

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister

Spécialité : **GENIE CIVIL**

Option : **Modélisation des matériaux et structures.**

**Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en
sol renforcé**

Présenté par :
BAAZIZ Salah Eddine

Soutenu publiquement le : **02/05/2012.**

Devant le jury composé de :

Pr. GUETTALA Abdelhamid	Prof.	Président	Université de Biskra
Pr. MELLAS Mekki	Prof.	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. OUNIS Abdelhafid	MC « A ».	Examineur	Université de Biskra
Pr. ABBECHE Khelifa	Prof.	Examineur	Université de Batna
Dr. BAHEDI Mohamed	MC « A ».	Examineur	Université de Batna

A la mémoire de ma Mère.

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU pour m'avoir donné la volonté et la patience pour achever ce mémoire.

*J'adresse ma profonde gratitude à mon promoteur **M.MELLAS Mekki**, Professeur à l'Université de Biskra, qui a dirigé ce mémoire. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche. Sa disponibilité et ses conseils m'ont été précieux pour mener à bien ce travail.*

*Je remercie très vivement **M.GUETTALA Abdelhamid**, Professeur à l'Université de Biskra, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse.*

*J'exprime également ma grande reconnaissance au **M.OUNIS Abdelhafid**, Maître de Conférences à l'Université de Biskra et **M.ABBECHE Khelifa**, Professeur à l'université de Batna et **M.BAHEDI Mohamed**, Maître de Conférences à l'université de Batna, pour l'honneur qu'ils m'ont fait et d'avoir accepté de faire partie du jury de soutenance en qualité d'examineur.*

*Je remercie pareillement **M.MABROUKI Abdelhak** et **M.LABED Mohamed** pour leurs orientations, leurs nombreux conseils et aides.*

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département de Génie Civil de l'université de Biskra. Je remercie également les collègues de ma promotion.

Résumé :

Le renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est une solution économique intéressante, permet d'assurer la stabilité des ouvrages de soutènement. Les différents types de géosynthétiques habituellement utilisés sont des nappes de géogrilles ou de géotextiles tissés. Le comportement mécanique des sols renforcés par géosynthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols.

Le présent sujet de recherche s'intéresse à la modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par des nappes horizontales de géogrilles, cette modélisation fait à l'aide du logiciel FLAC3D qui basé sur la méthode des différences finies explicites.

Ce travail a pour objectif d'analyser l'effet de quelques paramètres : la longueur de la géogrille "L", la raideur de la géogrille "J", l'angle de frottement de l'interface sol-écran " δ " et application d'une surcharge uniformément répartie "Q" sur le massif de sol, avec la prise en compte de la fixation ou non des nappes de géogrilles au mur.

Mots-Clés:

Mur de soutènement, pressions de terre, géosynthétique, sol renforcé, modélisation numérique, FLAC3D.

Abstract:

The reinforcement of massive backfill with horizontal layers of geosynthetics is an economical solution interest, which ensures the stability of retaining structures. The different types of geosynthetics usually used are layers of geogrids or woven geotextiles. The mechanical behavior of geosynthetic reinforced soil is complex and requires study and research to understand the mechanisms of rupture, the behavior of reinforcements in the soil and the behavior of key system components: reinforcement-wall-soil.

This subject of research is interested in numerical modeling of a retaining wall reinforced soil by horizontal layers of geogrid, this modeling makes using the software FLAC3D which based on the method the explicit finite differences.

This work aims to analyze the effect of some parameters: the length of the geogrid "L", the stiffness of the geogrid "J", the friction angle of the interface soil-wall " δ " and application a uniformly distributed surcharge "Q" on the soil block, with the taking into account of the fixing or not of the layers of géogrilles to the wall.

Key-words:

Retaining wall, earth pressures, geosynthetic, reinforced soil, numerical modeling, FLAC3D.

ملخص:

تقوية أكوام الأتربة بواسطة أشرطة أفقية من الجيوسنتتيك هو حل مهم من حيث التكلفة، ومن حيث ضمان استقرار الهياكل الاستنادية. الأنواع المختلفة للجيوسنتتيك المستعملة عادة هي أشرطة من الجيوفريل أو الجيوتكستيل المنسوجة. السلوك الميكانيكي للتربة المدعمة بالجيوسنتتيك معقد ويتطلب دراسة وبحث لفهم آليات الانكسار، سلوك التدريمات في التربة وسلوك المكونات الرئيسية للهيكل: المدعم - الجدران - التربة.

هذا الموضوع البحثي يركز على النمذجة العددية لجدار الاستناد للتربة المسلحة بواسطة طبقات أفقية من الجيوفريل، وذلك باستخدام برنامج " فلاك " ذو الثلاثة أبعاد المؤسس على طريقة الفروق المحدودة.

ويهدف هذا العمل إلى تحليل أثر بعض العوامل : طول الجيوفريل " L "، صلابة الجيوفريل " J "، زاوية احتكاك التربة وواجهة الجدار " δ " و تطبيق حمولة موزعة بشكل متجانس " Q ". كل هذا يتم مع أخذ الاعتبار بأن أشرطة الجيوفريل مثبتة أو غير مثبتة بالجدار.

الكلمات المفتاحية :

جدار ساند، ضغوطات التربة، جيوسنتتيك، التربة المدعمة، النمذجة العددية، " فلاك " ذو الثلاثة أبعاد.

Sommaire

Résumé	iii
Abstract	iv
ملخص	v
Liste des principaux symboles	x
Liste des abréviations	xii
Liste des tableaux	xiii
Liste des figures	xv
Introduction générale	1

Partie I : Recherche bibliographique.

CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT DES ECRANS DE SOUTÈNEMENT.

1.1. INTRODUCTION	5
1.2. DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	6
1.2.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.....	7
1.2.2. Poussée reprise par l'encastrement.....	7
1.2.3. Poussée reprise par des ancrages.....	7
1.3. ÉTAT DES SOLS AU REPOS	8
1.4. FORCE DE POUSSÉE ET DE BUTÉE DES TERRES	9
1.4.1. Notions de poussée / butée.....	9
1.4.2. Etat de surface de contact sol / mur.....	10
1.4.3. Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres.....	11
1.5. DETERMINATION DES PRESSIONS SUR LES ECRANS	11
1.5.1. Calcul de la pression due au poids des terres.....	12
1.5.2. Calcul de la pression due à la surcharge.....	12
1.5.3. Calcul de la pression due à la cohésion du matériau.....	13
1.6. METHODES DE CALCUL DES POUSSÉES ET DES BUTÉES DES TERRES	14
1.6.1. Méthodes de calcul classiques.....	14
1.6.1.1. Méthode de Coulomb (1776).....	14
1.6.1.2. Méthode de Rankine (1857).....	19

1.6.1.3. Méthode de Boussinesq (1882).....	25
1.6.1.4. Autres méthodes.....	26
1.6.2. Méthode du coefficient de réaction.....	29
1.7. LES OUVRAGES EN TERRE ARMEE	30
1.7.1. Définition et principe.....	31
1.8. CONCLUSION.....	32

CHAPITRE 2 : GEOSYNTHETIQUES ET LEUR APPLICATION AU RENFORCEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT.

2.1. INTRODUCTION	34
2.2. MATERIAUX GEOSYNTHETIQUES	34
2.2.1. Définitions.....	34
2.2.2. Fonctions et Applications des géosynthétiques.....	35
2.2.3. Principales propriétés des géosynthétiques.....	37
2.2.4. Principales produits géosynthétiques.....	38
2.2.5. Principales caractéristiques des géosynthétiques.....	42
2.3. EXEMPLES D'UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES EN ALGERIE....	46
2.4. MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTHETIQUES..	50
2.4.1. Principe de fonctionnement	50
2.4.2. Domaine d'emploi	52
2.5. LES ELEMENTS FORMANT L'OUVRAGE	53
2.5.1. Matériau de remblai.....	53
2.5.2. Les éléments de renforcement géosynthétiques	54
2.5.3. Les parements	55
2.6. CONCLUSION	60

CHAPITRE 3 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES METHODES DE CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOSYNTHETIQUES.

3.1. INTRODUCTION.....	62
3.2. METHODE DE CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOSYNTHETIQUES	62
3.2.1. Introduction	62
3.2.2. La méthode des tranches horizontale.....	63

3.2.3. La méthode K-stiffness	73
3.2.4. Concept analytique homogénéisé (la méthode homogène)	74
3.2.5. Études expérimentales	76
3.2.6. Analyse numérique	85
3.2.7. Équilibre limite	90
3.3. CONCLUSION	91

Partie II : Simulation numérique.

CHAPITRE 4 : PRESENTATION DES OUTILS DE SIMULATION ET MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES.

4.1. INTRODUCTION	94
4.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ET DES PARAMETRES UTILISES	94
4.2.1. Présentation du code de simulation numérique FLAC 3D	94
4.2.2. Méthode des différences finies	95
4.2.3. Analyse Lagrangienne	96
4.2.4. Principe de résolution numérique en mode explicite	96
4.2.5. Génération de maillage	98
4.2.6. Méthodologie de simulation avec FLAC 3D	100
4.3. ELEMENTS D'INTERFACES	102
4.4. ELEMENTS STRUCTURELS	104
4.4.1. Brève description des types d'éléments structurels	104
4.4.2. Élément géogrille	105
4.5. LES MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL	112
4.5.1. Introduction	112
4.5.2. Comportement élastique	112
4.5.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)	112
4.5.3. Comportement élasto-plastique	113
4.5.3.1. Partition des déformations	113
4.5.3.2. Notion de Surface de charge	114
4.5.3.3. Notion d'écrouissage	114
4.5.3.4. Notion de loi d'écoulement plastique	116
4.5.4. Loi de comportement élastique parfaitement plastique	117
4.5.4.1. Critère de Mohr-Coulomb	117

4.5.4.2. Critère de Tresca	120
4.5.4.3. Critère de Von Mises.....	120
4.5.4.4. Critère de Drucker-Prager	120
4.6. CONCLUSION.....	122

CHAPITRE 5 : MODELISATION NUMERIQUE D’UN ECRAN DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOGRILLE.

5.1. INTRODUCTION.....	124
5.2. SIMULATION NUMERIQUE.....	124
5.2.1. Présentation du cas étudié.....	124
5.2.2. Maillage et conditions aux limites	125
5.2.3. Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux	126
5.2.4. Procédure de simulation	129
5.3. ETUDE PARAMETRIQUE.....	132
5.3.1. Introduction.....	132
5.3.2. Effet de la longueur de la géogrille	132
Effet sur les déplacements horizontaux du mur	132
Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur.....	135
5.3.3. Effet de la raideur de la géogrille	138
Effet sur les déplacements horizontaux du mur	139
Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur.....	140
5.3.4. Effet de l’angle de frottement de l’interface sol-mur	141
Effet sur les déplacements horizontaux du mur	142
Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur.....	143
5.3.5. Application d’une surcharge uniformément répartie Q sur le massif de sol.....	144
Effet de la longueur de la géogrille sur les déplacements horizontaux du mur	145
Effet de la longueur de la géogrille sur les contraintes horizontales derrière le mur.....	147
5.4. CONCLUSION.....	149
Conclusion générale	151
Perspectives.....	153
Références bibliographiques	154

Liste des principaux symboles :

- δ Angles de frottement sol/écran
- σ_1 La contrainte principale majeure
- σ_2 La contrainte intermédiaire
- σ_3 La contrainte principale mineure
- σ_m Contrainte verticale de confinement
- σ_n La contrainte normale
- σ_h La contrainte totale horizontale
- σ_v La contrainte totale verticale
- σ'_h La contrainte effective horizontale
- σ'_v La contrainte effective verticale
- c Cohésion du sol
- c_w Adhérence sol-mur.
- E Module d'Young
- G Le module de cisaillement
- H Hauteur du mur
- h La hauteur de sol de fondation
- J La raideur de la géogridde
- K Le module de compressibilité
- K_0 Coefficient de pression latérale au repos
- K_a Coefficient de la pression active
- K_p Coefficient de la pression passive
- L Longueur du renforcement
- P_a Poussée des terres
- P_p Butée des terres
- Q La surcharge uniformément répartie

- U La pression interstitielle
- U_x Les déplacements horizontaux du mur
- γ Le poids volumique du sol
- ν Coefficient de Poisson
- φ L'angle de frottement du sol
- ε Déformation locale
- ε_{ij}^e Déformation élastique
- ε_{ij}^p Déformation plastique
- τ Contrainte tangentielle
- ψ Angle de dilatance

Liste des abréviations:

ASTM : American society for testing and materials.

DVP : Drains verticaux préfabriqués.

EG65R : géogrids uniaxial with tesile strengths values of 65 KN/m.

FLAC : Fast Lagrangian Analysis of Continua.

GS HA : Bandes synthétiques type GeoStrap à haute Adhérence.

HDPE : high density polyethlene.

PET : Polyester.

PP : Polypropylène.

PVA : Polyvinyle alcool.

PWRI : Public Works Research Institute.

RAM : Random Access Memory.

UV : rayons ultraviolets.

Liste des tableaux :

Chapitre 1 :

Tableau 1.1 : Différents types de soutènements d'après Schlosser.....	6
Tableau 1.2 : Coefficient de pression latérale des sols au repos d'après Schlosser.....	9
Tableau 1.3 : Angles de frottement " δ " pour des murs en maçonnerie et béton. (Chelgoum, 2006).....	11

Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Exemple d'une fiche technique présente les caractéristiques des géogrilles. (Entreprise Maccaferri, 2010).....	45
--	----

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Liste des inconnus et des équations dans deux formulations simples (Shahgholi et al. (2001); Fakher et al. (2002)).....	64
Tableau 3.2 : Liste des inconnus et des équations dans les deux formulations 3N.....	66
Tableau 3.3 : Liste des inconnus et des équations dans la formulation rigoureuse 5N-1.....	67
Tableau 3.4 : Les équations et les inconnus de la formulation 4n pour le calcul de la pression latérale sur le mur non renforcé avec remblai cohérent-frottent.....	71
Tableau 3.5 : Les équations et les inconnus pour la formulation 5n pour le calcul de la pression latérale sur le mur de soutènement avec remblai cohérents frottant renforcé.....	73
Tableau 3.6 : Endroit des instruments.....	79
Tableau 3.7 : Propriétés du renfort de géogrille.....	82
Tableau 3.8: Caractéristiques des matériaux de remplissage.....	82

Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Les modèles de comportement prédéfinis dans le code FLAC3D.....	95
Tableau 4.2 : Comparaison entre les méthodes de résolution explicite et implicite, d'après Itasca (2000).....	98
Tableau 4.3 : Formes des zones primitives disponibles dans FLAC3D, d'après le manuel de FLAC3D (2006).....	99
Tableau 4.4 : Lois de comportement élastique parfaitement plastique.....	121

Chapitre 5 :

Tableau 5.1: Caractéristiques géomécaniques du sol.....	127
Tableau 5.2: Caractéristiques du mur.....	127
Tableau 5.3: Caractéristiques de l'interface sol/mur.....	128
Tableau 5.4: Caractéristiques de géogrilles.....	129
Tableau 5.5 : Comparaison des résultats des contraintes horizontales derrière le mur pour un mur de soutènement en sol non renforcé.....	136
Tableau 5.6 : Comparaison des résultats des contraintes horizontales derrière le mur pour un mur de soutènement en sol non renforcé avec l'application d'une surcharge sur le massif de sol.....	147

Liste des figures :

Chapitre 1 :

Figure 1.1 – Contrainte totale à la profondeur z.....	8
Figure 1.2 – Principe de la poussée et de la butée.....	10
Figure 1.3 – Diagramme des pressions sur un écran, due au poids des terres.....	12
Figure 1.4 – Diagramme des pressions sur un écran, due à la surcharge.....	13
Figure 1.5 – Coin de Coulomb.....	15
Figure 1.6 – Théorie de Coulomb. Poussée active.....	15
Figure 1.7 – Diagramme de l'équilibre des forces.....	16
Figure 1.8 – Théorie de Coulomb. Poussée active, sol cohérent.....	17
Figure 1.9 – Théorie de Coulomb. Poussée passive.....	19
Figure 1.10 – Rupture zonale de Rankine.....	19
Figure 1.11 – Les efforts pour un morceau de sol isolé.....	20
Figure 1.12 – Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol pulvérulent.....	21
Figure 1.13 – Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol cohérent.....	23
Figure 1.14 – Boussinesq.....	25
Figure 1.15 – Poussée active de Culmann.....	27
Figure 1.16 – Poussée Passive de Culmann.....	28
Figure 1.17 – Mur en Terre Armée.....	31

Chapitre 2 :

Figure 2.1 – Exemple de géotextile non tissé.....	38
Figure 2.2 – Exemple de géotextile tissé.....	39
Figure 2.3 – Exemple de géotextile tricoté.....	39
Figure 2.4 – Géocomposites.....	40
Figure 2.5 – Géomembranes.....	40
Figure 2.6 – Géogrille uni-axiale.....	41
Figure 2.7 – Géogrille bi-axiale.....	41
Figure 2.8 – Géogrille tridimensionnelle.....	42
Figure 2.9 – Comportement simplifié d'une inclusion à la traction.....	43
Figure 2.10 – Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion.....	43

Figure 2.11 – Bandes de géogrilles soudées avec un noyau polyester de haute ténacité. (Entreprise Maccaferri, 2010).....	44
Figures 2.12 – Vues de l’ouvrage en phase travaux et de l’ouvrage achevé.....	46
Figures 2.13 – Vue de l’ouvrage (TIFRA).....	47
Figures 2.14 – Vue de l’ouvrage (Alger).....	47
Figure 2.15 – Vue du glissement.....	48
Figure 2.16 – Construction de l’ouvrage par couches.....	48
Figure 2.17 – Vue de l’ouvrage achevé.....	49
Figure 2.18 – (a) Pose du géotextile de protection et (b) drainage par bande.....	49
Figure 2.19 – (a) Event de dégazage et (b) vue des bassins avec géomembrane posée.....	49
Figure 2.20 – Lagunes en service.....	50
Figure 2.21 – Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$). (LCPC, 2003).....	51
Figure 2.22 – (a) Ouvrage renforcé par bandes avec un parement de type écailles. (b) Exemple d’ouvrage renforcé par bandes.....	55
Figure 2.23 – Principe des ouvrages en remblai renforcé par bandes géosynthétiques. (LCPC, 2003).....	56
Figure 2.24 – Exemple de parement avec empilement d’éléments cellulaires et de nappes pincées. (LCPC, 2003).....	56
Figure 2.25 – Principe du parement minéral de type " gabions ".....	57
Figure 2.26 – Principe des murs en remblai renforcé par nappes avec retournement simple en parement. (LCPC, 2003).....	58
Figure 2.27 – Principe d’un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé. (LCPC, 2003).....	59
Figure 2.28 – Protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire. (LCPC, 2003)	59
Figure 2.29 – Principe d’un ouvrage EBAL - LCPC avec parement dissocié.....	60

Chapitre 3 :

Figure 3.1 – (a) La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log- spiral) pour la méthode des tranches horizontale, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006).....	64
Figure 3.2 – Division le coin de rupture dans les tranches. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009).....	69
Figure 3.3 – Équilibre de forces dans la i éme tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)....	69
Figure 3.4 – Une vue schématique d’un mur de soutènement segmentaire dans une	

configuration à plusieurs niveaux. Yoo et Jung, (2004).....	77
Figure 3.5 – Vue en coupe de mur d'essai à grande échelle avec la disposition d'instrumentation. Yoo et Jung, (2004).....	78
Figure 3.6 – Vue de face de mur d'essai à grande échelle. Yoo et Jung, (2004).....	79
Figure 3.7 – Définitions de chaque partie d'une paroi verticale renforcée par géotextile. Chen et al, (2007).....	80
Figure 3.8 – Surface de rupture provoquée par l'instabilité interne. Chen et al, (2007)	81
Figure 3.9 – Raccordement entre la face de parement et la couche de renfort. Yang et al, (2009).....	83
Figure 3.10 – Distribution de pression verticale de base pour différentes hauteurs au-dessus de la première couche de renfort pendant la construction. Yang et al, (2009).....	83
Figure 3.11 – Pression latérale de la terre le long de hauteur du mur. Yang et al, (2009).....	84
Figure 3.12 – Maillage de Modèle. Huang et al, (2009).....	88
 Chapitre 4 :	
Figure 4.1– Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993).....	97
Figure 4.2 – Forme de brique (Manuel de FLAC3D, 2006).....	100
Figure 4.3 – Procédé général de solution avec FLAC3D (Manuel de FLAC3D, 2006).....	101
Figure 4.4 – Détail des composants d'un élément d'interface (Manuel de FLAC3D, 2006).....	102
Figure 4.5 – Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 2006).....	103
Figure 4.6 – Répartition des zones représentatives de nœuds d'interface (Itasca, 2006).....	104
Figure 4.7 – Contraintes agissant sur l'élément géogrille entourant un nœud (Manuel de FLAC3D, 2006).....	107
Figure 4.8 – Modélisation du comportement d'interface à un nœud de géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006).....	107
Figure 4.9 – Comportement de cisaillement directionnel de l'interface pour l'élément structurel géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006).....	108
Figure 4.10 – Modèle de FLAC3D pour remblai renforcé par géogrille.....	110
Figure 4.11 – Exemple de génération d'éléments géogrille dans FLAC3D.....	111
Figure 4.12 – Ecrouissage (a) isotrope et (b) cinématique.....	115
Figure 4.13 – Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.....	118
Figure 4.14 – Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2006).....	118
Figure 4.15 – Modèle de Mohr-Coulomb, essai triaxial.....	119

Chapitre 5 :

Figure 5.1 – Présentation du cas étudié.....	125
Figure 5.2 – Maillage adopté pour la simulation.....	126
Figure 5.3 – Conditions aux limites pour l’analyse du modèle.....	126
Figure 5.4 – Interface sol-mur.....	128
Figure 5.5 – Déplacements horizontaux du mur.....	131
Figure 5.6 – Effet de la longueur des géogrilles sur U_x	133
Figure 5.7 – Pourcentage de diminution des déplacements horizontaux pour $H=6m$	135
Figure 5.8 – Effet de la longueur des géogrilles sur σ_h	137
Figure 5.9 – Effet de la raideur de géogrilles sur U_x	139
Figure 5.10 – Effet de la raideur de géogrilles sur σ_h	141
Figure 5.11 – Effet de l’angle de frottement de l’interface sur U_x	142
Figure 5.12 – Effet de l’angle de frottement de l’interface sur σ_h	143
Figure 5.13 – Application d’une surcharge uniformément répartie sur le massif de sol.....	145
Figure 5.14 – Effet de la longueur des géogrilles sur U_x	146
Figure 5.15 – Effet de la longueur des géogrilles sur σ_h	148

Introduction générale :

L'usage des géosynthétiques se généralise depuis les années soixante dans le domaine de la géotechnique. Il s'agit de nappes polymères qui sont généralement associées au sol pour des applications aussi variées que la filtration, la protection, le renforcement, le drainage, l'étanchéité. Leur caractère multifonctionnel, leur faible coût, et leur facilité de mise en oeuvre sont à l'origine de leur succès.

La technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évoluée actuellement dans le domaine de la géotechnique. Les géosynthétiques sont utilisés principalement pour améliorer la résistance du remblai support des charges. Ce type de renforcement devient plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures métalliques.

Le matériau de remblai est réalisé par couches successives d'épaisseur prédéfinie, réglée et soigneusement compactée. Les nappes de géosynthétiques installées en lits horizontaux entre chaque passe de compactage. Le compactage étant réalisé parallèlement au parement, celui-ci sera effectué au rouleau manuel ou à la plaque vibrante.

Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géosynthétiques comme matériau de renforcement des massifs de remblai, afin d'étudier l'influence de l'extensibilité des renforcements synthétiques sur la stabilité et le comportement des structures en sol renforcé par ce type de renforcement.

La modélisation numérique est l'une de plusieurs méthodes utilisé pour l'étude des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par géosynthétiques, cette méthode permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres (du sol, du renforcement et de l'interface sol/renforcement...etc) en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Ce travail de mémoire est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine des calculs numérique des ouvrages en sol renforcé par géosynthétiques à l'aide de logiciel FLAC3D.

Notre mémoire est composé de cinq chapitres regroupés en deux parties :

La première partie est consacrée à la recherche bibliographique, elle comporte trois chapitres.

Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur le comportement des écrans de soutènement. Ainsi que les méthodes de calcul des poussées et des butées des terres.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation générale des matériaux géosynthétiques et leurs applications. Nous présenterons ensuite les applications des éléments géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement, et les matériaux qui les constituent.

Le troisième chapitre est une synthèse des méthodes de calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques. Six méthodes de calcul, seront présentées et discutées. La méthode des tranches horizontale, la méthode K-stiffness, la méthode homogène, les études expérimentales, l'analyse numérique et l'équilibre limite.

La deuxième partie est composée de deux chapitres.

Dans le chapitre quatre, nous présentons une description des outils numériques (FLAC3D, la méthode des éléments finis, l'analyse lagrangienne et le principe de résolution numérique en mode explicite) et des modèles de comportement utilisés dans la présente étude.

Le chapitre cinq comporte une étude numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles et les résultats de l'étude paramétrique menée sur le modèle numérique. L'objectif de cette étude est d'analyser l'effet des paramètres de géogrilles et de l'interface sol/mur sur les déplacements horizontaux du mur et les contraintes horizontales derrière ce mur avec la prise en compte de la fixation ou non des géogrilles au mur.

En fin, nous couronnons ce mémoire par les conclusions de ce travail et dresserons les perspectives que nous jugeons intéressantes à envisager dans l'avenir.

Partie I : Recherche bibliographique.

*CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT DES
ECRANS DE SOUTÈNEMENT.*

1.1. INTRODUCTION :

Dans le domaine de la géotechnique, on définit comme structure de soutènement tout ouvrage adapté à retenir la poussée du terrain.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage. L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (pont,...) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- leur morphologie ;
- leur mode de fonctionnement ;
- les matériaux qui les constituent ;
- leur mode d'exécution ;
- leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...).

Ainsi, si lorsqu'on excepte les techniques de soutènement de type terre armée ou parois ancrées, on peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

- **Les ouvrages rigides**, pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.
- **Les ouvrages souples**, pour lesquels la surface de contact est déformable : Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

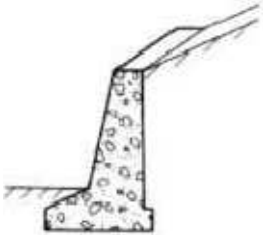
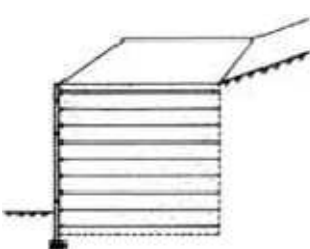
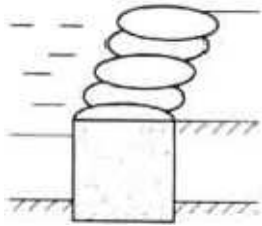
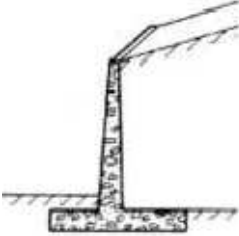
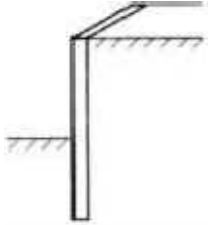
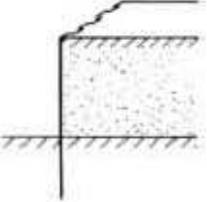
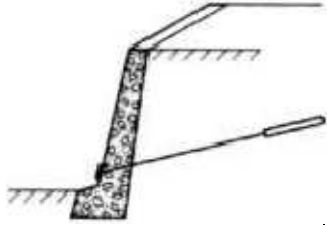
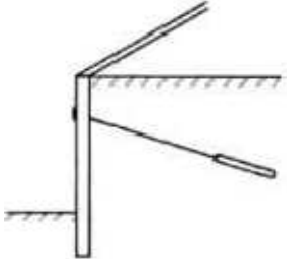
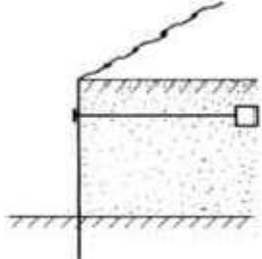
1.2. DIFFERENTS TYPES D’OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT :

Les ouvrages de soutènement se distinguent donc par la manière dont les efforts de poussées (du terrain derrière l’ouvrage) sont repris. La poussée peut être reprise par :

- le poids de l’ouvrage;
- l’encastrement de l’ouvrage;
- l’ancrage de l’ouvrage.

Le tableau 1.1 montre les divers types de soutènement.

Tableau 1.1 : Différents types de soutènements d’après Schlosser.

Classification des ouvrages de soutènement d’après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l’ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en terre armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

1.2.1. Poussée reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement :

Dans ce type d'ouvrage on trouve :

- des murs en béton ou en maçonnerie. Ces ouvrages rigides ne supportent pas des tassements différentiels supérieurs à 2-3%. Les gabions ("sacs" de grillage remplis de gros cailloux) peuvent être assimilés à des murs, mais supportent eux des déformations importantes.
- des murs en terre armée. Ce sont ouvrages souples constitués de terrain armé par des bandes d'aciers qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.
- des ouvrages cellulaires. Ce sont des ouvrages souples bien que la cellule elle-même soit rigide.

1.2.2. Poussée reprise par l'encastrement :

La poussée peut être reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation. On trouve dans ce type d'ouvrages :

- les murs cantilevers (dont la base élargie est encastree dans le sol de fondation). Ces murs "fonctionnent" sous l'effet du poids du remblai.
- les parois moulées qui beaucoup utilisées en zone urbaine et qui permettent d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres.
- les rideaux de palplanches, ouvrages métalliques encastres dans le sol de fondation.

1.2.3. Poussée reprise par des ancrages :

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres. Les tirants sont très fréquents dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée des terres. Après excavation les efforts seront repris par les planchers disposés entre les parois et souvent les tirants seront désactivés. Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc :

- les murs ancrés ;
- les parois moulées ancrées ;
- les palplanches ancrées.

Dans les parois (parois moulées ou palplanches) ancrées la stabilité est assurée par la mise en butée, mais aussi la mise en contrebutée du terrain sur la hauteur ancrée de la paroi.

1.3. ÉTAT DES SOLS AU REPOS :

Coefficient de pression latérale des sols au repos :

Les équations de l'équilibre mécanique montrent que la contrainte totale σ_v s'exerçant sur un plan horizontal à la profondeur z est verticale (figure 1.1) et a pour valeur :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1.1)$$

Avec

γ : Le poids volumique du sol.

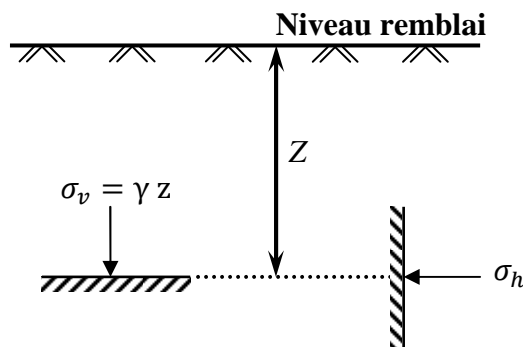


Figure 1.1 – Contrainte totale à la profondeur z .

Par contre, le calcul de la contrainte totale horizontale (ou radiale) s'exerçant au même point sur tout plan vertical nécessiterait la connaissance de la loi de comportement du sol.

Pour un échantillon de sol constamment drainé (c'est-à-dire un sol dans lequel la pression interstitielle est constamment nulle : $U = 0$) et aucune déformation latérale de l'échantillon ($\Delta H = 0$).

Les contraintes σ_v et σ_h croissent proportionnellement. Le rapport σ_h / σ_v est appelé **coefficient de pression latérale au repos** et noté **K_0** :

$$k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1.2)$$

L'expression de coefficient K_0 en termes des contraintes effectives est donnée par la relation suivante :

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1.3)$$

Où:

$$\sigma_h = U + \sigma'_h \quad (1.4)$$

$$\sigma_v = U + \sigma'_v \quad (1.5)$$

Avec

σ'_h : La contrainte effective horizontale ;

σ'_v : La contrainte effective verticale ;

U : La pression interstitielle.

Le coefficient K_0 peut être déterminé expérimentalement par un essai triaxial pendant lequel on empêche toute déformation latérale. D'autre part, on peut trouver des relations analytiques donnant K_0 en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, Jaky (1944) propose, pour les sables et argiles normalement consolidés, en fonction de l'angle de frottement la formule simplifiée suivante :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.6)$$

La valeur de K_0 est généralement inférieure à 1 et varie suivant les différents sols. Elle est donnée de façon approximative au tableau 1.2

Tableau 1.2 : Coefficient de pression latérale des sols au repos d'après Schlosser.

Coefficient K_0 pour quelques types de sols	
Type de sol	Valeur de K_0
Sable lâche	0,45 à 0,50
Sable compact	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée	0,50
Argile sur consolidée	> 0,50

1.4. FORCE DE POUSSEE ET DE BUTEE DES TERRES :

1.4.1. Notions de poussée / butée :

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

Poussée : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement.

Butée : Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

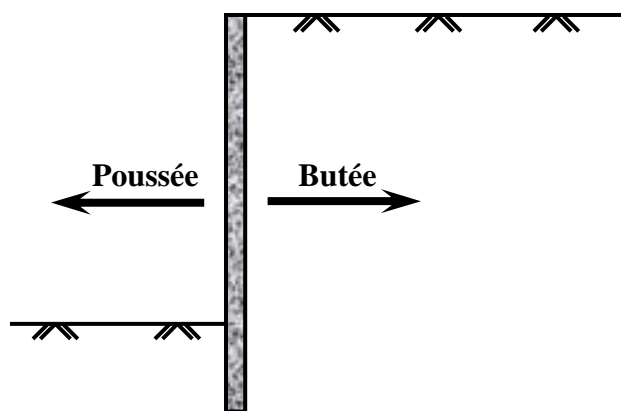


Figure 1.2 – Principe de la poussée et de la butée.

1.4.2. Etat de surface de contact sol/mur :

Une surface de contact est dite lisse si elle est caractérisée par l'absence des contraintes de cisaillement et donc par une obliquité nulle du vecteur de pression ($\delta=0$).

Une surface de contact est dite parfaitement rugueuse si le mur et le sol se comportent au niveau de cette surface comme un seul corps. On dit qu'ils sont parfaitement adhérents. Vu la rugosité de la surface, le frottement se fait sol/sol et l'obliquité du vecteur de pression sera par conséquent l'angle de frottement interne du sol. Ainsi : $\delta = \varphi$.

Les pressions agissant sur le mur dépendent sensiblement de la rugosité du mur. Le tableau 1.3 présente quelque valeur de l'angle de frottement sol/mur utilisé dans le calcul des murs de soutènement construits en maçonnerie ou en béton.

Tableau 1.3 : Angles de frottement " δ " pour des murs en maçonnerie et béton. (Chelgoum, 2006)

Matériau du remblai	δ (°)
gravier	27-30
Sable gros	20-28
Sable fin	15-25
Argile raide	15-20
Argile limoneuse	12-16

1.4.3. Facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres :

Des études expérimentales de plusieurs chercheurs montrent que les facteurs intervenant dans la distribution de la pression des terres sur l'écran, (Chelgoum, 2006) sont :

- La densité du massif, nature du sol et sa stratification.
- L'angle de frottement interne du sol " ϕ ".
- La cohésion "C".
- Angle de frottement sol-écran " δ ".
- La rigidité de l'écran.
- L'inclinaison de l'écran.
- Le mode de son déplacement et de sa déformation possible.
- La rigidité de système d'étais.

Et selon Sonja (2005) il ya d'autres facteurs influe sur le comportement d'un écran de soutènement :

- L'effet de temps et de la température.
- Le voisinage de soutènement et la conduite des travaux.
- Les défauts de la structure.

1.5. DETERMINATION DES PRESSIONS SUR LES ECRANS :

Pour les murs non fixé dans un sol frottant ($\phi \neq 0$), les pressions limites agissant sur le mur peuvent être déterminées par superposition approchée des effets séparés de trois composantes principales, (Bouafia, 2005) :

- L'effet dû au poids des terres ($K\gamma$) ;
- L'effet dû à la cohésion du matériau (théorème des états correspondants) (K_c) ;
- L'effet dû à la surcharge (K_q).

1.5.1. Calcul de la pression due au poids des terres :

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la pression due au poids des terres, notamment celles de Coulomb (1776), Rankine (1857), Boussinesq (1882)...etc (sont largement détailler au §1.6).

Le coefficient dû au poids des terres K_γ est noté $K_{a\gamma}$ en cas de poussée et $K_{p\gamma}$ en cas de butée. Si le sol est homogène le diagramme de contrainte est triangulaire et la résultante agit au tiers de la hauteur à partir de la base de l'écran (figure 1.3).

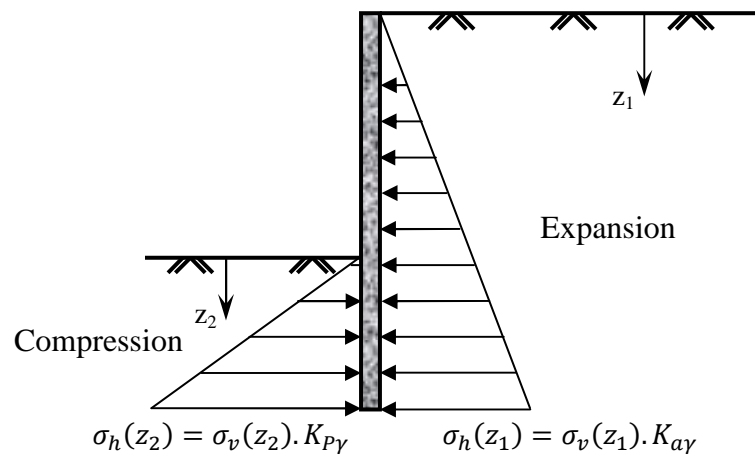


Figure 1.3 – Diagramme des pressions sur un écran, due au poids des terres.

1.5.2. Calcul de la pression due à la surcharge :

La pression P_q sur le mur provenant d'une surcharge uniforme "q" agissant à la surface d'un sol non cohérent et non pesant a été déterminée par Sokolovsky par le biais de la méthode des caractéristiques des contraintes, comme suit :

$$P_q = K_q \cdot q \quad (1.7)$$

Avec K_q en fonction de $(\lambda, \varphi, \beta, \delta)$.

Le coefficient dû à une surcharge K_q est noté K_{aq} en cas de poussée et K_{pq} en cas de butée.

Si le sol est homogène la pression P_q est uniforme et sa résultante agit au milieu du mur (figure 1.4).

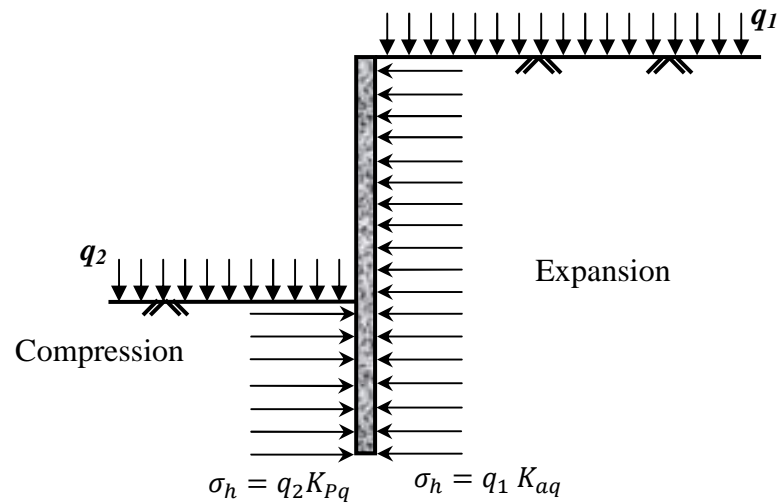


Figure 1.4 – Diagramme des pressions sur un écran, due à la surcharge.

1.5.3. Calcul de la pression due à la cohésion du matériau :

On tient compte de l'effet de la cohésion à l'aide du théorème des états correspondants appliqué à un massif non pesant non cohérent soumis à une surcharge $c/\text{tg}\varphi$ sur l'interface sol/mur ainsi que sur la surface du sol. La composante normale au mur est telle que :

$$P_{cn} = \pm \frac{c}{\text{tg}\varphi} (1 - K_q \cdot \cos \delta) \quad (1.8)$$

Les signes (+) et (-) correspondent respectivement au cas de la poussée et de la butée. Cette composante fait diminuer la pression globale du massif en cas de poussée et le fait augmenter en cas de butée. En pratique, les massifs ayant une cohésion élevée exercent de faibles forces de poussée sur les murs et réagissent par des fortes forces de butée. En outre, un massif de sol cohérent exerce une poussée plus petite que celle d'un massif pulvérulent.

En cas d'un sol purement cohérent ($\varphi=0$), le principe de superposition des effets n'est applicable, puisqu'on ne peut étudier séparément l'effet de la cohésion (théorème des états correspondants non applicable). On calcul alors une pression globale en se basant sur la méthode de Rankine applicable à ce cas.

1.6. METHODES DE CALCUL DES PUSSEES ET DES BUTEES DES TERRES :

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol; elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

1.6.1. Méthodes de calcul classiques :

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, dites aussi à la rupture, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite. En fait, dans ces méthodes de calcul on ne considère que ce qui se passe au contact sol-écran. Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif.

Les trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont les suivantes : la méthode de Coulomb (1776), la méthode de Rankine (1857) et la méthode de Boussinesq (1882).

1.6.1.1. Méthode de Coulomb (1776) :

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface de glissement critique. Les forces agissant sur le sol sont évaluées à l'état de l'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhésion écran-sol c_w peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose pour l'analyse surface de glissement plane (figure 1.5). Dans le cas de la poussée active, la courbure est faible ce qui fait que l'erreur de l'approximation est minime. Ceci est aussi vrai dans le cas de la poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$. Lorsque $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande. Lorsque $\delta = 0$, le sol est horizontal et l'écran est vertical les théories de Rankine et de Coulomb coïncident.

Dans la théorie de Coulomb le massif de sol est semi infini avec une surface horizontale et l'écran est vertical et lisse.

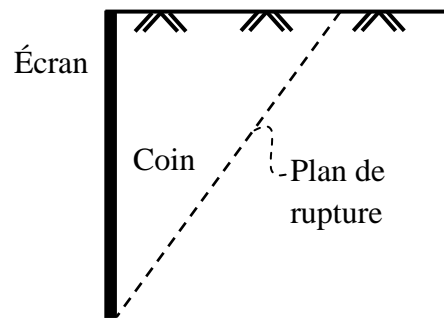


Figure 1.5 – Coin de Coulomb.

a) Pour la poussée active :

- Sol pulvérulent ($c = 0$) :

Soit le coin de sol caractérisé par (figure 1.6) :

- Une surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale.
- L'écran fait l'angle α avec l'horizontale.
- Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontale.
- L'angle de frottement écran-sol est noté δ .

Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W: poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement.

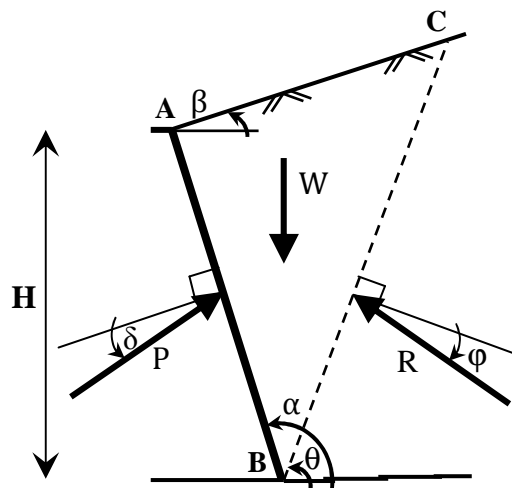


Figure 1.6 – Théorie de Coulomb. Poussée active

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure 1.7), d'où on montre que :

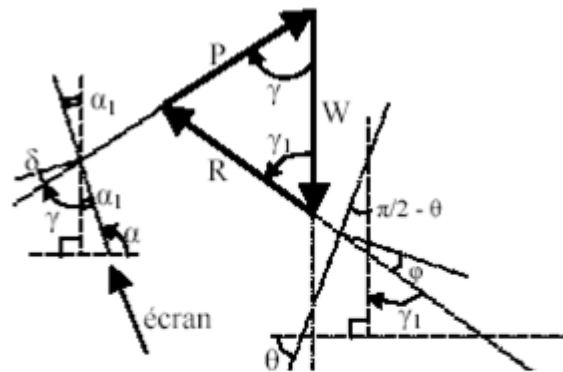
L'angle $(W, P) = \pi - \alpha - \delta$

L'angle $(W, R) = \theta - \varphi$

Ce qui permet de calculer la poussée P . La poussée active P_a est la valeur maximum de $P(W, \theta)$

Elle correspond donc à (car $W = W(\theta)$) :

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \tag{1.9}$$



$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \pi - [(\pi/2 - \theta) + (\pi/2 + \varphi)] = \theta - \varphi \\ \alpha_1 &= \pi/2 - [\pi - \alpha] = \alpha - \pi/2 \\ \gamma &= \pi/2 - (\delta + \alpha_1) = \pi - \alpha - \delta \end{aligned}$$

Figure 1.7 – Diagramme de l'équilibre des forces.

Ceci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois P et ne garder pour P_a que la valeur maximale. Tout calcul fait on aboutit à :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \tag{1.10}$$

Avec :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \varphi)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right]^2 \tag{1.11}$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran.

Dans le cas d'un mur vertical et un sol horizontal ($\beta=0$), la valeur de K_a est donnée par :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] \quad (1.12)$$

- Sol cohérent ($c \neq 0$) :

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure 1.8). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w . Les forces agissantes sont :

W : le poids propre du coin de sol ;

P : la résultante de la réaction du mur sur le sol ;

C_w : résultante due à l'adhérence mur-sol : $C_w = c_w \cdot EB$

R : la réaction sur le plan de glissement ;

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : $C = c \cdot BC$

Les directions d'action de ces forces sont tous connus, on construit comme précédemment le diagramme des forces.

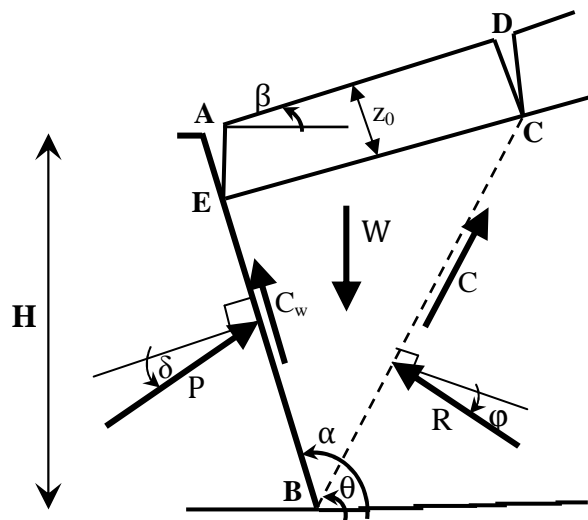


Figure 1.8 – Théorie de Coulomb. Poussée active, sol cohérent

Dans le cas d'un mur vertical et un sol horizontal ($\beta=0$) et pour un sol est caractérisé par (c, φ) , la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$P_a = K_a \gamma z - K_{ac} c \quad (1.13)$$

Avec :

$$K_{ac} = 2\sqrt{K_a \left[1 + \frac{c_w}{c}\right]} \quad (1.14)$$

La cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et c_u dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures z_0 correspond à $P_a = 0$, d'où

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{1 + c_w/c}}{\gamma \sqrt{K_a}} \leq \frac{H}{2} \quad (1.15)$$

b) Pour la poussée passive :

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte des remarques suivantes (figure 1.9) :

- P fait un angle δ au dessus de la normale à l'écran.
- R fait un angle φ au dessus de la normale au plan de glissement. On montre que :

$$\text{L'angle (W, P)} = \pi - \alpha + \delta$$

$$\text{L'angle (W, R)} = \theta + \varphi$$

La résultante des pressions passives est le minimum de P (θ). Elle est donnée par :

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.16)$$

Où

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \varphi)}}} \right]^2 \quad (1.17)$$

Dans le cas général d'un sol (c, φ) , la pression latérale passive à la profondeur z est donnée par l'expression :

$$P_p = K_p \gamma z - K_{pc} c \quad (1.18)$$

Où

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p \left[1 + \frac{c_w}{c}\right]} \quad (1.19)$$

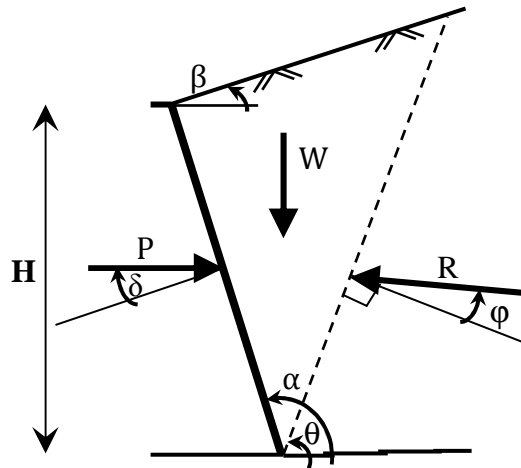


Figure 1.9 – Théorie de Coulomb. Poussée passive

1.6.1.2. Méthode de Rankine (1857) :

Rankine considère l'état de l'équilibre plastique limite (tout juste avant la rupture). Cette théorie satisfait la solution de la borne inférieure de l'analyse limite. L'état de contrainte est alors représenté par le cercle de Mohr à la rupture. Les plans de rupture sont inclinés par angle de $(\pi/2 \pm \phi)$ par rapport au plan principal majeur. Lorsqu'une masse de sol est caractérisée par une contrainte principale qui agit dans la même direction en tout point, il se forme un réseau de plans d'écoulement dit lignes de glissement, également inclinés par rapport aux plans principaux. Figure (1.10)

Dans la méthode de Rankine la rupture est une rupture zonale, signifie que tout le volume délimité par l'écran et la ligne limite de rupture est en rupture.

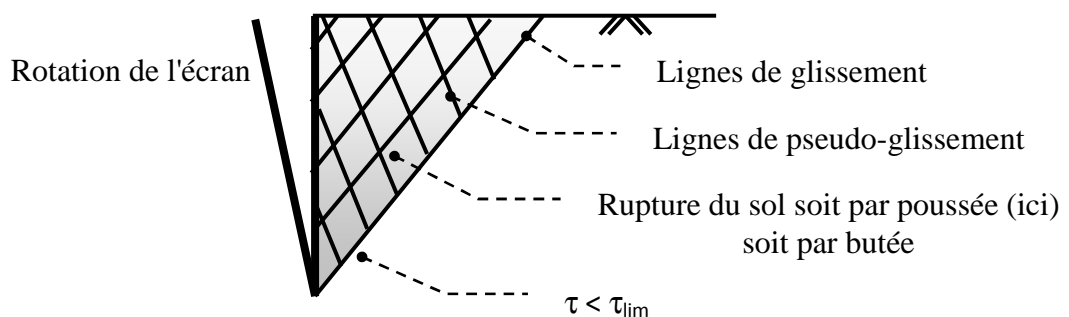


Figure 1.10 – Rupture zonale de Rankine.

Dans toute la zone concernée, le sol atteint la rupture :

$$\tau = \tau_{lim} = \pm (c + \sigma \cdot \text{tg } \phi) \tag{1.20}$$

a) Définition des forces agissantes :

On considère un massif semi-infini, de pente ($\beta \neq 0$) constante, de sol homogène et isotrope.

Un morceau de sol est isolé afin de déterminer les efforts en présence.

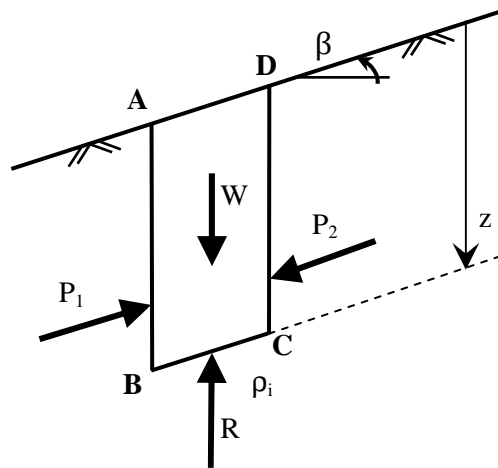


Figure 1.11 – Les efforts pour un morceau de sol isolé.

Par symétrie, $P_1 = P_2$ puisque ces 2 efforts s'équilibrent puisqu'ils sont de sens opposé.

Pour avoir l'équilibre, il faut donc que $W = R$, c.à.d. que le poids du massif soit intégralement repris par la facette du fond.

W : le poids du volume des terres

R : la contrainte résultante des ρ_i

$$W = \gamma z \overline{BC} \cos \beta \quad (1.21)$$

$$R = \int_B^C \rho_i = \rho_i \overline{BC} \quad (1.22)$$

ρ_i n'ayant pas de raison de varier puisque la profondeur z est constante.

Avec :

ρ_i : la contrainte exercée par le sol en $[\text{kN} / \text{m}^2]$

β : l'inclinaison du terrain qui représente aussi l'angle que fait ρ_i avec la normale à la surface. Si le terrain est plat, $\beta = 0$.

$$\text{Donc : } \rho_i \overline{BC} = \gamma z \overline{BC} \cos \beta$$

$$\rho_i = \gamma z \cos \beta = \sigma_v \cos \beta \quad (1.23)$$

b) Pour la poussée active :

- Sol pulvérulent ($c = 0$) :

Pour un mur vertical et surface extérieure inclinée de β par rapport à l'horizontale ($\beta \neq 0$). On définit en première étape les ruptures actives et passives d'un sol pulvérulent, comme illustré dans la figure (1.12)

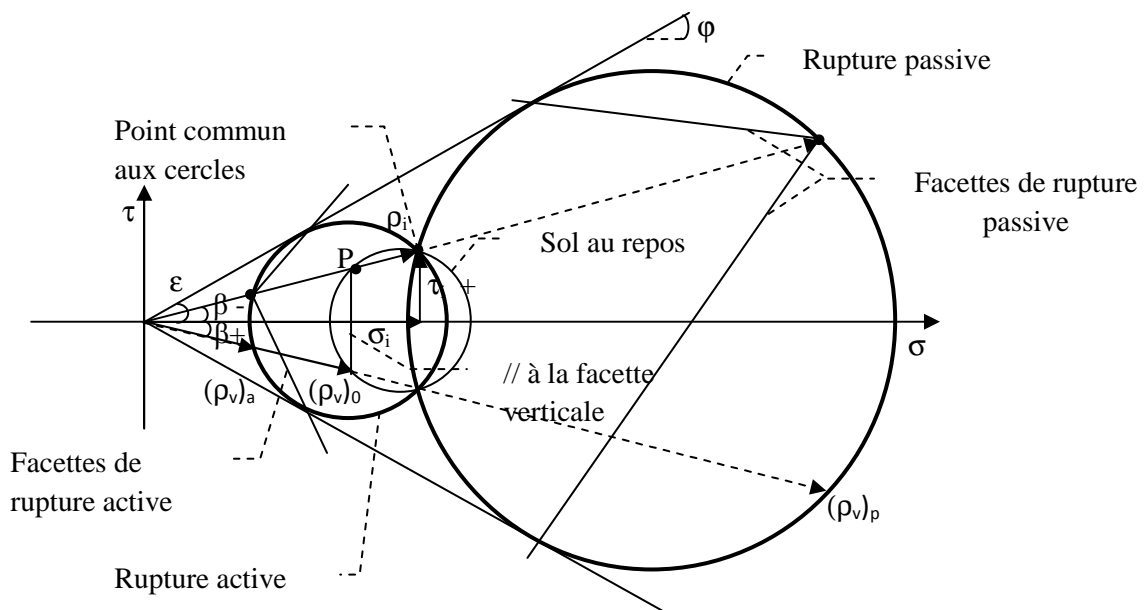


Figure 1.12 – Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol pulvérulent.

Les différents cercles se coupent toujours en un même point. En effet, que le sol soit soumis à une expansion (rupture active) ou à une compression (rupture passive), la hauteur de sol au-dessus reste la même.

En traçant les parallèles aux facettes passant par le point A, on peut déterminer la position du pôle P sur le cercle de Mohr.

Connaissant le pôle sur le cercle de rupture active, on peut trouver l'orientation des facettes de rupture active en joignant le pôle aux deux points de tangence. On peut faire de même pour le cercle de rupture passive.

En situation active, le cercle de Mohr s'agrandit vers la gauche, ce qui nous donne un nouveau pôle et donc des nouvelles facettes correspondant aux facettes de rupture active. De même, en situation passive, le cercle de Mohr s'agrandit vers la droite.

Pour la poussée on utilise la propriété des contraintes conjuguées :

$$\frac{\rho_i}{\rho_{v,a}} = \frac{\sin(\gamma + \lambda)}{\sin(\gamma - \lambda)} \quad (1.24)$$

Avec :

λ : l'inclinaison de ρ par rapport à la normale à la facette.

$\rho_{v,a}$: la contrainte agissant sur la facette verticale pour la poussée.

$$\sin \gamma = \frac{\sin \lambda}{\sin \varepsilon} = \frac{\sin \beta}{\sin \varphi}, \text{ car } (c = 0) \quad (1.25)$$

Donc :

$$\begin{aligned} \rho_{v,a} &= \rho_i \frac{\sin(\gamma - \beta)}{\sin(\gamma + \beta)} = \rho_i \frac{\sin \gamma \cos \beta - \cos \gamma \sin \beta}{\sin \gamma \cos \beta + \cos \gamma \sin \beta} = \rho_i \frac{\cos \beta - \frac{\cos \gamma \sin \beta}{\sin \gamma}}{\cos \beta + \frac{\cos \gamma \sin \beta}{\sin \gamma}} \\ &= \rho_i \frac{\cos \beta - \frac{\cos \gamma \sin \beta \sin \varphi}{\sin \beta}}{\cos \beta + \frac{\cos \gamma \sin \beta \sin \varphi}{\sin \beta}} = \rho_i \frac{\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta}} \\ &= \rho_i \frac{\cos \beta - \sqrt{1 - \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{1 - \cos^2 \varphi - 1 + \cos^2 \beta}} = \rho_i \frac{\cos \beta - \sqrt{-\cos^2 \varphi + \cos^2 \beta}}{\cos \beta + \sqrt{-\cos^2 \varphi + \cos^2 \beta}} \\ &= \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} = \gamma z K_a \end{aligned} \quad (1.26)$$

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (1.27)$$

K_a est le coefficient de poussée active.

Pour un sol de surface horizontal ($\beta=0$) :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.28)$$

- Sol cohérent ($c \neq 0$) :

Pour un écran vertical et surface de sol extérieure horizontal ($\beta=0$).

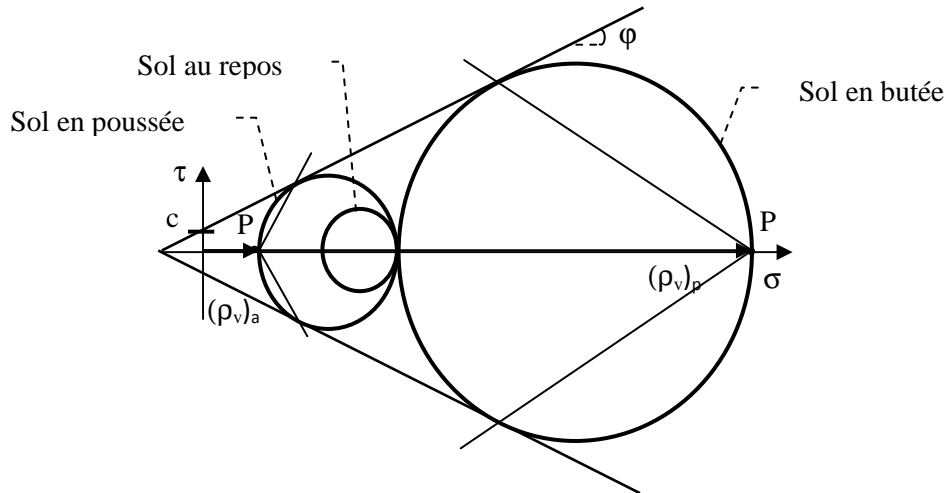


Figure 1.13 – Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol cohérent.

$$\rho_{v,a} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.29)$$

Le signe (-) implique que la cohésion contribue à diminuer la contrainte de poussée $\rho_{v,a}$ et donc P_a , ce qui est favorable.

$$K_a = \frac{\rho_{v,a}}{\gamma z} = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma z} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.30)$$

c) Pour la poussée passive :

- Sol pulvérulent ($c = 0$) :

$$\rho_{v,p} = \gamma z K_p \quad (1.31)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (1.32)$$

Si $\beta = 0$:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.33)$$

Les facettes de rupture sont plus verticales en poussée qu'en butée.

- Sol cohérent ($c \neq 0$) :

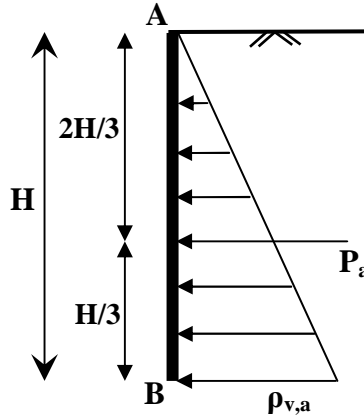
$$\rho_{v,p} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.34)$$

$$K_p = \frac{\rho_{v,p}}{\gamma z} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c}{\gamma z} tg \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.35)$$

d) Calcul des pressions P_a , P_p :

Pour la poussée :

Considérons que maintenant c'est l'écran qui fait bouger le sol.



$$\rho_{v,a} = \gamma z K_a$$

$$P_a = \int_B^A \rho_{v,a} dz = \int_B^A \gamma z K_a dz \quad (1.36)$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (1.37)$$

Avec P_a , la résultante des contraintes $\rho_{v,a}$.

Pour la butée :

$$\rho_{v,p} = \gamma z K_p$$

$$P_p = \int_B^A \rho_{v,p} dz = \int_B^A \gamma z K_p dz \quad (1.38)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.39)$$

Avec P_p , la résultante des contraintes $\rho_{v,p}$.

1.6.1.3. Méthode de Boussinesq (1882) :

Cette méthode est la plus satisfaisante des méthodes soulignées auparavant parce que prendre en compte les conditions d'interaction entre le sol et le mur. En effet, les coefficients de poussée et de butée limite sont déterminés à partir des tables (Caquot et al.1972). La méthode est adaptée aussi bien aux sols pulvérulents qu'aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot. Cette méthode nous permet de remplacer un milieu cohérent par un milieu pulvérulent de même forme et de même angle de frottement interne en acceptant certaines conditions particulières.

Les principes de la méthode de Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes :

- La rugosité de l'écran est prise en compte ;
- L'interaction sol-écran est prise en compte ;
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération ;
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la contrainte sur l'écran est introduite ;
- Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargé ;
- La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane ;
- La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire ;
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables ;
- Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée ;
- L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée est introduite.

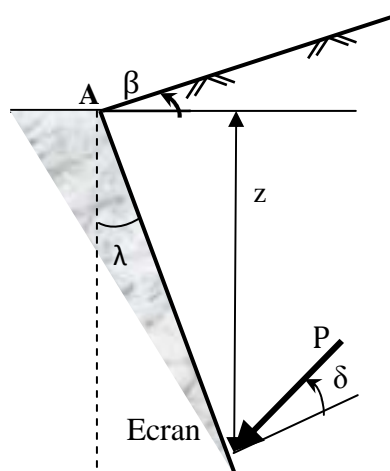


Figure 1.14 – Boussinesq.

Les différents coefficients (K_a , K_p) ont été tabulés en fonction de l'angle du mur λ , de l'angle du talus derrière le mur β , du frottement sol/mur ou rugosité δ et de l'angle de frottement interne du sol φ .

Les tables donnent directement le coefficient de poussée K_a ou de butée K_p à la profondeur z . En poussée par exemple, la contrainte s'exerçant sur l'écran à la profondeur z fait un angle δ (rugosité) avec la normale à l'écran (Figure 1.14) et son intensité est : $P = K_a \cdot \gamma \cdot z$

1.6.1.4. Autres méthodes :

❖ Construction de Culmann (courbe de Culmann) :

Cette méthode est une méthode graphique a été présentée par le mathématicien allemand Karl Culmann (1821-1881). Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'amplitude et la position de la résultante de la poussée active ou passive.

Elle est utilisé pour des remblais horizontaux ou en pente, avec un matériau stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif.

a) Pour la poussée active :

La méthode de Culmann prend aussi en compte les variables tels que : le frottement du mur, le type de sol et le type de surcharge.

Les étapes présentées ci-dessous concernent le cas des sols sableux (figure 1.15) :

- On choisira une échelle appropriée pour schématiser le massif de sol et l'écran AB, celui-ci doit inclure la hauteur et la pente de l'écran, la configuration de la surface extérieure du sol, la position et l'amplitude des surcharges.
- A partir du point A, tracer la ligne AC qui fait un angle φ avec l'horizontale.
- Tracer la ligne AD faisant un angle ψ à partir de la ligne AC. ψ est l'angle que fait la poussée active P_a avec la verticale.
- Tracer une série de plans de glissement AB_1 , AB_2 , AB_3 ,...etc.
- Déterminer le poids propre de chaque tranche W_i en tenant compte des différents sols si le massif n'est pas homogène.
- Représenter à l'échelle les valeurs W_i sur la ligne AC. Par exemple la distance à partir de A à W_1 le long de ligne AC est égale à W_1 , de même la distance de W_1 à W_2 la ligne de AC est égale à W_2 et ainsi de suite.

- A partir des points W_i sur AC, tracer les droites W_iE_i parallèles à la droite de référence AD. La droite W_iE_i coupe la ligne de glissement AB_i au point E_i .
- Joindre les points d'intersection par une courbe désignée par l'enveloppe de Culmann.
- Tracer une parallèle à la ligne AC tangente à l'enveloppe de Culmann pour obtenir le point E.
- (si la courbe de Culmann n'est pas régulière, il peut exister plusieurs droites tangentes à la courbe et parallèles à AC).
- A partir du point de tangente, tracer un linge EF parallèle à la ligne AD. La mesure du linge EF à l'échelle déjà choisie représente l'amplitude de la poussée active P_a .

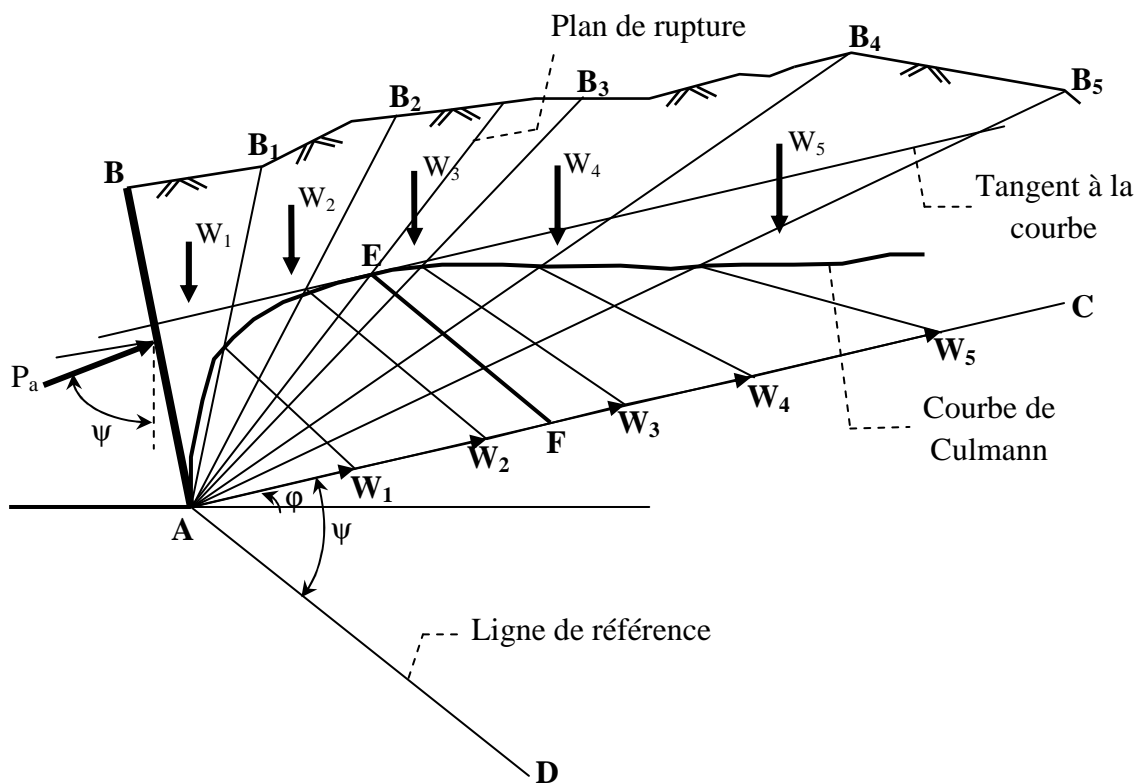


Figure 1.15 – Poussée active de Culmann.

b) Pour la poussée passive :

La figure 1.16 illustre la procédure pour déterminer la poussée passive P_p par la méthode de Culmann. L'approche est tout à fait identique à celle de la poussée active avec quelques différences :

- La ligne AC fait l'angle ϕ au dessous de la ligne horizontale.
- la linge de référence fait un angle ψ avec la ligne AC comme montrée sur la figure.

Pour les prismes de sol ABB_i , les poids propres $W_1, W_2, W_3 \dots$ etc sont représentés sur le linge AC à l'échelle. A partir de ces points des lignes parallèles à la ligne de référence sont tracées

pour couper les lignes de rupture AB_i . La ligne de Culmann représente une courbe joignant ces points d'intersection. Une tangente à la ligne de Culmann parallèle à AC permet d'obtenir le point E. L'échelle de la ligne EF représente l'amplitude de la poussée passive de Culmann.

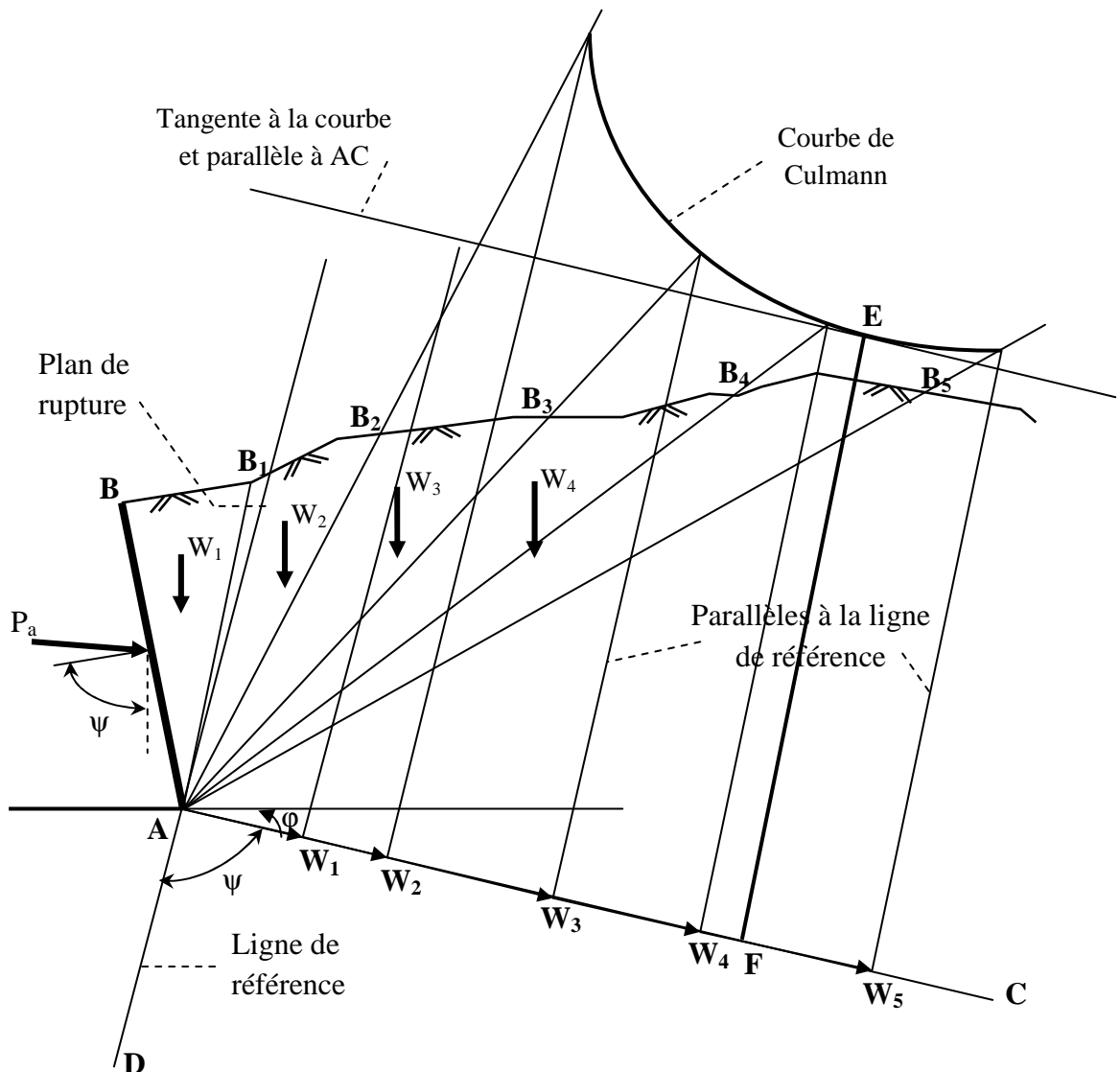


Figure 1.16 – Poussée Passive de Culmann.

❖ Méthode de Sokolovski (1960) :

Sokolovski a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent ou cohérent permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique. Il donne des équations générales de l'équilibre qui se prêtent fort bien à l'intégration numérique par la méthode des lignes de glissement. Mais cette méthode nécessite pour chaque cas examiné des calculs numériques assez longs. De plus, la non-linéarité de la distribution des contraintes sur l'écran ne facilite pas l'exploitation des résultats.

Sokolovski :

- La méthode est applicable en milieu pulvérulent ou cohérent ;
- La méthode est basée sur des équations générales de l'équilibre ;
- L'intégration numérique se fait par la méthode des caractéristiques ;
- Les résultats existent sous forme d'abaques pour divers cas de figures ;
- La solution se détermine sous forme d'une zone plastique ;
- Il ya la possibilité d'apprécier la marge d'erreur introduite par les méthodes approchées évoquées précédemment ;
- Pour chaque cas examiné, les calculs numériques sont assez longs ;
- La méthode a une utilisation limitée.

❖ **Théorie de Brinch Hansen (1953 ; 1962) :**

Il ya beaucoup de problèmes qui ne peuvent se résoudre par le seul biais de zones plastiques et des schémas plus élaborés comportant à la fois des zones plastiques et des zones élastiques doivent donc être envisagées. Brinch Hansen a développé ce point de vue et, au prix de quelques simplifications, il a donné des modèles de calculs pratiques très complets, tout en se basant sur la théorie de l'équilibre plastique comme support.

Brinch-Hansen :

- La méthode propose des schémas plus élaborés comportant à la fois des zones plastiques et des zones élastiques ;
- Les modèles de calculs sont pratiques et très complets ;
- La méthode est basée sur la théorie de l'équilibre plastique.

1.6.2. Méthode du coefficient de réaction :

La méthode du coefficient de réaction considère une loi reliant la pression exercée par le sol sur le rideau aux déformations du rideau. En effet, contrairement aux méthodes classiques, on introduit dans ce modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure.

La schématisation retenue dans la méthode revient à assimiler l'action du sol situé au contact de l'écran à celle d'un ensemble de ressorts horizontaux indépendants et d'une certaine raideur. La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est directement

proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau. L'écran est représenté par une poutre élastique d'un certain module d'élasticité.

Le principe général du calcul par la méthode du coefficient de réaction a été décrit par Fages et Bouyat (1971). On résout numériquement les problèmes de module de réaction par la méthode des éléments finis unidimensionnels. Dans cette méthode, on considère que les déplacements de la paroi et la réaction du sol ont lieu uniquement dans la direction perpendiculaire à la paroi. La loi de réaction du sol adoptée dispense de la modélisation du massif de sol lui-même. Le sol n'est modélisé que sous forme d'une infinité de ressorts horizontaux indépendants.

D'après l'hypothèse de Winkler, la raideur de ces ressorts représente le module de réaction du sol. De plus, à une profondeur donnée, les actions de ces ressorts sont normales à la paroi et proportionnelles à leur déformée qui est aussi la déformée de la paroi. Mais cette méthode n'est fondée sur aucune justification théorique et que le module de réaction ne peut être considéré comme une caractéristique intrinsèque du sol.

Lorsque on applique la méthode du coefficient de réaction il ya un grande problème qui est la détermination de ce coefficient. Parce que ce coefficient dépend de plusieurs paramètres : type de sol, la configuration de la construction comme la valeur de la fiche, la hauteur libre de paroi et l'existence de tirants d'ancrage et la rigidité de l'écran.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de réaction. Ces méthodes relient souvent ce coefficient aux paramètres du sol et de l'ouvrage sous forme d'équation. On peut citer les relations proposées par Ménard et al. (1964), Marche (1974), Balay (1984), Schmitt (1991). De nombreux auteurs ont également travaillé à l'amélioration de cette méthode. Citons parmi eux Schmitt (1998) et Onishi et Sugawara (1999).

1.7. LES OUVRAGES EN TERRE ARMEE :

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place. Ce dernier procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. La Terre Armée est l'un des premiers types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couches successives

horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Les ouvrages réalisés avec la technique Terre Armée sont essentiellement de deux types : murs de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts.

1.7.1. Définition et principe :

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure 1.17).

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

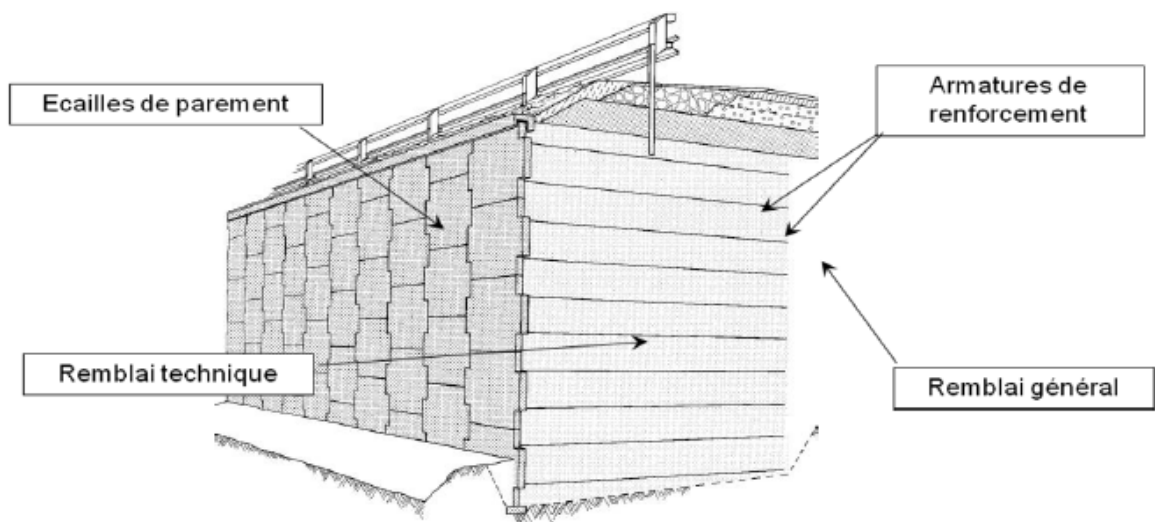


Figure 1.17 – Mur en Terre Armée.

Il ya d'autres techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû aux progrès technologiques, consistent à améliorer les propriétés mécaniques des sols (clouage, jet grouting, micropieux, colonnes ballastées...etc).

1.8. CONCLUSION :

Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement nécessite la bonne connaissance des notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

La répartition des contraintes de poussée ou de butée le long des écrans rigides en translation est trapézoïdale (avec surcharge) ou bien triangulaire (sans surcharge).

Les méthodes classiques sont pratiquement incapables de reproduire correctement et globalement le comportement des ouvrages de soutènement qui est directement liée à l'interaction entre le sol et les autres éléments de la structure, pour ceci il est souhaitable l'utilisation des méthodes numériques pour le calcul de ces ouvrages, avec l'examen des travaux expérimentaux existant dans ce domaine.

La technique de la terre armée est l'une des techniques qui améliorent les propriétés mécaniques des sols, le massif renforcé comporte comme un bloc cohérent flexible capable de supporter d'importants chargements et déformations grâce à l'interaction entre le matériau de remblai et les éléments de renforcement.

*CHAPITRE 2 : GEOSYNTHETIQUES ET
LEUR APPLICATION AU
RENFORCEMENT DES MURS DE
SOUTÈNEMENT.*

2.1. INTRODUCTION :

L'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles, géomembranes, géogrilles ...) sous forme de nappes ou bandes résistantes, soit tissées ou non tissées, soit étanche ou perméables s'est fortement développé au cours de ces dernières années dans des contextes très variés de la construction, de l'aménagement et de la protection de l'environnement : séparation de matériaux, filtration ou drainage, renforcement des massifs de sols, imperméabilisation de surfaces ...etc. Grâce à leur facilité de mise en œuvre, à leur prix compétitif et leur rôle multifonctionnel.

Ce chapitre est consacré à la présentation générale des matériaux géosynthétiques et à leurs applications. Nous présenterons ensuite les applications des éléments géosynthétiques pour le renforcement des murs de soutènement, et les matériaux qui les constituent.

2.2. MATERIAUX GEOSYNTHETIQUES :

Apparu dans les années soixante, les géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certain matériaux composants des solutions technique traditionnelles dans le géotechnique ou le génie civil.

2.2.1. Définitions :

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Selon la récente norme EN ISO 10318.

Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères :

Polyester (PET), L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité).

Polyvinyle alcool (PVA), L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.

Polypropylène (PP), L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

2.2.2. Fonctions et Applications des géosynthétiques :

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport.

On distingue communément les fonctions principales suivantes pour un géosynthétique : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement des liquides/gaz ou contrôle de l'érosion. Dans certains cas, le géosynthétique peut remplir une double fonction.

a) Séparation : le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée.

Applications :

Routes et voies d'accès, ouvrages de retenu avec argile.

b) Filtration : le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.

Applications :

Routes et voies d'accès, bâtiments, drains divers.

c) Drainage : le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs

de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais préchargés.

Applications :

Routes, rues, infrastructures routières (ponts, viaducs) bâtiment, bassins, et lieux d'enfouissement, aires de stationnement.

d) Renforcement : le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.

Applications :

Routes, rues, sites d'enfouissement et bassins, stabilisation de talus et de pentes, revêtement de gazon renforcé. Digue, murs de soutènement, contrôle d'érosion, protection de berges.

e) Protection : Usage d'un géosynthétique qui vise à réduire ou empêcher la tension et les attaques dues au poinçonnement sur un autre géosynthétique, majoritairement les géomembranes.

Applications :

Routes, protection de géomembranes dans les sites d'enfouissement, bassins, protection des regards, mûrissement du béton, protection de berges.

f) Confinement des (barrières aux) fluides/gaz : le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en encapsulage de sols gonflants et confinement de déchets.

g) Contrôle de l'érosion : le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes. Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments.

2.2.3. Principales propriétés des géosynthétiques :

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

- **une performance généralement meilleure**, puisque les géosynthétiques sont développés autour d'une ou deux fonctions spécifiques. Chaque fonction est par conséquent optimisée au sein du produit. Par exemple, un produit drainant développera la fonction unique de drainage. Ses propriétés hydrauliques seront spécifiquement développées pour répondre de manière optimale à un besoin spécifié, ce que ne pourrait faire un autre produit comme le sable par exemple, dont les caractéristiques sont plus difficilement prévisibles sur site.
- **une qualité supérieure**, ou tout au moins parfaitement maîtrisée, puisque les géosynthétiques sont fabriqués dans un espace conditionné, leur contrôle en usine est possible, dans des conditions idéales, à une fréquence régulière et adaptable.
- **un coût généralement plus économique**, ou tout au moins plus stable, quelle que soit la région où le projet a lieu, la nature des matériaux naturels et leur quantité présente sur site. Dans certains cas, il pourra être avantageux de favoriser l'utilisation locale de matériaux naturels, s'ils sont de bonne qualité et en quantité suffisante. Mais bien souvent, l'utilisation des géosynthétiques s'avèrera la solution la plus judicieuse du point de vue économique.
- **une durabilité plus grande**, puisque les géosynthétiques sont développés autour d'une ou deux fonctions principales, la durabilité des produits est plus facile à assurer (choix des résines, des additifs, produits synthétiques non ou faiblement dégradables). Par exemple, une géogrille de renforcement en PeHD ne sera pas dégradée dans le temps par l'action de l'eau (rouille, électrolyse). Un géotextile de filtration pourra être réalisé dans une fibre traitée contre l'effet des rayonnements UV.

2.2.4. Principales produits géosynthétiques :

❖ Géotextiles :

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

- **Un non tissé** est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- **La liaison mécanique** est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguillet).

- **La liaison chimique** est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

- **La liaison thermique** est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermosoudé).

