

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté Sciences et de Technologies
Département Génie Civil et d'Hydraulique
Laboratoire de domiciliation Génie Civil et d'Hydraulique

THÈSE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE DOCTORAT EN 3^{ème} CYCLE

Domaine : Sciences et Techniques Filière : Génie Civil
Spécialité : Mécanique des chaussées, Matériaux et géotechnique routière

Présentée par

DJEBABLAH Wafa

Intitulée

**Etude du comportement des murs de soutènement en sol stabilisé
mécaniquement**

Soutenue le : 01/04/2021

Devant le Jury composé de :

Nom et Prénom

Grade

Mr ROUAIGUIA Ammar
Mr NOUAOURIA M.Salah
Mr MESSAST Salah
Mr LAFIFI Brahim
Mr Bouteldja Fathe

Pr
Pr
Pr
Dr
Dr

Univ. de 8 Mai 1945 - Guelma
Univ. de 8 Mai 1945 - Guelma
Univ. de 20 Aout 1955- Skikda
Univ. de 8 Mai 1945 - Guelma
Univ. de 8 Mai 1945 - Guelma

Président
Encadreur
Examinateur
Examinateur
Examinateur

Année Universitaire 2020/2021

Dédicace

À mon père... ma mère... ma sœur... mes frères... à toutes mes copines...

À mon mari ...

À ma fille ...

Remerciment

Je remercie en premier Allah, pour la santé, la volonté d'entamer et de terminer ce travail.

Et je tiens à remercier vivement mon directeur de thèse **Pr.Nouaouria Mohamed Salah** pour la confiance qu'il m'a accordé durant la période de réalisation de cette thèse.

Mes sincères remerciements s'adressent à **Dr. Rahmouni Ouassim** de l'université de Tizi Ouzou qui n'a jamais hésité à m'aider

Je tiens à remercier profondément Monsieur **Rouaiguia Ammar** Professeur à l'Université de Guelma d'avoir accepté d'examiner ce travail et de m'avoir honoré de présider le jury.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury, **Pr. Messast Salah, Dr. Laafifi Ibrahim** et **Dr. Bouteldja Fatah** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant à la participation de l'évaluation de ce travail et de bien vouloir le juger.

Mes remerciements vont également à toute l'équipe du Laboratoire de Génie Civil et hydraulique LGCH de l'Universités de Guelma, **Guerdaoui Moufida, Adjabi Souhila, Ziou Hassina, Khabaté Wahida.**

Résumé

L'utilisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques a considérablement augmenté, en raison de plusieurs avantages tels que leurs constructions relatives et rapides, leurs esthétiques et leurs bonnes performances sismiques. Le comportement de ces structures est complexe, ce qui nécessite des recherches pour mieux comprendre l'effet de certains paramètres sur le comportement des géosynthétiques, du sol renforcé et de l'ouvrage.

La présente recherche est consacrée à la modélisation numérique d'un mur de soutènement à parement continu, en sol renforcé par géogrilles à l'aide du code de calcul FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Le but de ce travail est de mettre en évidence l'influence de quelques paramètres géométriques et mécaniques, et d'analyser numériquement les forces axiales maximales dans les géogrilles, et les déplacements latéraux du parement, sur le comportement du mur de soutènement. Les résultats numériques montrent que le paramètre géométrique le plus important est le rapport entre la longueur des géogrilles et la hauteur du mur, pour un rapport égal ou supérieur à 0,7. Et la force de traction dans les couches du renforcement T_{max} et le déplacement horizontal du panneau de parement augmentent avec l'augmentation de la surcharge uniforme.

Mots clés : *murs de soutènement, sol renforcé, interface, modélisation numérique, FLAC^{2D}.*

Abstract

The use of geosynthetic-reinforced soil retaining structures has increased considerably, due to several advantages such as their relative and rapid construction, aesthetics and good seismic performance. The behavior of these structures is complex, which requires research to better understand the effect of certain parameters on the behavior of geosynthetic reinforced soil structures.

The aim of this work is the numerical modeling of geogrid reinforced soil retaining wall with a continuous facing panel using the software FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua). The objective of this work is to investigate the influence of some geometrical and mechanical parameters, and to analyze numerically the maximum axial forces in the geogrids, and the lateral displacements of the facing panel. The numerical results show that the most important geometric parameter is the ratio between the length of the geogrids and the height of the wall, for a ratio equal to or greater than 0.7. The tensile force in the reinforcement T_{max} and the horizontal displacement of the facing panel increase with increasing uniform surcharge.

