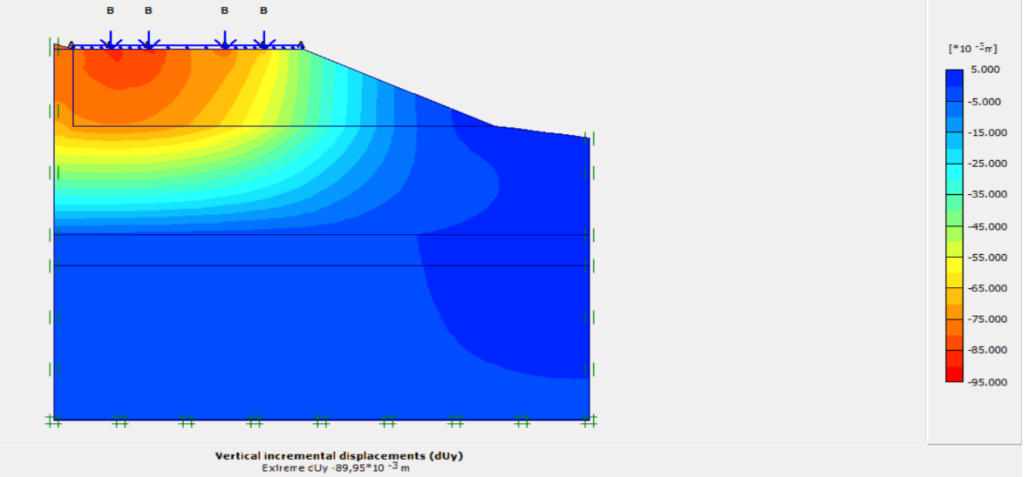


Figure III. 2 : Tassement de sol sans renforcement.

b) Mouvement horizontal :

Le calcul sous le chargement donne une déformation horizontal (Figure III.3), la valeur totale du mouvement horizontal sur le sol support 2 cm

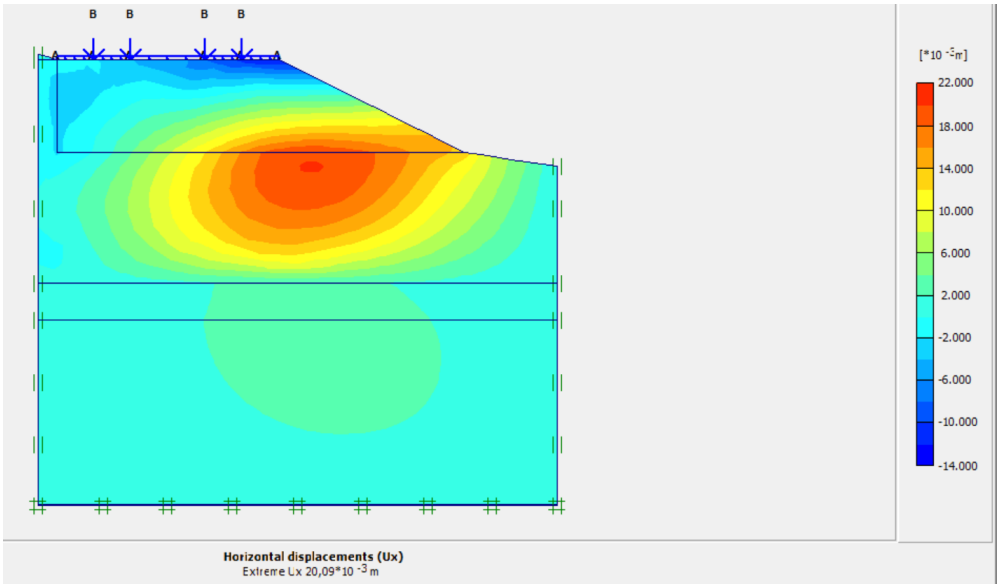


Figure III. 3 Mouvement horizontal de sol sans renforcement

c) Capacité portante :

Le calcul sous le même chargement donne une effective avoisinant les 30 kn/m^2 (Fig. III.4).

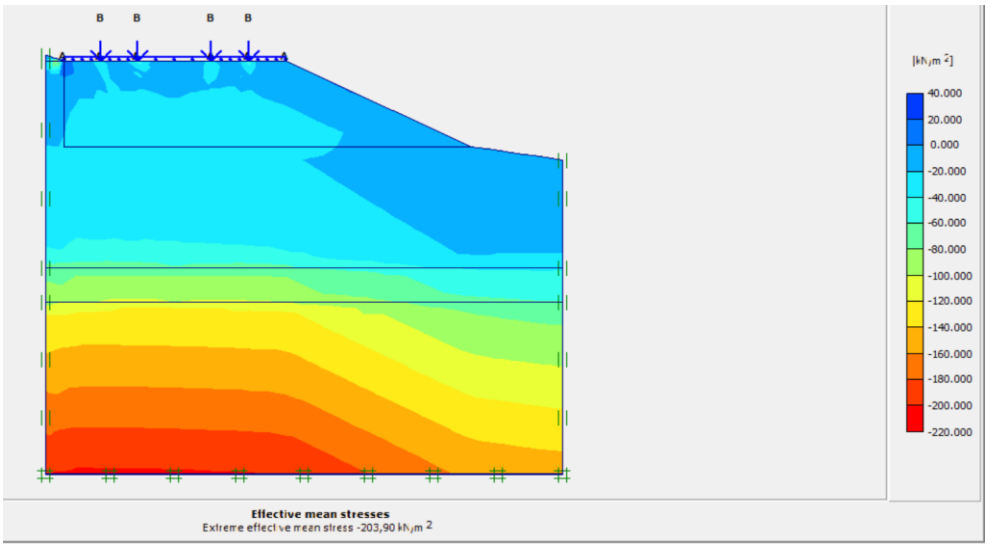


Figure III. 4 : Capacité portante sans renforcement.

II.2.2 Calcul avec renforcement :

II.2.2.1 Solution Géogrilles :

a) Le tassement :

Le calcul sous le chargement donne une déformation verticale (Tassement) avoisinant les 9.2 cm (Fig. III.5). Ce résultat doit être compare, ultérieurement avec le tassement admissible des remblais ; on remarque que cette technique et très faible en endurance et il résiste mal aux charges transmises par le remblai.

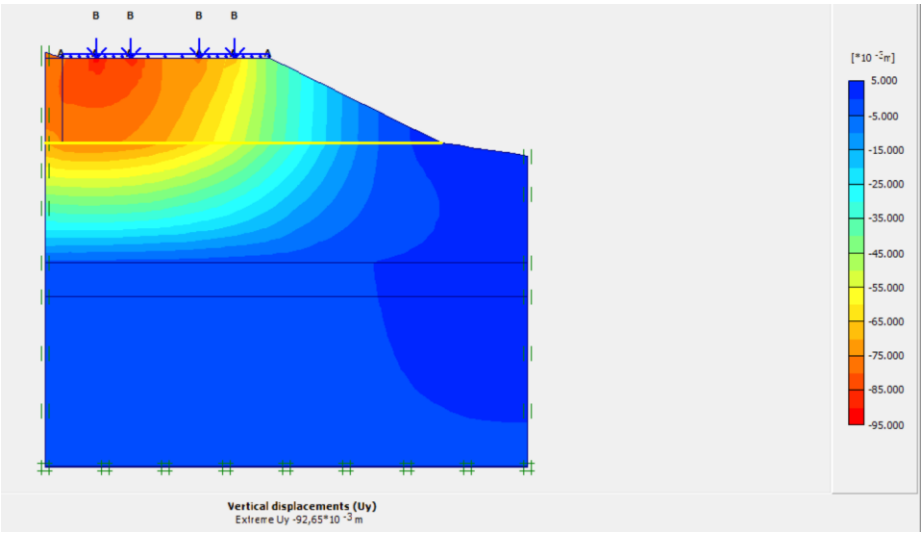


Figure III. 5: Tassement de sol renforcé par géogrilles.

b) Mouvement horizontal :

Le calcul sous le chargement donne une déformation horizontale (Fig. III.6), la valeur totale du mouvement horizontal sur le sol support 1,6 cm