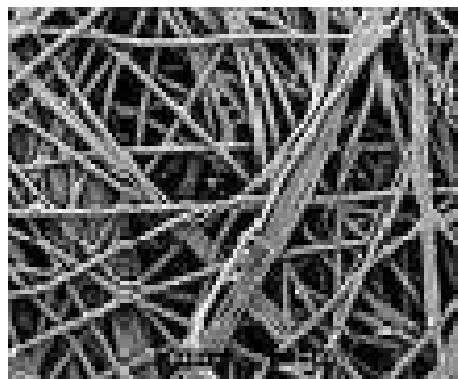


Figure 2.1 – Exemple de géotextile non tissé.

- **Un tissé** est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (Exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).



Figure 2.2 – Exemple de géotextile tissé.

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

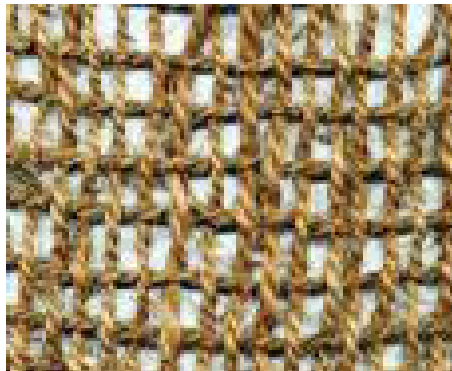


Figure 2.3 – Exemple de géotextile tricoté.

❖ Géocomposites :

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

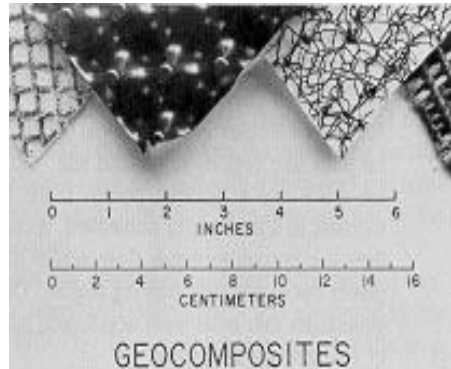


Figure 2.4 – Géocomposites.

❖ Géomembranes :

Sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc constituer une barrière étanche entre un sol et un fluide.

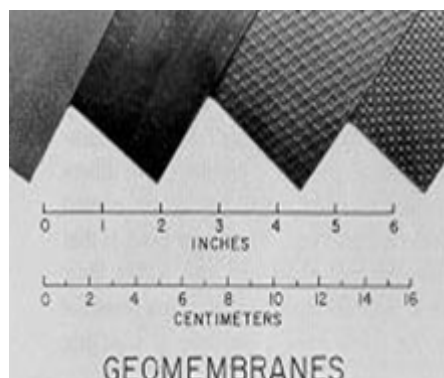


Figure 2.5 – Géomembranes.

❖ Géogrilles :

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

À l'heure actuelle, il existe une multitude de géogrilles normalisées différant d'une entreprise à l'autre (**Tensar, Maccaferri,...**) et ayant des caractéristiques propres à leur application.

Type de géogrilles : Il existe trois grands types de géogrilles :

- **uni-axiales** : la résistance à la traction étant plus importante dans un sens (travers ou production) que dans l'autre, elles seront surtout utilisées pour renforcer les talus et les berges.

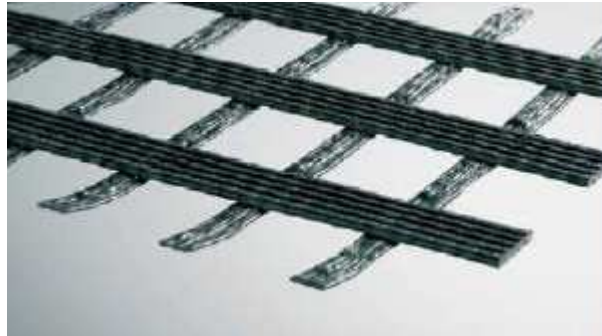


Figure 2.6 – Géogrille uni-axiale.

- **bi-axiales** : la résistance à la traction étant sensiblement équivalente dans les deux sens, elles seront plutôt utilisées pour le renforcement et la fondation des routes.

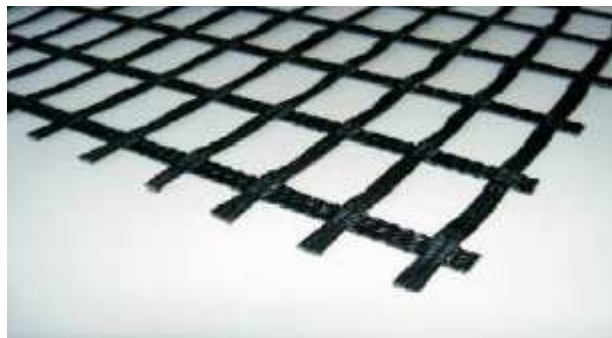


Figure 2.7 – Géogrille bi-axiale.

- **tridimensionnelles** : servant de protection contre l'érosion (de talus très raides, berges et canaux de drainage à fort débit), cette géogrille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination.

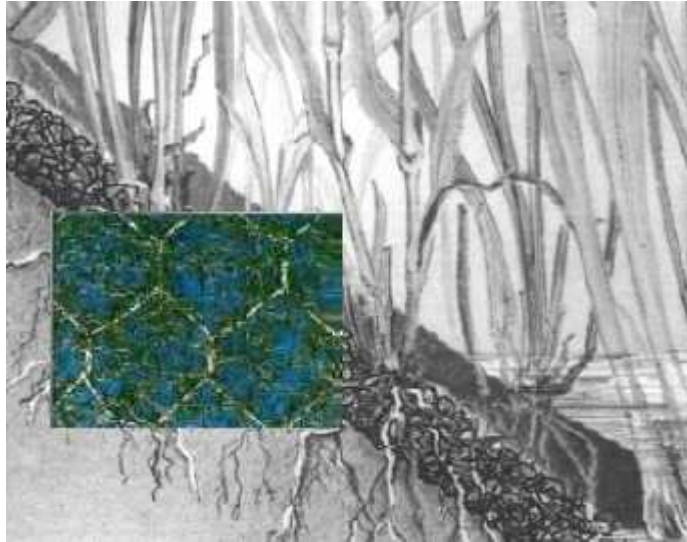


Figure 2.8 – Géogrille tridimensionnelle.

Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement :

- Les géogrilles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module ont un faible fluage.
- Les géogrilles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20 kN/m et 1000 kN/m) et différentes ouvertures de mailles. Pour des utilisations spéciales, nous pouvons réaliser des résistances à la traction de plus de 1000kN/m.
- Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.
- Les géogrilles sont conditionnées de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.
- Les géogrilles sont faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures.

2.2.5. Principales caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- o Avoir une bonne résistance à la rupture
- o Mobiliser le frottement du sol

- Comportement à la traction :

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J). Des essais de traction sur bandes libres permettent de caractériser ce matériau et de définir la loi de traction.

Où :

T : effort en traction.

Δl : déformation.

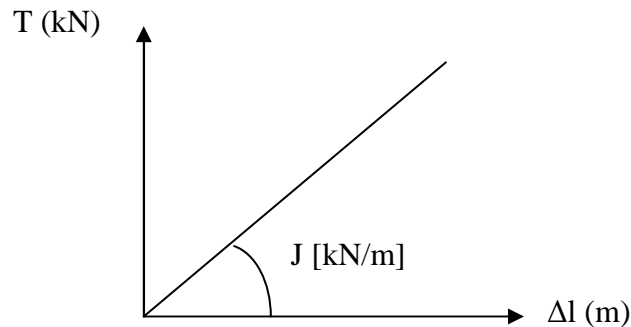


Figure 2.9 – Comportement simplifié d’une inclusion à la traction.

- Interaction sol/inclusion :

Le comportement à l’interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l’interface sol/géosynthétique. Des essais de cisaillement direct et des essais d’extraction permettent de caractériser cette interface et de définir ses paramètres. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

Où :

τ^* : le frottement limite.

U^* : le déplacement relatif correspondant à la mobilisation totale frottement.

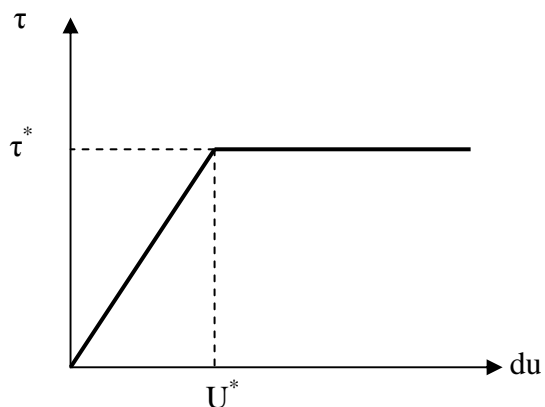


Figure 2.10 – Loi de frottement schématique à l’interface sol/inclusion.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi_{sol-géotextile} \quad \text{avec} \quad f_{\varphi} = \frac{\tan\varphi_{sol-géotextile}}{\tan\varphi_{sol}} \quad (2.1)$$

La majorité des valeurs du coefficient de frottement $f\phi$ disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles.

En ce qui concerne les sols grossiers, les valeurs de $f\phi$ sont difficilement accessibles.

Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

Le tableau 2.1 est un exemple d'une fiche technique qui présente les caractéristiques des géogrilles sous forme de bandes soudées avec un noyau polyester de haute ténacité.

Ces géogrilles sont des structures planes bidirectionnelles résultant de la soudure des bandes géosynthétiques entre elles.

Les bandes sont composées de faisceaux de fibres polyester de haute ténacité enrobées d'une gaine en polyéthylène.



Figure 2.11 – Bandes de géogrilles soudées avec un noyau polyester de haute ténacité.

(Entreprise Maccaferri, 2010)

Tableau 2.1 : Exemple d'une fiche technique présente les caractéristiques des géogrilles.

(Entreprise Maccaferri, 2010)

Désignation de produit		30/05	40/05	50/05	65/05	80/05	90/05	100/05	120/05	135/05	150/05	175/05	200/05
Propriétés mécaniques													
Résistance maximale à la traction sens longitudinal *	KN/m	37	47	57	71	86	96	106	130	145	160	185	212
Tolérance *	KN/m	-7	-7	-7	-6	-6	-6	-6	-10	-10	-10	-10	-12
Résistance maximale à la traction d'une bande- sens longitudinal	KN	2.25	3.00	3.75	4.85	6.00	6.75	7.50	9.00	10.15	11.25	13.10	15.00
Résistance maximale à la traction sens traversable *	KN/m	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Tolérance *	KN/m	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
Allongement à la rupture dans les 2 directions (Valeurs types)	%	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
Propriétés physiques													
Bande de renfort polymère		PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET	PET
Bande de revêtement polymère		PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE	PE
Epaisseur	mm	0.7	0.7	0.8	0.9	1.1	1.1	1.2	1.4	1.4	1.4	1.4	1.7
Largeur de bandes (s. longitudinal)	mm	24	24	24	24	24	24	24	33	33	33	33	33
Dimension des mailles	mm	426x51	426x51	426x51	426x51	426x51	426x51	426x51	426x42	426x42	426x42	426x42	426x42
Longueur de rouleau	m	100	100	100	80	80	80	80	50	50	50	50	50
Largeur de rouleau	m	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90	3.90
Diamètre de rouleau	m	0.41	0.41	0.41	0.40	0.45	0.45	0.45	0.34	0.35	0.36	0.36	0.40
Poids du rouleau	Kg	93	99	105	107	108	134	140	116	123	131	139	147

* Essais à court terme selon la norme EN ISO 10319 (2008). Les valeurs données sont des valeurs de résistance nominale et des valeurs de tolérance correspondant à 95 % du niveau de confiance pour établir les caractéristiques de traction à court terme en accord avec la norme EN 13251 (2001).

2.3. EXEMPLES D'UTILISATION DES GEOSYNTHETIQUES EN ALGERIE :

a) Rampes d'accès à un ouvrage d'art à MSILA :

Le projet est réalisation des rampes d'accès afin de pouvoir rétablir la circulation qui coupait une voie ferrée. Différentes solutions ont été étudiées : murs béton armé, éléments préfabriqués, mur en terre armée et remblais renforcés par géotextiles à parement cellulaire modulable.

La solution retenue par le maître d'ouvrage pour le raidissement des talus est celle d'un mur de soutènement à parement cellulaire modulable, renforcé par des nappes géotextiles.



(a) Vue de l'ouvrage.



(b) Ouvrage terminé.

Figures 2.12 – Vues de l'ouvrage en phase travaux et de l'ouvrage achevé.

b) Mur de soutènement TIFRA : traitement du Glissement de terrain plus élargissement de la route CW 13

• Les matériaux utilisés :

- Un Géocomposite de drainage comme masque drainant les eaux verticalement.
- Un Géotextile de renforcement pour la réalisation de l'extension de la route et le renforcement des remblais qui ont atteint les 11m de hauteur (principe des terres armées).



Figures 2.13 – Vue de l'ouvrage (TIFRA).

c) Mur de soutènement Chevaley wilaya d'Alger :

• **Les matériaux utilisés :**

- Un Géotextile de renforcement pour la réalisation de l'extension de la route et le renforcement des remblais qui ont atteint les 4m de hauteur (principe des terres armées).
- Un habillage en éléments de béton préfabriqués en forme circulaire utilisé aussi pour pince du Géotextile.



Figures 2.14 – Vue de l'ouvrage (Alger).

d) Traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétiques dans la wilaya de Bedjaia :

Le glissement concerne une route dans une zone montagneuse suite à un événement pluviométrique. Il a emporté le côté aval de la route sur un linéaire de 80 m. (Figure 2.15)



Figure 2.15 – Vue du glissement.

La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée végétalisables.

Le remblai est construit par couches de 0,4 m d'épaisseur compactée à l'optimum Proctor. La confection du parement à " boudins " est réalisée par l'utilisation d'un coffrage simple amovible (Figure 2.16).



Figure 2.16 – Construction de l'ouvrage par couches.

La figure 2.17 montre l'ouvrage achevé.



Figure 2.17 – Vue de l'ouvrage achevé.

e) Dispositif d'étanchéité par géosynthétique de la station d'épuration d'Oued Souf :

Le projet est de l'assainissement des eaux résiduaires, pluviales et d'irrigation de la région de Oued Souf pour le but d'assurer la collecte, le transit, au besoin la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales et usées et de procéder à leur traitement avant leurs rejet dans le milieu naturel.

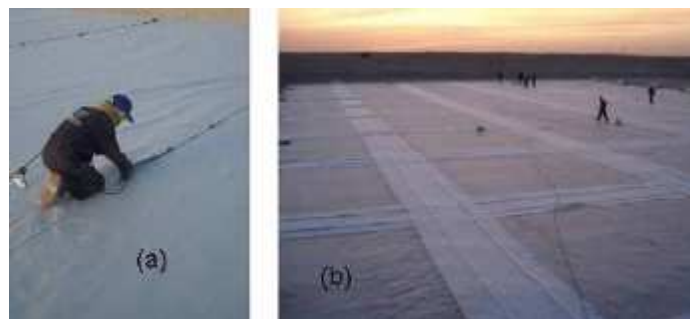


Figure 2.18 – (a) Pose du géotextile de protection et (b) drainage par bande.

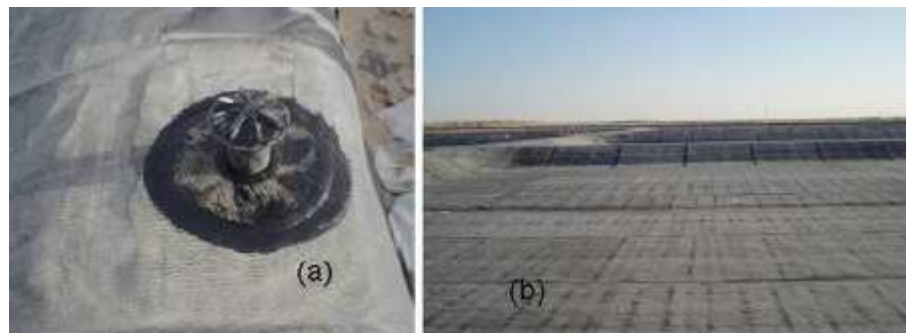


Figure 2.19 – (a) Event de dégazage et (b) vue des bassins avec géomembrane posée.



Figure 2.20 – Lagunes en service.

2.4. MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTHETIQUES :

Des nappes horizontales de géosynthétiques peuvent être associées à un massif de remblai à parement vertical ou sub-vertical pour constituer un massif en sol renforcé équivalent à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage. Les différents types de géosynthétiques habituellement utilisés sont des nappes de géogrilles ou de géotextiles tissés ou des bandes polymères. La stabilité locale du remblai renforcé en parement est assurée par liaisonnement des nappes ou bandes de renforcement aux éléments de parement.

2.4.1. Principe de fonctionnement :

Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou bandes.

Nappe : dans un massif renforcé, une nappe est un lit de renforcement dont les éléments géosynthétiques sont de grande largeur B et sont soit jointifs, soit espacés d'au plus deux fois la largeur d'un élément ($D < 2B$).

Bande : dans un massif renforcé, désigne le renforcement géosynthétique, lorsque dans un lit, les renforcements sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ($D > 2B$).

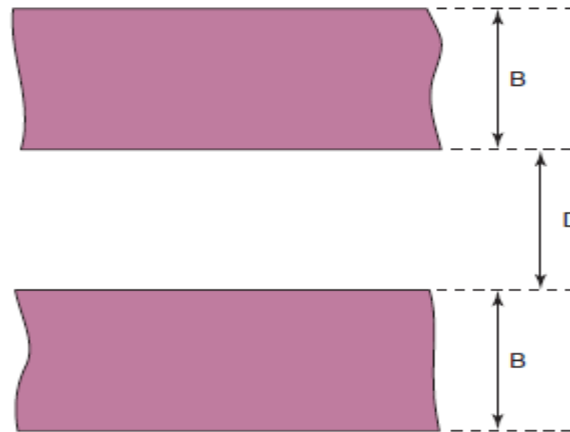


Figure 2.21 – Vue du dessus - cas d'une nappe ($D < 2B$). (LCPC, 2003)

Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle.

a) Stabilité interne :

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre Armée, etc..), par le frottement entre le sol et les éléments de renforcement géosynthétiques, capables de supporter des efforts de traction.

Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques que, d'une part, les longueurs d'ancrage sont suffisantes pour reprendre les efforts par frottement et, d'autre part, tous les éléments géosynthétiques (nappes ou bandes) ont une résistance suffisante pour reprendre ces efforts.

La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol et la résistance à l'ancrage des géosynthétiques, fonction du frottement relatif sol-géosynthétique et de leur résistance ultime.

b) Stabilité externe :

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement,

situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.

c) Stabilité globale :

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

2.4.2. Domaine d'emploi :

Ce type d'ouvrage souple est essentiellement employé pour la réalisation d'ouvrages en remblai, généralement en site terrestre.

Il est bien adapté dans les cas suivants :

- réduction des emprises par rapport à un remblai courant ;
- élargissement de remblai, avec fondation à mi-talus ;
- alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.) ;
- possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes ;
- intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés ;
- insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds.

Ce type d'ouvrage s'adapte bien, également, à des techniques d'amélioration du sol support, telles que les colonnes ballastées, le pilonnage ou toute autre solution d'amélioration de la portance au moyen d'inclusions.

Des ouvrages de grande hauteur ont déjà été réalisés, généralement sous la forme de gradins, en superposant plusieurs murs élémentaires verticaux de 7 à 8 mètres. Avec des parements inclinés entre 65 et 70 degrés au plus (pour la végétalisation), il existe actuellement des murs de plus de 25 mètres de hauteur.

2.5. LES ELEMENTS FORMANT L'OUVRAGE :

La construction d'un mur en remblai renforcé par géosynthétiques nécessite la bonne connaissance des éléments formant l'ouvrage.

- Matériau de remblai ;
- Les éléments de renforcement géosynthétiques ;
- Les parements.

2.5.1. Matériau de remblai :

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en remblai renforcé, ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière.

Nous n'allons pas, dans cette partie, énumérer l'ensemble des spécifications imposées au choix de ce matériau, qui portent notamment sur leur identification géotechnique, d'une part, et sur leurs caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement, d'autre part.

Il doit satisfaire à la fois :

- aux critères généraux définis par le guide des terrassements routiers, avec en particulier la restriction que les matériaux utilisables appartiennent aux familles de sols pour lesquels il n'y a pas de limite de hauteur pour leur usage en remblai courant, ce qui exclut en particulier les matériaux évolutifs, les sols gonflants, etc ;
- à des critères relatifs à la situation de l'ouvrage et à son environnement (exposition au gel, aux inondations, etc.) ;
- à des critères spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques qui, outre l'aspect mécanique (pourcentage de fines, diamètre maximal conforme à la règle d'un $D_{\max} < 2/3$ de l'épaisseur de la couche, etc.), doivent inclure la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en œuvre (matériaux non anguleux, etc.) ;
- aux spécifications relatives au vieillissement des géosynthétiques (compatibilité entre le géosynthétique et le matériau du remblai - risque d'agressions chimiques, alcaline, microbiologique, etc.).

Le recours au traitement des sols (chaux, ciment, laitier, etc.) devra, pour sa part, faire l'objet d'une attention particulière, vis-à-vis des contraintes de durabilité des géosynthétiques. En effet,

le matériau traité constitue un milieu dont le PH est généralement élevé, et peut, de ce fait, provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement.

2.5.2. Les éléments de renforcement géosynthétiques :

Les géosynthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères :

- leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement) ;
- le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai ;
- la nature du polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et, le cas échéant, avec le parement.

La longueur des différents lits de géosynthétiques peut varier à l'intérieur d'un ouvrage.

A - Pour les nappes continues, l'espacement vertical entre lits est compris entre 0,20 et 0,80 m (exceptionnellement 1 m avec des parements minéraux), pour permettre de garder au massif son caractère de matériau composite.

B - S'agissant des bandes, l'espacement vertical entre lits est également compris entre 0,20 et 0,80 m ; l'espacement horizontal entre-axes est inférieur à deux fois l'espacement vertical pour permettre de garder au massif son caractère de matériau composite.

Les principaux processus de vieillissement des éléments de renforcement sont (liste non exhaustive) :

- la photo-dégradation (ou photo-oxydation ou vieillissement climatique), phénomène initié par le rayonnement ultraviolet et accéléré par la température, qui n'intéresse que les géosynthétiques en parement ;
- l'oxydation (ou thermo-oxydation), dont la cinétique est influencée par la température et la pression partielle de l'oxygène (dans le cas de géosynthétiques enterrés, l'oxygène provient de l'air et de l'eau d'infiltration ; la vitesse de la réaction est généralement faible) ;
- la dégradation chimique (dont l'hydrolyse interne), qui est fortement influencée par la température et le pH. On notera en particulier que les polyesters ne peuvent pas être utilisés à

long terme dans un environnement dont le pH est supérieur à 9, ce qui exclut cette fibre dans le cas d'un matériau traité à la chaux ;

- la dissolution/gonflement au contact de produits chimiques tels que les hydrocarbures (sols pollués, infiltrations depuis la chaussée, etc.).

2.5.3. Les parements :

Nous présentons dans cette partie les parements les plus courants dans ce domaine.

a) Parement type écailles béton :

Le parement est constitué d'écailles préfabriquées en béton armé, généralement en forme de " T ", liaisonnées entre elles à l'aide de goujons (Figure. 2.22 (a)). La liaison entre les écailles est assurée par des joints en mousse.

La conception de renforcement est assez proche de celle des murs en remblais renforcés par éléments métalliques. Les armatures métalliques sont remplacées par des bandes de polymères constituées de faisceaux de fils de polyester à haute résistance, enrobés dans du polyéthylène qui les protège contre d'éventuels agents agressifs.

La figure 2.23 donne un schéma de principe décrivant la disposition de la bande de renforcement.

Les bandes géosynthétiques sont liaisonnées au parement par un système de boucles et de goupilles, galvanisées et protégées également par une couche de polyéthylène (Figure. 2.22 (b)).



Figure 2.22 – (a) Ouvrage renforcé par bandes avec un parement de type écailles.
(b) Exemple d'ouvrage renforcé par bandes.

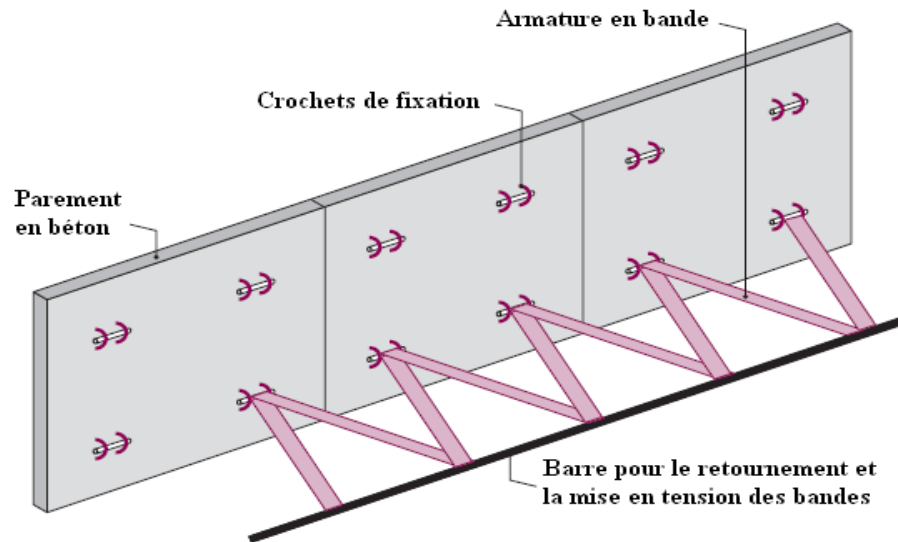


Figure 2.23 – Principe des ouvrages en remblai renforcé par bandes géosynthétiques. (LCPC, 2003)

b) Parement cellulaire :

Le parement est constitué d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton. Les nappes sont généralement " pincées " au niveau du parement (Figure. 2.24).

Les éléments préfabriqués peuvent être creux et remplis de terre végétale, pour permettre une végétalisation.

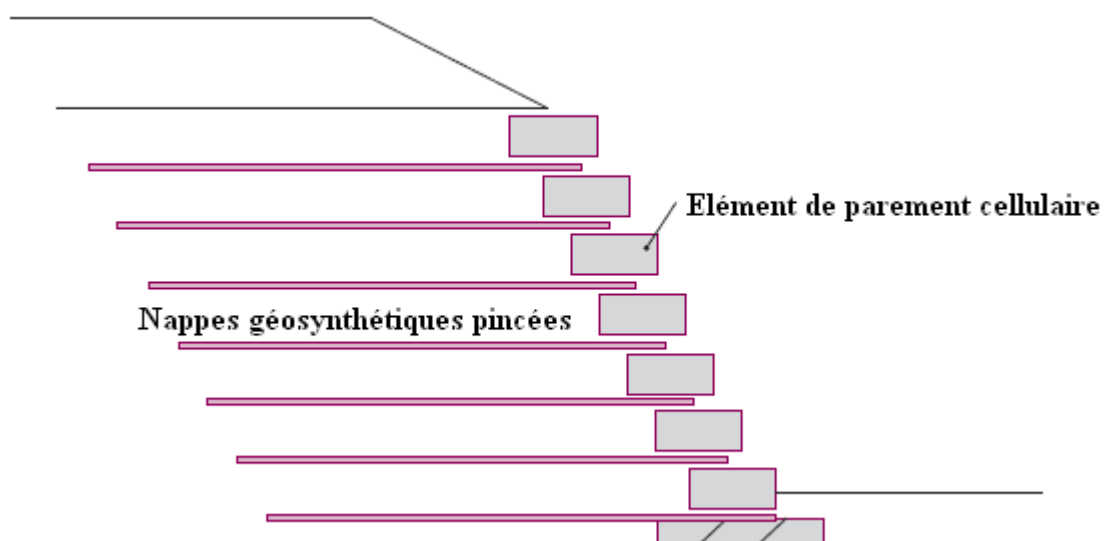


Figure 2.24 – Exemple de parement avec empilement d'éléments cellulaires et de nappes pincées. (LCPC, 2003)

c) Parement minéral :

Le parement minéral le plus fréquent est constitué de gabions. La figure 2.25 rappelle le principe du procédé.

Il existe également d'autres techniques, comme le " Texomur minéral ", dont le système de montage permet d'emprisonner de petits blocs rocheux dans une grille métallique galvanisée, disposée en bout des boudins de renforcement.

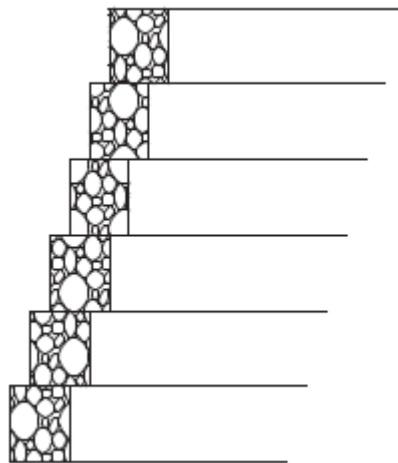


Figure 2.25 – Principe du parement minéral de type " gabions ".

d) Parement constitué de boudins :

Ce type de parement est utilisé généralement dans le cas des nappes simplement retournées en bord de talus. La technologie consistait à empiler des nappes simplement retournées en bord de talus, avec un recouvrement de la nappe supérieure comme le montre le croquis de la figure 2.26.

Le parement était donc constitué de " boudins " plus ou moins réguliers, sans protection, avec d'inévitables problèmes d'esthétique.

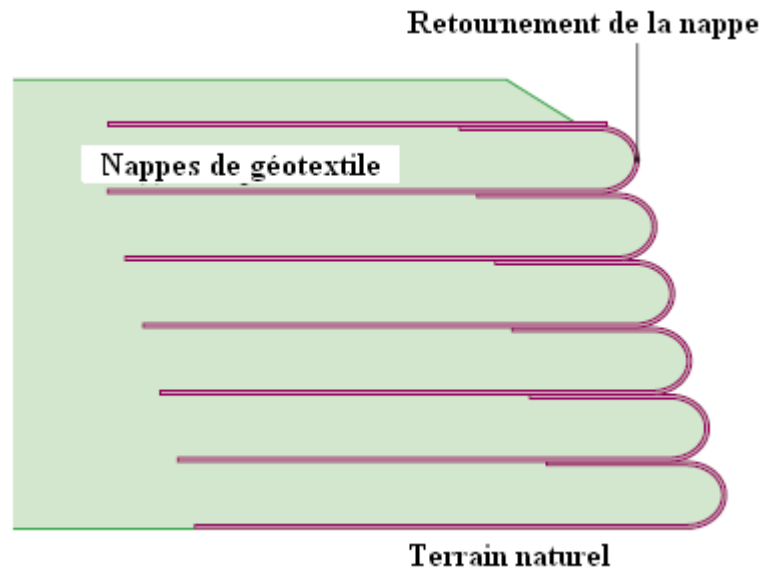


Figure 2.26 – Principe des murs en remblai renforcé par nappes avec retournement simple en parement. (LCPC, 2003)

e) Parement incliné avec dispositif de retenue de terre végétale :

Il s'agit du même type de soutènement que précédemment mais, afin d'obtenir une meilleure intégration dans les sites, des dispositifs de retenue de terre végétale sont prévus et l'inclinaison maximale des parements est limitée entre 65 et 70 degrés, pour permettre l'implantation d'une végétation pérenne.

Pour retenir la terre végétale, de nombreux procédés ont été développés. On peut les classer en deux catégories.

Dans une première catégorie (Figure. 2.27), les nappes de géotextiles assurant le renforcement ne sont pas retournées et le parement est constitué d'une géogrille dont la seule fonction est de retenir la terre végétale et permettre l'ensemencement du talus.

Une deuxième catégorie prévoit un retournement des nappes et l'accrochage d'un parement (généralement de type cellulaire) rempli de terre végétale (Figure. 2.28).

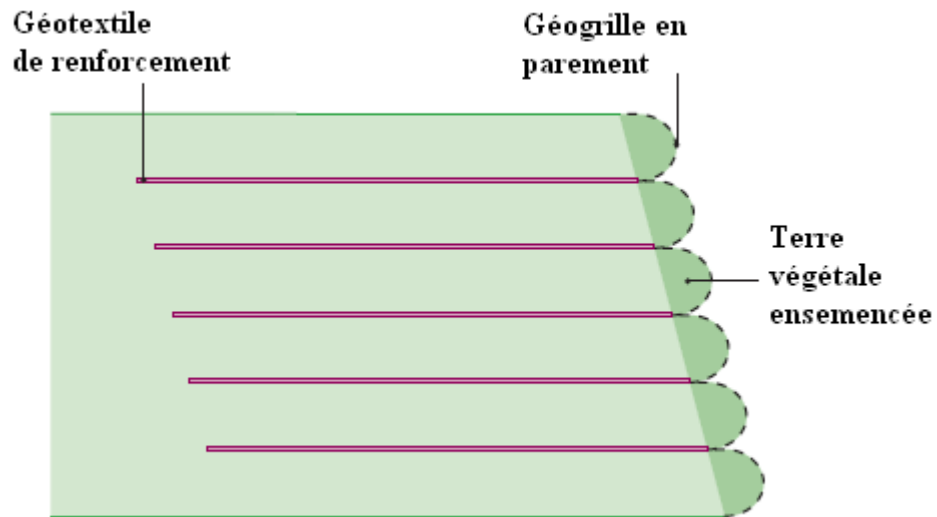


Figure 2.27 – Principe d'un ouvrage en remblai renforcé avec parement incliné et végétalisé. (LCPC, 2003)

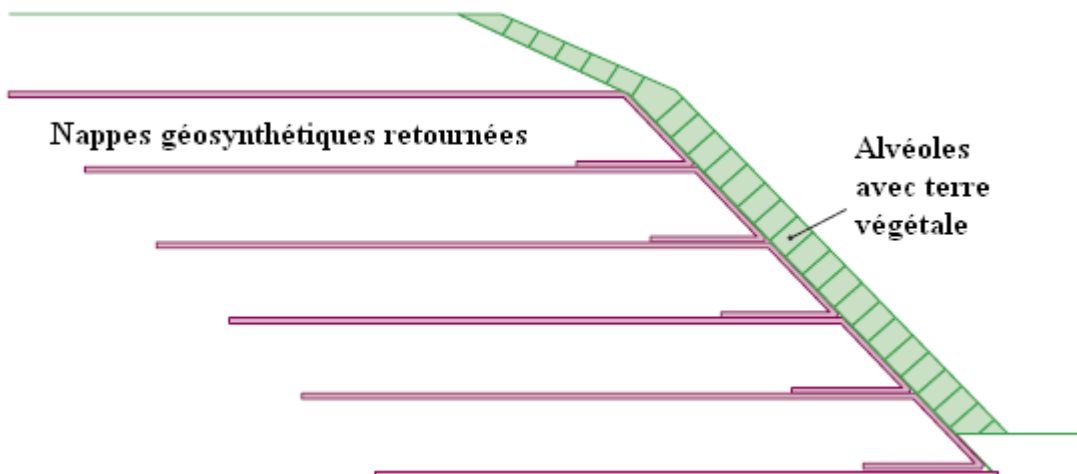


Figure 2.28 – Protection de talus avec un dispositif de stockage alvéolaire. (LCPC, 2003)

f) Parement indépendant :

Pour la résolution des problèmes d'esthétique et de protection des nappes aux agressions externes, en particulier les rayons ultraviolets.

Le premier ouvrage important de ce type a été construit en 1985, sur la route de l'Hospice de France, près de Bagnères-de-Luchon (département de la Haute-Garonne). La figure 2.29 rappelle le principe de conception de cet ouvrage.

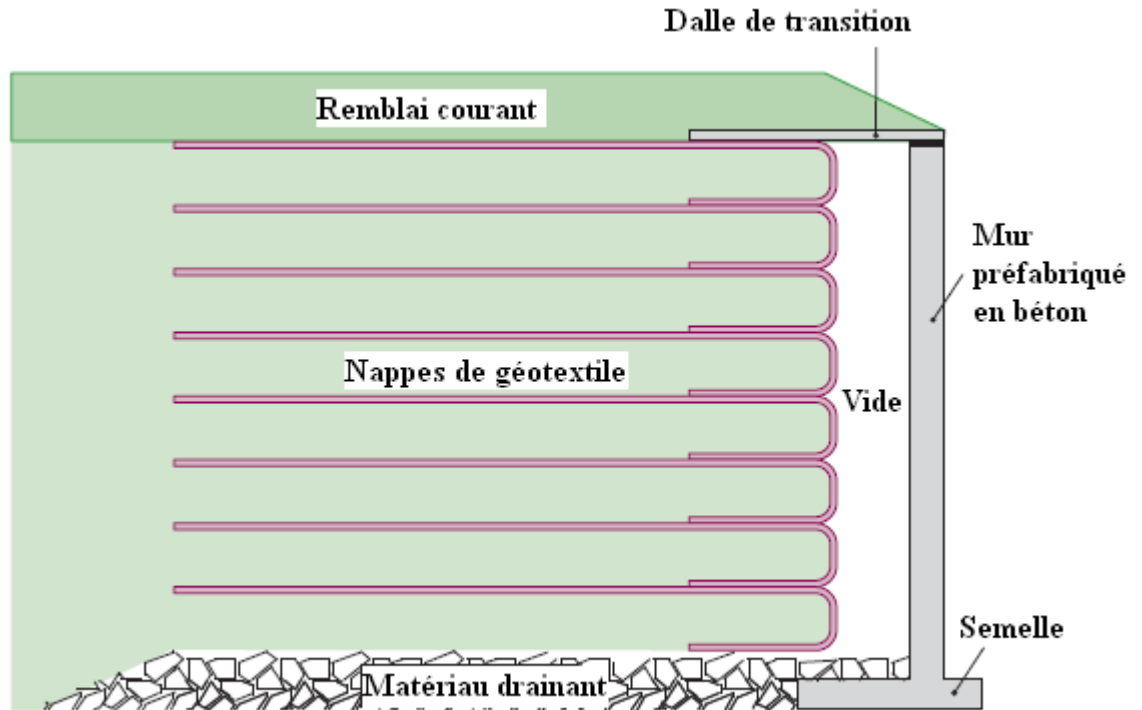


Figure 2.29 – Principe d'un ouvrage EBAL - LCPC avec parement dissocié.

g) Autres parements :

- parement en éléments préfabriqués, végétalisables ou non ;
- panneaux de béton de même hauteur que l'ouvrage renforcé ;
- parement en treillis métalliques ;
- parement en béton projeté.

2.6. CONCLUSION :

La technique géosynthétique pour le renforcement des murs de soutènement constitue une réelle alternative innovante et économique par rapport aux solutions classiques de soutènement.

Les principaux avantages de cette technique résident dans la grande souplesse des massifs renforcés par géosynthétiques, l'utilisation des matériaux locaux, et l'intégration des ouvrages dans leur environnement.

*CHAPITRE 3 : SYNTHÈSE
BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES
METHODES DE CALCUL DES MURS
DE SOUTÈNEMENT EN SOL
RENFORCÈ PAR GEOSYNTHETIQUES.*

3.1. INTRODUCTION :

Un massif en sol renforcé par des armatures géosynthétiques se comporte comme un bloc cohérent flexible capable de supporter d'importants chargements et déformations grâce à l'interaction entre le matériau de remblai et les éléments de renforcement. Le comportement interne de ce type de structure dépend d'un certain nombre de facteurs, incluant le sol, le renforcement et l'interaction sol/renforcement.

Les structures en sol renforcé soit par des armatures métalliques soit par des armatures géosynthétiques non corrodables connue sous le nom de la Terre Armée. Actuellement, les mêmes lois sont le plus souvent utilisées pour la modélisation des armatures géosynthétiques qui présentent pourtant un comportement plus complexe en raison de leur extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-renfort.

Le renforcement des sols par des armatures géosynthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion.

Ce chapitre est une synthèse bibliographique sur les travaux récents qui étudie les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques. L'objectif de ce chapitre est de présenter quelque méthode de calcul de ce type d'ouvrage.

3.2. METHODE DE CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE PAR GEOSYNTHETIQUES :

3.2.1. Introduction :

Ces dernières années, diverses méthodes de recherche ont été appliquées à l'étude des murs et des pentes en sols renforcés. Des études récentes sur sol renforcé comprennent des études par la méthode des tranches horizontale (Nouri et al. (2006); Shekarian et Ghanbari. (2008); Ghanbari et Ahmadabadi. (2009)), la méthode K-stiffness (Allen et al. (2003); Bathurst et al. (2008)), concept analytique homogénéisé (Chen et al. (2000)), des études expérimentales des structures (Yoo et Jung, (2004); Chen et al, (2007); Yang et al, (2009)) et analyse numérique (Ho et Rowe. (1996); Al-Hattamleh et Muhunthan. (2006); Rowe et Skinner. (2001) ; Huang et al. (2009), Abdelkader Abdelouhab et al. (2010)), d'équilibre limite (Baker et Klein. (2004)).