Keywords: *retaining walls, reinforced soil, interface, numerical modeling, FLAC^{2D}.*

ملخص

زاد استخدام منشآت الإسناد ذات التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتتيك بشكل كبير بسبب العديد من المزايا، من بينها سرعة الإنشاء والبناء، جماليتها وأداءها الزلزالي الجيد.

إن سلوك هذه الهياكل معقد، مما يتطلب البحث لفهم تأثير بعض العوامل بشكل أفضل على سلوك طبقات الأرض، والتربة المعززة والبنية.

إن البحث الحالي مكرس لنمذجة الرقمية لجدار الإسناد بواجهة مستمرة، في تربة معززة بطبقات من الجيوقريل باستخدام برنامج $FLAC^{2D}$ ثنائي الأبعاد.

الهدف من هذا العمل هو تسليط الضوء على تأثير بعض العوامل الهندسية والميكانيكية، و التحليل الرقمي لقوى الشد في طبقات الجيوقريل والإزاحات الجانبية لواجهة المنشأ. بينت النتائج أن العامل الهندسي المؤثر هو النسبة بين طول الجيوقريل وارتفاع حائط الاسناد من أجل نسبة تساوي أو فوق 0.7.

كلمات مفتاحية:

جدار الإسناد، تربة معززة، مابين الواجهات، نمذجة رقمية، $FLAC^{2D}$

Table des matières

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1 : Etude bibliographique Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétique

1.1 Introduction.....	4
1.2 Les ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	5
1.2.1 Définition et principe	5
1.2.2 Les éléments composants d'un ouvrage de soutènement	6
1.2.3 Différents types des ouvrages en remblai renforcé	12
1.2.4 Avantages et les domaines d'utilisation	12
1.3 Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques	14
1.3.1 Les géo-synthétiques : Définition	14
1.3.2 Les types des géo-synthétiques	14
1.3.3 Les fonctions des géo-synthétiques.....	18
1.4 Les géo-synthétiques dans les murs de soutènement	22
1.5 considérations de conception pour un mur en sol renforcé.....	22
1.6 Interaction sol-renforcement	24
1.7 Mode de rupture des murs de soutènement en sol renforcé	25
1.8 Conclusion	27

Chapitre 2 : Les méthodes de calculs numériques et revues des travaux antérieurs

2.1 Introduction	29
2.2 Pré-dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé	29
2.2.1 Longueur des lits de renforcement	29
2.2.2 Espacement des lits de renforcement	30
2.3 Dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé	30

2.3.1 Analyse de la stabilité interne	30
2.3.2 Analyse de la stabilité externe	37
2.3.3 Analyse de la stabilité globale	38
2.4 Méthode de calculs numériques.....	38
2.4.1 Méthode des éléments finis	38
2.4.2 Méthode des différences finies	42
2.5 Conclusion	49

Chapitre 3 : Présentation de l’outil de simulation FLAC^{2D}

3.1 Introduction.....	51
3.2 Présentation du code de calcul FLAC ^{2D}	51
3.3 Description du code de calcul.....	53
3.4 Méthodologie de simulation avec FLAC	57
3.4.1 Générer le maillage.....	57
3.4.2 Définir les paramètres constitutifs	59
3.4.2.1 Choisir un modèle de comportement de sol	62
3.4.2.2 Elément de structure	62
3.4.2.3 Elément interface	65
3.4.3 Application des conditions limites et initiales	67
3.5 Conclusion	68

Chapitre 4 : Modélisation numérique d’un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles

4.1 Introduction.....	71
4.2 Présentation du modèle numérique	71
4.3 Modèles constitutifs et paramètres mécaniques de modélisation.....	72
4.3.1 Maillage et conditions aux limites	72
4.3.2 Sol.....	73
4.3.3 Parement et fondation	73
4.3.4 Renforcement	74
4.3.5 Interfaces.....	74
4.4 Résultat et discussion	75