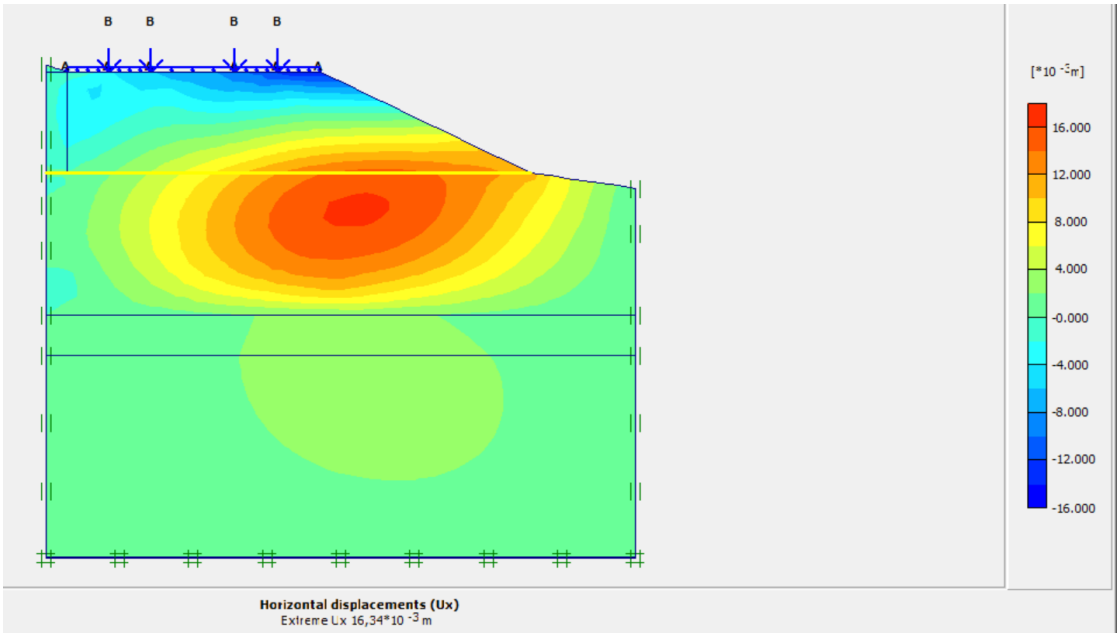


Figure III. 6 : Mouvement horizontal de sol renforcé par géogrilles.

c) Capacité portante :

Le calcul sous le même chargement donne une Capacité portante avoisinant les 40 a KN/m2 (Fig. III.7).

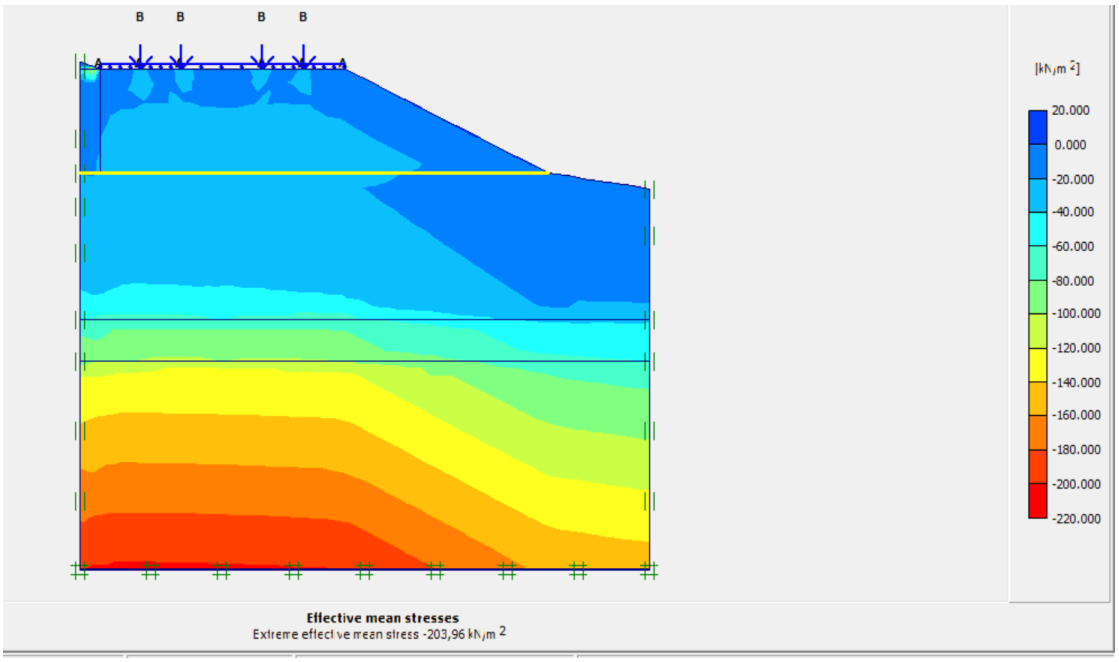


Figure III. 7 : Capacité portante de sol renforcé par géogrilles.

II.2.2.2 Renforcement avec géocellules:

a) Le tassement :

Le calcul sous le chargement donne une déformation verticale (Tassement) avoisinant les 6.9 cm (Fig. III.8). Ce résultat doit être compare, ultérieurement avec le tassement admissible des remblais ; on remarque, quand même une nette amélioration en le comparant à celui du massif sans renforcement.

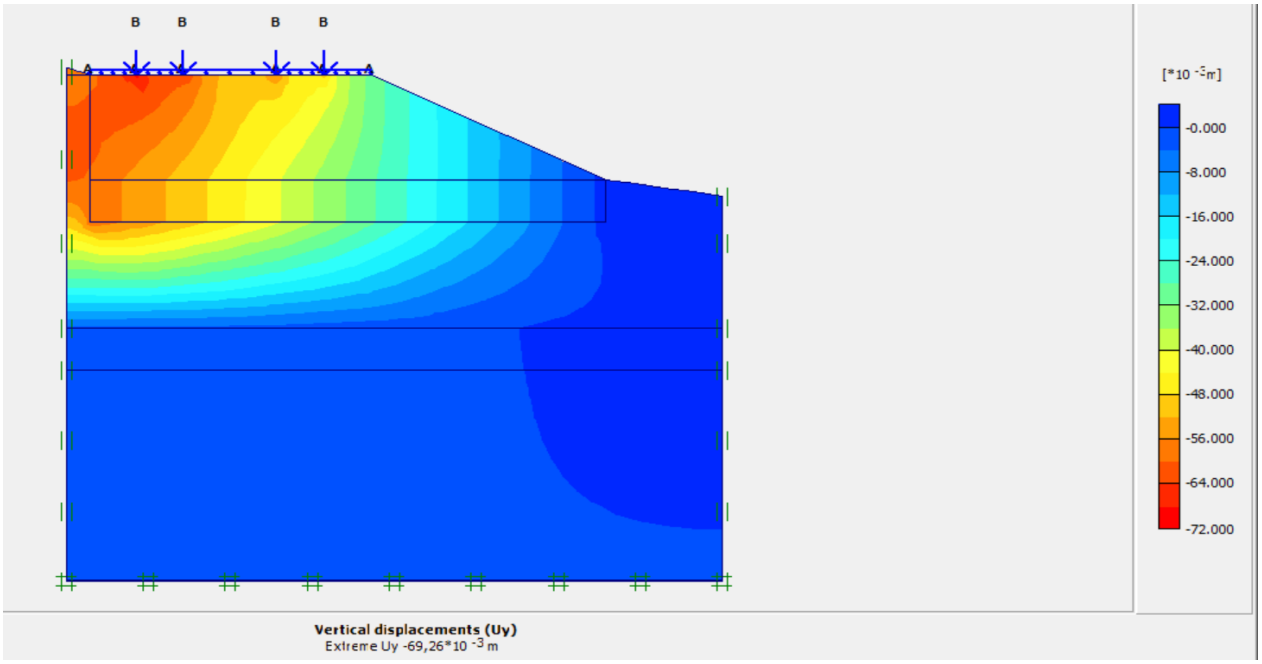


Figure III. 8 : Tassement de sol renforcé par les géocellules.

b) Mouvement horizontal :

Le calcul sous le chargement donne une déformation horizontale (Fig. III.9), la valeur totale du mouvement horizontal sur le sol support 1 cm.