3.2.2. La méthode des tranches horizontale :

Nouri et al, (2006) développent la méthode des tranches horizontale pour l'analyse de la stabilité sismique des pentes et des murs en sol renforcé. Dans cette approche, le coin glissant est divisé en un certain nombre de tranches horizontales, qui ne se croisent pas les renforts, en conséquence le renforcement n'ont aucune influence directe sur les forces inter-tranches. À la suite de ce processus, les équations d'équilibre de force et de moment pour chaque tranche où le coin global de glissement peut être satisfait. Basé sur le nombre et la nature des équations et les hypothèses formulées, plusieurs formulations ont été dérivées pour déterminer les forces dans les renforts. Le paramètre fondamental déterminé à partir des formulations appropriées est la force nécessaire dans le total des renforts pour maintenir la stabilité de la structure renforcée.

a) Formulation simple :

La simple formulation de la méthode des tranches horizontales comprend $(2N + 1)$ inconnues et $(2N + 1)$ équations, où N est le nombre de tranches (tableau 3.1). Cette première formulation simple, proposé par Shahgholi et al. (2001) satisfait les équations d'équilibre suivantes :

$$\sum F_y = 0 \text{ (pour chaque tranche)} \Rightarrow V_{i+1} - V_i - (1 - K_v)W_i + S_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (3.1)$$

$$\tau_r = \frac{\tau_f}{FS} \text{ (pour chaque tranche)} \Rightarrow S_i = \frac{1}{FS} (N_i \tan \varphi) \quad (3.2)$$

$$\sum F_x = 0 \text{ (pour la coin global)} \Rightarrow \sum_{j=1}^m T_j + \sum_{i=1}^N S_i \cos \alpha_i - \sum_{i=1}^N N_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^N W_i K_h = 0 \quad (3.3)$$

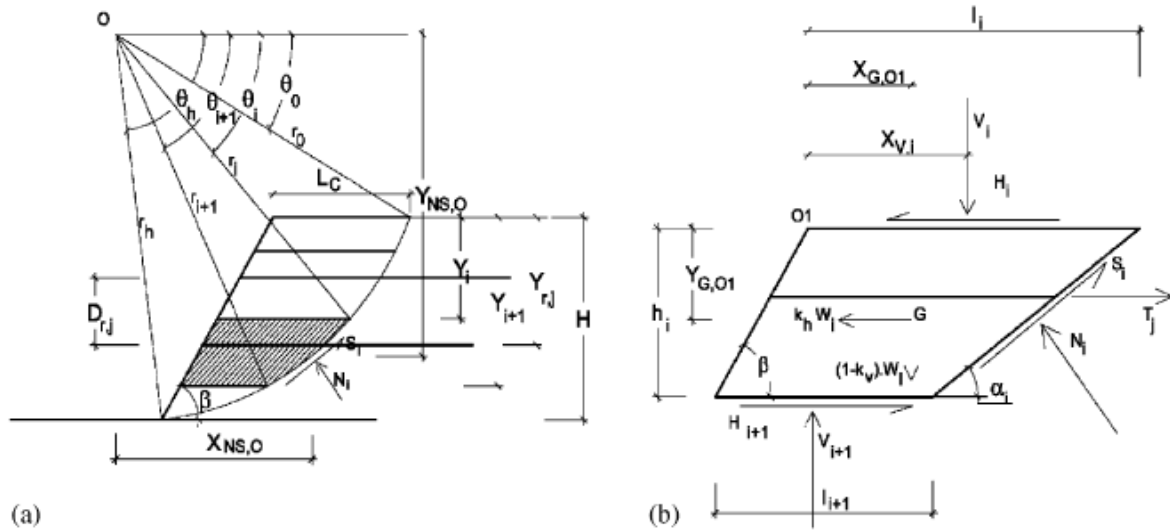


Figure 3.1 – (a) La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log-spiral) pour la méthode des tranches horizontale, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006)

Tableau 3.1 : Liste des inconnus et des équations dans deux formulations simples (Shahgholi et al. (2001); Fakher et al. (2002)).

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	2 N+1
Équations	Nombre
$\sum Fy = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum Fx = 0$ (Shahgholi et al. 2001) (coin global)	1
$\sum M_O = 0$ (Fakher et al. 2002) (coin global)	1
Somme	2 N+1

Les forces et les paramètres utilisés dans les équations (3.1) - (3.3) sont présentés sur la fig. 3.1(b), où V_i est la force entre les tranches verticales qui est supposé être égal à la surcharge des couches de sol dans les formulations simples. S_i et N_i sont, respectivement, les forces de cisaillement (tangential) et normale agissant sur la base de chaque tranche; T_j est la force de traction mobilisé dans le renfort j , situé dans la tranche horizontale et m est le nombre de renforts. Le facteur de sécurité (FS) est supposé être le même pour toutes les tranches. W_i est le poids de la tranche, et α_i est l'angle d'inclinaison de la base de la tranche considérée.

Les équations (3.1) - (3.3) peuvent être résolues pour différentes surfaces de glissement " Log-spirale ". Par conséquent, la somme maximale des forces nécessaires pour maintenir la stabilité de la pente renforcé ($\sum_{j=1}^m T_j$), correspondant à la surface de glissement le plus critique, peut être déterminé.

Dans la première formulation proposée par Shahgholi et al. (2001), le moment d'équilibre n'a pas été convaincu, par conséquent, une seconde formulation simple a été présentée par Fakher et al. (2002) dans laquelle l'équilibre de moment est utilisé (tableau 3.1).

$$\begin{aligned} \Sigma M_0 = 0 \text{ (pour la cale de totalité)} \Rightarrow & \sum_{j=1}^m [T_j(Y_{r,j} + r_0 \sin \theta_0)] - \sum_{i=1}^N [(k_h W_i)(Y_{G,O_i} + r_i \sin \theta_i) \\ & + (1 - K_v)(W_i)(X_{G,O_i} + r_i \cos \theta_i - l_i)] + (S_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i)(X_{NS,0}) + (S_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i)(Y_{NS,0}) \\ & = 0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

$X_{NS,0}$ et $Y_{NS,0}$ de l'équation (3.4) sont les coordonnées du point où N_i et S_i agissant sur la base de la tranche. $Y_{r,j}$ représente la profondeur de la couche de renfort j par rapport à la pic de la pente; l_i est la longueur de la partie supérieure de la tranche $i^{\text{ème}}$; X_{G,O_i} et Y_{G,O_i} sont les coordonnées du centre de masse de la tranche par rapport à O_i (le point de coin supérieur gauche de la tranche); β est l'angle d'inclinaison de la pente et h_i est l'épaisseur de la tranche.

$$X_{NS,0} = r_i \cos \theta_i - \frac{h_i}{2 \tan \alpha_i} \quad (3.5)$$

$$Y_{NS,0} = r_i \sin \theta_i - \frac{h_i}{2} \quad (3.6)$$

b) Formulation (3N) :

La méthode des tranches horizontales a été développé pour produire une formulation composée de (3N) équations et (3N) inconnues. La différence principale entre les formulations (3N) et (2N +1) est que le premier satisfait aux exigences des forces horizontales ou l'équilibre des moments pour chaque tranche. Dans la formulation (3N), des hypothèses de simplification similaires à celles employées dans la formulation (2N +1) sont utilisés pour V_i . La formulation (3N) peut prendre deux approches relatives soit à l'équilibre des forces horizontales ou l'équilibre des moments.

Dans la première formulation (3N), les équations (3.1) et (3.2) sont satisfaites l'équilibre des forces horizontales pour chaque tranche (tableau 3.2). Les forces horizontales inter-tranche (H_i), agissant sur chaque côté des tranches sont présentées comme des inconnues:

$$\sum F_x = 0(\text{pour chaque tranche}) \Rightarrow T_j + S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i - K_h W_i + H_{i+1} - H_i = 0 \quad (3.7)$$

Dans la seconde formulation (3N), au lieu de l'équation d'équilibre des forces horizontales, l'équation d'équilibre des moments a été remplacé pour chaque tranche par rapport au centre de la surface de glissement (point O sur la figure 3.1 (a)) :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 (\text{pour chaque tranche}) \Rightarrow & V_{i+1}(r_{i+1} \cos \theta_{i+1} - l_{i+1} + X_{V,i+1}) - V_i(r_i \cos \theta_i - l_i + X_{V,i}) \\ & + T_j(Y_{r,j} + r_0 \sin \theta_0) + H_{i+1}(r_{i+1} \sin \theta_{i+1}) - H_i(r_i \sin \theta_i) + (S_i \sin \alpha_i \\ & + N_i \cos \alpha_i)(X_{NS,0}) + (S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i)(Y_{NS,0}) \\ & - (1 - K_v)(W_i)(r_i \cos \theta_i - l_i + X_{V,i}) - K_h W_i(r_i \sin \theta_i + Y_{G,o_i}) = 0 \end{aligned} \quad (3.8)$$

Dans cette équation, $X_{V,i}$ est la coordonnée du point d'application des forces vertical (V_i) sur la tranche par rapport à l'angle supérieur gauche de la tranche (O_1 dans la Fig.3.1 (b)). $X_{V,i}$ est calculé en utilisant le centre de la zone de la distribution de la contrainte verticale effective des surcharges sur la tranche.

Tableau 3.2 : Liste des inconnus et des équations dans les deux formulations 3N.

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Force horizontale d'inter-tranche (H_i)	N-1
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	3 N
Équations	Nombre
$\sum F_y = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum F_x = 0$, première formulation	N
$\sum M_0 = 0$, deuxième formulation (Pour chaque tranche)	N
Somme	3 N

c) Formulation rigoureux (5N-1) :

Malgré la simplicité des formulations (2N+1) et (3N), l'équilibre de toutes les forces et les moments internes et externes ne sont pas remplis, par conséquent, une formulation rigoureuse 5N-1 est nécessaire pour l'évaluation les résultats obtenus par les méthodes simplifiées. Le tableau 3.3 présente les équations et les inconnues de la formulation rigoureuse de la méthode des tranches horizontales. L'équilibre de toutes les forces verticales et horizontales (internes et externes) et également l'équilibre de moment pour chaque tranche sont satisfaits dans la formulation (5N-1).

Tableau 3.3 : Liste des inconnus et des équations dans la formulation rigoureuse 5N-1.

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Force horizontale d'inter tranche (H_i)	N-1
Force verticale d'inter tranche (V_i)	N-1
Endroit de la force verticale d'inter tranche ($X_{v,i}$)	N-1
Facteur de qualité de méthode (λ)	1
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	5 N-1
Équations	Nombre
$\sum F_y = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum F_x = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum M_o = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$H_i = \lambda f_i(y) v_i$	N-1
Somme	5 N-1

Où λ est une constante inconnue pour toutes les tranches et $f_i(y)$ est fonction de la profondeur.

L'influence de $f_i(y)$ sur les résultats est négligeable en raison de la faible valeur de λ , qui varie entre zéro et l'unité.

Comme les deux λ et V_i sont inconnues, l'ensemble des équations dans la formulation rigoureuse (5N-1) est non-linéaire, une procédure d'essai et l'erreur est adoptée. Une valeur comprise entre zéro et l'unité est affectée à λ , ce qui produit une équation redondante.

L'équilibre des forces horizontales pour la tranche N est choisi comme équation de vérification:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \varepsilon = T_m + S_N \cos \alpha_N - N_N \sin \alpha_N - K_h W_N - H_N \quad (3.9)$$

Dans cette équation, T_m est la force de renforcement de la tranche finale (plus bas). Ayant établi que λ une valeur connue, les équations restées (5N-2) peuvent être résolues. Par la suite, ε est calculée à partir de l'équation (3.9) pour la surface de glissement critique afin de vérifier la valeur supposée de λ . Lorsque ε dans l'équation (3.9) est d'une manière satisfaisante près de zéro, la valeur supposée de λ est acceptable. Dans le cas contraire, la procédure est poursuivie jusqu'à ε est proche de zéro.

Shekarian et Ghanbari. (2008) utilisent la méthode des tranches horizontale pour la résolution d'un problème qui est la détermination de la pression pseudo-dynamiques et de ses forces associées pour un mur de soutènement rigide verticale renforcés et non renforcés.

Ghanbari et Ahmadabadi. (2009) :

Ces auteurs présentent une nouvelle procédure pour le calcul de la pression des terres actif dans les murs de soutènement avec remblais renforcé basé sur la méthode des tranches horizontale mais avec une formulation **4n** pour remblai non armé et une formulation **5n** pour remblai renforcé, les forces de traction des renforts et l'angle du coin de rupture sont calculés.

Cette méthode analytique présentée peut être utilisée pour calculer la poussée des terres, la force de traction des renforts et l'angle du coin de rupture pour les murs non renforcés et renforcés dans les sols cohérents-frottent.

Hypothèses de la Méthode :

Pour déterminer la pression active des terres d'un mur de soutènement avec remblais renforcé et non renforcé cohérents-frottent à l'aide de la méthode des tranches horizontale, cette étude repose sur les hypothèses suivantes :

- 1) Les coordonnées du point d'application de la force vertical inter-tranches est le centre de la surface de la distribution des contraintes dérivées.
- 2) La surface de rupture est plane.
- 3) La méthode est limitée à des masses homogènes.
- 4) La surface de rupture est supposé passer par le pied de mur.
- 5) La valeur de la force de cisaillement entre les tranches horizontales a été considéré inégale ($H_i \neq H_{i-1}$)

- 6) Le point où N_i agit sur la base de tranche est au milieu de cette base.
- 7) Le point où P_i appliqué est à mi-hauteur pour chaque tranche.

Méthode proposée pour les murs de soutènement non renforcés (formulation 4n) :

La figure 3.2 montre un mur de soutènement avec son remblai divisé en tranches horizontales. L'angle β forme le coin de rupture du sol de remblai.

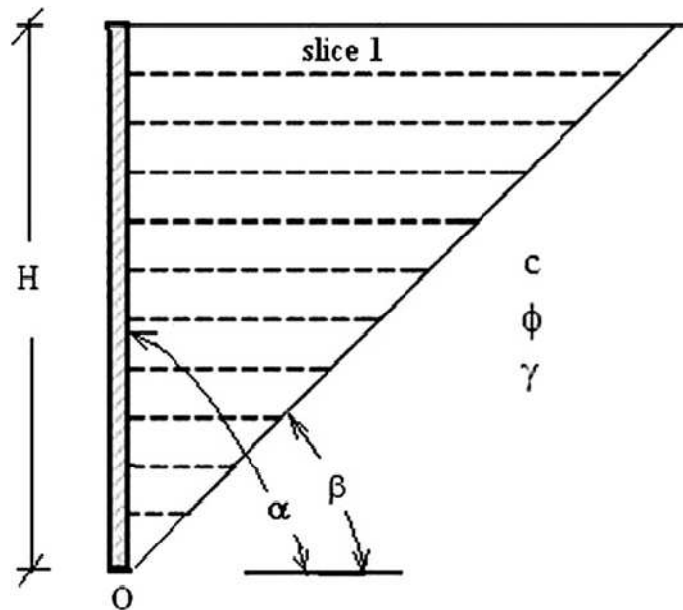


Figure 3.2 – Division le coin de rupture dans les tranches. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)

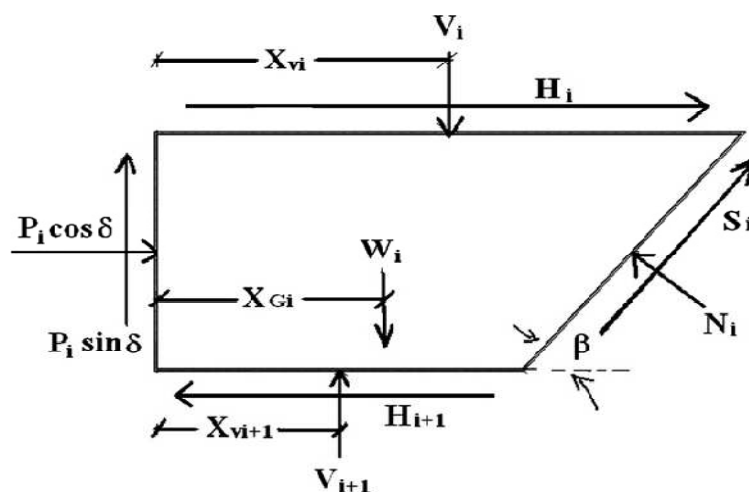


Figure 3.3 – Équilibre de forces dans la $i^{\text{ème}}$ tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)

Pour l'état d'équilibre limite. Les pressions sur la tranche " i " du remblai sont présentées sur la figure 3.3. Si le remblai à n tranches horizontales de hauteur égale, la hauteur de chaque tranche peuvent être tirée de la relation suivante :

$$h_i = \frac{H}{n} \quad (3.10)$$

Dans la figure 3.3, X_{V_i} , $X_{V_{i+1}}$ et X_{GI} sont les distances horizontales de V_i , V_{i+1} et W_i du mur et sont issus de relations suivantes:

$$X_{V_i} = \frac{h_i}{2 \tan \beta} + \frac{\sum_{j=i+1}^n h_j}{2 \tan \beta} \quad (3.11)$$

$$X_{V_{i+1}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n h_j}{2 \tan \beta} \quad (3.12)$$

$$W_i = A_i * \gamma * 1 \quad (3.13)$$

X_{GI} est la distance horizontale du centre de gravité de mur et les contraintes verticales V_{i+1} et V_i sont issus de la relation suivante par Segrestin (1992):

$$V_i = \left[\gamma \sum_{j=1}^{i-1} h_j \right] \tanh (a U_i + b) \quad (3.14)$$

Dans la relation précédente, k_a , k_α , b , U_i , U_{i+1} et a sont les coefficients sans dimensions dérivés des relations suivantes (Segrestin, 1992):

$$k_\alpha = \left[\frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \varphi)}{\sin(\frac{\pi}{2}) + \sqrt{\sin(\frac{\pi}{2}) \cos(\frac{\pi}{2} - \varphi) \sin \varphi}} \right]^2 \quad (3.15)$$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.16)$$

$$b = \frac{\log \frac{k_a - k_\alpha}{k_a + k_\alpha}}{2} \quad (3.17)$$

$$U_i = \frac{X_{V_i}}{\sum_{j=1}^{i-1} h_j} \quad (3.18)$$

$$U_{i+1} = \frac{X_{V_{i+1}}}{\sum_{j=1}^i h_j} \quad (3.19)$$

$$a = 2 \tan \alpha \log \left(\frac{2k_a}{k_a + k_\alpha} \right) \quad (3.20)$$

Dans l'équation (3.20), α est l'angle d'inclinaison du sol de remblai avec un axe horizontal.

Pour analyser les murs de soutènement non renforcés, semblable à la Fig. 3.2, il ya quatre inconnues; N_i , H_i , S_i et P_i . Ainsi, il est nécessaire à écrire quatre équations à recevoir ces quatre inconnues.

Pour cet effet, deux équations d'équilibre dans les directions verticales et horizontales ont été utilisées, une équation d'équilibre de renfort autour de point O et une équation de la relation entre la contrainte de cisaillement et l'effort de cisaillement dans les niveaux horizontaux entre les tranches.

Les formulations 4n et les équations sont présentés au tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Les équations et les inconnus de la formulation 4n pour le calcul de la pression latérale sur le mur non renforcé avec remblai cohérent-frottent.

Inconnus	Nombre	Équations	Nombre
H_i	n	$\sum F_x = 0$ (pour chaque tranche)	n
Force de cisaillement d'Inter-tranche N_i	n	$\sum F_y = 0$ (pour chaque tranche)	n
Force normale à la base de chaque tranche S_i	n	$\sum M_0 = 0$ (pour chaque tranche)	n
Force de cisaillement à la base de chaque tranche P_i	n	$S_i = N_i / (\tan \varphi) + C$ (pour chaque tranche)	n
Force nette sur le mur			

Les premiers trois équations de ce tableau est les suivants :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow S_i \cos \beta - N_i \sin(\beta) + P_i \cos \delta + H_i - H_{i+1} = 0 \quad (3.21)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P_i \sin \delta + V_{i+1} - V_i - W_i + N_i \cos \beta + S_i \sin(\beta) \quad (3.22)$$

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \Rightarrow & -V_i X_{V_i} + V_i X_{V_{i+1}} - W_i X_{G_i} + \left[\frac{N_i}{\sin(\beta)} - p_i \cos \delta \right] x \left[\sum_{j=i+1}^n h_j + \frac{h_j}{2} \right] + H_{i+1} \left[\sum_{j=i+1}^n h_j \right] \\ & - H_j \left[\sum_{j=1}^n h_j \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.23)$$

Où W_i est le poids de la tranche " i ":

$$W_i = \gamma_i A_i \quad (3.24)$$

La quatrième équation dans le tableau 3.4 est les critères de rendement de Mohr-Coulomb applicables aux points de coin de rupture. La solution de ces inconnues sera la pression sur le mur pour chaque tranche (P_i) et la force horizontale entre les tranches (H_i). La division de la

force horizontale sur la surface entre les deux tranches produit l'effort de cisaillement moyen entre elles (τ_m). Depuis le niveau entre les tranches n'est pas en position de rendement, il est considéré comme un coefficient de résistance au cisaillement de sol (τ_f) de la manière suivante :

$$\tau_m = \lambda(\tau_f) \quad (3.25)$$

Le coefficient non dimensionnelle λ_i a une valeur inférieure à un. Pour analyser les murs non renforcés, il n'est pas nécessaire de calculer λ . Cependant, ce coefficient sera utilisé dans l'étape suivante pour analyser les murs renforcés.

Méthode proposée pour mur de soutènement renforcé (formulation 5n) :

La force de traction des armatures est ajoutée aux inconnues pour les murs renforcés, ce qui nécessite à résoudre des équations pour 5n inconnues. La contrainte de cisaillement moyenne pour chaque tranche est supposée être le coefficient de résistance au cisaillement du sol dans un état de rendement.

Le coefficient λ_i est toujours inférieur à un et présentée pour la tranche $i^{\text{ème}}$ avec l'équation :

$$H_i = [V_i \tan \varphi + c] \lambda_i \quad (3.26)$$

La méthode proposée suppose que λ_i pour chaque tranche, avec ou sans renfort, est égal. Ainsi, l'équation (3.26) peut être considérée comme la cinquième équation pour calculer la pression active pour les sols renforcés.

L'équation du coefficient λ pour les sols pulvérulents est comme suit:

$$\lambda = \frac{C_1 H + C_2}{H^2 + C_3 H + C_4} \quad (3.27)$$

Dans lequel C_1 à C_4 des coefficients dépend des propriétés mécaniques de matériau et la hauteur du mur.

Le tableau 3.5 illustre les équations et les inconnues de la formulation complète.

Tableau 3.5 : Les équations et les inconnus pour la formulation 5n pour le calcul de la pression latérale sur le mur de soutènement avec remblai cohérents frottant renforcé.

Inconnus	Nombre	Équations	Nombre
H_i force de cisaillement d'inter-tranche	n	$\sum F_x = 0$ (pour chaque tranche)	n
N_i Force normale à la base de chaque tranche	n	$\sum F_y = 0$ (pour chaque tranche)	n
S_i Force de cisaillement à la base de chaque tranche	n	$\sum M_0 = 0$ (pour chaque tranche)	n
T_i	n	$S_i = N_i / (\tan \varphi) + C$ (pour chaque tranche)	n
P_i Force nette sur le mur	n	$\tau_m = \lambda (\tau_f)$ (pour chaque tranche)	n

3.2.3. La méthode K-stiffness :

Allen et al. (2003) et Bathurst et al. (2008) ont analysé des différents murs renforcés par des bandes géosynthétiques. Ils ont observé que la répartition des efforts de traction le long des renforts en fonction de la profondeur du mur est généralement de forme trapézoïdale et non pas linéaire comme supposé dans les méthodes simplifiées. Ces auteurs ont proposé une nouvelle théorie pour l'estimation des contraintes le long des renforts géosynthétiques : « la méthode K-stiffness ».

Dans cette méthode, la raideur locale et globale du renforcement et la résistance au déplacement latéral causé par la partie bloquée au pied du mur sont prises en compte. Ces facteurs présentent, selon ces auteurs, une contribution clé pour le calcul de la contrainte maximale dans le lit de renfort " i " :

$$T_{max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_v^i D_t^{max} \phi_g \phi_{local} \phi_{fs} \phi_{fb} \quad (3.28)$$

Où :

K : le coefficient de poussée des terres latérale calculé selon l'équation de Jacky $K = 1 - \sin \phi$;

γ le poids volumique du sol;

H : la hauteur du mur ;

S : la hauteur équivalente de la surcharge q ($S = q/\gamma$) ;

S_v^i : la zone d'influence (équivalente à l'espacement vertical des renforcements) dans le voisinage de chaque couche lorsque les calculs sont effectués par unité de longueur du mur ;
 $D_{t\ max}$: le facteur de répartition des contraintes, il modifie la contrainte dans le renforcement en fonction du niveau (hauteur) du lit de renforcement.

Les autres termes, ϕ_g ; ϕ_{local} ; ϕ_{fs} et ϕ_{fb} sont les facteurs d'influence qui tiennent compte, respectivement, des effets de la raideur globale et locale du renforcement, de la raideur au parement et au pied du mur.

Les paramètres de cette méthode empirique sont calés sur des mesures de déformations d'armatures géosynthétiques de murs instrumentés. Les valeurs de déformations obtenues sont converties en contraintes connaissant la valeur de la raideur du renforcement géosynthétique. Celle-ci est déterminée par les auteurs en prenant en compte plusieurs paramètres : la contrainte de confinement, le niveau de déformation, d'éventuels chargements, le temps et la température. Cependant, ces paramètres sont déterminés statistiquement sur des ouvrages très différents, il semble nécessaire de vérifier leur validité sur plusieurs ouvrages du même type.

D'autre part, ces paramètres sont supposés être constants le long de l'armature. En conséquence les contraintes déduites le long des armatures sont aussi des contraintes moyennes.

3.2.4. Concept analytique homogénéisé (la méthode homogène) :

Chen et al. (2000) proposent une procédure numérique pour l'analyse des structures en sol renforcé, qui basé sur le concept homogénéisé transversalement isotrope et qui pris en compte dans ce modèle le comportement non linéaire du sol renforcé et des conditions aux limites appropriées. Le modèle proposé est programmé par le code informatique commercial FLAC pour l'analyse numérique.

Dans ce modèle le matériau composite sol / renforcement, avec la propriété transversalement isotrope, est traité comme un milieu homogène équivalent. Cinq paramètres, qui comprennent les modules tangents du sol renforcé dans les directions horizontale et verticale, respectivement, les coefficients de Poisson dans l'anti-plan et dans des directions plan, respectivement, et le module de cisaillement, sont nécessaires pour décrire le comportement du milieu.

Afin de simplifier le système considéré, deux hypothèses sont formulées:

(a) à la fois le renforcement et le sol sont supposés être des matériaux isotropes,

(b) les conditions d'adhérence parfaite est pris en charge à l'interface entre le sol et le renforcement.

Où :

Le module tangent horizontal est donnée par :

$$E_h^c = \frac{1}{1 + \eta} \left[\frac{(\Omega^r + \Omega^s)^2 - (v^r \Omega^r + v^s \Omega^s)^2}{(\Omega^r + \Omega^s)} \right] \quad (3.29)$$

Dans laquelle :

$$\Omega^r = \frac{\eta E^r}{1 - v^{r2}}; \quad \Omega^s = \frac{\eta E^s}{1 - v^{s2}} \quad (3.30)$$

Où :

v^r : le volume de renfort ;

v^s : le volume de sol,

η : rapport de renfort est définie ici comme le rapport entre le volume de renfort à le volume de sol, et est exprimé en :

$$\eta = \frac{v^r}{v^s} \quad (3.31)$$

E^r, E^s : Les modules de tangente du renfort et du sol, respectivement.

Coefficient de Poisson Anti-plan :

v_{hv}^c : est le coefficient de Poisson de la déformation transversale en raison de la contrainte horizontale sur le sol renforcé

$$v_{hz}^c = \frac{v^r \Omega^r + v^s \Omega^s}{\Omega^r + \Omega^s} \quad (3.32)$$

Coefficient de Poisson Dans- plan :

v_{hv}^c : est le coefficient de Poisson de la déformation verticale due à la contrainte horizontal sur le sol renforcé

$$v_{hv}^c = \frac{(1 - v^r) \Omega^r + (1 - v^s) \Omega^s}{(1 + \eta)(\Omega^r + \Omega^s)} (\Psi^r + \Psi^s) \quad (3.33)$$

Où

$$\Psi^r = \eta v^r / (1 - v^r) \text{ et } \Psi^s = v^s / (1 - v^s) \quad (3.34)$$

Le module d'élasticité dans le sens vertical :

$$\frac{1}{E_v^c} = \frac{1}{1 + \eta} \left\{ \left(\frac{\eta^2}{\Omega^r} + \frac{1}{\Omega^s} \right) + \left[\frac{-1}{\Omega^r + \Omega^s} + \frac{2}{(1 + \nu^r)\Omega^r + (1 + \nu^s)\Omega^s} \right] (\Psi^r + \Psi^s)^2 \right\} \quad (3.35)$$

Le module de cisaillement :

$$\frac{1}{G_{hv}^c} = \frac{1}{1 + \eta} \left(\frac{\eta^2}{\Omega^r} + \frac{1}{\Omega^s} \right) + \frac{(1 + \nu_{hv}^c)^2}{E_h^c} \quad (3.36)$$

Pour la modélisation des matériaux, le module du sol hyperbolique, proposée par Duncan et Chang (1970), utilisé pour la simulation de comportement non linéaire contrainte-déformation du sol et est exprimé en :

$$E^s = E^{si} \left(1 - \frac{E^{si} \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} + E^{si} \varepsilon} \right) \quad (3.37)$$

Où E^s est le module tangent de sol; ε est l'ampleur de la contrainte; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ est la contrainte déviatorique ultime du sol et E^{si} est le module d'élasticité initial, qui a été proposé par Janbu (1963) et est exprimé en :

$$E^{si} = k_s P_a \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^{ns} \quad (3.38)$$

Dans quel k_s , ns sont les constantes matérielles ; σ_m est la contrainte moyenne ; P_a est la pression atmosphérique.

Le renfort est considéré comme un matériau élastique linéaire dans cette étude.

Chen et al ont effectué deux exemples numériques pour l'analyse des murs en sols renforcé pour étudier la validité et l'applicabilité de la méthode proposée. Les résultats obtenus sont comparés avec des travaux expérimentaux et d'analyse obtenus par d'autres chercheurs (étude expérimentale à l'Université du Colorado par Wu (1991) d'un mur en sol armé, 3,05 m de hauteur 2,08 m de large et renforcé avec 12 couches de géotextile non tissé, et un essai sur mur à grande échelle (Sampaco, 1996)). La comparaison des résultats obtenus avec les données expérimentales disponibles indique un accord raisonnable.

3.2.5. Études expérimentales :

- Yoo et Jung. (2004) ont exécuté un essai à grande échelle d'un mur de soutènement segmentaire renforcé par géosynthétiques, le mur est de 5,6 m de hauteur dans une configuration à plusieurs niveaux qui construit et instrumenté dans le but d'examiner le comportement

mécanique et de rassembler les données appropriées qui permette l'amélioration des méthodes de conception actuelles.

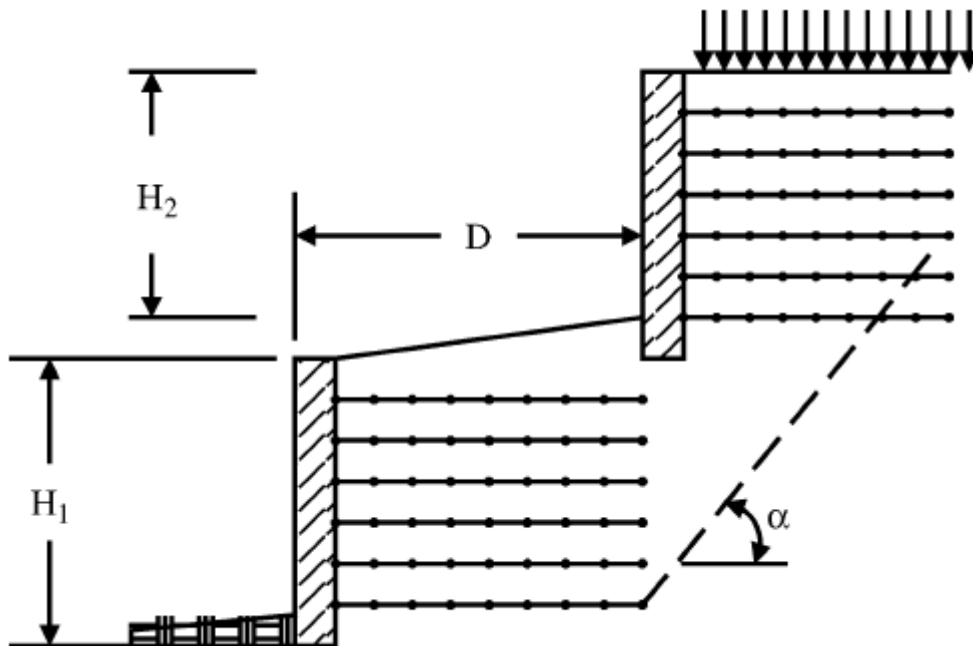


Figure 3.4 – Une vue schématique d'un mur de soutènement segmentaire dans une configuration à plusieurs niveaux. Yoo et Jung, (2004)

Le mur d'essai sur le terrain à grande échelle a été construit à site d'expérimentation géotechnique à l'université Sungkyunkwan en Corée. Le sol se compose des matériaux de remplissage divers, y compris le sable et le gravier. Sous la couche de remplissage est une alluvion sablo-argileux de 3,0 à 4,0 m d'épaisseur suivie d'une 6,0 à 8,0 m d'épaisseur du sol granite altéré résiduelle recouvrant une couche de granit.

Le mur d'essai de 5,6 m de hauteur, comporte deux volets, à savoir un niveau inférieur de 3,4 m de haut et un niveau supérieur de 2,2 m de hauteur comme illustré sur la figure 3.5. La distance de décalage entre les deux niveaux est de 1,0 m sans angle pré-pâte de la face du mur. Onze couches de renfort ont été placées à une distance verticale maximale de 0,6 m. Le mur a été construit par l'utilisation des blocs modulaires (450 x 330 mm en plan x200mm de hauteur) ayant une résistance à la compression de 21MPa avec une absorption d'eau maximum de 6-8% pour les agrégats de poids standard.

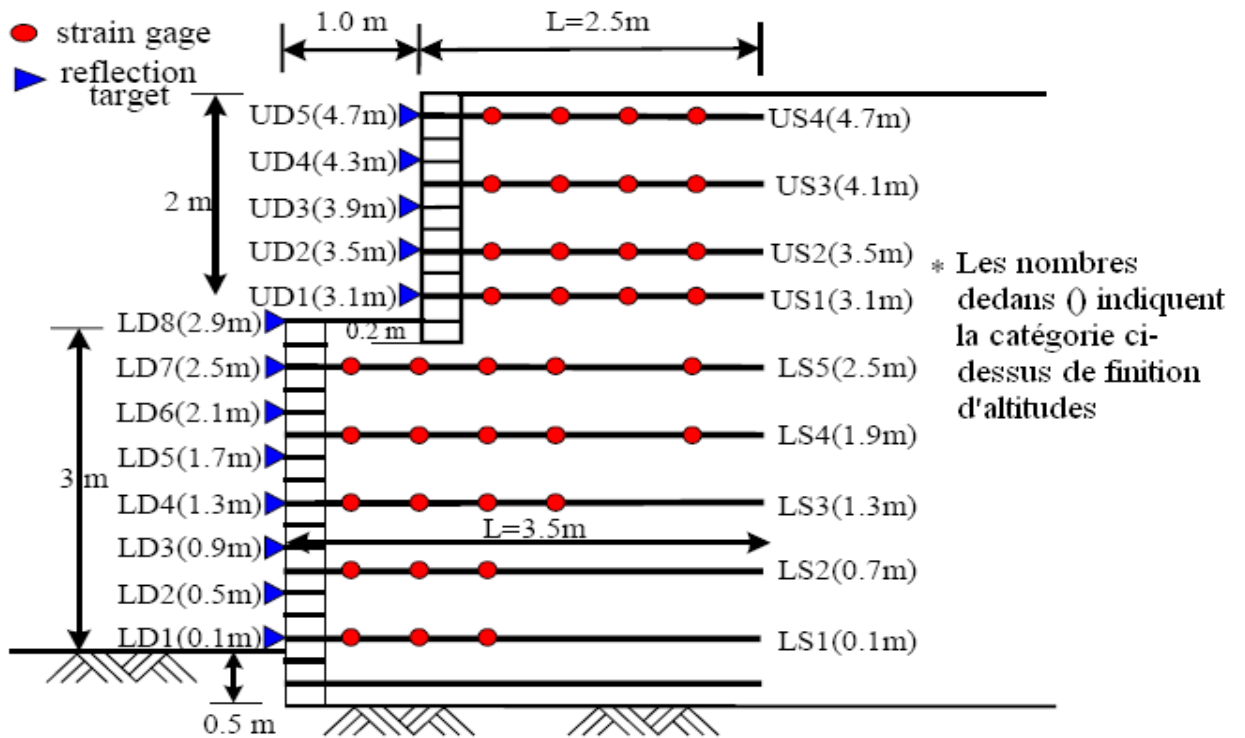


Figure 3.5 – Vue en coupe de mur d'essai à grande échelle avec la disposition d'instrumentation. Yoo et Jung, (2004)

Les géogrille biaxiale avec une résistance à la traction de 55 kN / m à une contrainte maximale de 12,5% a été utilisé comme renfort pour le mur d'essai. L'épaisseur nominale et la taille d'ouverture sont de 1,0 mm et 20x20 mm, respectivement. Une série large de tests pour la résistance à la traction (ASTM D 4595) ont été menées pour tenter d'identifier les caractéristiques de contrainte-déformation de résistance de la géogrille. La connexion entre le parement et le géogrille a été principalement assurée.

Le programme de contrôle a été concentré plus sur des mesures de déplacement. Les éléments surveillés inclus la déformation horizontale à la face du mur et les contraintes dans l'armature. Trois réseaux d'instruments ont été installés dans le mur aux endroits indiqués sur la figure. 3.6.

Le tableau 3.6 donne le détail des types et emplacements des instruments.

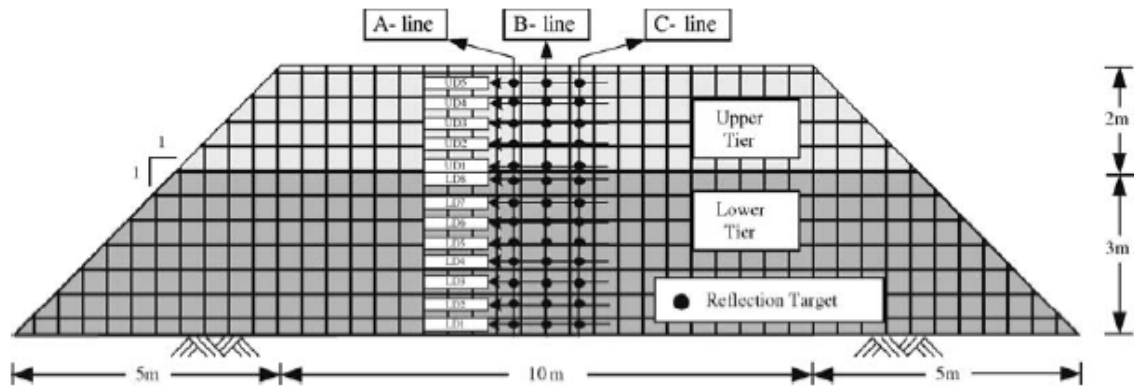


Figure 3.6 – Vue de face de mur d'essai à grande échelle. Yoo et Jung, (2004)

Tableau 3.6 : Endroit des instruments.

Rangée/instrumentation	Endroit
Rangées A, B, C	-1.0, 0, +1.0 de la ligne de centre de mur (m)
Cible optique d'aperçu sur la colonne de face de mur	0.1, 1.5, 0.9, 1.3, 1.7, 2.1, 2.5, 2.9, 3.1, 3.5, 3.9, 4.3, 4.7m au-dessus de la base de mur
Jauge de contrainte	0.5, 1.0, 1.5m derrière la face de mur (LS1-LS3) 0.5, 1.0, 1.5, 2.5m derrière la face de mur (LS4-LS5) 0.5, 1.0, 1.5, 2.5, 3.0m derrière la face de mur (US1-US4)

Note :

LSn : jauges de contrainte installées sur la n^{ième} couche de renfort dans la rangée inférieure ;

USn : jauges de contrainte installées sur la n^{ième} couche de renfort dans la rangée supérieure.

Yoo et Jung, ont étudié la déformation horizontale à la face de mur et la contrainte en renfort (pour les deux niveaux inférieur et supérieur).

Les résultats indiquent que l'interaction entre les rangées supérieures et inférieures augmente de façon significative non seulement de la déformation horizontale de rangé inférieur, mais aussi celui de la rangée supérieur.

Les forces de renfort mesurées étaient comparables à celles calculées à partir des approches de conception actuelles.

- Chen et al. (2007) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles à échelle réduits. Ces modèles ont été simulés par une série de modèles centrifuges des parois verticales de terre argileuse renforcée par géotextile.

Le remblai dans un état humide ont été menées, et une évaluation rapide de l'efficacité de différentes combinaisons de longueur de renforcement et de l'espacement dans la lutte contre les déformations des parois verticales en sol argileux renforcée par géotextile résultant de plusieurs jours consécutifs de fortes précipitations seront proposées.

Les modèles centrifuges testés dans un champ d'accélération N fois petite de la gravité terrestre a des dimensions N fois plus petit que le système à grande échelle, qui est désigné comme le prototype. Il convient de noter que le modèle et le prototype devrait inclure toutes les caractéristiques importantes de la situation sur le terrain d'intérêt.

Tous les modèles de murs ont été construits dans un récipient rigide. Le conteneur du sol était une boîte rectangulaire en alliage d'aluminium avec des dimensions internes de 223mm de largeur, 820mm de longueur et 580mm de hauteur. La paroi avant comporte une fenêtre transparente pour permettre d'observer les progrès de rupture du modèle testé de la paroi verticale renforcée par géotextile.

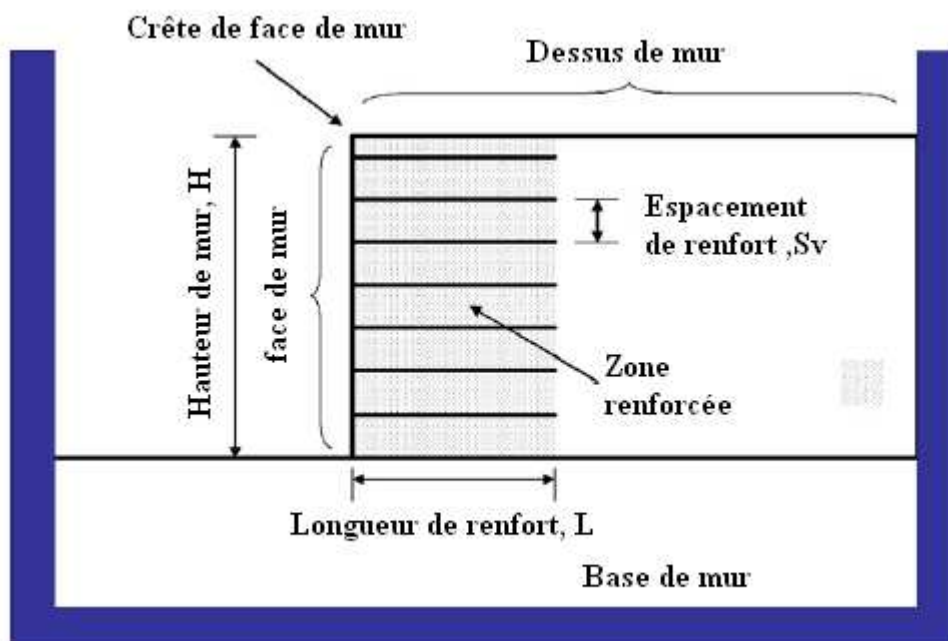


Figure 3.7 – Définitions de chaque partie d'une paroi verticale renforcée par géotextile. Chen et al, (2007)

Pour simuler les pires conditions sur le terrain après plusieurs jours consécutifs de fortes pluies et le mauvais drainage, cette série d'essais sur modèle centrifuge, avec remblai argileux près de la limite de liquidité, ont été construites. Les essais ont été réalisés pour les modèles avec différents arrangements de renfort.