4.4.1 Validation du modèle numérique	75
4.4.2 Effet de quelques propriétés géométriques sur le comportement du mur de soutènement	77
4.4.2.1 Effet de l'angle de frottement du remblai	77
4.4.2.2 Effet de la rigidité du renforcement (J)	78
4.4.2.3 Effet de module de Young du sol (Es)	80
4.4.2.4 Effet de de la rigidité du parement (EI)	81
4.4.2.5 Effet de la longueur du géosynthétiques (L).....	82
4.4.2.6 Effet de la hauteur du mur (H).....	84
4.4.3 Effet de la surcharge uniforme	85
4.4.3.1 Présentation du cas étudié	85
4.4.3.2 Résultats	85
4.4.4 Effet de la largeur de la surcharge	87
4.4.4.1 Présentation du cas étudié	87
4.4.4.2 Résultats	87
4.4.5 Effet de la distance de la surcharge uniforme par apport au parement	89
4.4.5.1 Cas étudié.....	89
4.4.6 Effet du choix d'élément interface	91
4.4.6.1 Cas étudié.....	91
4.4.6.2 Résultats	91
4.4.7 Effet de propriété de l'interface	93
4.5 Conclusion	94
Conclusion générale.....	96
Liste des références.....	98

Liste des figures

Figure.1.1 Valeurs moyennes de coûts des différentes catégories des murs de soutènement	5
Figure.1.2 Élément d'un mur en sol renforcé	6
Figure.1.3 Différents types de parement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé	7
Figure.1.4 Armatures métalliques	10
Figure.1.5 Système de connexion parement-renforcement	11
Figure.1.6 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé	12
Figure.1.7 Type de géotextiles	15
Figure.1.7 Géomembranes	15
Figure.1.8 Géocomposite	16
Figure.1.9 Types de géogrilles	17
Figure.1.10 Fonction filtration.....	18
Figure.1.11 Fonction séparation.....	19
Figure.1.12 Fonction drainage.....	19
Figure.1.13. Fonction protection.....	20
Figure.1.14. Fonction anti-érosion.....	20
Figure.1.15. Fonction renforcement.....	21
Figure.1.16 Principe des murs en sol renforcé par géo-synthétiques.....	22
Figure.1.17 Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface	24
Figure.1.18 Modes de ruptures dues à la stabilité externe	25
Figure.1.19 Mode de ruptures dues à la stabilité interne	26
Figure.1.20 Mode de ruptures dues à la stabilité du parement.....	27
Figure.2.1 Localisation de la ligne des tractions maximales	31
Figure.2.2 Détermination de la ligne des tractions maximales	32
Figure.2.3 Calcul de la contrainte verticale pour l'analyse de la stabilité interne	34
Figure.2.4 Variation du coefficient de pression latérale en fonction de la profondeur	35
Figure.2.5 Rapport de couverture R_c	36
Figure.2.6 Forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe	37
Figure.2.7 Modèle présenté par Ho et Rowe	40
Figure.2.8 Modèle numérique présenté par Bathurst	43

Figure.2.9 Comparaison des résultats de FLAC avec les résultats du modèle aux éléments finis rapportés par Rowe et Ho	43
Figure.2.10 Influence de la rigidité de renforcement sur (a) : le déplacement latéral du parement, (b) les force axiales du renforcement	45
Figure.2.11 influence de la longueur du renforcement sur : (a) le déplacement latéral du parement, (b) les forces axiales du renforcement	45
Figure.2.11 Modèle Flac présenté par Huang et Bathurst 2009.....	46
Figure 2.12 la géométrie du modèle adopté par Rahmouni et al	47
Figure.2.13 effet de l'angle de frottement de l'interface sol parement sur les forces de tractions maximale	48
Figure.3.1 Cycle de calcul explicite d'après Itasca	54
Figure.3.2 Méthodologie de modélisation numérique par le code de calcul FLAC	58
Figure.3.4 Aperçu sur la commande GENERAT dans l'outil FLAC 2D	59
Figure.3.5 Détermination des dimensions du modèle à modéliser selon FLAC 2D	59
Figure 3.6 Propriétés du model Mohr-Coulomb selon le code FLAC 2D.....	61
Figure.3.7 Critère de plasticité dans le plan de Coulomb	62
Figure.3.8 Eléments structures qui existe dans l'outil FLAC 2D.....	62
Figure.3.9 comportement axial pour l'élément Câble	63
Figure.3.10 Représentation mécanique conceptuelle de l'interface associée à l'élément Câble.....	64
Figure.3.11 Comportement mécanique de l'interface du l'élément Câble.....	65
Figure.3.12 Commande INTERFACE à partir du code FLAC 2D	66
Figure.3.13 Propriétés de l'interface selon FLAC 2D	67
Figure.3.14 les composants du modèle constitutif d'élément Interface.....	67
Figure.3.15 commande pour choisir les conditions aux limites sur le FLAC 2D.....	68
Figure.4.1 géométrie du modèle	72
Figure.4.2 Maillage adopté pour la simulation.....	73
Figure.4.3 élément interface utilisé dans le modèle numérique.....	75
Figure.4.4 ouvrage de soutènement en sol renforcé	76
Figure.4.5 comparaison <i>des forces axiales maximales obtenues</i> par Rowe et Ho, vieira etal.....	76
Figure.4.6 comparaison des <i>déplacements latéraux obtenus</i> par Rowe et Ho, Vieira et al	77
Figure.4.7 Effet de l'angle de frottement du sol sur le déplacement latéral du mur	78
Figure.4.8 Effet de l'angle de frottement du sol sur les forces axiales maximales du renforcement	78
Figure.4.9 Effet de la rigidité du parement sur le déplacement latéral du mur	79