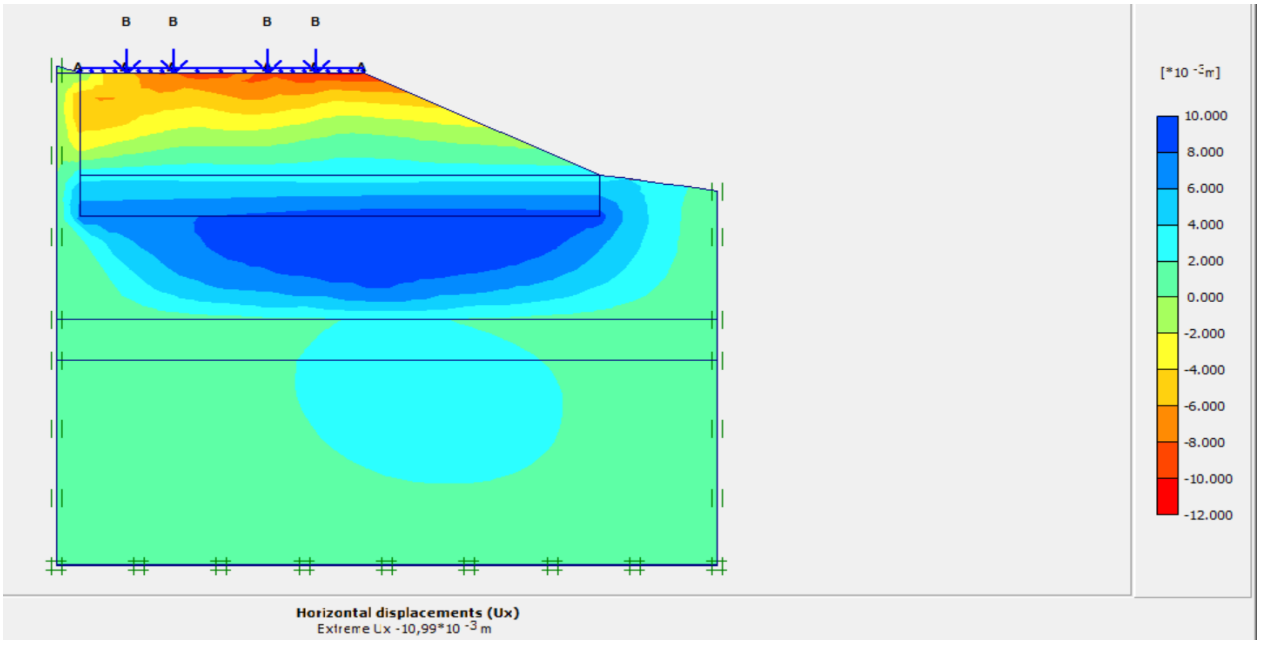


Figure III. 9: Mouvement horizontal de sol renforcé par géocellules.

c) Capacité portante :

Le calcul sous le même chargement donne une Capacité portante avoisinant les 40 kN/m2 (Fig. III.10).

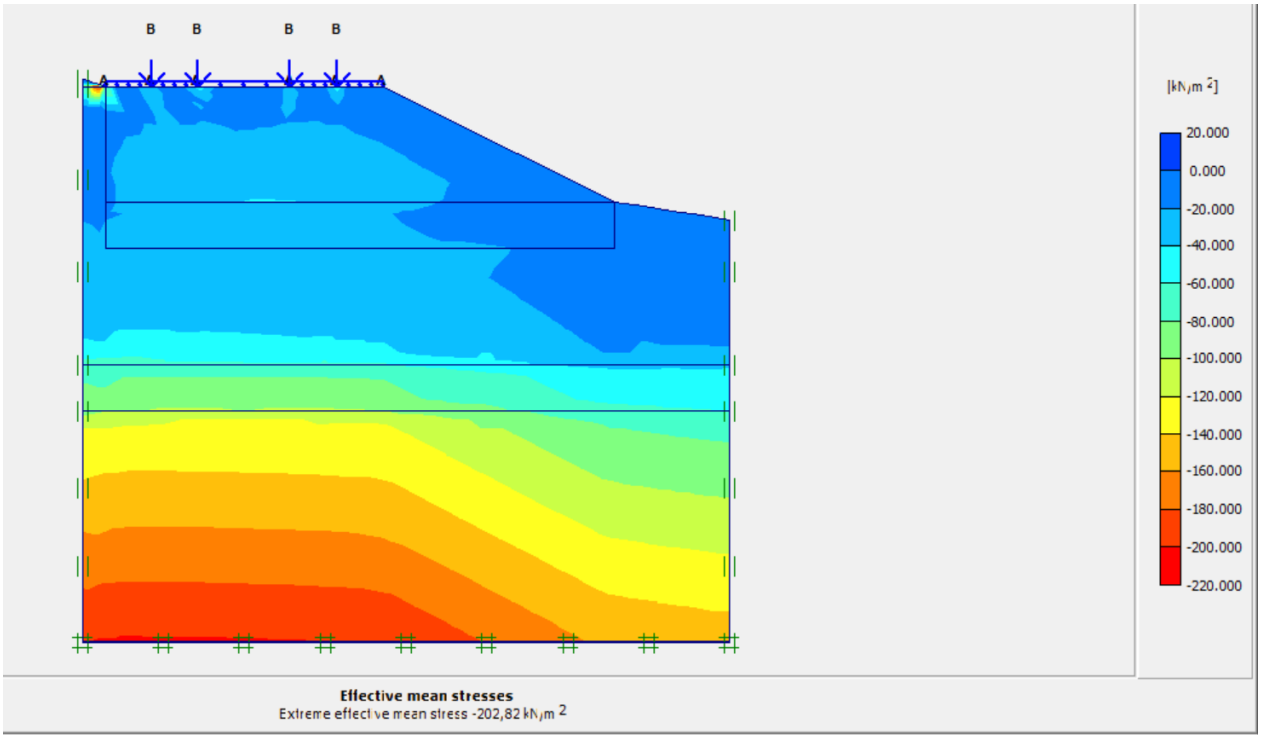


Figure III. 10 : Capacité portante de sol renforcé par géocellules.

II.2.2.3 Renforcement avec géotubes :

a) Le tassement :

Le calcul sous le chargement donne une déformation verticale (Tassement) avoisinant les 1.8 cm (Fig. III.11). Ce résultat doit être compare, ultérieurement avec le tassement admissible des remblais ; on remarque, quand même une nette amélioration en le comparant à celui du massif sans renforcement.

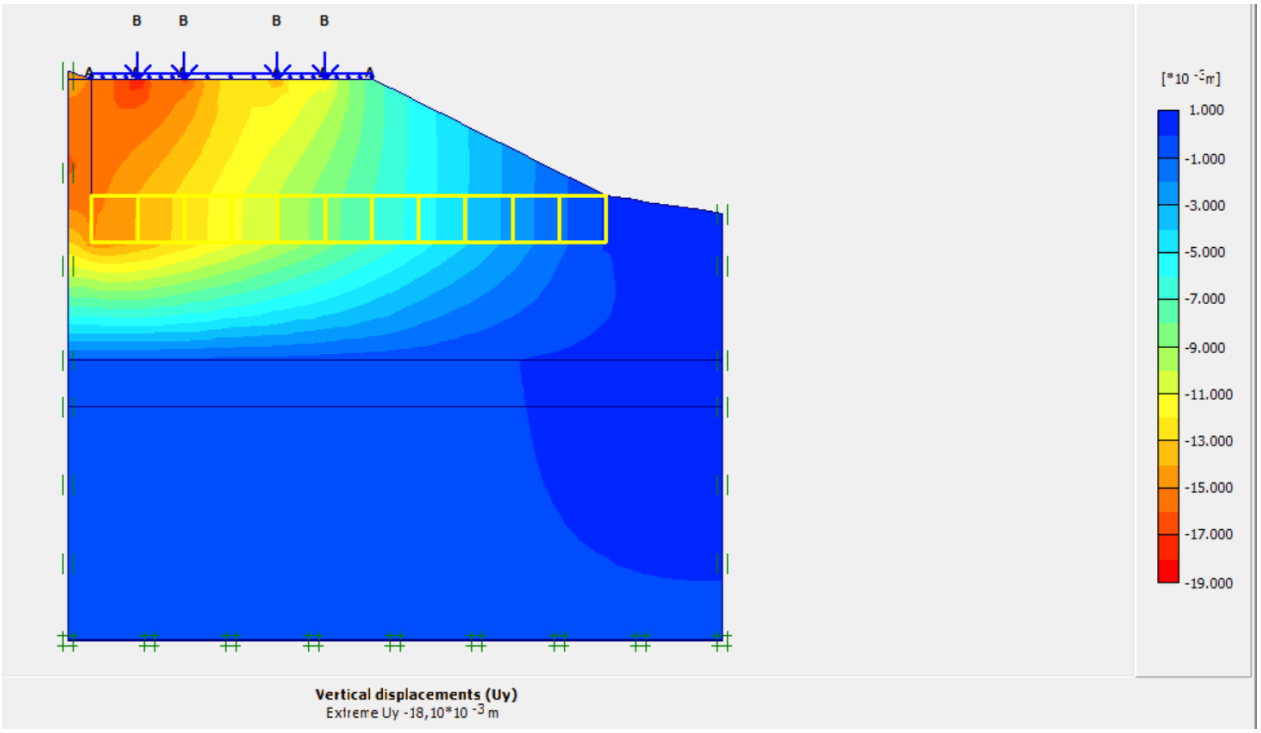


Figure III. 11 : Le tassement de sol renforcé par les géotubes.

b) Mouvement horizontal :

Le calcul sous le chargement donne une déformation horizontale (Figure III.12), la valeur totale du mouvement horizontal sur le sol support 2,6 mm.