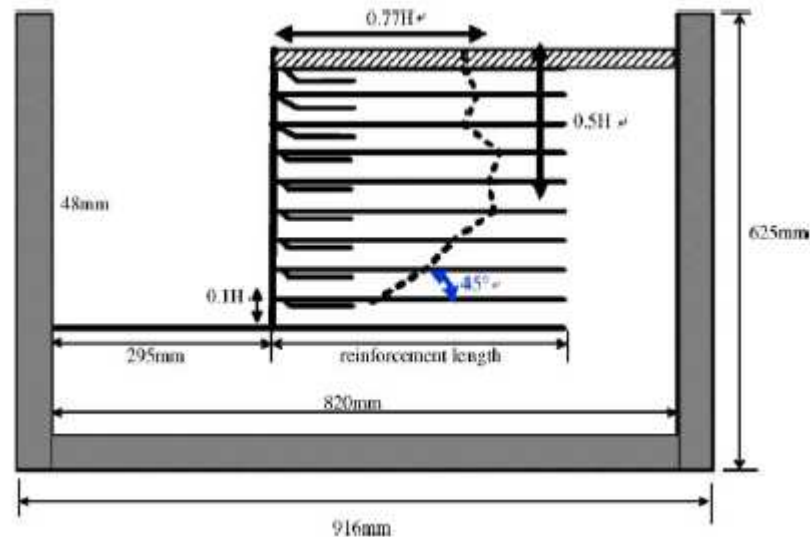


Figure 3.8 – Surface de rupture provoquée par l'instabilité interne. Chen et al, (2007)

Chen et al montrent à partir des résultats des essais que les murs peuvent être stables, même dans les pires conditions climatiques si un accord de renforcement approprié est bien mis en place. Les conclusions suivantes sont tirées :

- (1) La diminution de l'espacement de renforcement est plus efficace que d'augmenter la longueur de renforcement en termes de réduction des déformations de la paroi pour les murs verticaux argileux renforcé par géotextile dans un état humide.
- (2) Il existe une longueur critique de renfort. Si la longueur de renfort est plus longue que la longueur de renforcement critique, il ne fournit aucun avantage supplémentaire d'atténuer les déformations de la paroi.
- (3) Le renforcement des différents arrangements peut rendre le même rapport d'amélioration pour les murs verticaux renforcés par géotextile dans un état humide.
- (4) Selon l'arrangement de renforcement et de la force de renfort, il ya quatre modes de défaillance pour les murs verticaux argileux renforcé par géotextile dans un état humide: le

mode de défaillance en arc circulaire, des modes de défaillance de renversement, en le mode de défaillance des capacités internes et des modes de défaillance de l'instabilité.

- Yang et al. (2009) étudient le comportement d'un mur de soutènement à face en béton rigide en sol renforcé par géogridde, cet étude est fait par un essai sur le terrain d'un mur de soutènement renforcés avec géogridde, de 12,2 mètres de haut avec dalle en béton coulé in situ intégrante est fait pour le Gan (Zhou)-Long (Yan) des chemins de fer de la Chine. Le test comprend la pression verticale de base, la pression latérale des terres de la de paroi, la contrainte de traction dans le renforcement et la déformation horizontale de la face de mur.

La partie supérieure du mur, du haut vers le bas à 7,5 m, est rempli d'argile enfoncé. Les renforts, placé horizontalement de longueur 7,5 m et espacés de 0,40 m à la verticale, sont géogriddes uniaxiales polyéthylène haute densité (HDPE) avec les valeurs de résistance à la traction de 65 kN / m (EG65R). La partie inférieure de la paroi est rempli du sol de gravier et les renforts, placé horizontalement et espacés de 0,50 m à la verticale, sont géogriddes uniaxiales HDPE avec les valeurs de résistance à la traction de 130 kN / m (EG130R). Le tableau 3.7 présente un résumé des propriétés de géogridde de renfort. Les caractéristiques des matériaux de remplissage utilisé dans le mur sont présentées dans le tableau 3.8.

Tableau 3.7 : Propriétés du renfort de géogridde.

Article	EG130R	EG65R
Résistance à la traction finale (kN/m)	≥136.0	≥65.0
Contrainte de la résistance à la traction 2% (kN/m)	≥38.0	≥16.1
Contrainte de la résistance à la traction 5% (kN/m)	≥75.5	≥30.9
Contrainte maximale (%)	≤11.5	≤11.5
Résistance au fluage (kN/m)	≥49.0	≥25.5

Tableau 3.8: Caractéristiques des matériaux de remplissage.

	W_{opt} (%)	γ_{dmax} (KN/m ³)	W_i (%)	W_p (%)	I_p	a_{v1-2} (MPa ⁻¹)	c (KN/m ²)	ϕ (°)	c^a (KN/m ²)	ϕ^a (°)
Argile enfoncé	17.0	17.25	32.2	17.3	14.9	0.17	461	26.1	1.6	6.3
Sol de gravier	9.6	21.07	-	-	-	-	0.0	35.0	0.0	29.2

^aLes propriétés de frottement d'interface entre le sol et le géogridde avec l'essai d'arrachement.

La Figure 3.9 montre le lien entre la plaque de parement et les couches de renfort.

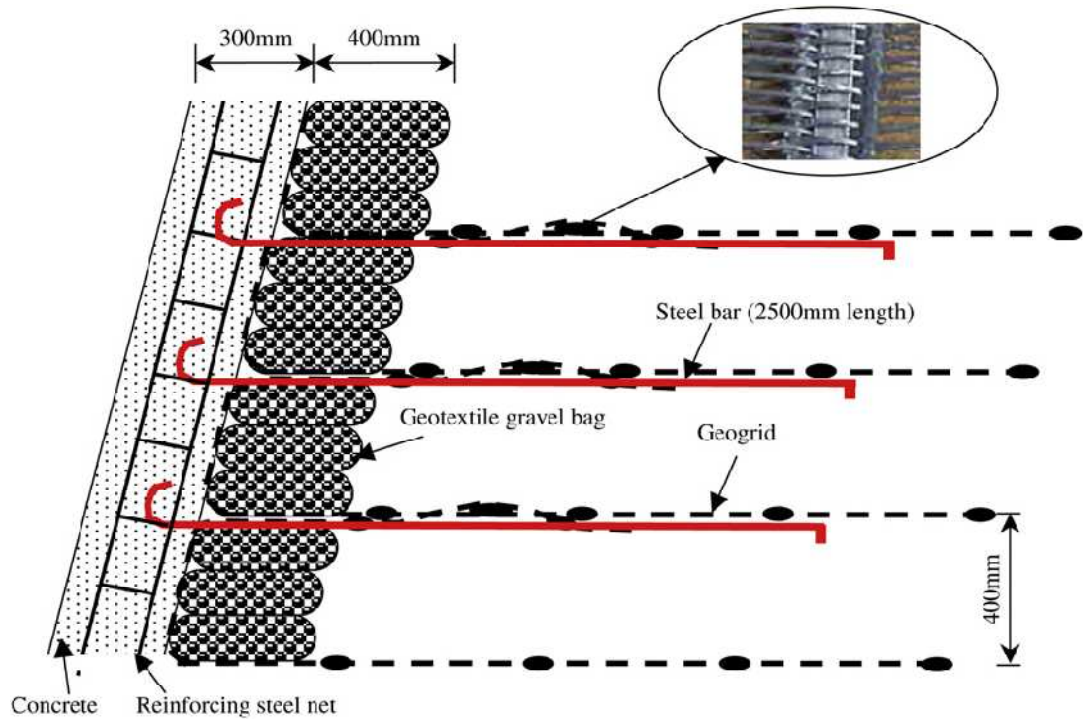


Figure 3.9 – Raccordement entre la face de parement et la couche de renfort. Yang et al, (2009)

Les courbes de distribution des contraintes verticales de base sur la longueur de renfort pendant la construction sont présentées dans la figure 3.10.

Les résultats des essais de pression latérale des terres du mur de soutènement pendant la construction sont montrés dans la figure 3.11.

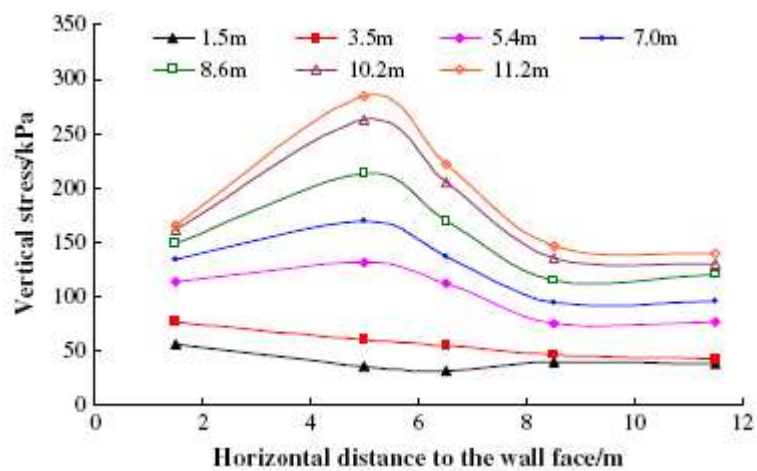


Figure 3.10 – Distribution de pression verticale de base pour différentes hauteurs au-dessus de la première couche de renfort pendant la construction. Yang et al, (2009)

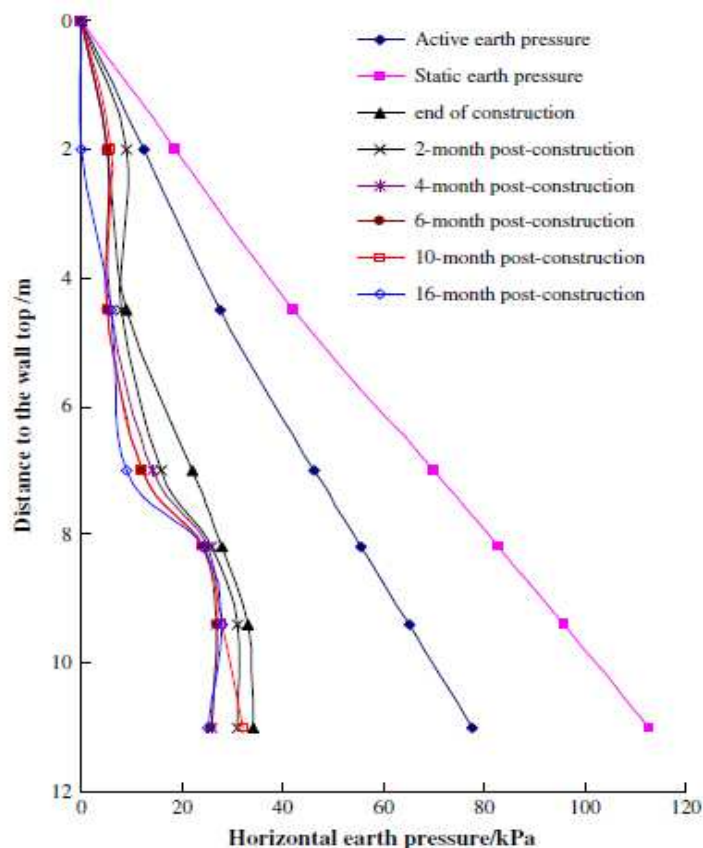


Figure 3.11 – Pression latérale de la terre le long de hauteur du mur. Yang et al, (2009)

Yang et al ont conclue à partir des données de surveillance que :

(1) La pression verticale de base le long de renfort est non linéaire, la valeur maximale se produit à la partie centrale de l'armature, et diminue progressivement de l'avant de face du mur ainsi à l'extrémité arrière de l'armature. Post-construction, l'effort vertical de base près du mur diminuera, et augmentera près de la partie centrale de renfort.

(2) La pression latérale de la terre mesurée est inférieure à la valeur de pression active la terre, et avec une distribution non-linéaire le long de la hauteur du mur. Sur la base la déformation horizontale croissante, la pression verticale de base tend à réduire à proximité de la face du mur qui est causé par l'affaissement de fondation et de frottement entre le sol et la dalle de face.

(3) la contrainte dans le renfort supérieur montre une distribution d'une seule pointe. La plus grande contrainte est loin de la dalle de face. Alors que la distribution des déformations mesurées dans le renfort inférieur a un double-pointe.

(4) La surface de glissement potentiel dans le mur de soutènement en sol renforcé par géogrille semble avoir une distribution de courbe. La forme de la partie supérieure de la paroi est relativement proche de "méthode 0.3H" et la théorie de Rankine de pression de la terre, tandis que la partie inférieure de la paroi n'était pas ainsi.

(5) Avec l'augmentation de la hauteur du mur, la déformation horizontale de la face du mur augmente progressivement, et la plus grande déformation mesurée a été près de la partie inférieure de la paroi.

3.2.6. Analyse numérique :

- Ho et Rowe. (1996) ont étudié l'effet des paramètres géométriques de mur tels que la longueur de renfort, le nombre de couches de renforcement, la distribution du renforcement et de la hauteur du mur sur les forces développées dans le renforcement sur le comportement des murs en sol renforcé, Ho et Rowe examiner numériquement les effets des paramètres géométriques sur le comportement des murs en sol renforcé avec un accent particulier sur les contraintes développées dans la masse de sol renforcé et de la force dans le renforcement. Cette analyse des murs en sol renforcé a été effectuée par l'utilisation d'un programme d'éléments finis AFENA (Carter & Balaam, 1985). Le maillage d'éléments finis est constitué d'un 4237 nœud et 2483 éléments.

Le remplissage était supposé être un matériau pulvérulent élastique-parfaitement plastique avec un critère de Moh-Coulomb avec un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$, une règle d'écoulement non associée à un angle de dilatance $\psi = 6^\circ$ et un poids spécifique $\gamma = 20$ kN/m.

Le renforcement a été modélisé à l'aide d'éléments barre de comportement élastique linéaire avec résistance à la compression négligeable. Une rigidité $J = 2000$ kN / m a été adoptée pour le renforcement. La limite d'élasticité α_f est supposé être de 200 kN / m.

Les angles de frottement des interfaces pour le renforcement/remplissage, fondation/remplissage et face/fondation ont été pris à 35° .

La face de la paroi est supposée être entièrement prise en charge dans le sens horizontal pendant la construction du mur. L'appui provisoire a été modélisé par un élément de contact. Le mur a été construit en 24 couches.

Les résultats de l'analyse ont montré que le paramètre géométrique le plus important est la longueur de renfort au rapport de hauteur de mur L/H . Pour un rapport égal ou supérieur à 0.7, il ya généralement peu de variation dans les contraintes normalisée dans le sol renforcé et de la

force dans le renforcement. Toutefois, pour un rapport inférieur à 0,7 l'effet de la poussée latérale derrière le bloc de sol renforcé devient plus important et ne doit pas être négligée puisque cela augmente considérablement la force de l'armature.

Les résultats numériques indiquent que, pour une hauteur de paroi constante et l'utilisation d'un nombre différent de couches de renforcement se traduit généralement par la contrainte maximale similaires équivalent en renfort, à condition que la densité de la rigidité de renfort soit le même.

- Rowe et Skinner. (2001) ont fait un examen numérique du comportement d'un mur de 8m de hauteur en sol renforcé par géosynthétiques construits sur une fondation multicouches. La fondation est constituée d'une croûte dure 0,8 m, reposant sur 2,95 m de limon mou (sable / limon) et 1,3 m d'argile raide, au-dessous l'argile est de 1,75 m repose sur du sable fin par une couche argileuse du sable fin s'étendant à une profondeur inférieure à 10 m.

Le mur a été construit en béton avec 16 blocs segmentaires de face, un matériau de remblai de sable avec des fines de 30%, et 11 couches de 6m de long de géogrille de renforcement. Cinq autres, des couches d'un mètre de long de renforcement ont été utilisés entre les couches de 6m de long dans le 5m supérieure de la paroi afin d'améliorer la stabilité locale des blocs de parement.

La modélisation des murs en sol renforcé ce fait par une version du programme d'élément finis AFENA (Carter et Balaam, 1990), pour effectuer l'analyse numérique.

Le terrain a été modélisé comme bidimensions et une analyse en déformation plane a été réalisée.

Le maillage d'éléments finis utilisés 1697 Nœud d'éléments isoparamétriques pour modéliser le sol, le bloc de béton et la fondation, et 1117 d'éléments d'interface ont été utilisées entre le sol et d'autres matériaux. Le renforcement a été modélisé avec 417 éléments de barre linéaire. Le bloc de béton et la fondation ont été traités comme des matériaux élastiques. Un modèle élastoplastique de contrainte-déformation avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb a été adopté pour le sol et les éléments d'interface entre les différents matériaux, Les éléments d'interface sont modélisés avec un ressort rigide dans chacune des directions de cisaillement et normale jusqu'à ce glissement s'est produit, au cours de laquelle la déformation de point pourrait se produire le long de l'interface et des contraintes normale et de cisaillement a répondu à un critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'analyse de la construction du mur a été réalisée couche par couche suivant la séquence décrite par PWRI (1997). (Public Works Research Institute)

Les limites droite et à gauche ont été modélisés comme rigide lisse pour ce problème de déformation plane. La distance avant et derrière le mur a été modifiée afin d'établir l'effet de l'emplacement de cette frontière sur le comportement calculé de la paroi. Il a été constaté que la réponse de la paroi est devenu insensible à l'emplacement des limites avant de la paroi lorsque cette limite a été localisé 10 mètres (ou plus) de la face du mur.

Les résultats de l'analyse par éléments finis, seront comparés à des observations rapportées à partir d'essai du mur à grande échelle (PWRI, 1997).

Rowe et Skinner ont concluent à partir de cette étude que l'angle de frottement de l'interface entre le remblai et la face de mur a été déduit à quelque part dans la gamme des angles de frottement de 30-45° pour ce cas. En général, le comportement de la paroi était conforme aux attentes en ce qui concerne la répartition du chargement, déformation et contrainte au pied, la pression horizontale sur la face du mur et les déformations observées dans le renforcement.

Et montrent que, pour le cas d'un mur en sol armé par géosynthétiques, construits sur une fondation rendement, la rigidité et la résistance de la fondation peut avoir un effet significatif sur le comportement du mur. Une couche de fondation très compressible et faible peut augmenter considérablement les déformations à la face et la base du mur, les contraintes dans les couches de renfort, les contraintes verticales au pied du mur, par rapport à une base rigide. Le seul paramètre qui n'a pas affectées par la rigidité ou la force de la fondation a été les contraintes horizontales derrière la face de mur.

- Al-Hattamleh et Muhunthan. (2006) ont présent une procédure numérique pour les calculs des déformations dans les murs en sol renforcé. Cette étude présente une méthode analogie de membrane pour évaluer la déviation de murs en terre renforcé par renfort-tissu, et pour expliqué la distribution non linéaire des contraintes de traction. Les équations résolues par l'utilisation d'un schéma aux différences finies pour l'obtention la déviation.

Les résultats sont comparés à un des résultats des tests à grande échelle déclarés par Travaux publics de l'Institut de recherche au Japon PWRI, (1997) et celles prédites par Rowe et Skinner (2001). Les comparaisons montrent une bonne performance du modèle.

- Huang et al. (2009) ont testé un modèle numérique par l'utilisation le code (FLAC) qui bas é sur la méthode de différences finies pour l'étude de l'influence du modèle constitutif de sol sur la réponse prévue de deux murs en sol renforcé à grande échelle pendant la construction et de la surcharge.

Un mur a été renforcé avec une géogrille polymère relativement extensible et l'autre avec un treillis métallique soudé relativement rigide. Le sable de remblai a été modélisé avec l'utilisation de trois différents modèles constitutif de sol variant comme suit en ce qui concerne la complexité croissante: élasto-plastique linéaire de Mohr-Coulomb, le modèle hyperbolique modifiée de Duncan-Chang, et le modèle de Lade's durcissant simple.

Fig. 3.12 illustre le maillage adopté qui utilisé dans les simulations numériques. Le modèle Mohr-Coulomb de bibliothèque FLAC a été utilisé pour le cas élastoplastique linéaire de Mohr-Coulomb dans cette recherche. Le modèle modifié de Duncan-Chang et le modèle de Lade's ont été codées dans C++ et mises en œuvre à l'aide de l'option FLAC UDM.

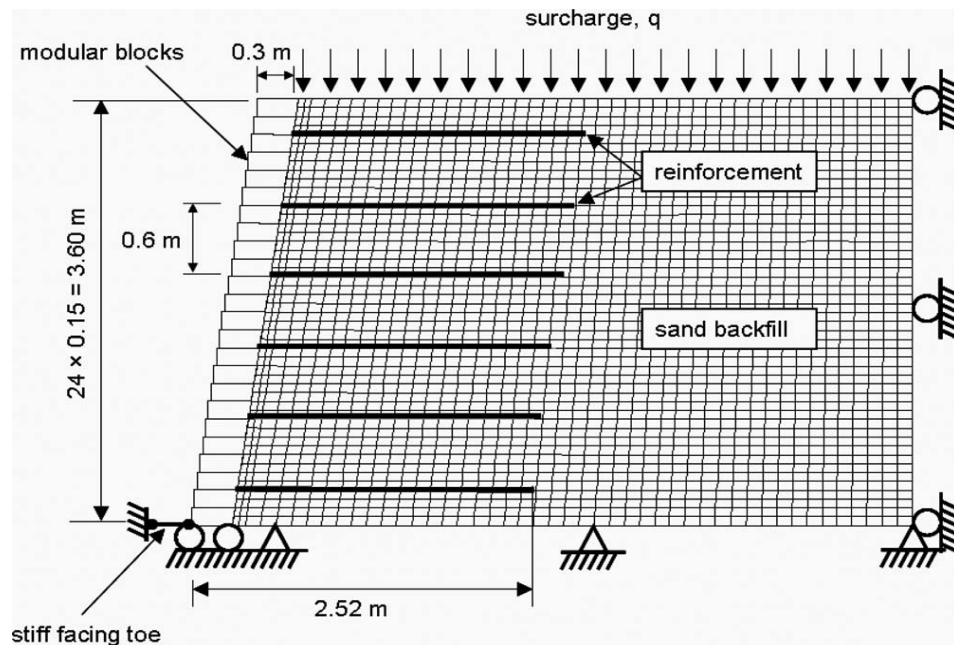


Figure 3.12 – Maillage de Modèle. Huang et al, (2009)

Ces auteurs concluent que les résultats de cette recherche permettent la confiance que les modèles constitutive simple du sol dans le code FLAC sont suffisantes pour prédire la performance des murs en sol renforcé dans des conditions normales de fonctionnement à condition que le renforcement des sols, interfaces, frontières, séquence de construction, et le compactage du sol sont modélisés correctement.

- Abdelkader Abdelouhab et al. (2010) ont étudié le comportement des murs en terre stabilisée mécaniquement renforcé avec différents types de bandes (métalliques et géosynthétiques) par une analyse numérique.

Le mur étudié (mur de référence) de 6m de hauteur est composé initialement, horizontalement et verticalement, de 4 écailles superposées et renforcés par 8 niveaux de renforcements géosynthétiques de 4 mètres de longueur.

L'outil de simulation est le logiciel FLAC est un code de calcul aux différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens ».

Le comportement des murs en terre stabilisée mécaniquement avec plusieurs bandes géosynthétiques est comparé à celle métalliques.

Certaines simplifications dans le modèle pour une modélisation de deux dimensions. Les panneaux sont modélisés comme des plaques carrés de 1,5 m sur 1,5 m. Une densité homogène des renforcements est utilisée.

Les caractéristiques de ces renforts sont calculées comme étant le rapport des caractéristiques de la largeur du terrain qui est considéré.

Le renfort simulé dans le calcul est une bande de synthétique (GS 50) contenant du polyester à haute ténacité fils protégé par gaine en polyéthylène, nouvelles bandes synthétiques à haute Adhérence (GS HA) et bandes métalliques à Haute Adhérence couramment utilisés dans les structures en sol renforcé.

Pour les conditions aux limites, les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués au fond du modèle et des déplacements horizontaux sont bloqués sur les limites latérales.

La modélisation fait avec précision, les étapes de construction de la structure réelle, la mise en place du remblai renforcé et du remblai général est modélisée par des couches de 0.375m en plusieurs phases :

- Phase 1: mise en place de la première écaille, de la première et deuxième couche et installation de la première armature entre les deux couches de remblai renforcé (équilibre).
- Phase 2: mise en place de la troisième et quatrième couche, installation de la deuxième armature entre les deux couches de remblai renforcé (équilibre).
- Phase 3: mise en place du deuxième panneau, de la cinquième et sixième couche de remblai et installation de la troisième armature entre les deux couches de remblai renforcé.

Ces phases sont répétées jusqu'à 6 mètres de hauteur du mur.

Abdelkader Abdelouhab et al ont fait une étude paramétrique sur l'influence des paramètres du sol, l'influence des paramètres de bande (type de bande et module d'élasticité de renfort), l'influence de comportement des modèles de sol, influence des paramètres d'interface sol/renfort, influence de compactage du sol et l'influence de la hauteur du mur.

Les conclusions déduites de cette étude sont:

- Concernant les paramètres du sol, la cohésion et l'angle de frottement présentent l'influence la plus significative sur la stabilité et la déformation des murs.
- La modélisation de différents types de renforcements montre que l'utilisation de bandes synthétiques deux fois plus larges que les bandes métalliques conduit à une plus grande stabilité du mur et augmente la capacité d'adhérence. Cette stabilité est encore plus élevée en utilisant les nouvelles bandes synthétiques de haute adhérence (GS HA).
- L'étude des paramètres de l'interface montre que la variation de la raideur en cisaillement conduit à une variation importante de la déformation du mur.
- Le compactage du sol peut être pris en compte de manière simplifiée en simulant une contrainte de chargement verticale équivalente dans la modélisation numérique à condition de déterminer correctement la valeur de cette contrainte.
- La comparaison entre le comportement de deux modèles de murs de hauteur différente, (6 m et 10,5 m) montre que même si les contraintes et les déformations sont différentes entre les deux modèles, le mode de rupture est quasiment identique et se produit par glissement à la base.

3.2.7. Équilibre limite :

Baker et Klein. (2004) ont présenté un processus entièrement intégré d'équilibre limite pour la conception de structures de soutènement en sol renforcé. Cette procédure prend en compte les propriétés de toutes les composantes de ces structures.

Les nouvelles fonctionnalités de cette procédure proposée sont :

- (1) Elle considère explicitement les propriétés des trois principaux éléments du système : renfort-mur-sols.
- (2) Les exigences de conception sont formulées comme des inégalités au niveau local qui sont appliquées à chaque point approprié plutôt que seulement au niveau global.

(3) Le type de renforcement et l'interaction entre l'armature et le sol est représenté par des fonctions de réponse qui peut être établi par des tests d'arrachement.

(4) Interaction entre le mur et le système de renfort est représenté par un système de paramètres d'interaction.

L'importance de ces paramètres dépend de la force relative de la paroi et le système d'ancrage.

(5) Le processus de conception résulte dans les distributions des forces de traction le long de chaque couche de renfort, la distribution des pressions du sol agissant sur le mur, et les distributions de forces de cisaillement et des moments dans le mur. Ces fonctions permettent la conception complète et rationnelle de tous les éléments du système.

La procédure de conception est formulée dans le cadre de type Équilibre limite pour l'analyse de stabilité des pentes.

3.3. CONCLUSION :

Les méthodes de dimensionnement actuelles pour les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques permettent de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols.

Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement, ...etc.

Par contre, les méthodes numériques, bidimensionnelle ou tridimensionnelle par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Partie II : Simulation numérique.

*CHAPITRE 4 : PRÉSENTATION DES
OUTILS DE SIMULATION
ET MODELES DE COMPORTEMENT
UTILISES.*

4.1. INTRODUCTION :

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en oeuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Le comportement mécanique des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe et nécessite des études numériques qui permet d'analyser la stabilité, la déformation, comprendre les mécanismes de rupture et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'outil numérique de simulation utilisé, FALC3D version 3.1 (2006) et les différentes modèles de comportement adoptées pour la modélisation du comportement du sol.

La rédaction de ce chapitre doit beaucoup au manuel de FLAC3D édité par Itasca (2006), M. Abdelhak (2004), N. Dolzhenko (2002), O. Jenck (2005), R. Mohamed S (2007).

4.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ET DES PARAMETRES UTILISES :

4.2.1. Présentation du code de simulation numérique FLAC 3D :

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel tridimensionnel, basé sur la méthode des différences finies explicites, qui permet de résoudre les problèmes de la géotechnique et des risques naturels, du génie minier et du stockage des déchets (Itasca, 2006). Ce logiciel permet la résolution de problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

FLAC3D dispose d'un préprocesseur intégré qui facilite la génération de maillage. Celui-ci doit obéir à certaines règles classiques afin d'éviter les instabilités numériques. Par exemple, il est nécessaire de raffiner le maillage au voisinage d'obstacles ou de singularités géométriques, de changements de matériaux ou dans les zones où des gradients importants de contraintes ou de potentiels sont attendus.

Le code FLAC3D incorpore un grand nombre de modèles de comportement, des plus simples aux plus complexes. Celles-ci peuvent être regroupées en quatre catégories (tableau 4.1). Il est possible de modifier ou d'ajouter des lois de comportement en utilisant le langage de programmation FISH. (Itasca 2006)

Tableau 4.1 : Les modèles de comportement prédéfinis dans le code FLAC3D.

Modèles Elastiques	Modèles Elasto-plastiques	Modèles avec Fluage	Modèles Thermiques
<ul style="list-style-type: none"> - Nul (matériel excavé) - Isotrope - Isotrope transverse - Orthotrope 	<ul style="list-style-type: none"> - Drucker-Prager - Hoek-Brown - Mohr-Coulomb - Loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope) - Radoucissant/durcissant - Loi à joints répartis - Cam-Clay modifié 	<ul style="list-style-type: none"> - Viscoélastique classique (Maxwell) - Loi puissance à deux composantes - WIPP, WIPP modifié - Burger viscoélastique - Burger-Creep viscoplastique - Loi puissance viscoplastique - Crushed-Salt 	

4.2.2. Méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner

n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

Le code FLAC3D utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

De plus, le code FLAC3D se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

4.2.3. Analyse Lagrangienne :

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc " Lagrangienne ", par opposition à la formulation " Eulérienne ", pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

4.2.4. Principe de résolution numérique en mode explicite :

La méthode de résolution adoptée par FLAC3D consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, il utilise l'approche lagrangienne (Billiaux et Cundall, 1993). Il résout les problèmes statiques, quasi-statiques ou dynamiques par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations d'équilibre dynamique. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble de massif. Le mode incrémental

de résolution assure la stabilité du schéma numérique puisque, même si le système est instable à certains instants, les chemins de contraintes et de déformation sont respectés à chaque pas.

La Figure 4.1 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

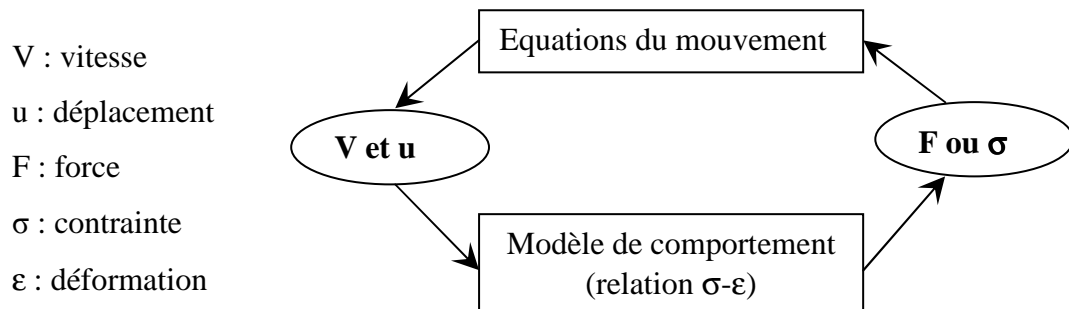


Figure 4.1– Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993).

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 4.1.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (4.1)$$

Avec :

ρ : masse volumique

t : temps

\dot{u} : vecteur vitesse

x : vecteur position

g : accélération due aux forces de volume.

Les taux de déformations $\dot{\epsilon}_{ij}$ (Équation 4.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 4.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (4.2)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, k) \quad (4.3)$$

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des propriétés, qu'il est possible de confronter à celles de la méthode implicite, qui est généralement utilisée en éléments finis. Le tableau 4.2 résume cette comparaison.

Tableau 4.2 : Comparaison entre les méthodes de résolution explicite et implicite, d'après Itasca (2000)

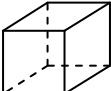
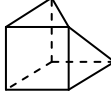
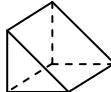
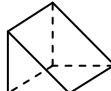
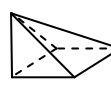

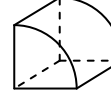
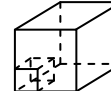
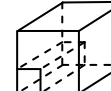
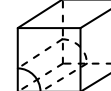
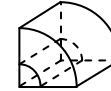
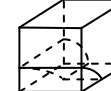
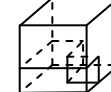
Méthode explicite	Méthode implicite
Le pas de temps doit être inférieur à un certain pas de temps critique pour assurer la stabilité de la solution.	La stabilité de la solution est inconditionnelle pour les schémas classiques de résolution.
Les lois de comportement non linéaires sont prises en compte sans aucun autre algorithme itératif supplémentaire.	Une procédure itérative complémentaire est nécessaire pour la prise en compte de comportements fortement non-linéaires.
Aucun amortissement artificiel n'est introduit en calcul viscoplastique ou dynamique.	Un amortissement numérique dépendant du temps est indispensable pour traiter des cas viscoplastiques ou dynamiques.
Aucune matrice n'est stockée et la mémoire (RAM) nécessaire est minimale.	Une matrice de rigidité doit être stockée, ce qui nécessite une grande capacité mémoire.
Un calcul en grands déplacements ne nécessite aucun algorithme supplémentaire, grâce aux éléments lagrangiens.	Des calculs supplémentaires sont souvent nécessaires pour satisfaire les conditions d'un calcul en grands déplacements.

4.2.5. Génération de maillage :

Le maillage de FLAC3D est produit avec la commande **GENERATE zone**. Cette commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle réparti en zones d'une forme primitive; chaque forme a un type spécifique de connectivité.

Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Formes des zones primitives disponibles dans FLAC3D, d'après le manuel de FLAC3D (2006).

Forme	Nom	Mot Clé	Points de référence	Suffisance
	Brique	brick	8	Non
	Brique dégénérée	dbrick	7	Non
	Cale	wedge	6	Non
	Cale uniforme	uwedge	6	Non
	Pyramide	pyramid	5	Non
	Tétraèdre	tetrahedron	4	Non
	Cylindre	cylinder	6	Non
	Brique radiale	radbrick	15	Oui
	Tunnel radial	radtunnel	14	Oui
	Cylindre radial	radcylinder	12	Oui
	Shell cylindrique	shell	10	Oui
	Intersection de cylindre	cylint	14	Oui
	Intersection de tunnel	tunint	17	Oui

Dans notre modélisation, le procédé de discrétisation commence par la formation des zones de forme de brique pour le mur et le sol. Cette forme est générée par la définition des 08 points spécifiques comme représenté sur la figure 4.2.

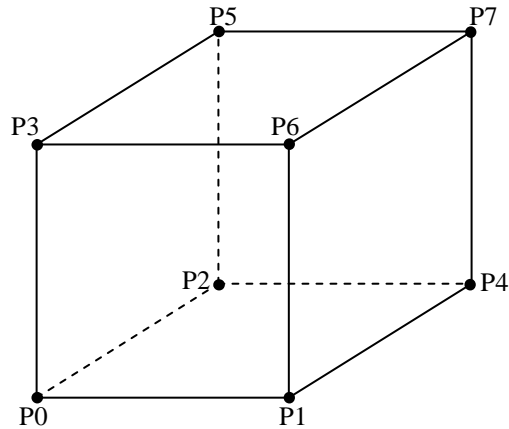


Figure 4.2 – Forme de brique (Manuel de FLAC3D, 2006).

4.2.6. Méthodologie de simulation avec FLAC 3D :

La figure 4.3 présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser le comportement d'un fossé excavé comme exemple. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

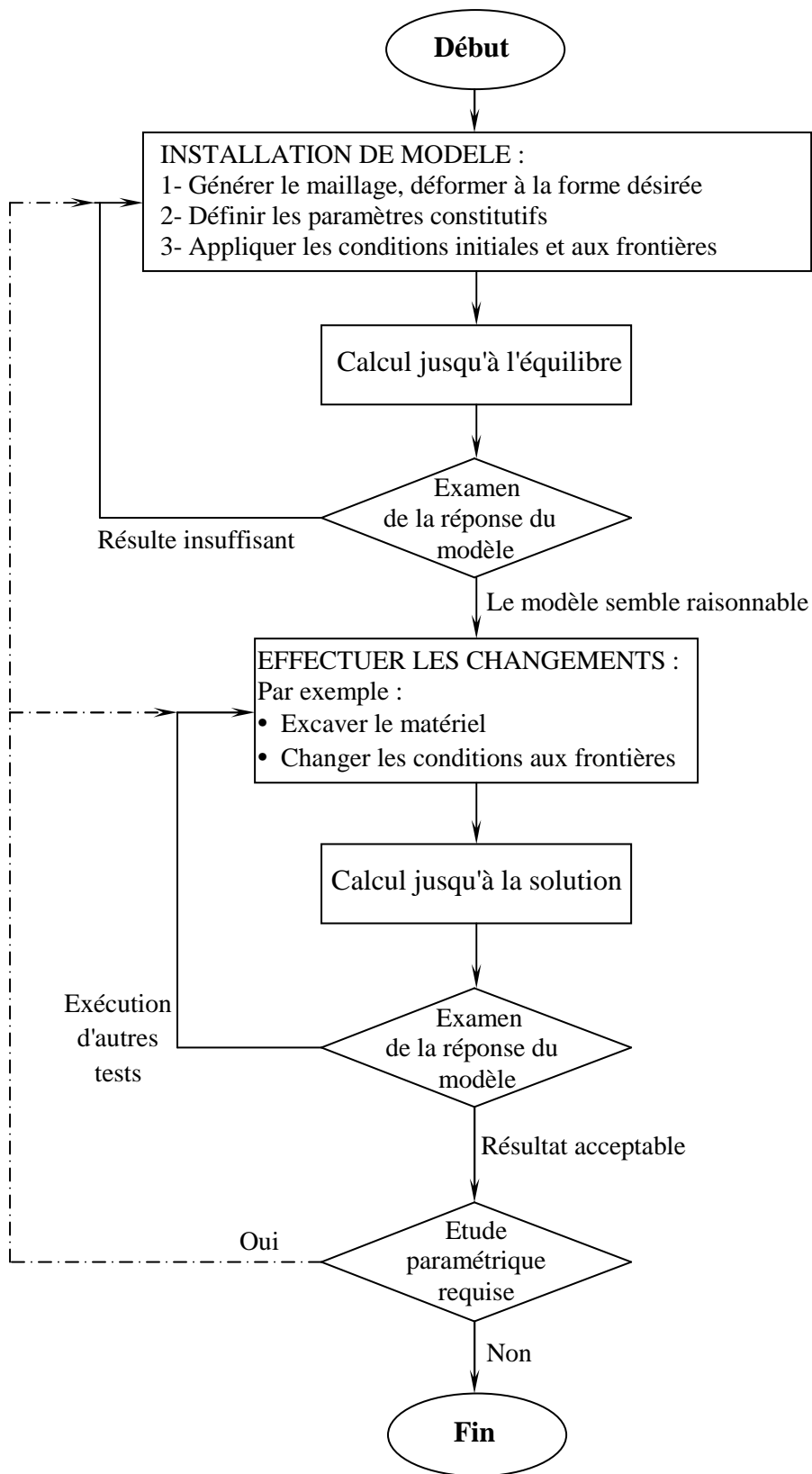


Figure 4.3 – Procédé général de solution avec FLAC3D (Manuel de FLAC3D, 2006).

4.3. ELEMENTS D'INTERFACES :

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction entre des domaines ayant une forte différence de rigidité. (Figure 4.4)

Il y a plusieurs cas dans la géotechnique dans lequel il est souhaitable de représenter les plans sur lesquels le glissement ou la séparation peut se produire - par exemple :

1. le joint, le défaut ou surface de stratification dans un milieu géologique ;
2. une interface entre une fondation et le sol ;
3. un plan de contact entre un bac ou une goulotte et le matériel qu'il contient ;
4. un contact entre deux objets entrent en collision ; et
5. une « barrière » planaire dans l'espace, qui représente une frontière à une position arbitraire et une orientation fixes et non-déformables.

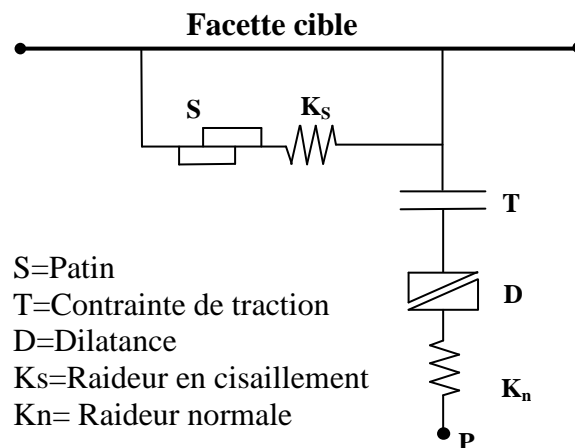


Figure 4.4 – Détail des composants d'un élément d'interface (Manuel de FLAC3D, 2006).

Les éléments d'interface sont caractérisés par les paramètres de rigidité et de plasticité suivants :

- La raideur normale K_n (contrainte/déplacement)
- La raideur de cisaillement K_s (contrainte/déplacement)
- La cohésion c (contrainte)
- L'angle de dilatance
- L'angle de frottement δ
- La résistance à la traction T (force).

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation :

$$F_{s \max} = c \cdot L + \tan \varphi \cdot F_n \quad (4.4)$$

Avec : L = longueur de contact effectif ;

F_n = est la force normale.

Si le critère est atteint, $F_s = F_{s \max}$ avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs K_n et K_s sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC3D propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs K_n et K_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3} G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (4.5)$$

Où K et G sont respectivement les modules volumiques et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

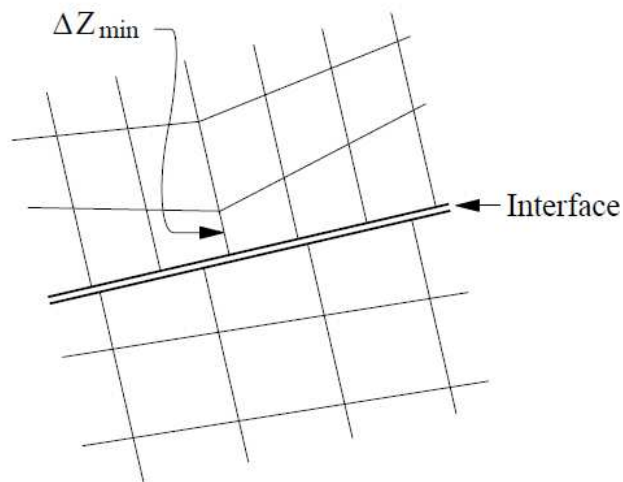


Figure 4.5 – Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 2006).