Figure.4.10 Effet de la rigidité du parement sur les forces axiales maximales du renforcement	79
Figure.4.11 Effet du module de Young du sol sur le déplacement latéral du mur	80
Figure.4.12 Effet du module de Young sur les forces axiales maximales du renforcement	80
Figure.4.13 Effet de la rigidité du parement sur le déplacement latéral du parement	81
Figure.4.14 effet de la rigidité du parement sur les forces axiales maximales du renforcement	82
Figure.4.14 Effet de la longueur du renforcement sur le déplacement latéral maximal du parement	83
Figure.4.15 Effet de la longueur du renforcement sur le déplacement du bloc du sol renforcé.....	83
Figure.4.16 Effet de la longueur du renforcement sur les forces axiales du géogrille.....	84
Figure.4.17 Effet de la hauteur du mur sur le déplacement latéral du parement.....	85
Figure.4.18 Effet de la surcharge sur les forces axiales maximales du géogrille.....	85
Figure.4.19 Aperçu des forces maximales dans l’outil FLAC 2D	86
Figure.4.20 Effet de la surcharge sur le déplacement latéral du parement	86
Figure.4.21 Présentation du cas étudié	87
Figure.4.22 Effet de la largeur de surcharge uniforme sur la force de renforcement maximale	88
Figure.4.23 Effet de la largeur de surcharge uniforme sur le déplacement latéral du parement	88
Figure.4.26 présentation du cas étudié	89
Figure.4.27 effet la distance de surcharge uniforme par rapport au parement continu sur les forces maximales de renforcement	90
Figure.4.28 effet la distance de surcharge uniforme par rapport au parement continu sur le déplacement latéral du parement	90
Figure.4.29 modélisation de l’interface avec une couche fine de sol	91
Figure.4.30 Effet d’élément interface sur les forces axiales maximales du géogrille	92
Figure.4.31 Effet d’élément interface sur le déplacement latéral du parement	92
Figure.4.32 Effet de l’interface sur la déformation des géogrilles.....	93
Figure.4.33 Effet de l’angle de frottement de l’interface sur les forces maximales	94
Figure.4.34 Effet de l’angle de frottement de l’interface sur le déplacement latéral du parement	94

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Fonction des géo-synthétiques	21
Tableau 2.1 Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H	30
Tableau 2.2 Valeurs recommandées des facteurs de réduction à utiliser en Eq (2.3) pour déterminer la résistance à la traction admissible des géogrilles	33
Tableau 2.3 Les valeurs utilisées pour la résistance à l'arrachement (basées sur AASHTO) ...	36
Tableau.3.1 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billaux et Cundall.....	56
Tableau.4.1 Propriétés du sol	73
Tableau.4.2 propriété du parement et fondation	74
Tableau.4.3 propriété du géogrille	74

Liste des notations

L_{inf}	Longueur du lit du renforcement inférieure
T	La force de traction
T_{max}	La force maximale de traction
γ	Le poids volumique du sol renforcé
z	La profondeur de la nappe de renforcement
Ka	Le coefficient de poussée
qh	La pression latérale à la profondeur z due à la surcharge
h	La hauteur du mur
Ta	La résistance à la traction requise
Rc	Le rapport de couverture de renforcement
Tu	La résistance à la traction ultime de géo-synthétiques
$RFID$	Le facteur de réduction de la résistance due à l'endommagement causé par les installations des géo-synthétiques
$RFRCR$	Le facteur de réduction de la résistance due au fluage des géo-synthétiques
$RCBD$	Le facteur de réduction de la résistance due à la dégradation biologique des géosynthétiques
$RFCD$	Le facteur de réduction de la résistance due à la dégradation chimique des géosynthétiques
σ_h	La contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur une couche de renforcement à l'intersection de la ligne de traction maximale
S_v	L'espacement vertical entre les lits de renforcement
kr	Le coefficient de pression latérale qui dépend de la profondeur et du type de renforcement
γ_r	Le poids volumique du sol renforcé
Z	La profondeur de la nappe de renforcement
q	La surcharge.
La	La longueur de nappe de renforcement dans les zones active