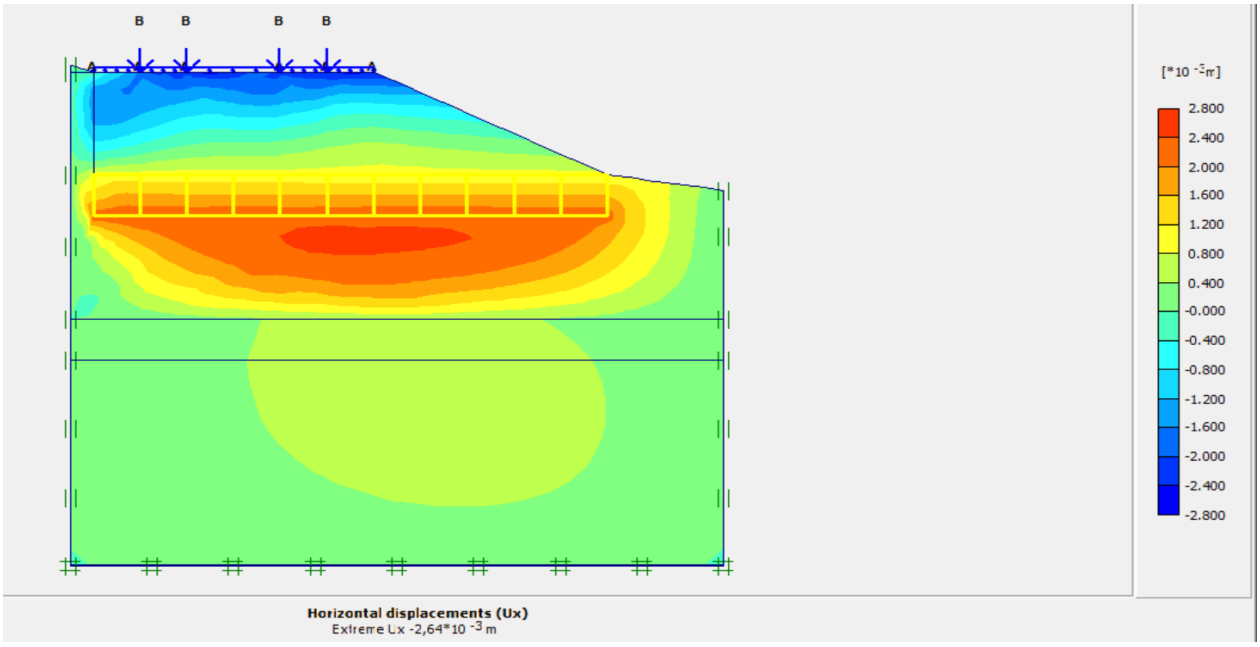


Figure III. 12: Tassement de sol renforcé par géotubes.

c) Capacité portante :

Le calcul sous le même chargement donne une Capacité portante verticale avoisinant 40 kN/m^2 (Fig. III.13)

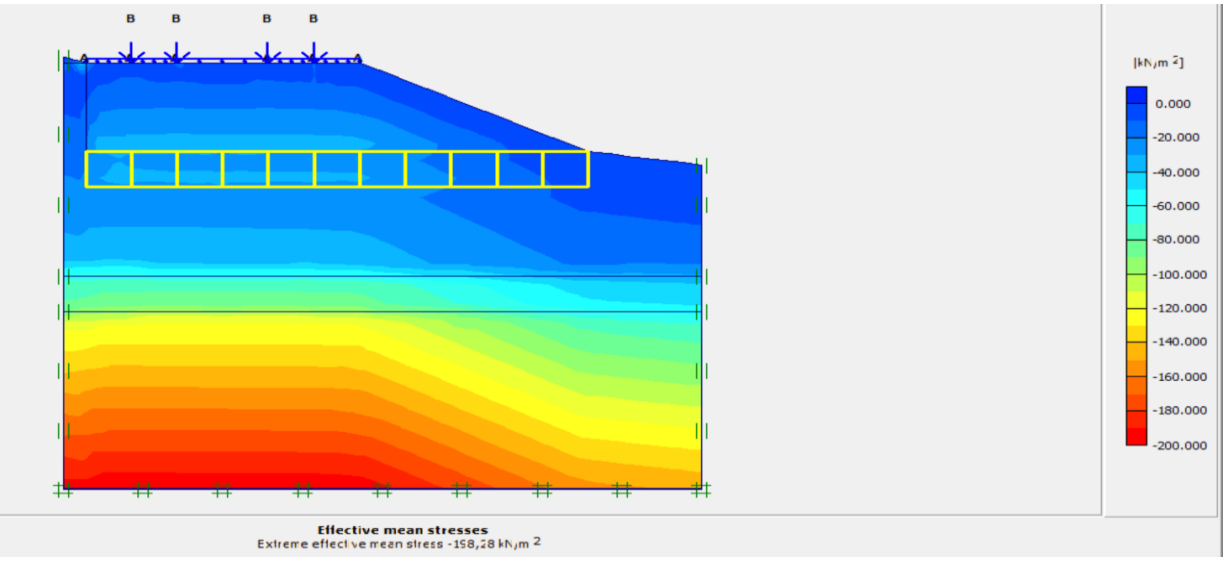


Figure III.13: Capacité portante de sol renforcé par géotubes.

II.2.2.4 Renforcement avec géotubes (couche équivalente)

a) Le tassement :

Le calcul sous le chargement donne une déformation verticale (Tassement) avoisinant les 8 mm (Fig. III.14). Ce résultat doit être compare, ultérieurement avec le tassement admissible des remblais ; on remarque, quand même une nette amélioration en le comparant a celui du massif sans renforcement.

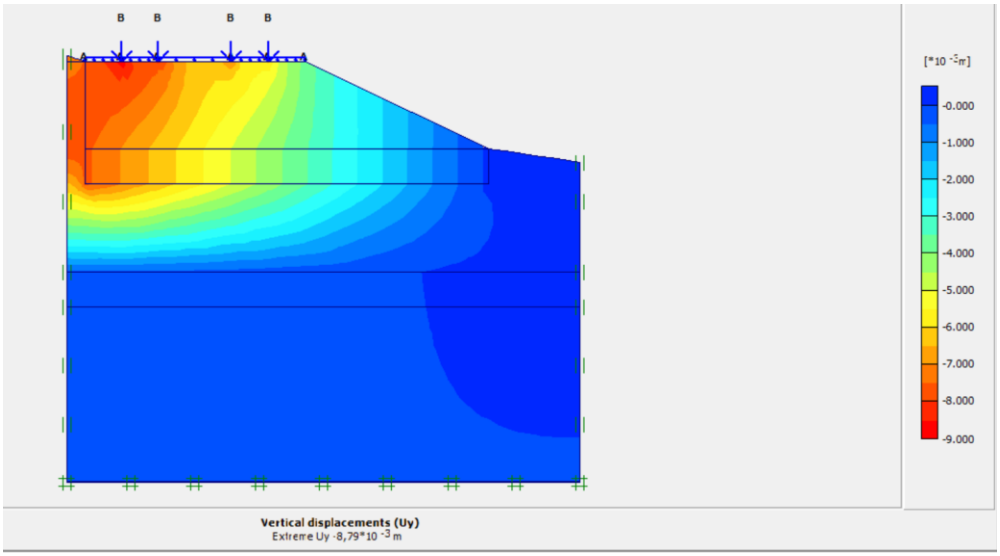


Figure III. 14 Tassement de sol renforcé par les géotubes (couche équivalente).

b) Mouvement horizontal :

Le calcul sous le chargement donne une déformation horizontale (Fig. III.15), la valeur totale du mouvement horizontal sur le sol support 1,4 mm

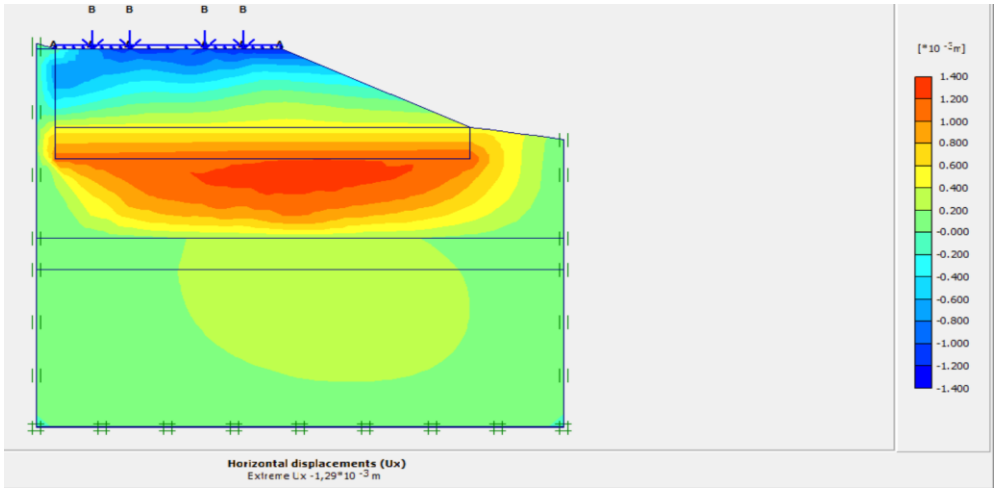


Figure III. 15 : Tassement de sol renforcée par géotubes (couche équivalente).

c) Capacité portante:

Le calcul sous le même chargement donne une contrainte effective avoisinant 197,72 kN/m2 (Fig. III.16).