Chaque élément d'interface distribue sa zone pour ses nœuds de façon pondérée. Chaque nœud d'interface a une superficie représentant associée. L'interface entière est ainsi divisée en nœuds d'interface actifs représentant la surface totale de l'interface. La figure 4.6 illustre la relation entre les éléments et les nœuds d'interface, et le secteur représentatif lié à un nœud individuel.

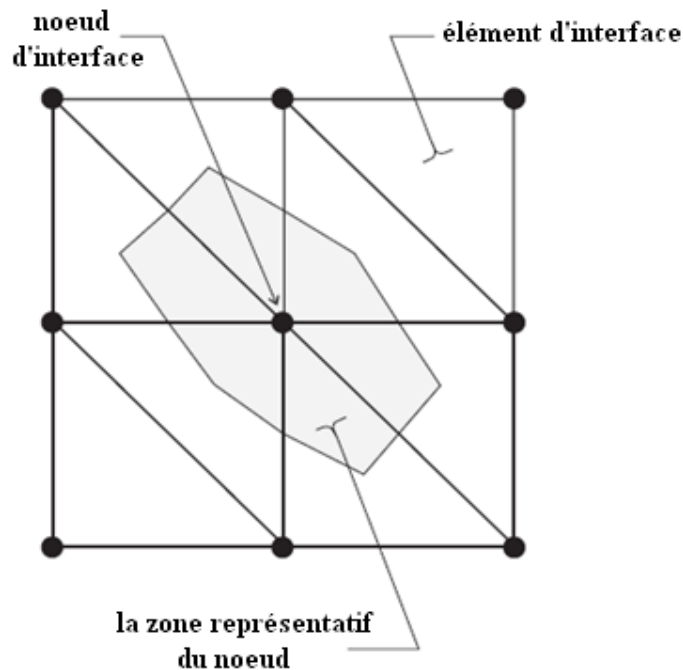


Figure 4.6 – Répartition des zones représentatives de nœuds d'interface (Itasca, 2006).

4.4. ELEMENTS STRUCTURELS :

4.4.1. Brève description des types d'éléments structurels :

Le code de calcul FLAC3D comporte six formes d'éléments structurels intégrés, formulés comme des éléments finis. Chacun de ces éléments peuvent être couplé ou indépendant du maillage définissant le milieu continu.

Élément poutre : Les éléments poutres sont des éléments finis droites à deux nœuds, avec six degrés de liberté par nœud: trois composantes de translation et trois composantes de rotation. Chaque élément de poutre se comporte comme un matériau linéairement élastique sans limite de rupture, mais il est possible d'introduire un moment plastique limité (à travers laquelle la

discontinuité en rotation peut se développer) entre les éléments de poutre. L'élément poutre est une structure dotée d'une résistance à la flexion (poteau, poutre).

Câble : Les éléments structurels câbles sont des éléments finis droites à deux nœuds, avec un degré de liberté de translation d'orientation axiale par nœud. Chaque élément câble peut céder en traction ou en compression, mais ne peut résister à un moment de flexion (clou, tirant à ancrage réparti ou ponctuel pouvant être précontraint).

Pieu : Les éléments structurels pieux sont des éléments finis droites à deux nœuds, avec six degrés de liberté par nœud, La matrice de rigidité d'un élément pieu est identique à celle d'un élément poutre; cependant, en plus de fournir le comportement structural d'une poutre, à la fois une normale dirigée (perpendiculaire à l'axe de pieu) et un cisaillement dirigé (parallèle avec l'axe de pieu) l'interaction de frottement se produit entre le pieu et le maillage. En ce sens, les pieux offrent les fonctionnalités combinées des poutres et des câbles. Élément pieu est une poutre qui peut transmettre au maillage des efforts normaux et de cisaillement (fondation profonde).

Coque : Les éléments structurels coques sont des éléments finis plat à trois nœuds, cinq types d'éléments finis (2 éléments de membrane, un élément plaque de flexion et deux éléments de coque) sont disponibles. L'élément coque est un structure mince pouvant reprendre les chargements et les moments fléchissant, et pour laquelle les déformations de cisaillement transverse peuvent être négligées (fondation superficielle, plancher).

Géogrille : Les éléments structurels géogrilles sont des éléments finis plat à trois nœuds, les éléments géogrilles sont affectés d'un type d'éléments finis qui résiste à membrane, mais ne résiste pas à charger la flexion. L'élément géogrille se comporte comme un matériau isotrope ou orthotrope, matériau linéairement élastique, sans limite de rupture, c'est un soutènement dont la résistance à la flexion est nul (géotextile, géomembrane).

Soutènement : Les éléments structurels soutènements sont des éléments finis plat à trois nœuds, qui peuvent être assignés l'un des cinq types d'éléments finis disponibles pour l'élément coque. L'élément soutènement est un élément coque dotée d'une interface frottante avec le matériau avoisinant (revêtement de tunnel, mur de soutènement).

Nous avons maintenant présenté en détail l'élément qui utilisés dans notre modélisation.

4.4.2. Élément géogrille :

L'élément géogrille est utilisé afin de modélisé les nappes de renforcement de sol du mur de soutènement, cet élément est incorporé dans le code de calcul FLAC3D.

L'élément structurel géogrille est un élément fini plat à trois nœuds d'épaisseur constante. Le comportement assigné à cet élément fini est le comportement d'un triangle travaillant en contrainte plane, (triangle à déformation constante). Le nombre de degrés de liberté de cet élément est de six. (Soit deux translations par nœud)

L'élément géogrille se comporte comme un matériau isotrope ou orthotrope, matériau linéairement élastique, sans limite de rupture. Une géogrille peut être ancrée à un point spécifique dans la grille FLAC3D ou fixé de sorte que le stress se développe le long de sa surface en réponse à un mouvement relatif entre la géogrille et la grille FLAC3D. La géogrille peut être considéré comme l'analogie bidimensionnel d'un câble à une dimension.

Comportement mécanique de l'élément structurel géogrille :

Le comportement mécanique de chaque élément structurel géogrille peut être divisé en deux sous-comportements. Le premier sous-comportement est le comportement de l'élément coque (lui-même) triangulaire à trois nœuds, de forme plane, à épaisseur constante et à six degrés de libertés.

Le deuxième sous-comportement est la manière dont cet élément interagit avec le maillage formant le sol. L'interaction d'un cisaillement dirigée (dans le plan tangent à la surface de la géogrille) et de frottement se produit entre la géogrille et la grille FLAC3D représentant le sol. Dans la direction normale, la géogrille est scellée à l'intérieur de la maille de sol FLAC3D, à laquelle elle est rigidement liée. Elle suit, en esclave, le mouvement de cette maille. La géogrille peut être considéré comme l'analogie bidimensionnel d'un câble à une dimension. Les géogrilles sont utilisés pour modéliser les membranes flexibles dont l'interaction avec le cisaillement du sol est importante, tels que les géotextiles et les géogrilles.

L'orientation du système de nœud local pour tous les nœuds utilisé par l'élément géogrille est réglé automatiquement au début d'une série de cycles, de telle sorte que l'axe z est aligné avec la direction moyenne normale de tous les géogrilles utilisant le nœud, et les axes xy sont arbitrairement orientés dans le plan tangent de géogrille (voir la Figure 4.8 (a)).

Une géogrille est intégré à l'intérieur de la grille FLAC3D. Le comportement de l'interface sol géogrille est résumé dans les figures de 4.7 à 4.9. Les contraintes agissant sur la géogrille sont présentées dans la figure 4.7. Ces contraintes, composées d'une contrainte de confinement σ_m efficace et une contrainte totale de cisaillement τ , sont équilibrées par les contraintes de membrane qui se développent au sein de la géogrille lui-même.

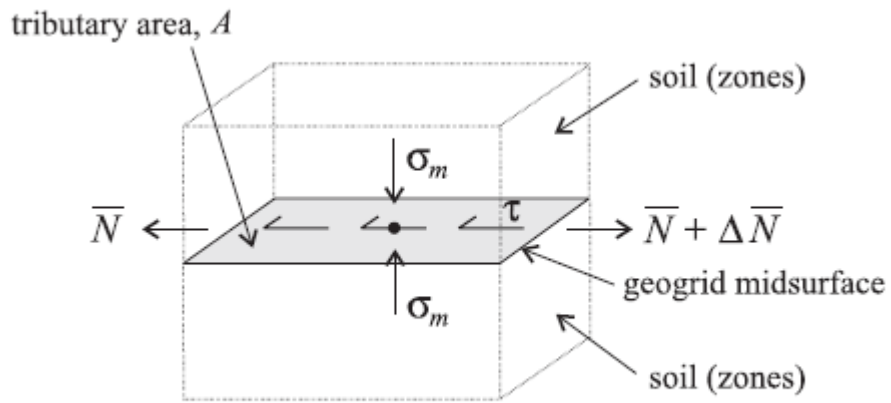
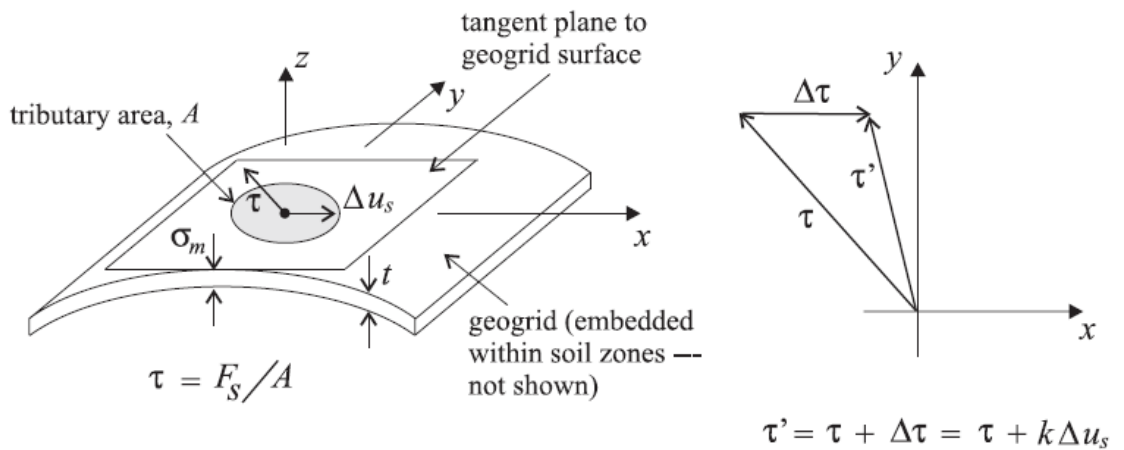


Figure 4.7 – Contraintes agissant sur l'élément géogrille entourant un nœud (Manuel de FLAC3D, 2006).



(a) shear stress, τ , and incremental relative shear displacement, Δu_s , between geogrid and soil; also effective confining stress, σ_m

(b) shear stress update at each timestep

Figure 4.8 – Modélisation du comportement d'interface à un nœud de géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006).

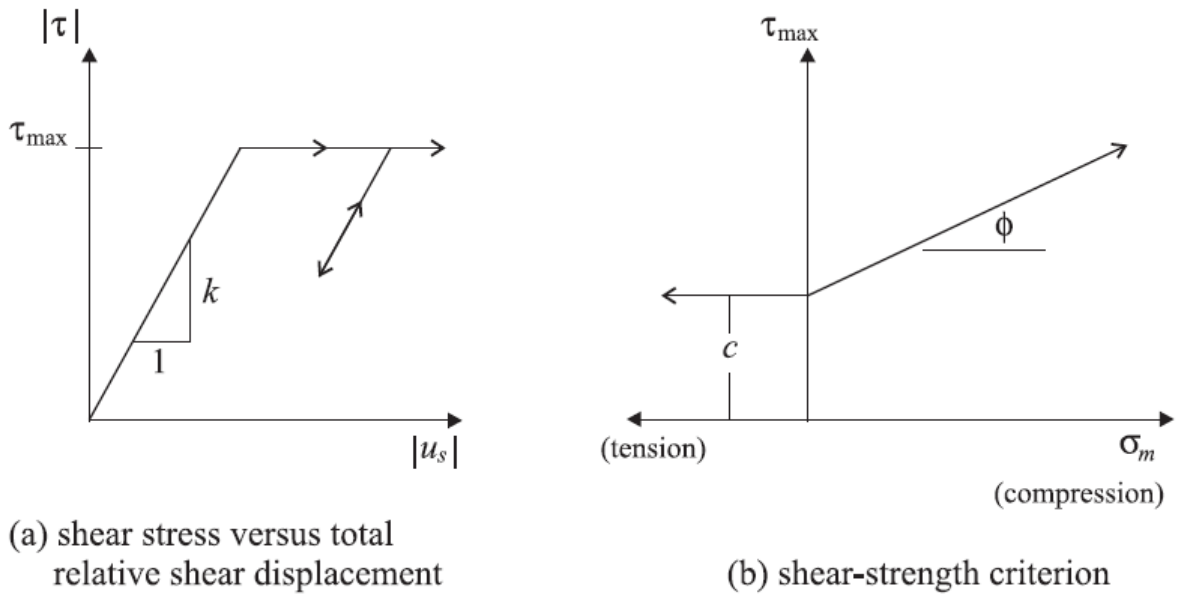


Figure 4.9 – Comportement de cisaillement directionnel de l'interface pour l'élément structural géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006).

Le comportement d'interface est représenté numériquement à chaque nœud de géogrille par une fixation rigide dans le sens normal et un ressort-patin dans le plan tangent à la surface de la géogrille.

La contrainte de cisaillement est de la forme :

$$\tau' = \tau + \Delta\tau = \tau + k\Delta u_s \quad (4.6)$$

Où $\Delta\tau$: est l'incrément de contrainte de cisaillement ;

k : raideur du ressort couplée ;

Δu_s : incrément de déplacement relatif de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est bornée par la valeur :

$$\tau_{max} = c + \sigma_m \tan \varphi \quad (4.7)$$

Où c : cohésion de l'interface ;

φ : angle de frottement de l'interface ;

σ_m : contrainte verticale de confinement.

Les valeurs de c , φ , et k dépendent du type de géogrid et du matériau dans lequel est scellé la géogrid. Ces valeurs peuvent être obtenues dans un essai expérimental d'extraction. L'essai d'extraction consiste en l'arrachement d'une géogrid ancrée dans le sol au centre d'une cuve d'essai rigide. Différents niveaux de contraintes peuvent être appliqués à la surface de la cuve par un système de chargement pour simuler différentes profondeurs de mise en oeuvre. L'arrachement se fait à l'aide d'un dispositif d'extraction horizontal auquel est accrochée la géogrid par l'intermédiaire d'un système de fixation. Selon l'instrumentation mise en place, différentes informations peuvent être déduites de l'essai, à savoir l'effort d'arrachement qui permet de déterminer la contrainte de cisaillement et le frottement le long de l'interface sol/géogrid, le déplacement et la déformation de l'armature ainsi que la dilatance du sol.

Propriétés de l'élément structurel géogrid :

L'élément structurel géogrid possède les neuf propriétés suivantes :

(1) densité : densité de masse, ρ (optionnel - si besoin en mode dynamique ou la gravité est actif) [M/L^3].

(2a) isotrope : propriétés du matériau isotrope : E et ν ; où E est le module de Young [F/L^2] et ν est le coefficient de Poisson, ou

(2b) orthotrope : propriétés du matériau orthotrope : $c'_{11}, c'_{12}, c'_{22}, c'_{33}$ et directions matérielles $x'y'z'$ là où les valeurs sont définies par l'équation (4.8)

(2c) anisotrope : propriétés du matériau anisotrope : $c'_{11}, c'_{12}, c'_{13}, c'_{22}, c'_{23}, c'_{33}$ et directions matérielles $x'y'z'$ là où les valeurs sont définies par l'équation (4.9)

(3) thexp : coefficient de dilatation thermique, α_t [$1/T$]

(4) Epaisseur : Epaisseur t ; [L]

(5) cs_scoh : cohésion du ressort couplée, c [F/L^2]

(6) cs_sfric : frottement du ressort couplé, φ [$^\circ$]

(7) cs_sk : raideur du ressort couplée par unité de surface, k [F/L^3]

(8) slide : à grande déformation (par défaut: désactivé)

(9) slide-tol : à grande déformation de tolérance coulissantes

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \end{Bmatrix} = [E'] \{\varepsilon'\} = \begin{bmatrix} c'_{11} & c'_{12} & 0 \\ & c'_{22} & 0 \\ Sym & & c'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \gamma_{x'y'} \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \end{Bmatrix} = [E'] \{\varepsilon'\} = \begin{bmatrix} c'_{11} & c'_{12} & c'_{13} \\ & c'_{22} & c'_{23} \\ Sym & & c'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \gamma_{x'y'} \end{Bmatrix} \quad (4.9)$$

Sachant que le comportement de la géogrille peut être soit isotrope, orthotrope ou anisotrope. Par conséquent c'est uniquement la propriété requise qui doit être spécifiée.

Le comportement en cisaillement de l'interface sol-géogrille est contrôlé par les trois propriétés du ressort couplé, (5)-(7).

Exemple d'utilisation l'élément géogrille pour renforcer un remblai :

Cet exemple illustre un remblai de sol renforcé avec trois couches de géogrille. Trois géogrilles sont installés à différents niveaux dans un remblai vertical. Il est supposé être sans résistance de cohésion entre les géogrilles et le sol. L'angle de frottement de l'interface sol géogrille nécessaire pour stabiliser le remblai. Le modèle de FLAC3D se compose de 48 éléments géogrille et de 121 zones, comme le montre la figure 4.10. Le modèle simule une section d'un mètre de large, le sol soumis à des conditions de déformation plane (pas de mouvement plan).

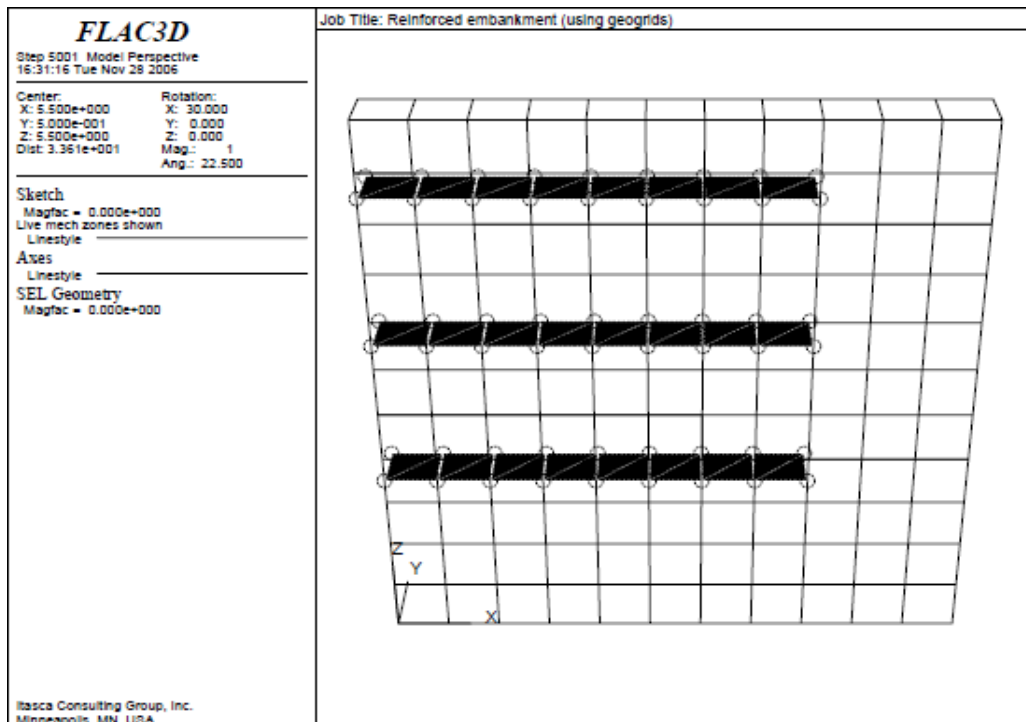


Figure 4.10 – Modèle de FLAC3D pour remblai renforcé par géogrille.

Pour introduire la géogridde à l'intérieur du maillage de FLAC3D, il y a lieu de :

- Spécifier la position exacte de la géogridde ;
- Spécifier les propriétés mécaniques et d'interface de la géogridde ;

Le programme générera alors automatiquement les éléments de géogridde dans la position spécifiée à raison de 2 triangles par zone (voir l'exemple de la figure 4.11).

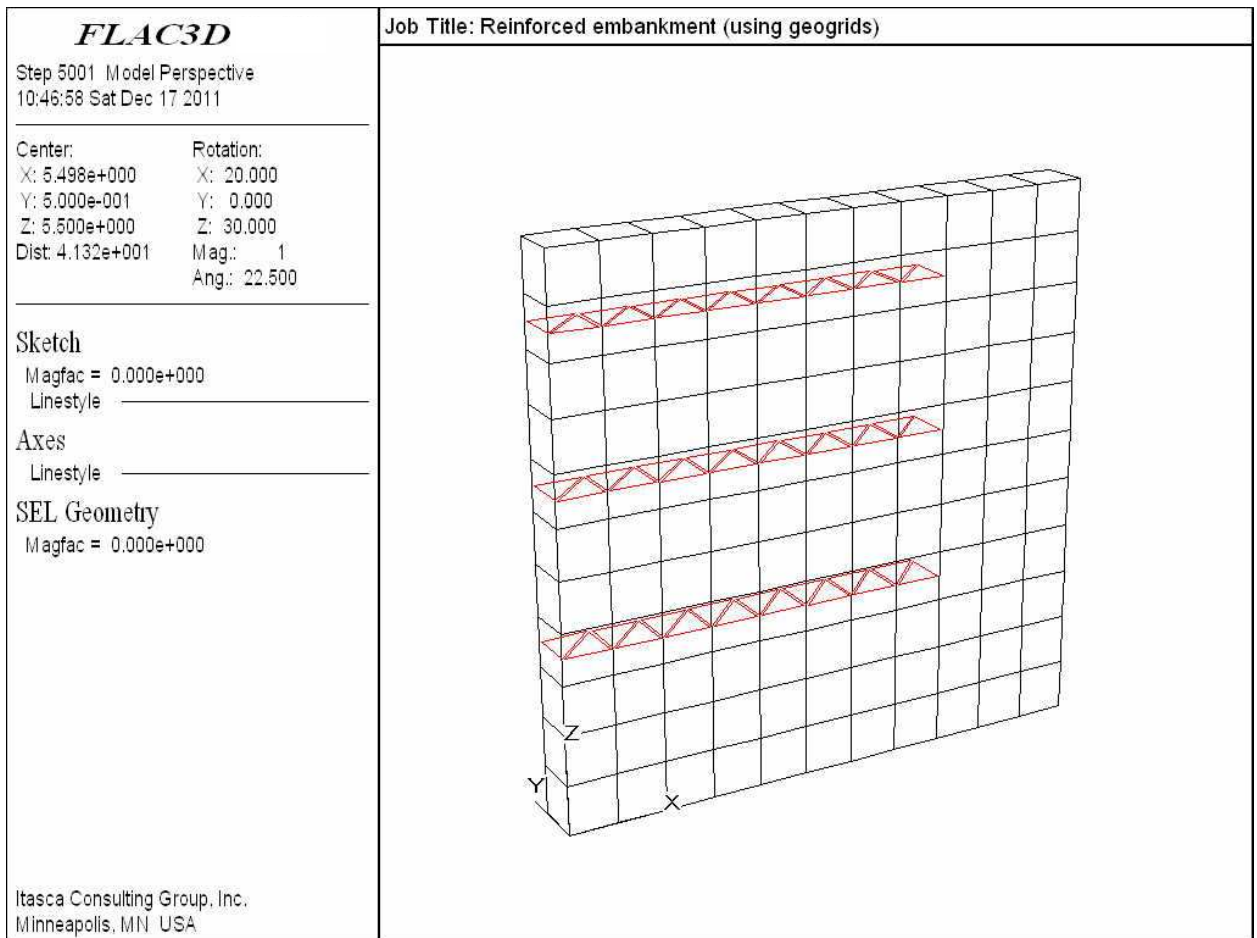


Figure 4.11 – Exemple de génération d'éléments géogridde dans FLAC3D.

4.5. LES MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL :

4.5.1. Introduction :

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.

L'étude de la loi de comportement est basée d'une part sur l'analyse des résultats expérimentaux et d'autre part sur l'emploi des mécanismes physiques. Les résultats expérimentaux peuvent être obtenus à partir d'essais en laboratoire et in-situ avec des protocoles de réalisation standardisés.

Cette partie de chapitre est consacré à la présentation des différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du notre modèle.

4.5.2. Comportement élastique :

Un comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du milieu. Les déformations peuvent alors être reliées aux contraintes par une relation fonctionnelle linéaire ou non linéaire.

4.5.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) :

Dans le cas d'un comportement élastique linéaire isotrope, le tenseur des déformations est relié au tenseur des contraintes via la relation de Hooke, en composantes dans un repère cartésien :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.10)$$

Et la relation inverse :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1 + \nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.11)$$

Avec δ_{ij} le symbole de Kronecker.

E et ν sont les deux paramètres de l'élasticité isotrope, qui peuvent être substitués par le module de compressibilité K et le module de cisaillement G par les relations suivantes qui utilisé dans le code de calcul FLAC3D :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.12)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.13)$$

Le modèle élastique linéaire isotrope est peu utilisé pour décrire le comportement des sols, car il ne peut ni décrire l'irréversibilité du comportement, ni sa dépendance au chemin de chargement subi.

4.5.3. Comportement élasto-plastique :

Les modèles élasto-plastique permettent de décrire un comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finies).

Les modèles élasto-plastique sont basés sur les notions fondamentales qui sont :

- ◆ la partition des déformations, qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques,
- ◆ la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,
- ◆ l'écrouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,
- ◆ la loi d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

4.5.3.1. Partition des déformations :

Les déformations se décomposent en une partie élastique et une partie plastique :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (4.14)$$

Avec :

ε_{ij}^e : Déformation élastique ;

ε_{ij}^p : Déformation plastique.

La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée.

4.5.3.2. Notion de Surface de charge :

La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture:

$$F(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0 \quad (4.15)$$

Avec σ_{ij} : Tenseur des contraintes ;

λ : paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques ;

A_i : paramètre d'écrouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

$F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique ;

$F = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine ;

$F > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

- a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage.
- b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

4.5.3.3. Notion d'écrouissage :

Un écrouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation.

Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

a) Ecrouissage isotrope :

Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.

b) Ecroissage cinématique:

Pour un écroissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.

c) Ecroissage mixte :

La théorie de l'écroissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle " anisotrope cinématique ". La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) Ecroissage anisotrope :

Pour un écroissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure 4.12 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écroissage isotrope (a) et de l'écroissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écroissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écroissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écroissage introduit dans l'expression de la surface de charge.

L'écroissage isotrope nécessite un paramètre d'écroissage scalaire alors que l'écroissage cinématique nécessite un paramètre d'écroissage de nature tensorielle.

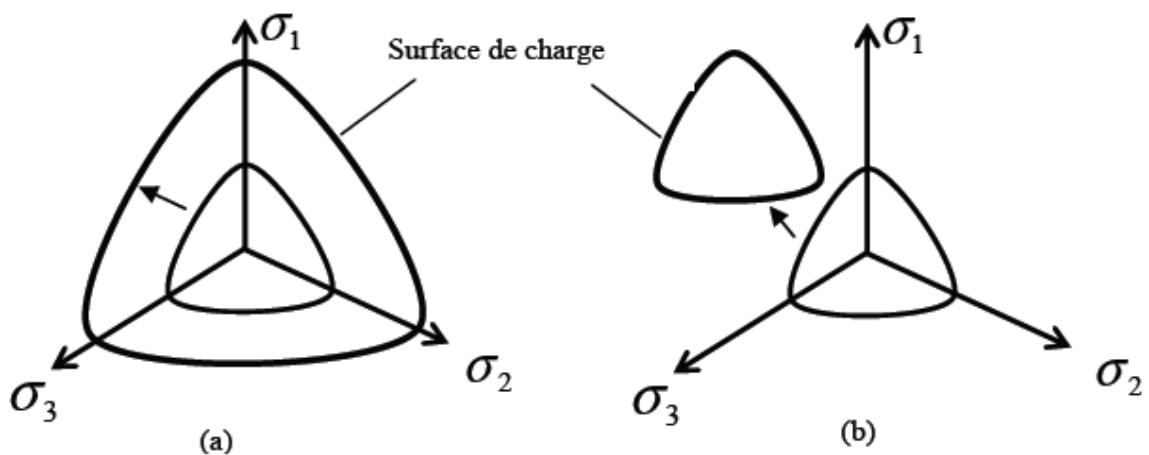


Figure 4.12 – Ecroissage (a) isotrope et (b) cinématique.

4.5.3.4. Notion de loi d'écoulement plastique :

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation 4.14.

a) Lois d'écoulement associées :

La loi d'écoulement est dite associée lorsque la surface de charge est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique ce qui revient naturellement à considérer $F = G$.

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F=0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.16)$$

Où λ : est le multiplicateur plastique (scalaire positif) ;

G : potentiel plastique.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

b) Lois d'écoulement non associées :

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet, pour les lois élasto-plastique considérant un angle de frottement φ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi = \varphi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géomatériaux.

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij})$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ compris entre 0 et φ .

4.5.4. Loi de comportement élastique parfaitement plastique :

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F = 0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Nous présentons en détaille le critère de Mohr-Coulomb qui est utilisé pour représenter le comportement du sol dans notre modélisation et les critères les plus utilisés en génie civil sont présenter brièvement.

4.5.4.1. Critère de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols, permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulent (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement φ).

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (odomètre et appareil triaxial) :

- E : Module d'Young ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- c : Cohésion ;
- φ : Angle de frottement ;
- ψ : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad (4.17)$$

Où : σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

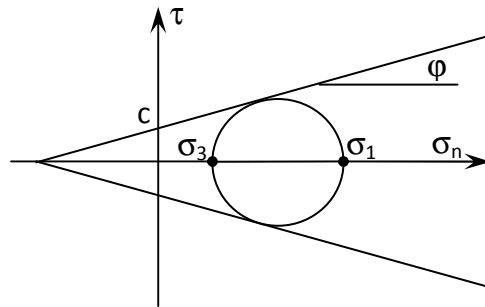


Figure 4.13 – Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr.

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 4.13. La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\phi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 4.14. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\phi = 0$).

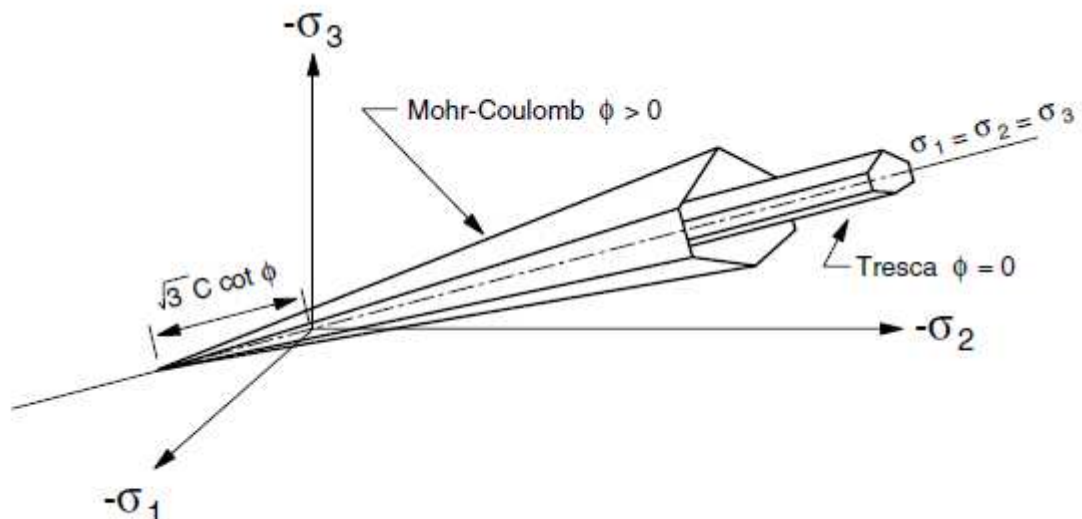


Figure 4.14 – Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2006).

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.18)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure et σ_3 : contrainte principale mineure.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (4.19)$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ est égal, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique e^v en fonction de la déformation axiale e_1 (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 4.15.

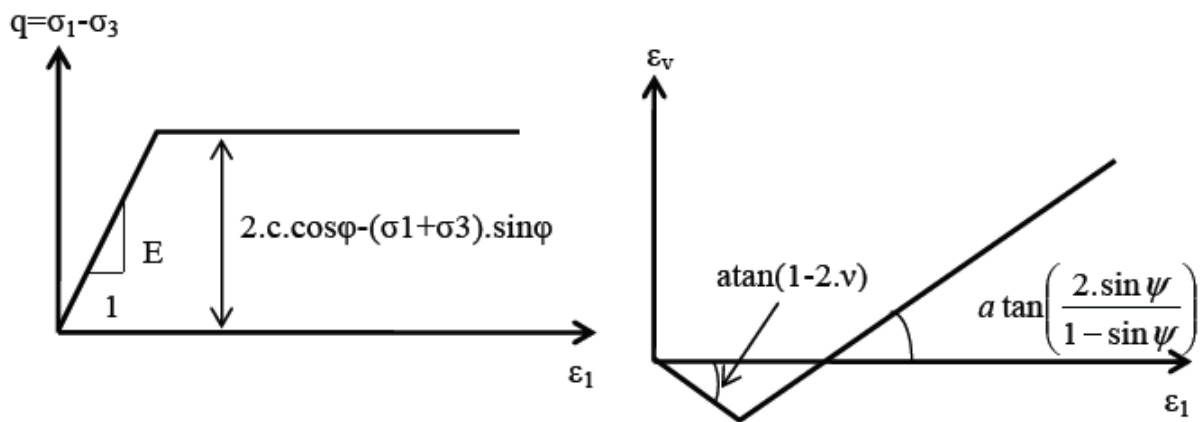


Figure 4.15 – Modèle de Mohr-Coulomb, essai triaxial.

4.5.4.2. Critère de Tresca :

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k \quad (4.20)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) et k une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée c_u).

4.5.4.3. Critère de Von Mises :

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, J_2 :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (4.21)$$

Où k est un paramètre de la loi de comportement. Il représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple.

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

4.5.4.4. Critère de Drucker-Prager :

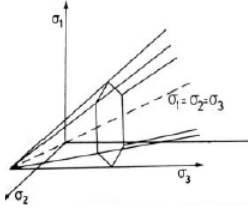
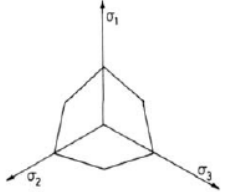
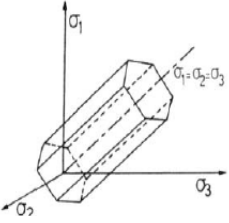
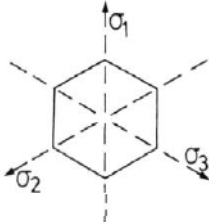
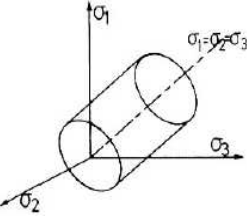
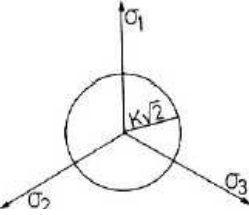
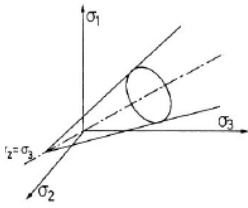
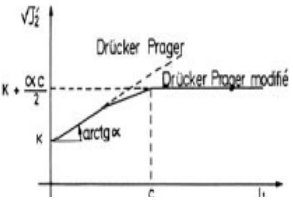
Le critère de Drucker-Prager constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte le premier invariant du tenseur de contraintes I_1 et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 . Son expression est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (4.22)$$

Où α et k sont deux paramètres qui peuvent être déterminés à partir de résultats d'essais. Si le paramètre α est nul, la loi se réduit à celle de Von Mises.

Le tableau 4.4 résume ces critères avec la présentation dans l'espace.

Tableau 4.4 : Lois de comportement élastique parfaitement plastique.

Lois de comportement	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace		Remarque
Mohr-Coulomb (5 paramètres mécaniques :	$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ $G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3$			Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale σ_2 .
Tresca (4 paramètres mécaniques :	$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k$ Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ k est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)			La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb
Von Mises (3 paramètres : E, ν , k)	$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0$ J_2 : tenseur des contraintes déviatoriques k est un paramètre de la loi de comportement G=F			La règle d'écoulement est associée, le potentiel est confondu avec la fonction de charge (G=F)
Drucker-Prager (5 paramètres : E, ν , k, α , β)	$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0$ I_1 : le premier invariant du tenseur de contraintes			Les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles dans le cas des sables.

4.6. CONCLUSION :

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée comme outil qui permet d'analyse, de comprendre les mécanismes de rupture et de proposer des méthodes simples pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par des nappes horizontales de géogrilles.

Ce chapitre a permis de présenter dans une première partie le code de calcul FLAC3D qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, de simuler ce type d'ouvrages avec une bonne stabilité numérique.

L'interaction entre le sol et le mur, est assurée par des éléments d'interface, l'élément structurel géogrille est utilisé pour représenter les nappes de renforcement de sol.

Dans la deuxième partie nous avons présenté quelques modèles adaptés pour la simulation du comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes simulés et la précision recherchée.

Le modèle élasto-plastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb adapté aux besoins de notre étude pour la modélisation de sol de remblai et le sol de fondation.

Et nous avons choisi le modèle de comportement élastique linéaire pour le mur, et l'élément structurel géogrille comme un matériau élastique isotrope.

*CHAPITRE 5 : MODELISATION
NUMERIQUE D'UN ECRAN DE
SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE
PAR GEOGRILLE.*

5.1. INTRODUCTION :

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géosynthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Dans ce chapitre nous allons utiliser le code FLAC3D pour, simuler numériquement le comportement d'un écran de soutènement en sol renforcé par des nappes horizontales de géogrilles.

L'étude numérique a pour objectif d'analyser l'effet des paramètres de géogrilles et de l'interface sur les déplacements horizontaux du mur " U_x " et les contraintes horizontales derrière ce mur " σ_h " avec la prise en compte de la fixation ou non des géogrilles au mur.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises dans cette étude sont présentées sous forme de courbes graphiques et sont largement discutés.

5.2. SIMULATION NUMERIQUE :

5.2.1. Présentation du cas étudié :

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un écran de soutènement en sol renforcé par géogrilles. Le mur est un écran rigide de hauteur $H=6\text{m}$ sous forme de T renversé et le bloc de sol est composé de deux blocs, un remblai renforcé par six nappes de géogrilles est de hauteur $H=6\text{m}$ et de longueur de 8m et le sol de fondation de hauteur $h=2\text{m}$ et de 12m de longueur. La largeur du modèle est égale à l'unité ($y=1\text{m}$) et en bloquant tout degré de liberté dans ce sens pour fait une étude bidimensionnel avec l'utilisation du code FLAC3D.

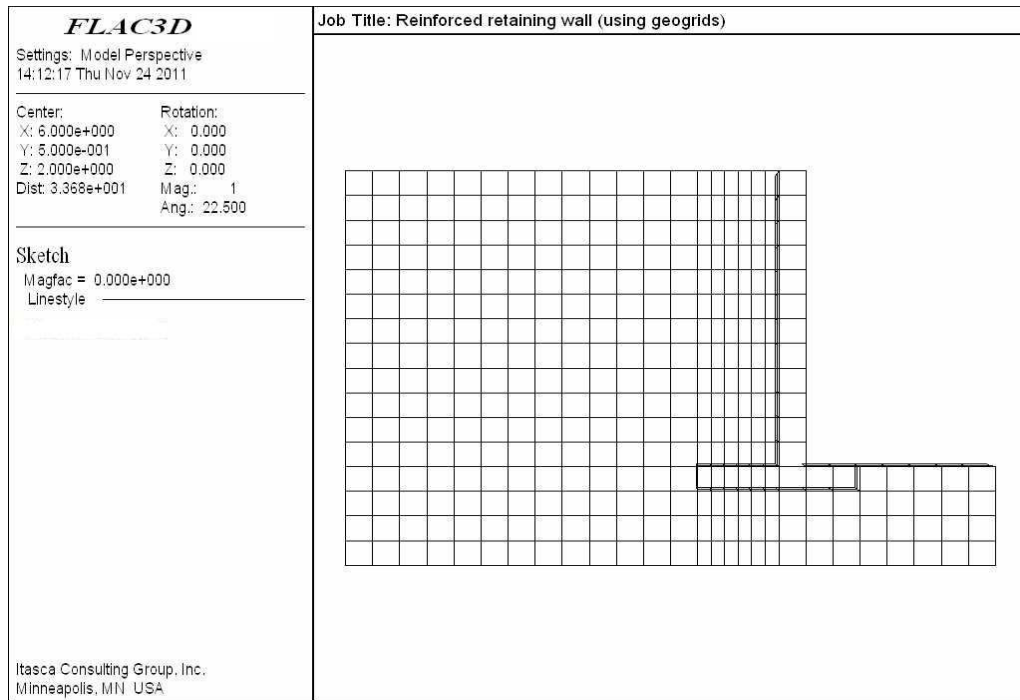


Figure 5.2 – Maillage adopté pour la simulation.

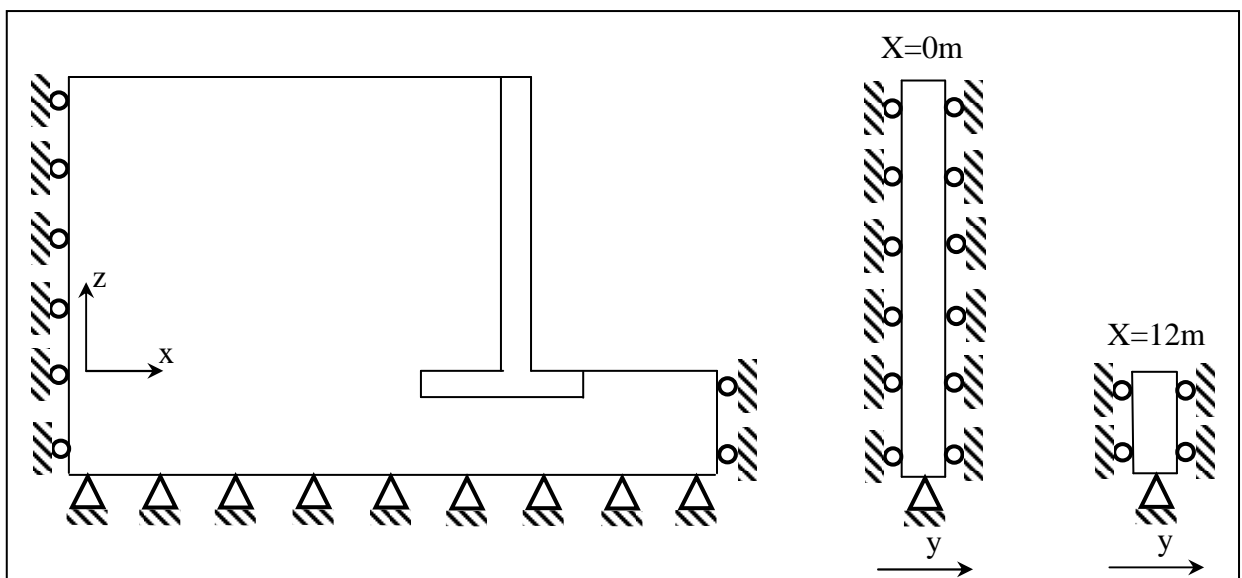


Figure 5.3 – Conditions aux limites pour l'analyse du modèle.