L_e	La longueur de nappe de renforcement dans les zones résistante.
F^*	Le facteur de résistance à l'arrachement
α	Le facteur de correction
σ_v	La contrainte verticale agissante sur la nappe de renforcement
C	Le facteur de géométrie de la surface
RC	Le rapport de couverture
FSp	Le facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement
Rc	Le rapport de couverture
φ_r	L'angle de frottement du sol renforcé
ρ	La masse volumique
t	Le temps
u	Vecteur vitesse
x	Vecteur position
g	Accélération due aux forces de volume
K	Le module de compressibilité
G	Le module de cisaillement

Introduction générale

La technique de l'utilisation des géosynthétiques dans le domaine de la géotechnique a connu un essor important depuis les années soixante, ils sont utilisés principalement pour améliorer la qualité des sols, et fournir une résistance au cisaillement supplémentaire dans la masse du sol à travers la force de traction dans les couches de renforcement, ce qui augmentera la résistance du sol renforcé, et réduira par la suite les déformations horizontales en augmentant la stabilité globale de la structure. Ce type de renforcement devient plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures métalliques en raison de plusieurs avantages.

Les géosynthétiques peuvent être utilisés comme un matériau de renforcement d'un remblai associés à une structure pour construire un ouvrage en sol stabilisé mécaniquement. La stabilité de ce dernier est assurée par le transfert des charges du remblai vers les éléments de renforcement, et l'interaction entre le matériau du sol de remblai et les éléments de renforcement. Ces ouvrages sont devenus l'un des types de murs les plus couramment utilisés dans des divers domaines tels que les zones de décharges, les terrains de golf, les ouvrages routiers, les pentes raides et les murs de soutènement. Les avantages principaux des structures en sol renforcé par géosynthétiques sont la réduction des coûts et du temps de construction.

Les géosynthétiques les plus utilisés dans le cas d'un mur de soutènement en sol renforcé sont les géogrilles, car elles offrent une meilleure imbrication du renforcement avec le matériau constitutif du remblai renforcé.

Le comportement des structures en sol renforcé est complexe, c'est pour cela nombreux chercheurs utilisent des méthodes théoriques, expérimentales et numériques pour étudier l'effet de certains paramètres sur le comportement de ces structures.

Les codes numériques par éléments finis ou différences finies sont actuellement les plus utilisés. Ils permettent d'analyser la déformation, la stabilité, et l'influence de plusieurs paramètres, et ils permettent aussi de traiter les problèmes d'interaction sol-structure.

Dans ce travail, on s'intéresse à l'étude numérique du comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrids, utilisant la méthode des différences finies à l'aide du code de calcul numérique FLAC ^{2D}. L'objectif de ce travail est de montrer l'influence de quelques paramètres géométriques tels que les propriétés du parement, du renforcement et du sol sur le comportement du mur de soutènement.

Cette recherche vise aussi à mieux comprendre l'effet de l'application d'une surcharge uniforme sur le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé à parement continu, ainsi que les propriétés de l'interface sol-structure. Pour valider le modèle numérique adopté, les résultats obtenus sont comparés à ceux qui sont disponibles dans la littérature.

Cette thèse est présentée sous forme de quatre chapitres.

Le premier chapitre est dédié à l'exposé d'une étude bibliographique qui comporte des définitions et des détails sur les ouvrages de soutènement en général, et les structures en sol renforcé par géosynthétiques en particulier. Dans ce chapitre nous avons aussi bien détaillé les différents types de géosynthétiques et leurs applications.

Le deuxième chapitre présente les méthodes de calculs numériques des ouvrages en sol renforcé, ainsi il résume les principaux travaux de littérature qui traitent l'influence de certains paramètres sur le comportement de ces structures.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'outil de simulation numérique utilisé dans cette thèse qui est FLAC ^{2D}.

La modélisation numérique du modèle et les résultats de cette étude sont présentés dans le quatrième chapitre.

Cette recherche est terminée par une conclusion générale et quelques perspectives.