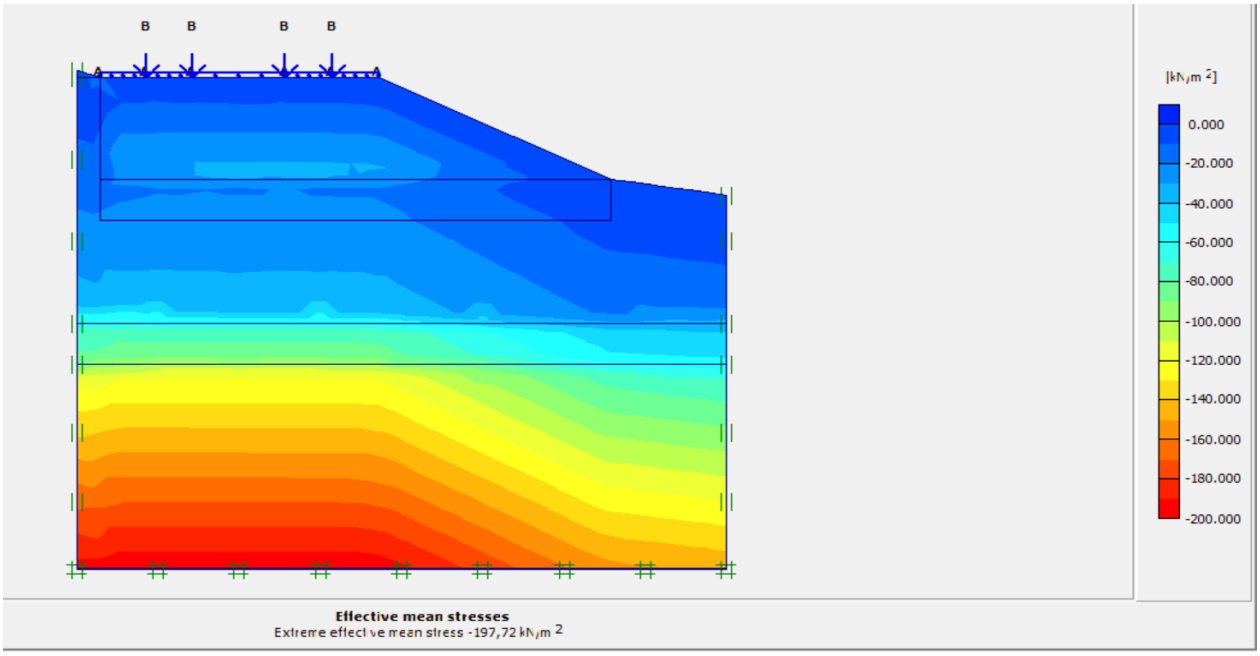


Figure III. 16: Capacité portante sol renforcé par géotubes (couche équivalente).

III.2.4. Facteur de securité :

a) Sans renforcement :

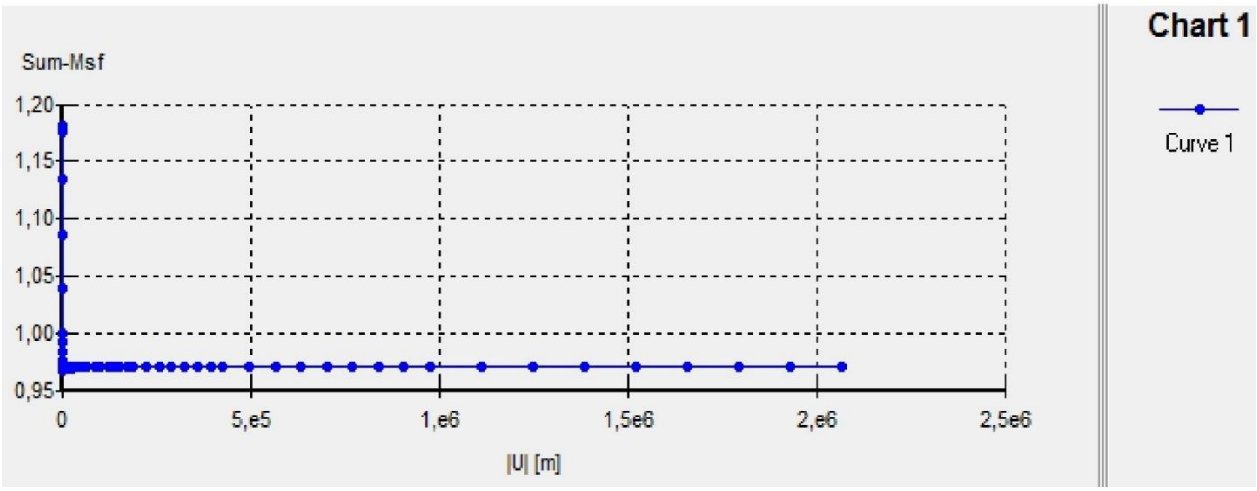


Figure III. 17 : Facteur de sécurité sons renforcement.

b) Renforcement avec géotube :

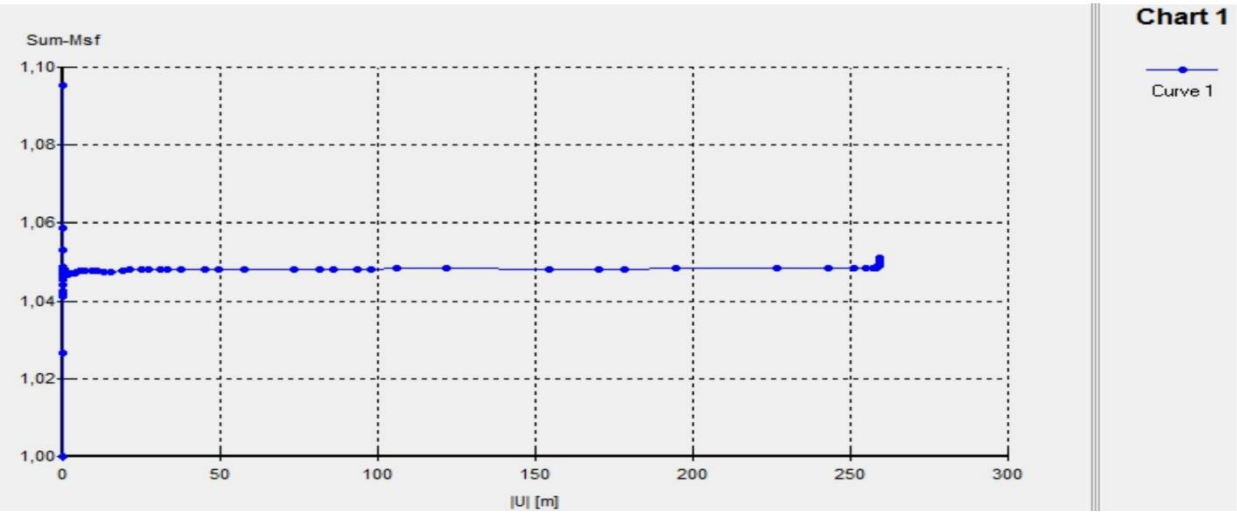


Figure III. 18 : Facteur de sécurité. Renforcement par géotubes.

III.2.5. Calcul du géotube :

Vu son rôle essentiel dans le renforcement et l'amélioration de la portance du sol support, la modélisation et le calcul, séparément, de l'élément géo-tube, considéré travailler comme une poutre sur base élastique, s'avère importante et nécessaire. Pour ce faire, on procède magnant le programme de calcul des poutres sur base élastique (Online GEMS, Trial Version).