5.2.3. Modèle de comportement et caractéristiques des matériaux :

A/ Le sol :

Le modèle est constitué de deux sols différents (Figure 5.1) dont les caractéristiques figurent dans le tableau 5.1:

- remblai renforcé : simulé par du sable ;
- Le sol de fondation ;

Tableau 5.1: Caractéristiques géomécaniques du sol.

	Remblai renforcé	Sol de fondation
Modèle de comportement	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Module d'Young (MPa)	60	60
Coefficient de Poisson	0.3	0.3
Masse volumique (kg/m ³)	1700	1700
Angle de frottement (°)	30	25
Angle de dilatance (°)	0	0
Cohésion (kPa)	0	20

Le modèle de comportement utilisé pour simuler le remblai renforcé et le sol de fondation est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr-Coulomb inclut dans le code FLAC3D.

Ce modèle de comportement est caractérisé par cinq paramètres: les paramètres élastiques (E: module d'Young, ν : le coefficient de Poisson) et les paramètres plastiques (ϕ : angle de frottement, c : la cohésion, et ψ : angle de dilatance).

B/ Le mur :

Pour la modélisation de l'écran, un modèle de comportement élastique linéaire est utilisé. Ce modèle est caractérisé par deux paramètres élastiques (E: module d'Young et ν : coefficient de Poisson).

Tableau 5.2: Caractéristiques du mur.

Paramètres	
Modèle de comportement	Elastique linéaire
Module d'Young (MPa)	15000
Coefficient de Poisson	0,2
Masse volumique (kg/m ³)	2500

C/ L'interface sol/mur :

Dans notre étude l'écran est rigide, et connecté au sol via des éléments d'interface ayant un comportement de type Mohr-Coulomb (figure 5.4). L'interface est caractérisée par un angle de frottement δ , une cohésion nulle, une rigidité normale K_n , et une rigidité de cisaillement K_s .

Tableau 5.3: Caractéristiques de l'interface sol/mur.

Paramètres	
Modèle de comportement	Mohr-Coulomb
Angle de frottement (°)	30
Rigidité normale (Pa/m)	10^8
Rigidité de cisaillement (Pa/m)	10^6

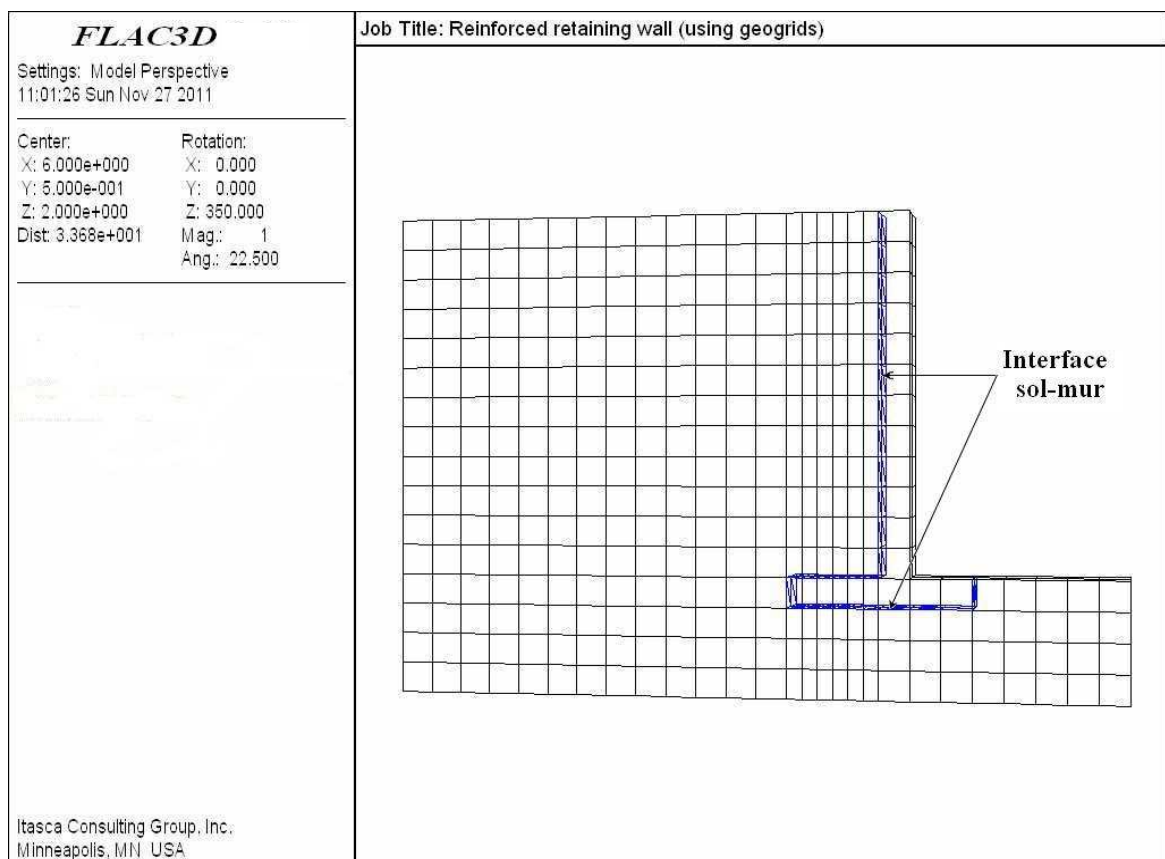


Figure 5.4 – Interface sol-mur.

D/ Les géogriddes de renforcement :

Les géogriddes de renforcement simulés dans le calcul à une propriété principale qui est la rigidité axiale EA a été prise égale à $13 \cdot 10^4$ kN/m. Les autres propriétés prises en compte dans le modèle sont présentées dans le tableau 5.4.

Tableau 5.4: Caractéristiques de géogriddes.

Paramètres	Notation	
Matériau élastique isotrope :		
Module d'Young (MPa)	E	$26 \cdot 10^3$
Coefficient de Poisson	ν	0.33
Épaisseur (mm)	t	5
cohésion du ressort couplée (Pa)	cs_scoh	0
frottement du ressort couplé (°)	cs_sfric	30
raideur du ressort couplée (Kg /m ³)	cs_sk	$23 \cdot 10^5$

5.2.4. Procédure de simulation :

Pour exécuter une analyse avec le code FLAC3D, des étapes spécifiques qui doivent être considérées dans n'importe quelle modélisation, ces étapes sont les suivantes :

- La géométrie de modèle :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

- Génération de maillage :

Le maillage de référence (adapté pour cette étude) a été choisi de manière à obtenir des résultats satisfaisants, et des temps de calcul raisonnables. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones voisines du mur.

- Frontières et conditions initiales :

Les frontières choisies sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas. Dans notre étude, aucune symétrie n'existe le problème est modélisé dans son ensemble (Figure 5.1).

- Choix du modèle constitutif et propriétés des matériaux :

Le matériau sol (remblai et sol de fondation) a été supposé suivre une loi de comportement élastique parfaitement plastique et obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb régi par une loi d'écoulement non associée. Le mur est supposée rigide et représenté par un modèle élastique linéaire.

On a choisit pour le géogridde de renforcement les caractéristiques présentées dans le tableau 5.4 Les modèles et les propriétés utilisés sont inclus dans le code FLAC3D.

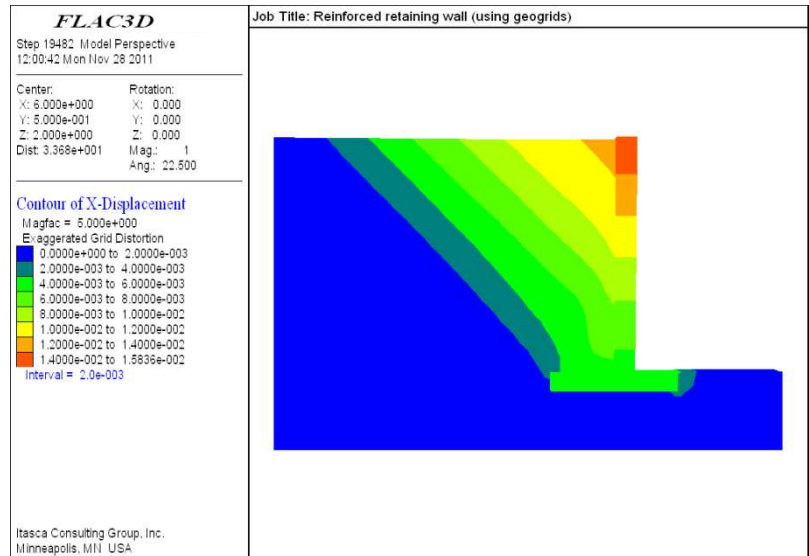
- Chargement et séquence de modélisation ;
- Lancer le calcul :

Il est nécessaire de définir les points de calcul car on ne peut pas tracer des courbes que pour ces points .Il est noter que l'on peut choisir des point de déplacements ou des point de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis sur toute la hauteur du mur.

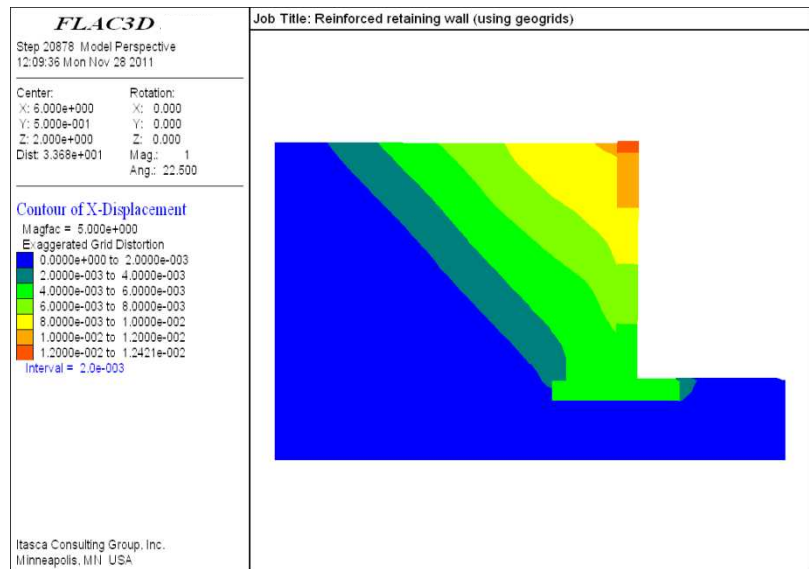
- Les résultats :

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis. On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour les déplacements horizontaux du mur.

(a) mur de soutènement en sol n'est pas renforcé.



(b) mur de soutènement en sol renforcé sans fixation géogridde-mur.
 L=3m



(c) mur de soutènement en sol renforcé avec fixation géogridde-mur.
 L=3m

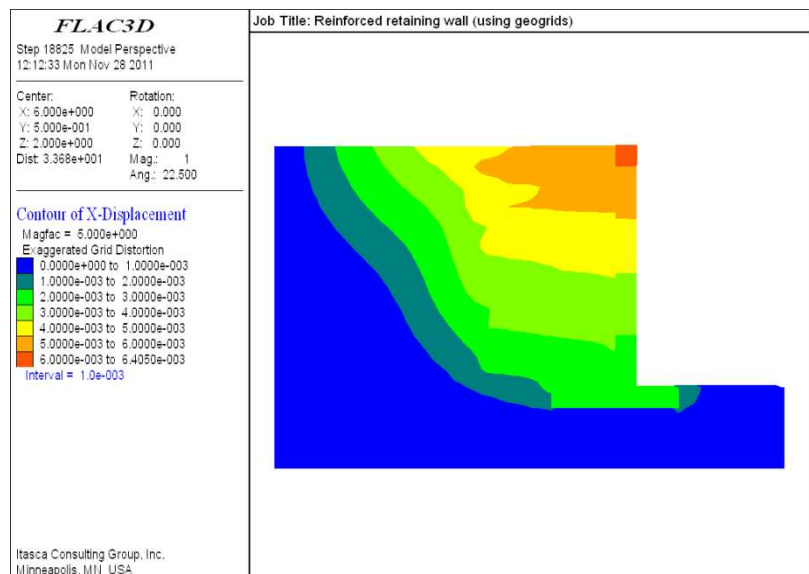


Figure 5.5 – Déplacements horizontaux du mur.

5.3. ETUDE PARAMETRIQUE :

5.3.1. Introduction :

Après l'établissement du modèle de référence (le cas étudié), en fait une étude paramétrique qui permet d'étudier l'influence des paramètres essentiels qui sont, la longueur de la géogridde "L", la raideur de la géogridde "J", l'angle de frottement " δ " de l'interface sol-écran, application d'une surcharge uniformément répartie "Q" sur le massif de sol, avec la prise en compte de la fixation ou non des nappes de géogriddes au mur, en faisant varier un paramètre à la fois, les autres étant considérés comme déterministes (les paramètres ont été modifiés un par un). Nous avons attribué à chacun des paramètres une série de variation et toujours dans des fourchettes raisonnables.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

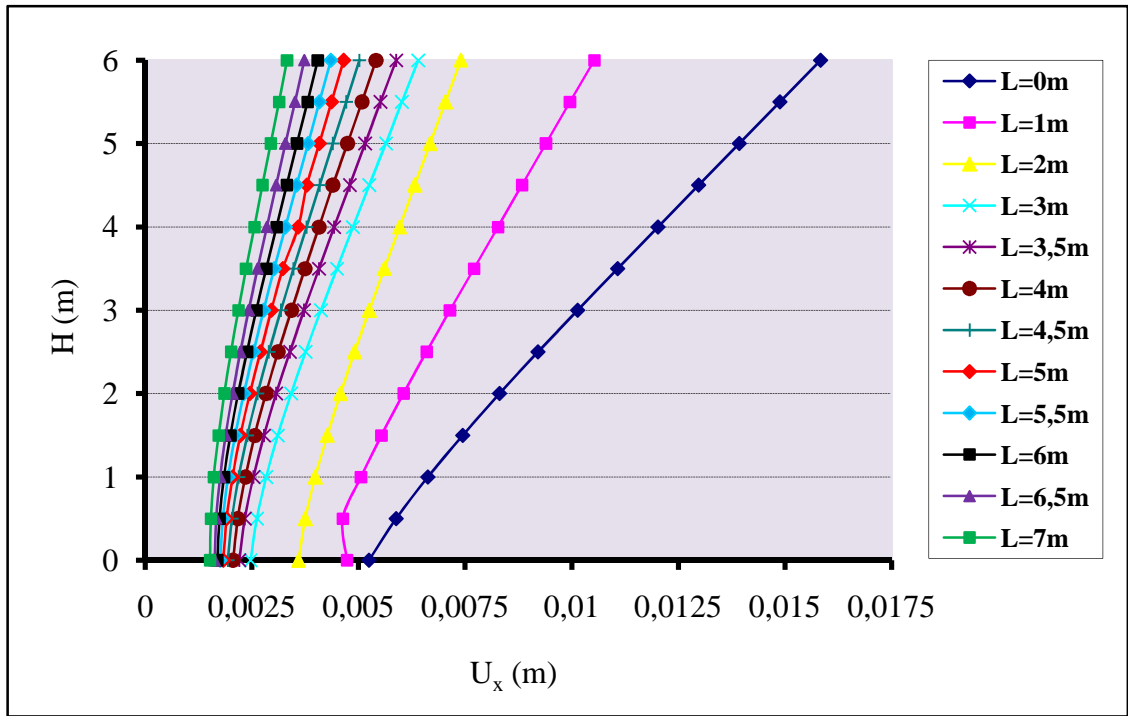
- ◆ Déplacements horizontaux du mur " U_x ".
- ◆ Les contraintes horizontales derrière le mur " σ_h ".

5.3.2. Effet de la longueur de la géogridde (L):

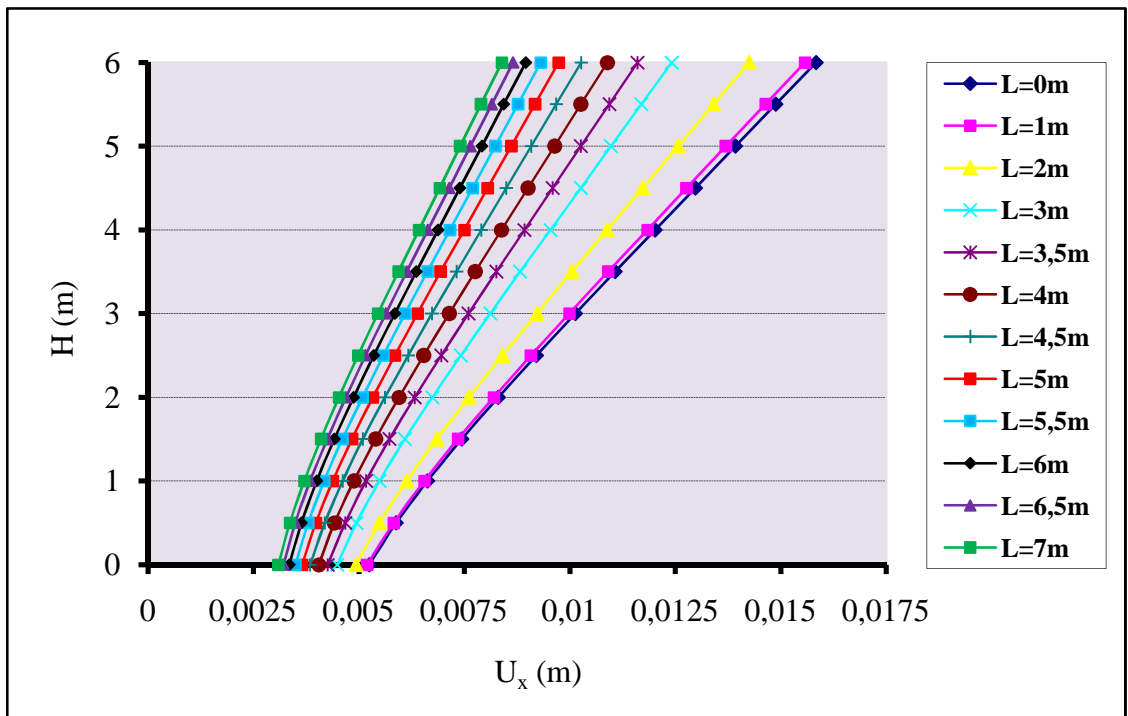
Pour déterminer l'effet de la longueur de la géogridde "L". On doit réaliser une étude numérique montrant l'effet de ce dernier sur les déplacements horizontaux et sur les contraintes horizontales derrière le mur. On va prendre les mêmes données et changer la longueur des géogriddes de L=0m (remblai non renforcé) à L=7m, les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes graphiques 5.6 (a), (b) et 5.8 (a), (b).

Effet sur les déplacements horizontaux du mur :

Les figures 5.6 (a) et (b) montrent l'effet de la longueur de la géogridde sur les déplacements horizontaux du mur, pour douze longueurs différentes (remblai renforcé), et le cas d'un remblai non renforcé (L=0m).



(a) Avec fixation géo-grilles-mur.



(b) Sans fixation géo-grilles-mur.

Figure 5.6 – Effet de la longueur des géo-grilles sur U_x .

Discussions des résultats :

Dans la figure 5.6 on représente la variation du déplacement horizontal en fonction de la hauteur du mur avec différents longueurs de géogridde, on remarque que les déplacements dans le cas renforcé par des nappes fixé au mur sont presque 2 fois moins que ceux observés dans le cas des nappes non fixés.

- L=7m fixé au mur le pourcentage de diminution des déplacements est 79%.
- L=7m non fixé au mur le pourcentage de diminution des déplacements est 47%.

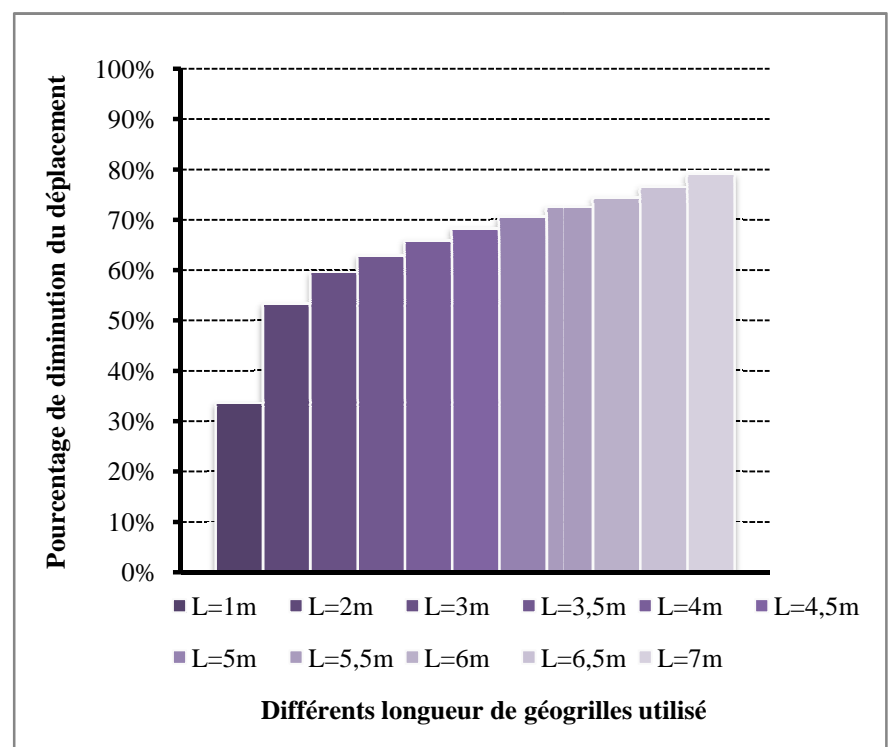
On peut voir clairement qu'une augmentation de la longueur des géogridde les déplacements horizontaux diminué. Et ceci que ce soit pour les nappes fixé ou non, et on remarque aussi à partir de la longueur L=3m le pourcentage de diminution des déplacements presque fixe (pour 1m plus la diminution des déplacements est de 3%).

Les graphes 5.7 (a) et (b) représenté le pourcentage de diminution des déplacements horizontaux pour différents longueurs de géogridde à la tête du mur (H=6m le déplacement max) pour les deux cas.

L'observation de ces graphes représente aussi l'importance de la fixation notamment pour L=1m.

- L=1m fixé au mur le pourcentage de diminution des déplacements est 33%.
- L=1m non fixé au mur le pourcentage de diminution des déplacements est 1.67%.

(a) Avec fixation géogridde-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

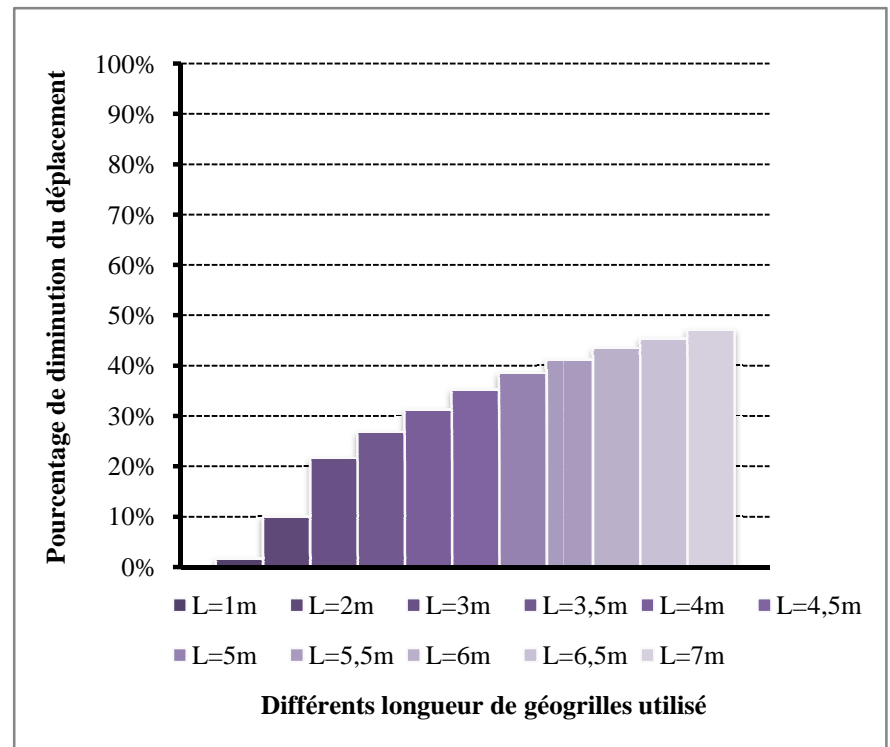


Figure 5.7 – Pourcentage de diminution des déplacements horizontaux pour H=6m.

Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur :

Pour étudier l'influence de la longueur des géogrilles sur les contraintes horizontales derrière le mur, 23 simulations ont été effectuées, les valeurs obtenues pour le cas où L=0 m (pas de renforcement) seront comparés avec les résultats calculés par la théorie de Rankine (Chapitre 1) pour voir la validité de ce modèle.

Pour un sol pulvérulent : cas de la poussée active

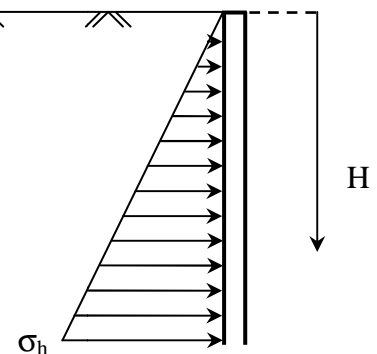
$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a \gamma H$$

Avec :

K_a : le coefficient de poussée ;

σ_h : la pression active (contrainte horizontale).

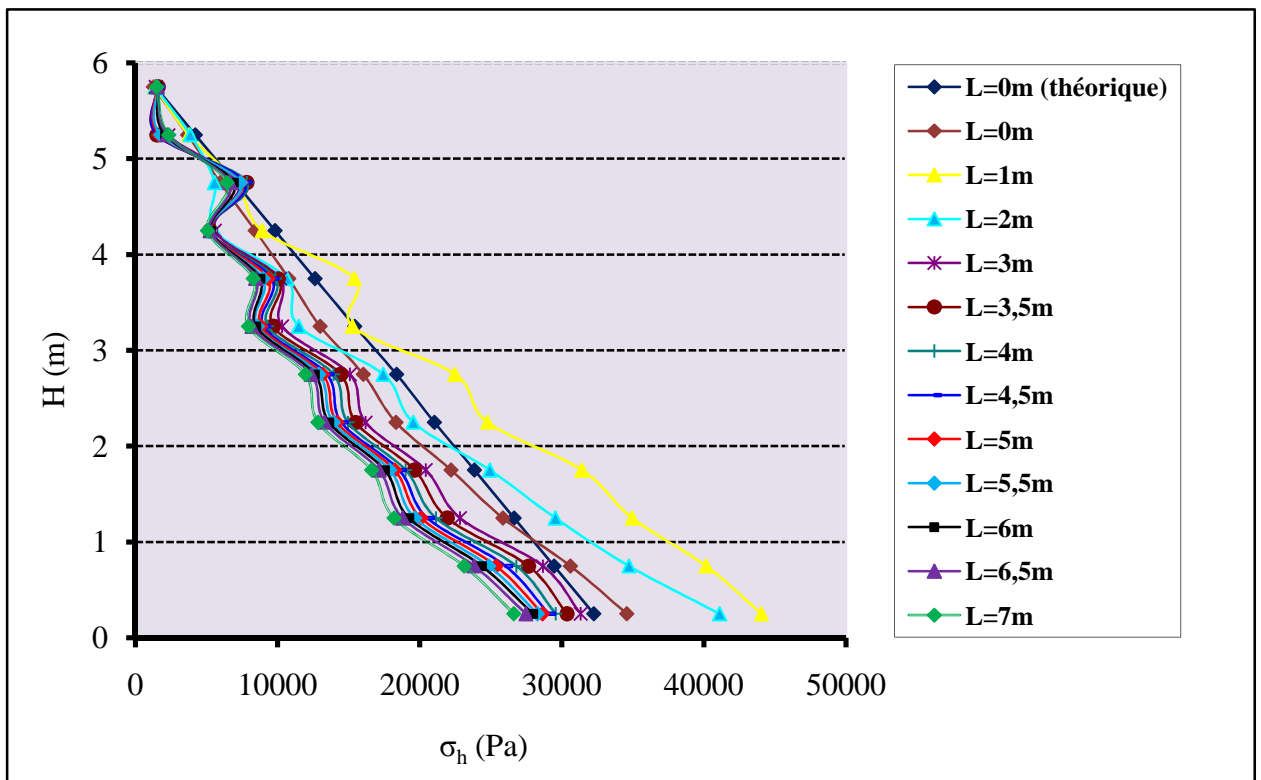


Les résultats obtenus représenté sous forme d'un tableau.

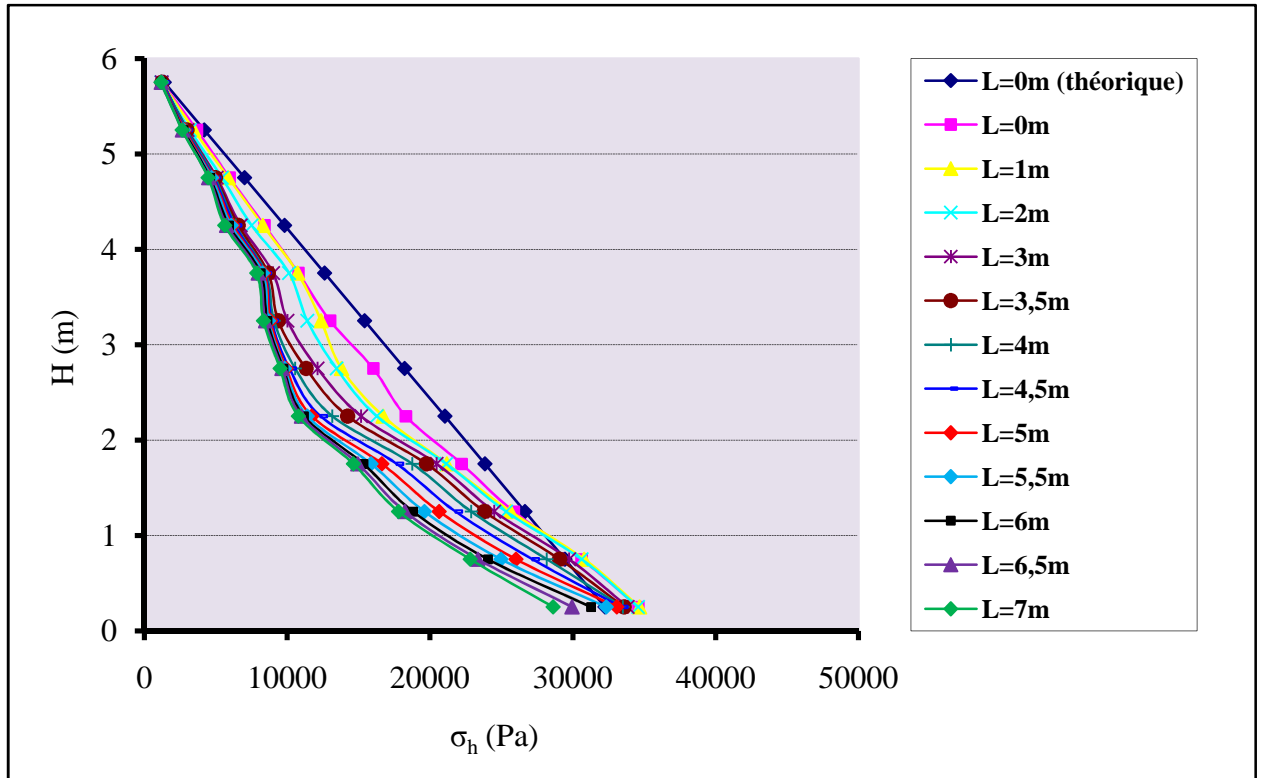
Tableau 5.5 : Comparaison des résultats des contraintes horizontales derrière le mur pour un mur de soutènement en sol non renforcé.

Hauteur du mur (m)	$K_a \gamma$ (N/m ³)	σ_h (Pa)		La différence (%)
		Théorie de Rankine	Flac 3D	
H=0.25	5610	1402.5	1246.7	-11.11
H=0.75	5610	4207.5	3675.7	-12.64
H=1.25	5610	7012.5	5960.9	-15
H=1.75	5610	9817.5	8411.7	-14.32
H=2.25	5610	12622.5	10776	-14.63
H=2.75	5610	15427.5	13000	-15.73
H=3.25	5610	18372.75	16024	-12.78
H=3.75	5610	21037.5	18321	-12.91
H=4.25	5610	23842.5	22218	-6.81
H=4.75	5610	26647.5	25867	-2.93
H=5.25	5610	29452.5	30620	3.81
H=5.75	5610	32257.5	34572	6.69

Les graphes 5.8 (a) et (b) représenté le pourcentage de diminution des contraintes horizontales derrière le mur pour différents longueurs de géogrilles.



(a) Avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.8 – Effet de la longueur des géogrilles sur σ_h .

Discussions des résultats :

D'après les graphes des figures (5.8 (a) et (b)), on peut déduire que les contraintes horizontales diminuent lorsque la longueur des géogrilles augmente à l'exception pour les longueurs $L=1\text{m}$ et $L=2\text{m}$ pour le cas des géogrilles fixé au mur, on remarque une augmentation des contraintes par rapport aux auteurs longueurs. Cela veut dire que ces longueurs insuffisantes, et pour avoir une diminution des contraintes le choix de la longueur à partir de $L=3\text{m}$.

Le premier graphe qui correspond au cas des géogrilles fixé au mur, on remarque que :

- Une diminution des valeurs de contraintes horizontales de 9.35% pour une longueur de 3m (au pied de mur).
- Pour les autres longueurs, les courbes de même allure à la courbe de $L=3\text{m}$, Une petite diminution des contraintes horizontales de 3.2 % pour chaque 1m plus.

Le deuxième graphe qui correspond au cas des géogrilles non fixé au mur, on remarque que :

- Une diminution des valeurs de contraintes horizontales de 2.1% pour une longueur de 3m.
- Les courbes pour différents longueurs de géogriddes sont de même allure et les valeurs des contraintes horizontales diminuées pratiquement par le même pourcentage pour chaque 1m plus.
- Dans le 1/3 supérieur de mur une variation négligeable pour les valeurs de contraintes horizontales derrière le mur.

La diminution de valeur de contrainte horizontale à la base du mur est 17.23% pour $L=7m$ dans le cas non fixé par contre cette diminution est 23% dans le cas fixé.

L'observation des graphes (5.8 (a) et (b)) montre que la courbe de contraintes horizontales obtenues par la méthode numérique a un allure semblable à celle calculé analytiquement pour le cas non renforcé. On constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de la présente simulation et à celles déduites analytiquement (tableau 5.5) la différence est de 3% à 15%.

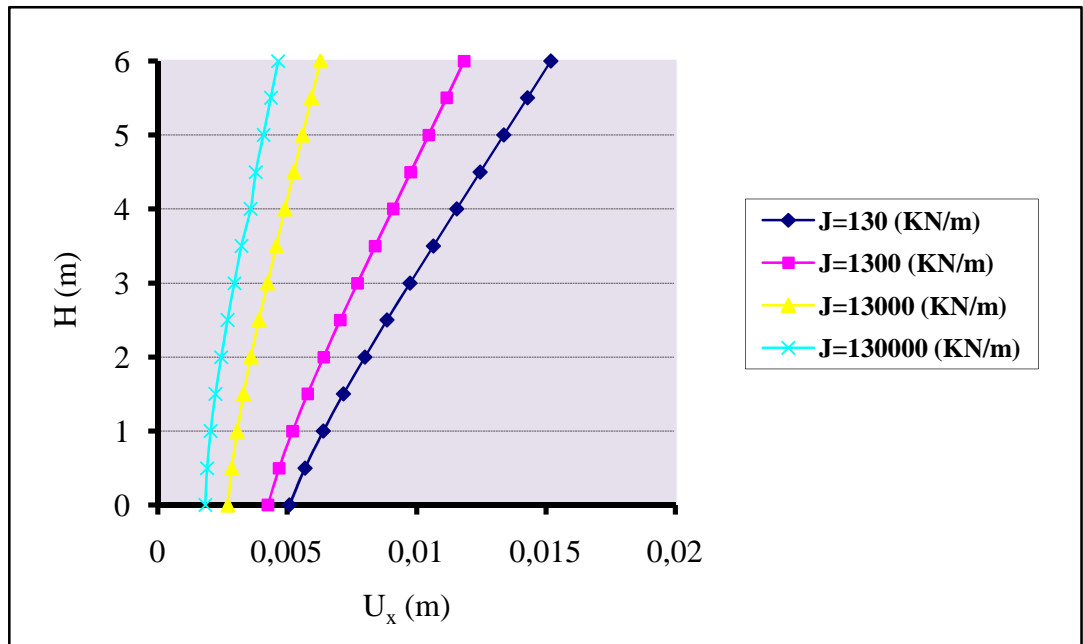
Selon l'étude bibliographique (chapitre 3), Ho et Rowe (1996) ont montré que le paramètre géométrique le plus important est la longueur de renfort au rapport de hauteur de mur L/H . Pour un rapport égal ou supérieur à 0.7, il ya généralement peu de variation dans les contraintes normalisée dans le sol renforcé.

Pour notre étude le choix d'une longueur de géogriddes $L=5m$ qui correspond à un rapport de $L/H=0.83$ pour le reste des essais (remblai renforcée) semble acceptable selon les graphes 5.7 (a) et (b) pour les déplacements horizontaux et les graphes 5.8 (a) et (b) pour les contraintes horizontales.

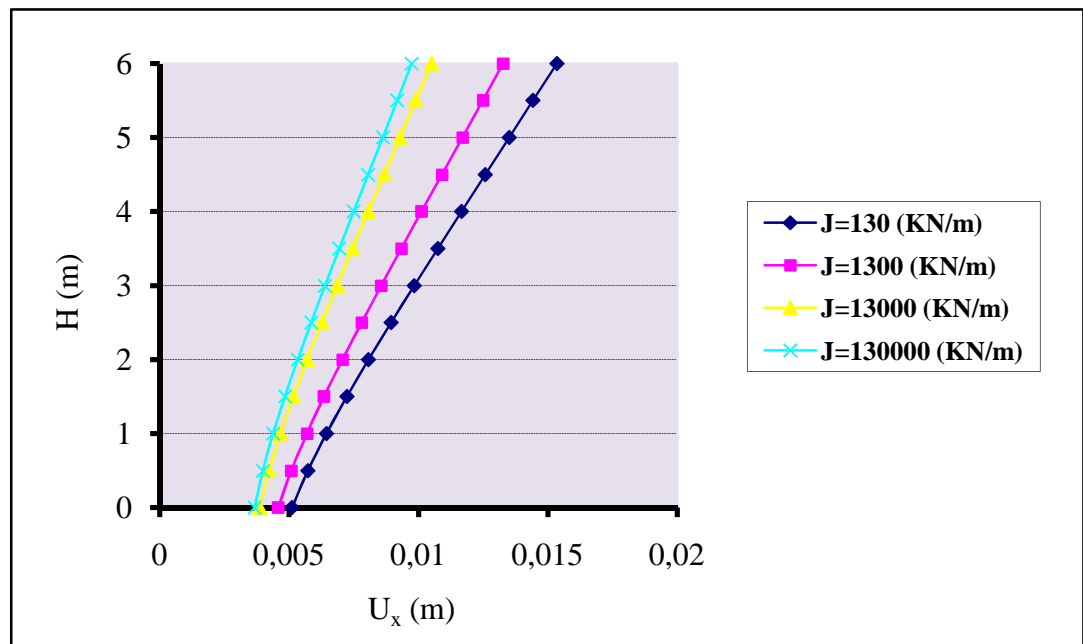
5.3.3. Effet de la raideur de la géogridde :

Une variation de la raideur de géogriddes (de faible raideur 130 KN/m à une raideur forte $13 \cdot 10^4$ KN/m) a été analysée.

Effet sur les déplacements horizontaux du mur :



(a) Avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.9 – Effet de la raideur de géogrilles sur U_x .

Discussions des résultats :

La Figure 5.9 (a) présente le calcul des déplacements horizontaux en fonction de la hauteur de mur H pour le cas où les géogriddes sont fixés au mur et la Figure 5.9 (b) présente le même calcul mais pour le cas où les géogriddes ne sont pas fixés au mur. Les résultats des deux simulations montrent que les déplacements horizontaux du mur diminuent lorsque la raideur des géogriddes augmente.

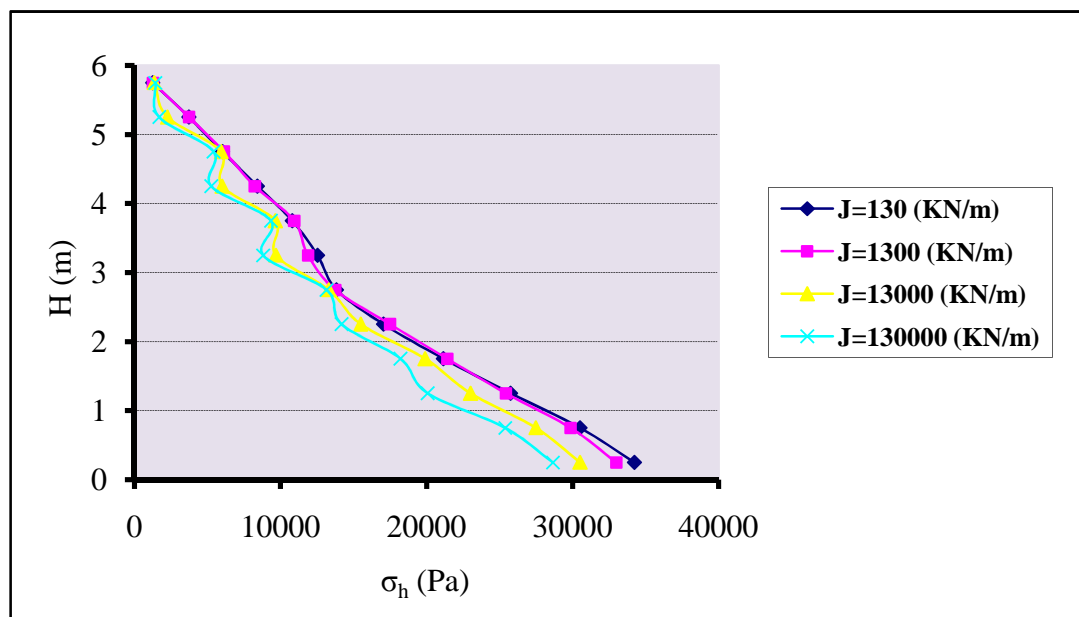
Pour le sommet du mur où les déplacements sont maximales :

- $J = 13 \cdot 10^4$ KN/m la diminution des déplacements horizontaux est 69.3% par rapport au calcul effectué avec $J = 130$ KN/m pour le cas des géogriddes fixés au mur et de 36.54% pour le cas non fixé.