1 ⁄ Beam Dimensions (Dimensions de la poutre « Géotube »)
Length of beam (m): 10.0
Breadth of beam (m): 1.0
Depth of beam (m): 1.0

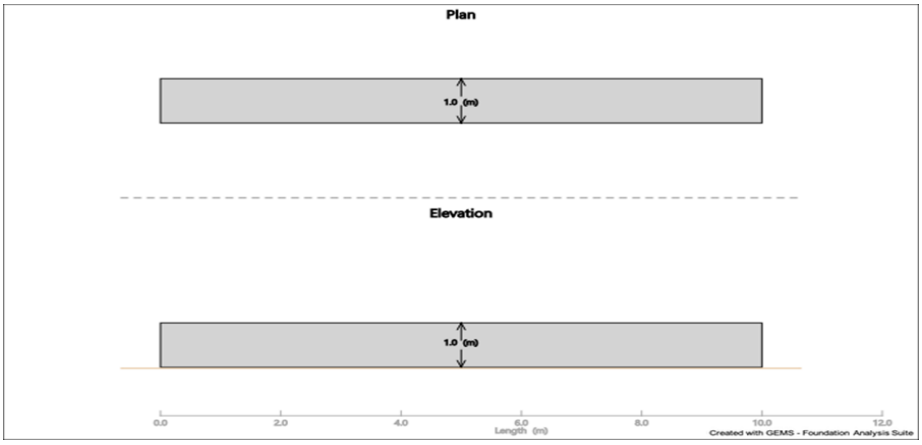


Figure III. 19 : Dimensions de la poutre « Géotube ».

2 ٪Beam properties (Propriétés de la poutre « Géotube ») :
Beam material: User defined composite
Elastic modulus (kN/m²): 3300.0
Unit weight (kN/m³): 21.0

Tableau III.1: **Flexural Rigidity Table**

Index		Segment end (m)	Flexural rigidity (kN.m²)
1		10.000	100.000

Tableau III.2 : **Prescribed Restraints Table**

Index	Type	Distance (m)	Valeur	Unités
1	Displacement	0.000	0.000	(m)
2	Displacement	10.000	0.000	(m)

3 °/Soil properties (Propriétés du sol)
Soil type: Soft clay (argile molle)
Subgrade modulus (Raideur du sol support) (kN/m³): 300.0

4 ٪ Load case-1, Include self-weight in analysis, **(Cas de charge-1,** poids propre inclu**).**

Tableau III. 3 : Concentrated Load Table (Charge concentrée)

Index	Distance (m)	Load (kN)	Moment (kNm)
1	1.000	100.000	0.000
2	9.000	100.000	0.000

Tableau III. 4 : Uniformly Distributed Load Table (Charge répartie)

Index	Segment start (m)	Segment end (m)	Load (kN/m)
1	0.000	10.000	20.000

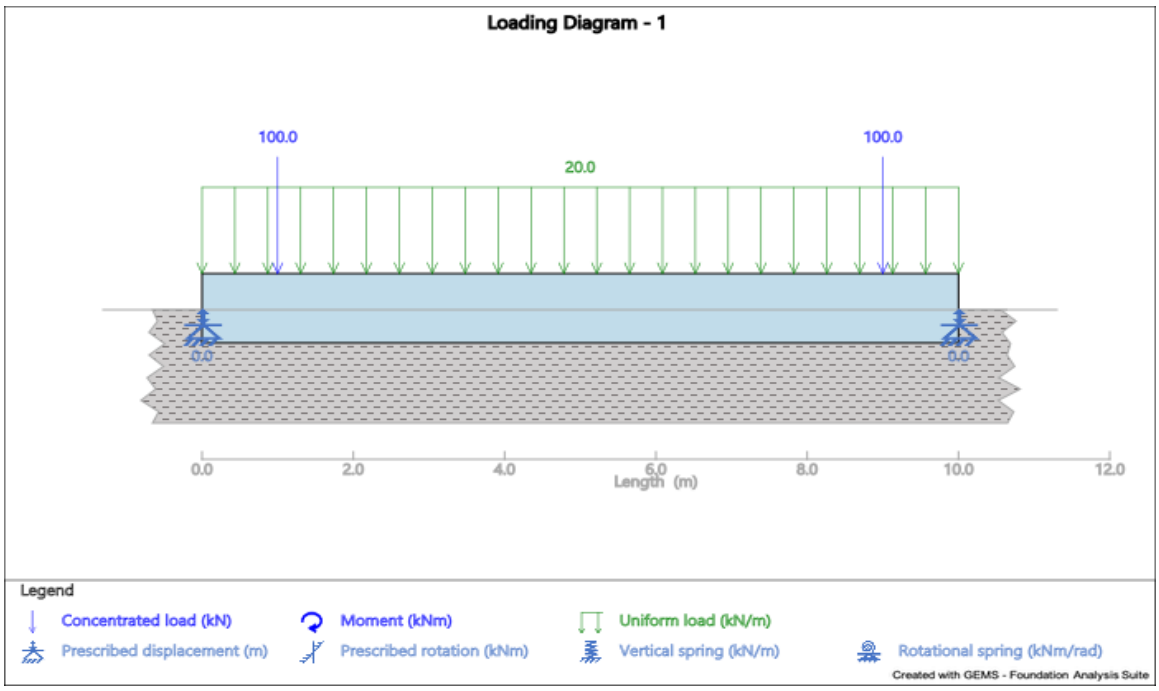


Figure III. 20 : Cas de charge.

5 ⁄ Analyzis (Rrésultats) :

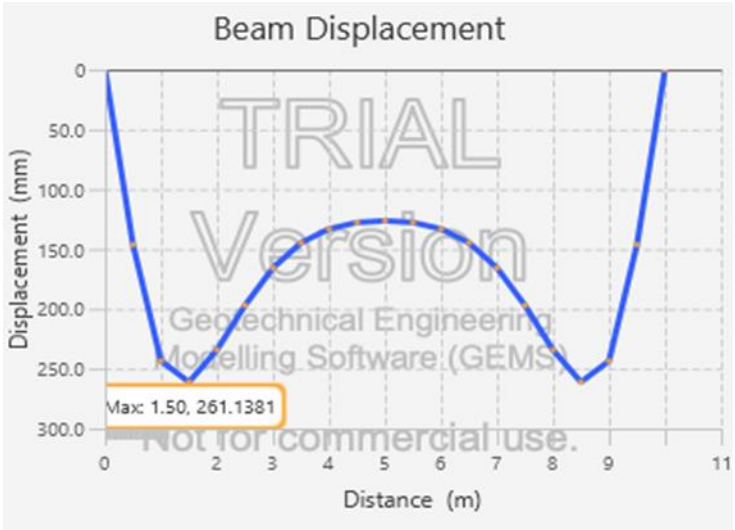


Figure III. 21 : Déformée de la base.

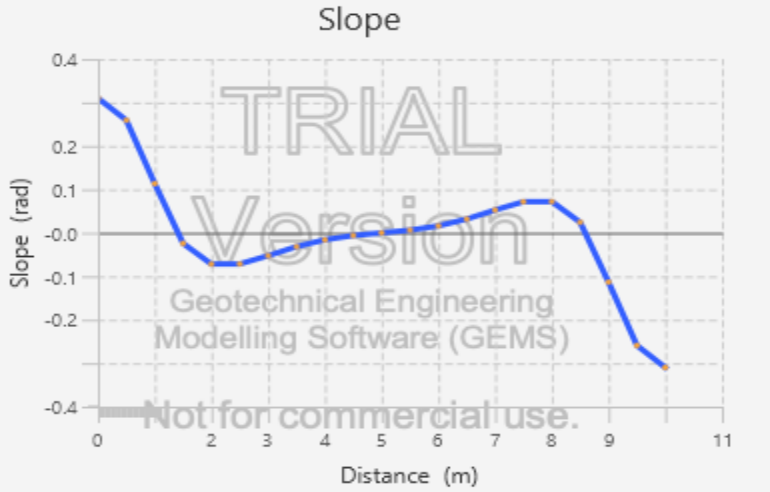


Figure III. 22 : Déformée angulaire.

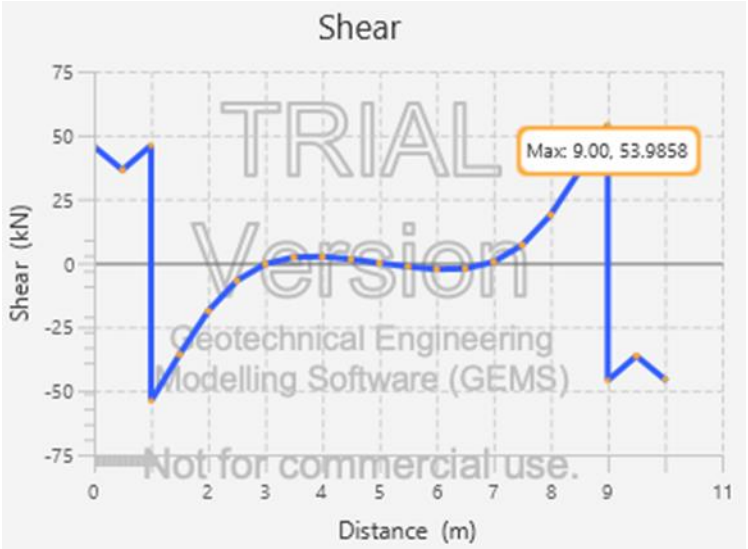


Figure III.23: Effort trenchant.

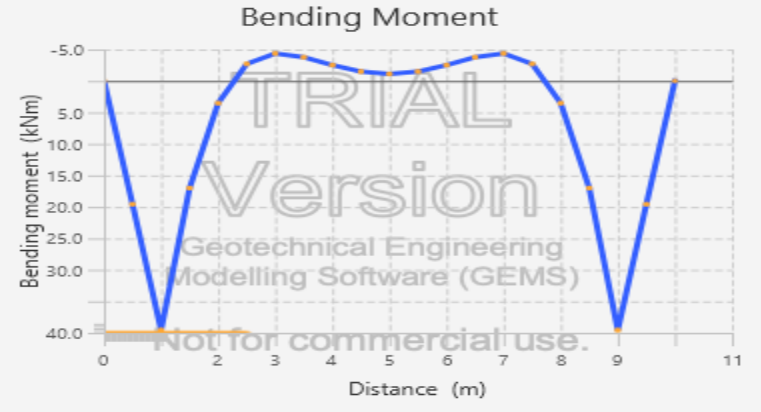


Figure III. 24 : Moment fléchissant.

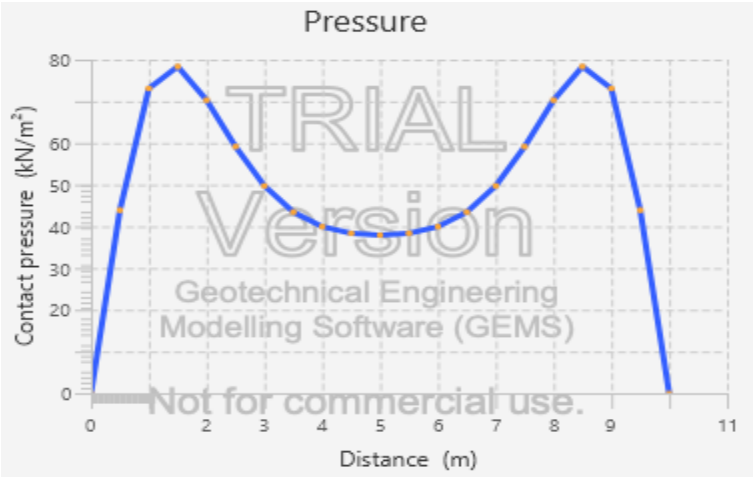


Figure III.25: Pression de contacte à la base.

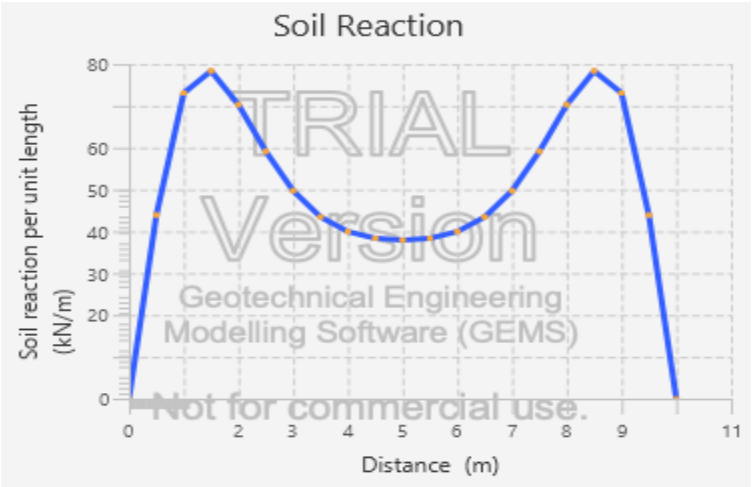


Figure III. 26 : Réaction à la base.

III.2.5.2. Calcul de l'enveloppe du géotube (Géotextile) :

L'enveloppe du géo-tube (Géotextile de renforcement) sera dimensionne en vérifiant son allongement et sa résistance à la rupture par traction, étant sollicité à un effort vertical venant du sol supérieur (remblai) en plus de la pression interne du au remplissage par le matériau granulaire (sable) dans le tube (enveloppe) induisant ainsi sa tension par effet membrane (Fig. III.27).

- **Calculs :**

Calcul de traction transversale (T) dans le tissu de l'enveloppe du Géo-tube:

$$T = T_q - T_p \quad \text{(III.1)}$$

Où :

T_q : Tension due au chargement (pression de contacte à la base Δq) ;

$T_p = \Delta p . A_t$: tension due au pompage de l'enveloppe ;

Δp : pression de pompage du Géo-tube, dans notre cas prise égale à : 750 Pa.

$A_t = 2\,\pi . r . L_g$: section transversale du tube;



Figure III. 27

A.N:

$$T_p = 0{,}75.2\,\pi . 0{,}5.1 = 2{,}355 \text{ kN/m} \quad \text{(III.2)}$$

$$T_q = 80.1 = 80 \text{ kN/m} \quad \text{(III.3)}$$

Alors :

$$T = 80 - 2{,}35 = 77{,}65 \text{ kN/m} \quad \text{(III.4)}$$

Cet effort doit être limité a la traction limite (admissible) :

$$T = T_q - T_p \leq T_{adm.} = 100 \text{ kN/m.} \quad \text{(III.5)}$$

Conclusion : la traction limite du tissu est vérifiée.

III.3 Vérification de la capacité portante :

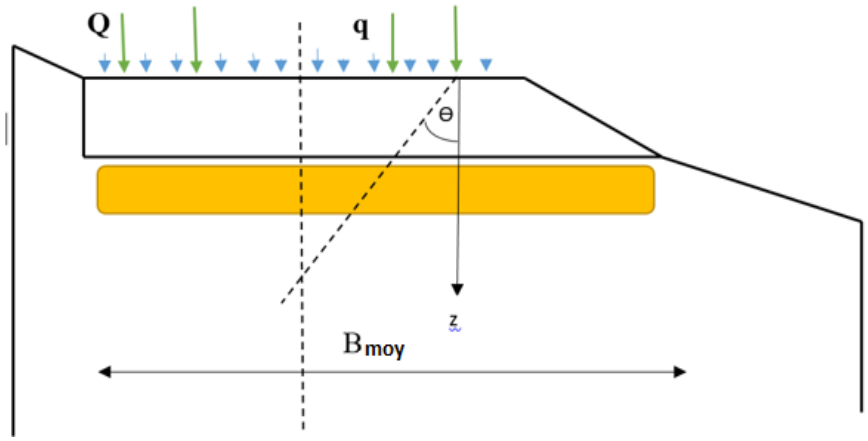


Figure III. 28 : Schéma de calcul (vérification de capacité portante).

La vérification de la capacite portante consiste à accomplir la condition suivante :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} \qquad \text{(III.6)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{Poix\ du\ remblai}{B_{moy}} + \ q(chaussee) + \Delta\sigma\ (Q) \qquad \text{(III.7)}$$

Et

$$\bar{\sigma} = \frac{q_u}{F} \qquad F = 3 \qquad \text{(III.8)}$$

$$q_u = 5{,}14\ C_u \ \text{ pour } \ \varphi_u = \ 0 \qquad \text{(III.9)}$$

$\Delta\sigma\ (Q)$, selon Boussinesq :

$$\Delta\sigma\ (Q) = \left[\frac{3\ Q\cos^5\theta}{2\ z^2}\right] x4 \qquad \text{(III.10)}$$

- Vérification de capaciter portante :

$$\sigma_s = \frac{Poid\ du\ remblai}{B_{moy}} + \ q(chaussee) + \Delta\sigma\ (Q) \qquad \text{(III.11)}$$

Poid du remblai = volume de remblai x poid de remblai = ((6 x2.5) +($\frac{6x2.5}{2}$) x 1ml) x20= 450kn

B_{moy} =11m

q(chaussee) =10kn/m^2

$$\Delta\sigma\,(Q) = \left[\frac{3\,Q\cos^5\theta}{2\,z^2}\right]x4 \qquad \text{(III.12)}$$