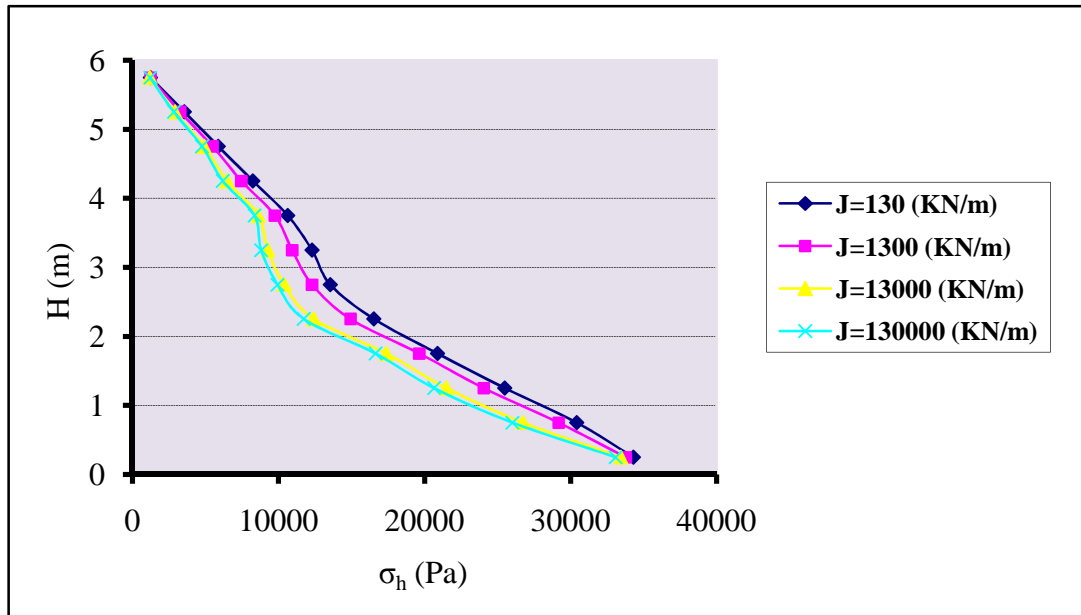
- $J = 13 \cdot 10^3$ KN/m la diminution des déplacements horizontaux est 58.64% par rapport au calcul effectué avec $J = 130$ KN/m pour le cas des géogriddes fixés au mur et de 31.54% pour le cas non fixé.

- $J = 13 \cdot 10^2$ KN/m la diminution des déplacements horizontaux est 22.05% par rapport au calcul effectué avec $J = 130$ KN/m pour le cas des géogriddes fixés au mur et de 13.51% pour le cas non fixé.

Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur :



(a) Avec fixation géogriddes-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.10 – Effet de la raideur de géogrilles sur σ_h .

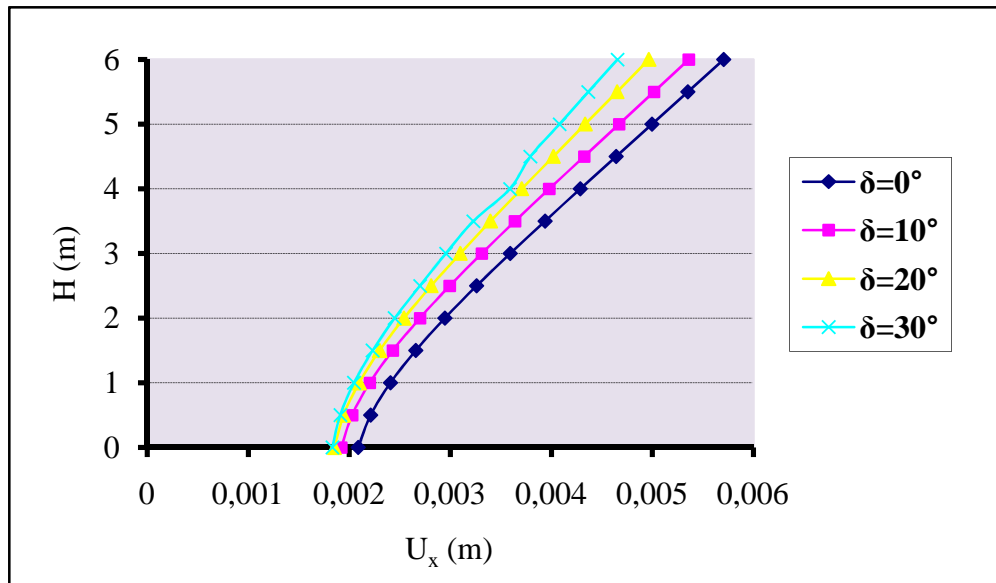
Discussions des résultats :

L'effet de la raideur de géogrilles est bien illustré dans les figures (5.10 (a) et (b)). En analysant ces figures on remarque que la variation de la raideur de géogrilles influe d'une façon significative sur les contraintes horizontales derrière le mur, pour une raideur forte $13 \cdot 10^4$ KN/m les contraintes diminuent environ de 16.30% par rapport au $J=130$ KN/m pour le cas où les géogrilles fixé au mur et diminuent environ de 14% pour le cas non fixé.

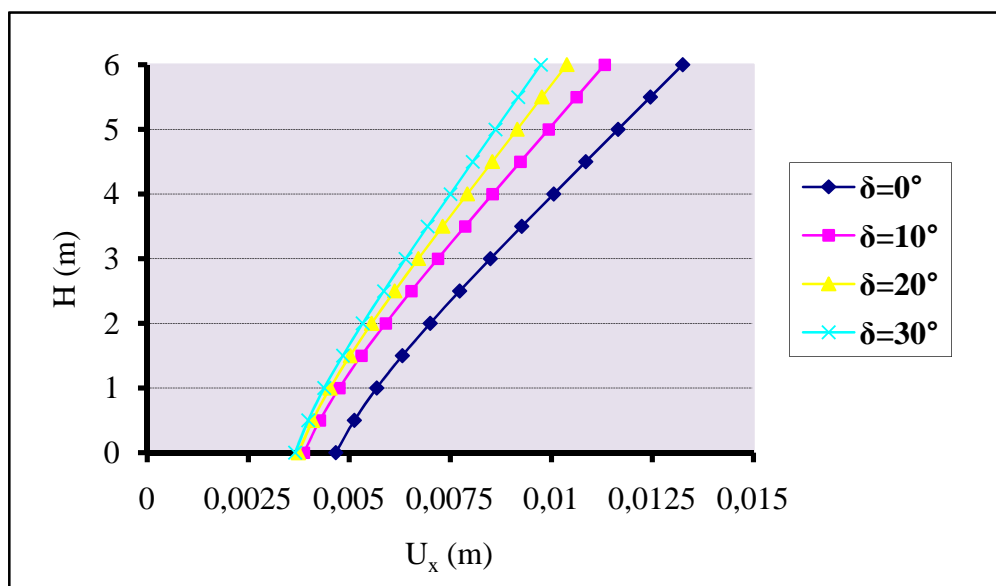
5.3.4. Effet de l'angle de frottement de l'interface sol-mur :

L'angle de frottement de l'interface à été variée pour des valeurs allant de 0° à 30° . Cette étude paramétrique à pour objectif d'étudier l'influence de ce paramètre sur les déplacements horizontaux du mur et les contraintes horizontales derrière le mur.

Effet sur les déplacements horizontaux du mur :



(a) Avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

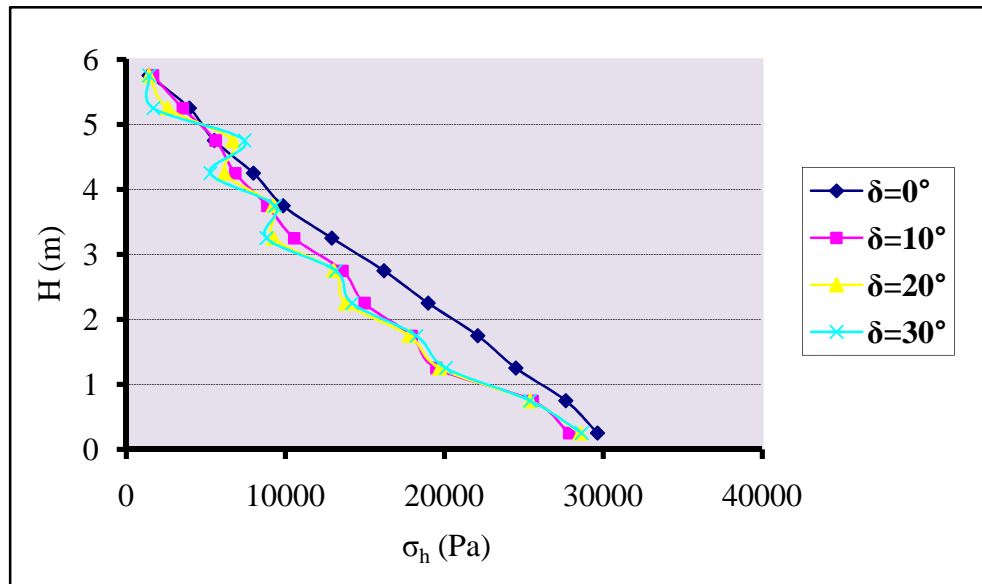
Figure 5.11 – Effet de l'angle de frottement de l'interface sur U_x .

Discussions des résultats :

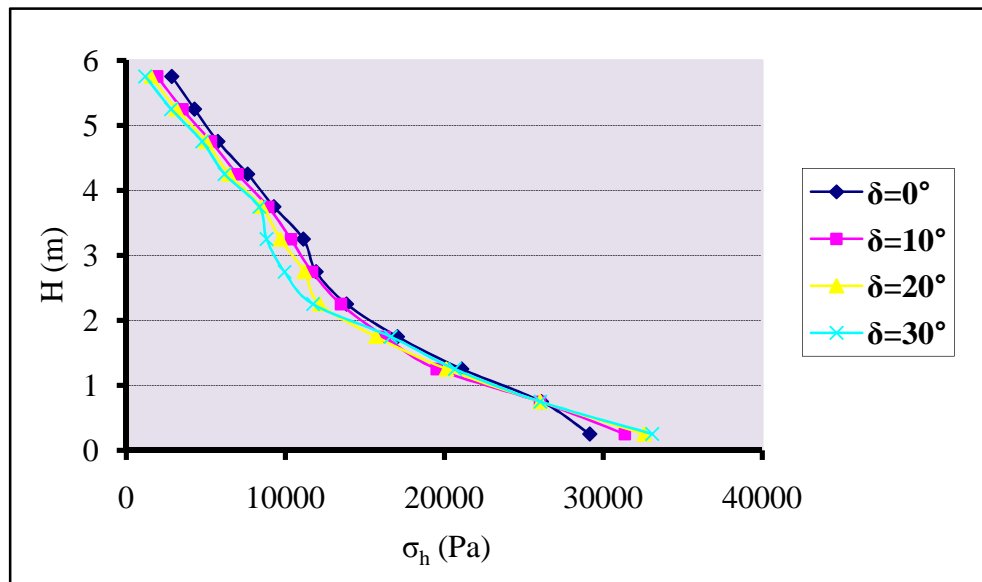
Les Figures 5.11 (a) et (b) illustrent l'influence de l'angle de frottement de l'interface ($\delta=0^\circ$, 10° , 20° et 30°) sur les déplacements horizontaux sur toute la hauteur du mur. Plus l'angle de frottement de l'interface est grand, plus les déplacements abaissent.

La diminution des déplacements horizontaux pour un angle de frottement $\delta=10^\circ$ est de 6.02%, $\delta=20^\circ$ est de 12.97% et $\delta=30^\circ$ est de 18.45%, par rapport au calcul effectué avec $\delta=0^\circ$ pour le cas où les géogrilles fixé au mur. Pour l'autre cas la diminution pour $\delta=10^\circ$ est 14.62%, $\delta=20^\circ$ est 21.64% et $\delta=30^\circ$ est 26.48%, par rapport au calcul effectué avec $\delta=0^\circ$.

Effet sur les contraintes horizontales derrière le mur :



(a) Avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.12 – Effet de l'angle de frottement de l'interface σ_h .

Discussions des résultats :

L'analyse des graphes pour les contraintes horizontales montre une légère différence des résultats entre le calcul effectué avec les angles de frottement d'interface choisis donc une faible influence.

- Pour le cas où les géogrids fixé au mur (les contraintes diminué environ de 18% entre $\delta=0^\circ$ et les autres angles dans les 2/3 du bas de mur et presque pas de différence, dans le 1/3 supérieur de mur) et on note aussi pour $\delta=10^\circ$, 20° et 30° presque le même influence de ces angles sur les contraintes horizontales derrière le mur (Figure 5.12 (a)).

- Pour le cas où les géogrids non fixé au mur (les contraintes diminué environ de 14% pour les angles de frottement d'interface choisis sauf pour le pied du mur on note qu'il ya une petite augmentation de contrainte lorsque l'angle augmente (Figure 5.12 (b))

Nous avons choisi un angle de frottement d'interface $\delta=30^\circ$ pour notre étude pour que $\delta=\varphi$ (écran parfaitement rugueux).

5.3.5. Application d'une surcharge uniformément répartie "Q" sur le massif de sol :

Une surcharge uniformément répartie de 50 kPa est appliquée en surface de massif de sol sur une largeur $B=1$ m, une épaisseur de 1m et loin au mur par une distance $a=1$ m, avec les mêmes données du modèle de référence comme montré sur la Figure 5.13.

Nous étudions l'influence de la longueur de géogrids sur les déplacements horizontaux du mur et les contraintes horizontales derrière ce mur lors de la mise en place de cette surcharge sur la surface de massif de sol.

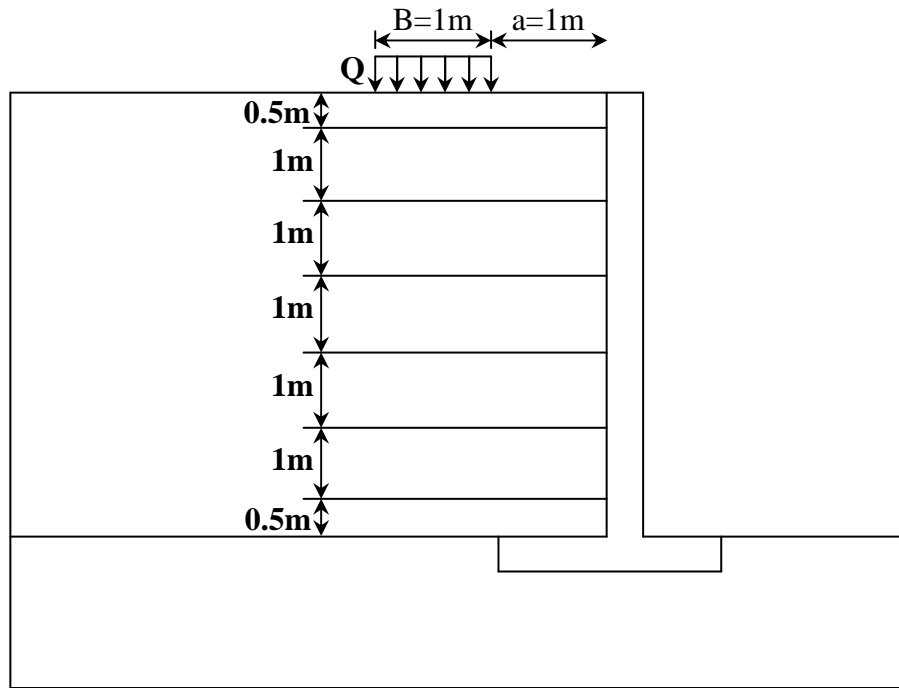
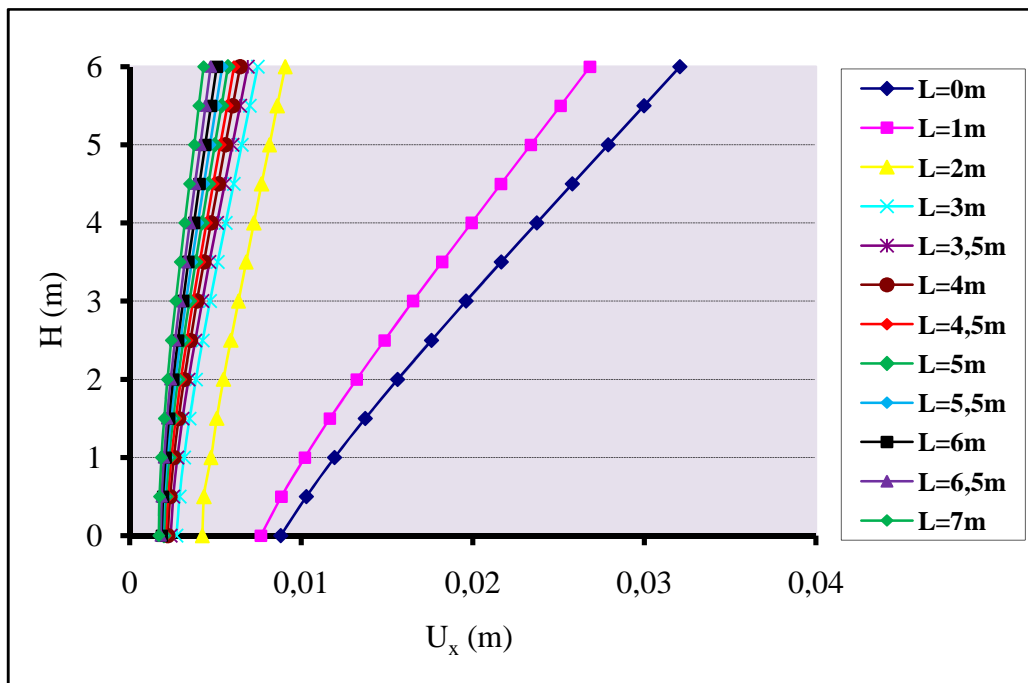
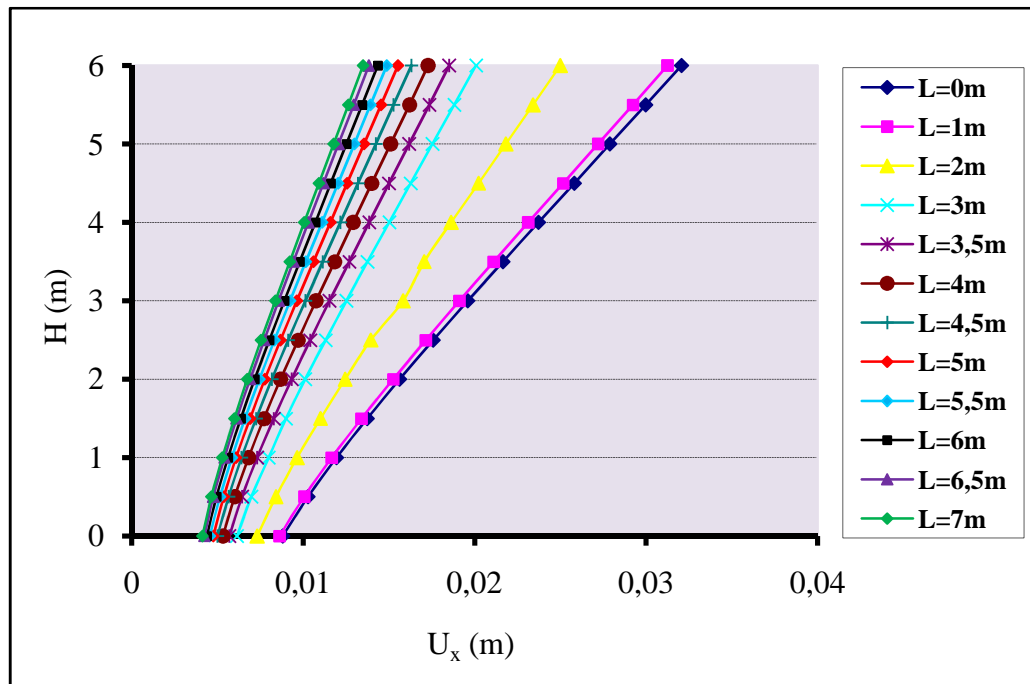


Figure 5.13 – Application d'une surcharge uniformément répartie sur le massif de sol.

Effet de la longueur de la géogridde sur les déplacements horizontaux du mur :



(a) avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.14 – Effet de la longueur des géogrilles sur U_x .**Discussions des résultats :**

A l'examen de ces graphes, on constate que l'augmentation de la longueur des géogrilles est proportionnelle à la diminution des déplacements horizontaux du mur.

- Il y a une diminution brusque des déplacements pour $L=2\text{m}$ pour le cas fixé (71.75%). Ensuite la diminution est moins importante pour les autres longueurs.

- Dans le cas des géogrilles non fixé au mur, on remarque une diminution des déplacements horizontaux du mur de 22.02% pour $L=2\text{m}$ et 37.40% pour $L=3\text{m}$ puis cette diminution est moins importante pour les autres longueurs environ de 5.70%.

- Pour $H=6\text{m}$ où les déplacements horizontales sont maximal une longueur des géogrilles de 7m diminué ces déplacements de 86.55% pour le cas où les géogrilles fixé au mur, d'autre part cette diminution est 57.90% dans le cas non fixé.

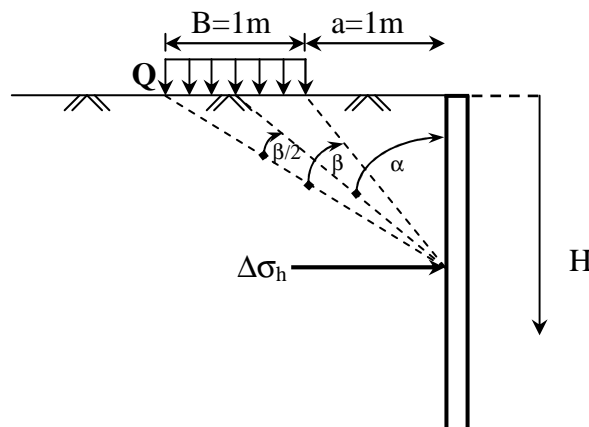
- On peut remarquer qu'une longueur de 2m pour le cas fixé peut diminuer les déplacements de 71.75% qui une longueur de 7m pour le cas non fixé ne peuvent pas diminuer.

- Ces constatations reflètent clairement que les résultats calculé par des géogrilles fixé au mur est importante que celle calculé par des géogrilles non fixé au mur.

Effet de la longueur de la géogrille sur les contraintes horizontales derrière le mur :

Pour étudier l'influence de la longueur des géogrilles sur les contraintes horizontales derrière le mur, 19 essais ont été effectués, pour neuf longueurs différentes de L=3m à L=7m.

Les valeurs obtenues pour le cas où L=0 m (pas de renforcement) seront comparés avec les résultats calculent par la méthode de Boussinesq (1885). Le but de cette méthode est de calculer dans le massif de sol, les variations de contraintes dues à un surcharge uniformément répartie "Q" à partir de la surface du sol.



Les charges transmises près d'un mur de soutènement :

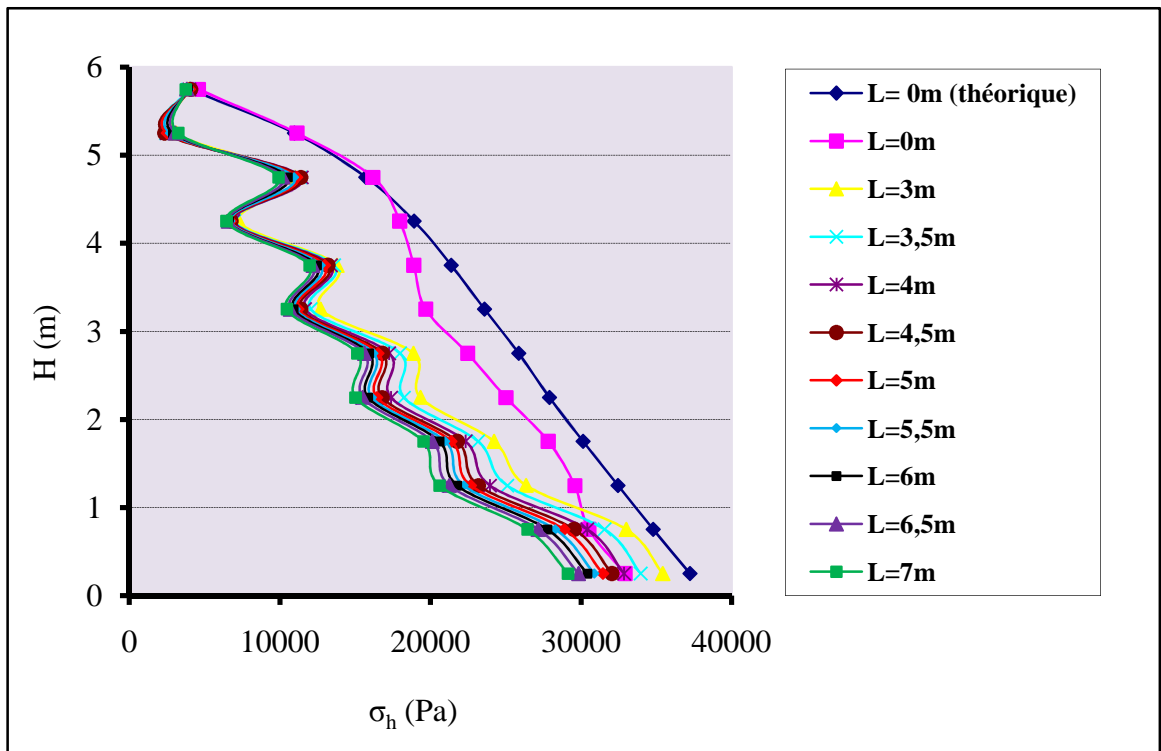
La force latérale est définie par :

$$\Delta\sigma_h = \frac{2Q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \tag{5.1}$$

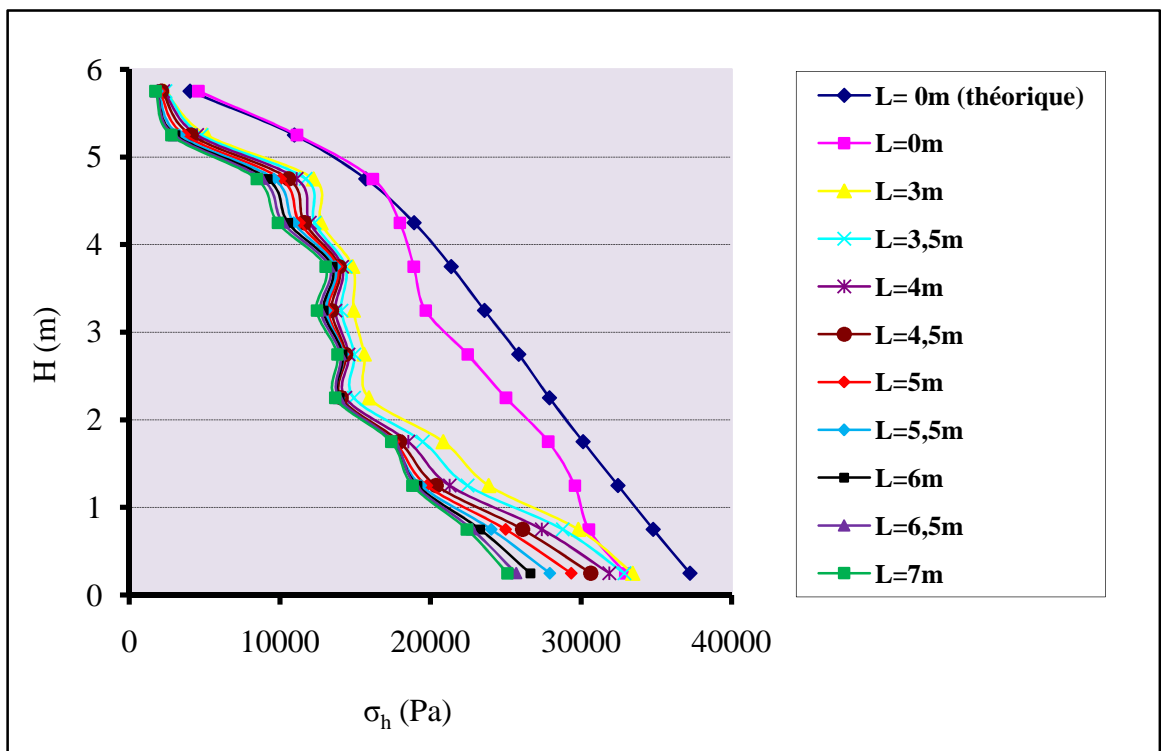
Tableau 5.6 : Comparaison des résultats des contraintes horizontales derrière le mur pour un mur de soutènement en sol non renforcé avec l'application d'une surcharge sur le massif de sol.

Hauteur du mur (m)	α (°)	β (°)	$\Delta\sigma_h$ (Q)	σ_h (remblai)	σ_h (Pa)		La différence (%)
			Boussinesq	Rankine	Théorique	Flac 3D	
H=0.25	80.54	4.67	2637.23	1402.50	4039.73	4594,5	12.07
H=0.75	63.43	12.03	6752.80	4207.50	10960.30	11145	1.66
H=1.25	50.20	15.59	8688.06	7012.50	15700.56	16182	2.98
H=1.75	40.60	16.43	9103.73	9817.50	18921.23	17960	-5.08
H=2.25	33.70	15.87	8758.28	12622.50	21380.78	18906	-11.57
H=2.75	28.61	14.83	8161.90	15427.50	23589.40	19676	-16.58
H=3.25	24.78	13.66	7503.78	18372.75	25876.53	22461	-13.20
H=3.75	21.80	12.54	6879.31	21037.50	27916.81	25031	-10.34
H=4.25	19.44	11.52	6295.37	23842.50	30137.87	27835	-7.64
H=4.75	17.53	10.61	5810.71	26647.50	32458.21	29582	-8.86
H=5.25	15.95	9.81	5358.98	29452.50	34811.48	30533	-12.29
H=5.75	14.62	9.12	4981.46	32257.50	37238.96	32923	-11.59

Les graphes 5.15 (a) et (b) représenté le pourcentage de diminution des contraintes horizontales derrière le mur pour différents longueurs de géogrilles.



(a) Avec fixation géogrilles-mur.



(b) Sans fixation géogrilles-mur.

Figure 5.15 – Effet de la longueur des géogrilles sur σ_h .

Discussions des résultats :

Pour pouvoir distinguer l'effet de longueur de géogriddes sur les contraintes dans le cas d'une surcharge uniformément répartie, on analyse les séries de courbes obtenues pour différentes longueurs de géogriddes.

En analysant la figure 5.15 (a), on remarque que :

- Il y a une diminution des contraintes horizontales derrière le mur pour les différentes longueurs de géogriddes choisis, dans le 1/3 supérieur de mur la variation des contraintes presque négligeable et dans les 2/3 du bas de mur la variation est d'ordre 3.3% pour un mètre plus.
- On remarque des fluctuations dans les courbes des contraintes horizontales derrière le mur, peut être due à l'effet de la fixation des géogriddes au mur.
- Pour la base de mur, à partir d'une longueur des géogriddes 4.5m pour voir une diminution de des contraintes horizontales par rapport au cas non renforcé.

Dans la figure 5.15 (b), on remarque que :

- Il y a une diminution des contraintes horizontales derrière le mur pour les différentes longueurs de géogriddes choisis.
- Pour la base de mur où les contraintes horizontales sont maximales, à partir d'une longueur des géogriddes de 4m pour voir une diminution de ces contraintes par rapport au cas non renforcé.

L'observation des graphes (5.15 (a) et (b)) montre que la courbe de contraintes horizontales obtenues par la méthode numérique a un allure semblable à celle calculé analytiquement pour le cas non renforcé. On constate qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de la présente simulation et à celles déduites analytiquement (tableau 5.6) la différence est de 1.66% à 16.58%.

5.4. CONCLUSION :

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire l'importance de chaque paramètre choisi concernant le comportement des murs de soutènements en sol renforcé par géogriddes. Les conclusions déduites sont:

- La modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différentes longueurs de géogriddes montre l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur.

- Concernant la raideur de la géogridde présente une influence importante sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et d'une façon moins important sur la diminution des contraintes horizontales derrière le mur.
- Cette étude paramétrique montre que l'angle de frottement de l'interface présente une faible influence pour le calcul des déplacements ainsi que pour le calcul des contraintes horizontales derrière le mur.
- L'effet de la fixation des nappes de géogriddes au mur est très efficace notamment pour les résultats des déplacements horizontaux du mur.

Conclusion générale :

L'objectif du travail de recherche présenté dans ce mémoire est de modéliser numériquement le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcés par des bandes de renforcements géosynthétiques afin de comprendre et d'analyser l'effet de ce type de renforcement sur les déplacements horizontaux du mur et les contraintes horizontales derrière ce mur. A cet effet, nous avons utilisé le logiciel FLAC3D basé sur la méthode des éléments finis, pour modéliser correctement les composantes qui les constituent.

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement nécessite la bonne connaissance des notions fondamentales des pressions des terres, le mode de reprise de ces pressions par l'ouvrage, les caractéristiques de sol...etc.

Les matériaux géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certain matériaux composants des solutions technique traditionnelles dans le géotechnique ou le génie civil.

En ce qui concerne les méthodes de calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques cités dans la bibliographie, permettent de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols.

- Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.
- Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement, ...etc.
- Par contre, les méthodes numériques, bidimensionnelle ou tridimensionnelle par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

L'analyse des résultats de simulation numérique de la présente recherche permet de dégager les conclusions suivantes :

- La modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différentes longueurs de géogrilles montre l'importance majeure de ce paramètre sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur.
- Concernant la raideur de la géogrille présente une influence importante sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et d'une façon moins important sur la diminution des contraintes horizontales derrière le mur.
- L'angle de frottement de l'interface présente une faible influence pour le calcul des déplacements ainsi que pour le calcul des contraintes horizontales derrière le mur.
- L'effet de la fixation des nappes de géogrilles au mur est très efficace notamment pour les résultats des déplacements horizontaux du mur.

En conclusion, il est évident que les méthodes numériques utilisé pour l'étude des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles, permettent une bonne compréhension de leur comportement, avec l'examination des travaux expérimentaux existant dans ce domaine.

Perspectives :

Cette étude montre l'importance de la modélisation numérique pour l'étude des massifs de remblai renforcé par des nappes de géosynthétiques. Dans le cadre de simulations futures il serait intéressant d'étudier et d'analyser l'effet d'autres paramètres sur le comportement des écrans de soutènement en sol renforcé par ce type des nappes :

- L'espacement entre les nappes de renfort ;
- Le nombre des nappes de renfort ;
- Les paramètres d'interaction sol/renfort ;
- Les paramètres de sol (la cohésion et l'angle de frottement) ;
- Les modèles de comportement du sol ;
- Type de mur et la hauteur du mur.

Les géosynthétiques en général sont des géomatériaux relativement récents, ce qui offre un horizon ouvert pour de nouvelles recherches.

Les résultats présentés dans ce rapport ont été obtenues à partir d'une modélisation numérique à l'aide de logiciel de simulation FLAC3D. Il est indispensable que ces observations soient validées par des études en vraie grandeur sur le terrain.

Références bibliographiques :

- Abdelkader, A. (2010). Comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat. Institut national de sciences appliquées de Lyon.
- Abdelkader, A., Dias, D., Freitag, N. (2010). Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 29, 116-129.
- Al-Hattamleh, O., Muhunthan, B. (2006). Numerical procedures for deformation calculations in the reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 52-57.
- Allen, T.M., Richard, J.B., Robert, D.H., Walters, D. and Wei, F.L. (2003). A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Can. Geotech. J*, 40 (5), 976-994.
- Arab, R., Zerhouni, M., Zermani, M., Djidjeli, Z., Tabti, S. (2007). Retours d'expériences sur l'utilisation des géosynthétiques en Algérie dans les travaux publics. *14ème ARC SMGE, Yaoundé 2007*, 348-350.
- Arab, R., Zermani, M., Tabti, S., Khaber, N. (2007). Traitement d'un glissement de terrain et reconstruction de la chaussée avec un remblai renforcé par géosynthétiques dans la wilaya de Bedjaia – Algérie. *Colloque : Sols et Matériaux à Problèmes, Tunisie*, 157-162.
- Arab, R., Tabti, S., Hadbi, H., Kamla, O. (2009). Dispositif d'étanchéité par géosynthétique de la station d'épuration d'Oued Souf. *Colloque International Sols Non Saturés et Environnement, Tlemcen*, 526-536.
- Baker, R., Klein, Y. (2004). An integrated limiting equilibrium approach for design of reinforced soil retaining structures. Part I - formulation. *Geotextiles and Geomembranes*, 22, 119-150.
- Balay, J. (1984). Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Note d'information technique, LCPC, Paris, France.

Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A. and Allen, A. M. (2008). Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15, No. 4. 269-295.

Baziz, K. (2011). Effet de la variabilité des paramètres de calcul sur la stabilité des murs de soutènement. Mémoire de Magistère. Université Mouloud Mammeri- Tizi Ouzou.

Bouafia, A. (2005). *Calcul pratique des fondations et des soutènements*. Office des publications universitaires, Alger.

Bouali, M.F. (2003). Analyse numérique de l'influence des modes de mouvements des écrans de soutènement sur les pressions de terre. Mémoire de Magister. Université de Biskra.

Chelgoum, N. (2006). *Les ouvrages de soutènement en mécanique des sols*. Publication de l'université Badj Mokhtar, Annaba.

Brinch Hansen, J. (1953). Earth pressure calculation, Copenhagen, Denmark.

Chen, T.C., Chen, R.H., Lin, S.S. (2000). A nonlinear homogenized model applicable to reinforced soil analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 18, 349-366.

Chen, H.T., Hung, W.Y., Chang, C.C., Chen, Y.J., and Lee, C.J. (2007). Centrifuge modeling test of a geotextile-reinforced wall with a very wet clayey backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 25, 346-359.

Fages, G., Bouyat, L., (1971). Calcul de rideaux de parois moulées ou de pal-plancher, *Revue Travaux*, 12-19.

FLAC^{3D} -Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions, version 3.10. (2006). Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.

Gérard, D., Paul, R. (2007). Aide mémoire de mécanique des sols. Les publications de l'ENGREF.

Ghanbari, A., Ahmadabadi, M. (2009). New procedure for active earth pressure calculation in retaining walls with reinforced cohesive-frictional backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 456-463.

Ho, S.K., Rowe, R.K. (1996). Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 14, 521-541.

Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K., ASCE, M. (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 1486-1498.

LCPC (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées). (2003). Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Guide technique. 83p.

M. Omar, (2007). Le monde du génie civil. 2eme Edition, première partie- les géosynthétiques. Le Portail Francophone du Génie Civil.

Mabrouki, A. (2004). Modélisation numérique de la butée tridimensionnelle. Mémoire de Magister. Université de Biskra.

Ménard, L., G. Bourdon., Houy, A. (1964). Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols* 9, 231-245.

Nataliya, D. (2002). Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel. Développement d'une loi de comportement spécifique. Thèse de Doctorat. Institut national de sciences appliquées de Lyon.

Norme EN ISO 10318. (2005). Géosynthétiques - Termes et définitions. Norme Européenne. 44p.

Nouri, H., Fakher, A., Jones, C.J.F.P. (2006). Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 175-187.

- Orianne, J. (2005). Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de Doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Rankine, W. (1857). On stability of loose earth, philosophic transactions of royal society, Part I.
- Remadna, M.S. (2007). Modélisation numérique du renforcement du corps de chaussée par géogridde. Mémoire de Magister. Université de Biskra.
- Richard, J.B. Traduit par François, C. Fonctions des géosynthétiques. Société Internationale des Géosynthétiques (IGS).
- Richard J.B. Traduit par Gourc, J.P. Les géosynthétiques dans les ouvrages de soutènement. Société Internationale des Géosynthétiques (IGS).
- Rowe, R.K., Skinner, G.D., (2001). Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 19, 387-412.
- Schlosser, F. Murs de soutènement. Techniques de l'ingénieur, traité construction. C244. 23p.
- Schlosser, F. Ouvrages de soutènement. Poussée et butée. Techniques de l'ingénieur, traité construction. C 242. 17p.
- Schmitt, P. (1991). Prédimensionnement des écrans continus ou discontinus à la rupture, Technical support, Nanterre, France.
- Shekarian, S., Ghanbari, A. (2008). A pseudo-dynamic method to analyze retaining wall with reinforced and unreinforced backfill. *JSEE: Spring 2008*, Vol. 10, No. 1. 41-47.
- Sokolovski, V. (1960). Statics of soil media, London : Butterworths scientific publication.
- Solmax-Textel Géosynthétiques Inc. (2005). Les géosynthétiques au cœur des structures composites. Documentation technique Solmax-Textel géosynthétiques inc.10p.
- Sonja, M. (2005). Étude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement. Thèse de Doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées.

Tacnet, J.M., Philippe, G. (2000). Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques- Ouvrages de référence. Cemagref, 92p. 22-23.

Merrien-Soukatchoff.V., Amitrano, D., Piguet, J.P., (2003-2004). Eléments De Géotechnique. Cours ST 131, Ecole Des Mines De Nancy, Département Sciences de la Terre et Environnement. 192p.

Vossoughi, K.C. (2001). Etude numérique du comportement des ouvrages de soutènement à la rupture. Thèse de Doctorat. Ecole Centrale de Paris.

Yang, G., Zhang, B., Lv, P., Zhou, Q. (2009). Behaviour of geogrid reinforced soil retaining wall with concrete-rigid facing. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 350-356.

Yoo, C., Jung, H.S., (2004). Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. *Geotextiles and Geomembranes*, 22, 359-376.

Sites internet :

www.cemagref.fr/ géosynthétique : site pour les produits géosynthétiques.

www.geotextiles-geogrilles.fr : site pour les produits géotextiles et géogrilles.

www.maccafferri.fr : site pour les produits géosynthétiques.