$\theta 1 = 9.5\ et\ \theta 2 = 18.43$ donc :

$$\Delta\sigma\,(Q)1 = \left[\frac{3\,Q\cos^5(\theta 1)}{2\,z^2}\right]x2 \text{ et } \Delta\sigma 2\,(Q) = \left[\frac{3\,Q\cos^5(\theta 2)}{2\,z^2}\right]x2 \qquad \text{(III.13)}$$

On a :

$Q = 65$ kN

Z = 6m

$$\Delta\sigma\,(Q)1 = \left[\frac{3\,(65)\cos^5(9.5)}{2\,(6)^2}\right]x2 = 11.37 \qquad \text{(III.14)}$$

$$\Delta\sigma\,(Q)2 = \left[\frac{3\,(65)\cos^5(18.43)}{2\,(6)^2}\right]x2 = 4.16 \qquad \text{(III.15)}$$

$$\Delta\sigma\,(Q) = \Delta\sigma\,(Q)1 + \Delta\sigma\,(Q)2 \qquad \text{(III.16)}$$

$$\Delta\sigma\,(Q) = 11.37 + 4.16 = 15.53 \qquad \text{(III.17)}$$

$$\Delta\sigma\,(Q) = 15.53\ \text{kN/m}^2 \qquad \text{(III.18)}$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{450}{11} + 10 + 15.53 = 66.43\text{kn/m}^2 \qquad \text{(III.19)}$$

Et :

$$\bar{\sigma} = \frac{q_u}{F} \qquad \text{(III.20)}$$

$q_u = 5{,}14\ C_u$ on a (III.21)

$C_u = 35\text{kn/m}^2$ et F = 3 (III.22)

$q_u = 5{,}14\text{x}\ 35 = 200.46$ (III.23)

$$\bar{\sigma} = \frac{200.46}{3} = 66{,}82\ \text{kN/m}^2 \qquad \text{(III.24)}$$

Donc $\bar{\sigma} \geq \sigma_s$, Alors la capacité portante est vérifiée.

III.4. Discussion des résultats :

Tableau III. 5 récapitulatif des résulta.

	Avant renforcement calcul m	Apres renforcement
Tassement (mm)	89,95	7
Capacité portante (kPa)	30	40

Le tableau III.5 représente un récapitulatif sur des résultats obtenus de la modélisation d'ouvrage on terre étudiéé dans ce cas en utilisant PLAXIS 2D, avant le renforcement et après le renforcement, car on remarque qu'il y a une amélioration des valeurs du tassement et de capacité portante vers l'admissibilité.

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre les résultats des simulations effectuées avec le logiciel PLAXIS 2D démontrent une amélioration notable en termes de tassement et de capacité portante. Avant le renforcement, le tassement mesuré était de 89 mm et la capacité portante de 30 kPa, tandis qu'après le renforcement avec Géo-tube, le tassement a été réduit à 7 mm et la capacité portante a augmenté à 40 kPa a la base. Ces résultats confirment l'efficacité du Géotube comme solution de renforcement, améliorant ainsi la stabilité et la durabilité des infrastructures routières.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire nous avons présenté une étude numérique sur le confortement d'un remblai supporté par un sol de faible portance, magnant le logiciel « **Plaxis 2D** »

L'objectif de ce modeste travail est d'étudier l'influence du traitement mécanique de renforcement du sol support d'un remblai de route par différentes solutions (géogrille, géocellule, géotube). Le sol support constitué de sols fins de mauvaises caractéristiques mécaniques et physiques, à l'état naturel.

Sur la base des résultats obtenus lors de l'étude numérique, les conclusions suivantes ont pu être tirée :

Le renforcement par géogrille est la technique la plus utilisée en pratique. Adoptée dans notre travail, elle a donné la valeur de tassement de 9.2 cm ; donc un certain soulagement du sol support, néanmoins, cette technique reste inefficace dans le cas des grands chargements (remblais de grandes hauteurs plus les charges des véhicules lourds). Par conclusion, d'autres techniques ont été aussi testes afin de pallier aux problèmes de mouvement de terrain constatés (tassement, affaissement, ...)

Le renforcement avec les géocellules a permis de donner des résultats 6.9 cm de tassement ce qui peut engendrer un mal soulagement dans le sol support

Le renforcement avec géotubes a permis de donner des résultats plus satisfaisants (de 1.8 cm). Cette variante de solution s'avère la plus efficace, donc la mieux appropriée.

La capacité portante, à son tour, a été augmentée significativement après renforcement et confortement, ce qui confirme bien la validité des techniques et solutions proposées.

Les techniques proposées n'ont pas eu d'impact significatif sur le facteur de sécurité ; donc il est recommandé de procéder également au renforcement des talus du remblai ultérieurement.

Une étude technico économique, comparative, serait souhaitable afin de pouvoir, finalement, décider sur la solution la plus optimale avec tous ces aspects, y compris les conditions de sa faisabilité.

Enfin nous pouvons dire que les solutions proposées et analysées dans notre mémoire, dérivant de la fameuse technique, modestement appliquée dans notre pays, dite « ***La terre***

Armée » semble intéressante et réussie, donc nécessite plus de travaux de vulgarisation tant sur le plan académique que pratique.

Références bibliographiques :

[1] COLLECTIF, 1999. Géosynthétiques, techniques et applications. Ingéniérieries-Eat, numéro spécial 1999, 115 p.

[2] DINGER, F., MOIROUD, C., 1999. L'utilisation de toile de coco dans les ouvrages de protection des berges,

Ingénieres-EAT, numéro spécial Géosynthétiques techniques et applications.

[3] Sit: https://www.luxury-garden.fr/les-differents-types-et-modele-de-geotextile-et-leurs-utilisations/

[4] Albert KOFFLER, les solution geosynthetiques dans les infrastructures et la protection du littoral

[5] Benouali A. hamid. ELABORATION ET ANALYSE D'UN MUR COMPOSITE EN SABLE-TISSU TECHNIQUE, Thèse de Magister, , Blida 2006]

[6] 4 C. M. J.-p. Magnan, « évaluation des risques de rupture sur un tracé de remblai,» revue française de géotech. , vol. 44, pp. 43-55 , 1988.

[7] 5 V. B. Ph. Mestat, « base de données sur la confrontation modèles numériques d'ouvrages - mesures in situ» revue française de géotechnique, 2001.

[8] 2 J.-p. E. P. G. Magnan, « amélioration des sols.,» techniques de l'ingénieur, paris, 1988.

[9] Holtz R.D. Geosynthetics for soil reinforcement. The 9th Spencer J. Buchanan. Lecture, University of Washington Department of Civil &Environmental Engineering, November 2001.

[10] Zhang L, Zhao M, Shi C, Zhao H (2010) Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering. Géotextile Géomembranes 28(5):475–482

[11] Jouini Mahmoud et Siad Nceur.2016, Simulation paramétrique du comportement d'un remblai de sol pulvérulent reposant sur une couche d'argile gonflante par le logiciel PLAXIS, cas de l'évitement de la ville de Tébessa, Mémoire Master, Université Larbi Tébessi – Tébessa.

[12] Madhavi Latha , G,K , Rajagopal, and N.R Krishanaswamy. "Eperimental and theoretical investigation on geocell-supported embankment . " International journal of geomechanics 6,1 (2006):30-35

[13] rapport géotechnique (LOT -02-ETUDE DE TRAITEMENT DES GLISSEMENT ET AFFAISSEMENTS DE TERRAINS SUR CW08 DTP DE MEDEA ENTRE BENI ATELI ET BAZIZ) labo mazzad

[14] sur entrent (https://e.vnexpress.net/news/world/japan-quake-rescuers-rush-to-reach-survivors4696080.html?fbclid=IwZXh0bgNhZW0CMTAAAR2LMRjFLmJSYbqczskqFWb2gErPdiSO7mXw7BtznXMvUBR_kzCslN2WZlM_aem_IGdPxhQWRfTakG_XDdJnJw)

[15] sur entrent (https://novini247.com/novini/vremenno-se-zatvarya-za-dvijenie-chast-ot-bul-vladimirvazov_6725476.html?fbclid=IwZXh0bgNhZW0CMTAAAR3fWZKQq0uX19HA25WtZ6dbZ1_IGm1ykXlG1LwVd4ymW-WOeKRBx9eKjxY_aem_frmVepjcPhXfAiYV8c7jJA)

[16] sur entrent (https://www.quora.com/How-is-the-sand-that-is-dug-out-from-a-construction-siteused?fbclid=IwZXh0bgNhZW0CMTAAAR1srETUtqCurRRyHJ_5ixV3uGohnE0CkJQbknn6qo76AcqoNccx7M87TQ_aem_1Z7sMVCrQKsPVVoHQg-JPw)

[17] Liu et al., 2008 ; Rowe et Taechakumthorn, 2008