Chapitre 1 : Etude bibliographique

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétique

1.1	Introduction.....	4
1.2	Les ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	5
1.2.1	Définition et principe.....	5
1.2.2	Les éléments composants d'un ouvrage de soutènement	6
1.2.3	Différents types des ouvrages en remblai renforcé	12
1.2.4	Avantages et les domaines d'utilisation	12
1.3	Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques.....	14
1.3.1	Les géo-synthétiques : Définition.....	14
1.3.2	Les types des géo-synthétiques	14
1.3.3	Les fonctions des géo-synthétiques	18
1.4	Les géo-synthétiques dans les murs de soutènement	22
1.5	considérations de conception pour un mur en sol renforcé	22
1.6	Interaction sol-renforcement	24
1.7	Mode de rupture des murs de soutènement en sol renforcé.....	25
1.8	Conclusion	27

1.1 Introduction

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. Cette méthode n'est pas récente, elle existe depuis 1963 lorsque l'ingénieur des ponts et chaussées Henri Vidal a publié les premiers résultats de ses recherches concernant le renforcement du château de sable sur une plage par des aiguilles de pins, de cette idée est né le principe général des ouvrages en sol renforcé.

Après son invention, la technique des ouvrages en sol renforcé a connu un large développement dans le domaine de génie civil. Ce développement a été marqué par les chronologies suivantes [1] :

- L'invention de la terre armée par Henri Vidal (1963) ;
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé a été construit dans Pragnières (France), le parement est métallique, les armatures sont des plats en acier lisse (1965) ;
- Le premier groupe de structures en sol renforcé a été construit sur la route de Roquebrune-Menton (1968-1969). Dix murs de soutènement sur des pentes instables totalisant un secteur de revêtement de 5500 m² ont été construits ;
- L'invention de parement avec écailles en béton (1971) ;
- L'utilisation des géotextiles dans le renforcement de sol a commencé en 1971 en France après que leur effet bénéfique ait été noté dans la construction des remblais au-dessus des sols à faible portance ;
- La première culée de pont en route (14m haut) a été construite en Thionville (1972) (James, 1987) ;
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé avec l'utilisation des bandes métalliques comme des renforts était construit en 1972 aux Etats-Unis dans le San Gabriel au sud de Californie (Mitchell et Christopher, 1990) ;
- Stabilisation des pentes ferroviaires par des soutènements en sol renforcé faisait par l'administration française de chemin de fer (1973) ;
- Mise au point des armatures HA (haute adhérence) galvanisées (1976) ;
- En 1978, il y avait dans le monde environ 2000 ouvrages en terre armée ont été construits, dont à peu près la moitié en France (Chau, 2010) ;

- Introduction de témoins de durabilité, qui sont des échantillons d'armatures sont placés dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion (1979) ;
- En 2004, suite au recensement effectué sur les routes nationales, on a relevé 528 ouvrages en terre armée en France métropolitaine.

1.2 Les ouvrages de soutènement en sol renforcé

1.2.1 Définition et principe

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé est une technique de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement. Cette structure 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.

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont devenus récemment très utilisables, les principales raisons de leur succès sont les avantages en termes de coûts [2], comme montre (la Fig.1.1), la facilité de construction, l'esthétique et les bonnes performances sismiques.

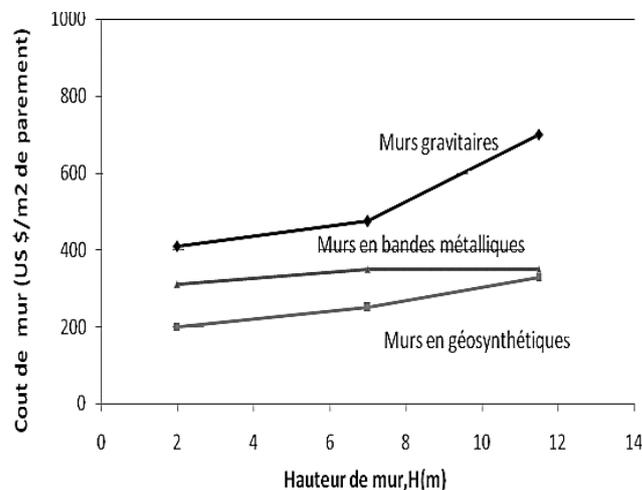


Fig.1.1 Valeurs moyennes de coûts des différentes catégories des murs de soutènement [2]

1.2.2 Les éléments composants d'un ouvrage de soutènement

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont généralement composés de trois éléments illustrés sur la (Fig.1.2) :

- Un parement continu (élément de façade dans la plupart des cas) ;
- Un remblai de sol granulaire ;
- Des couches de renforcement.

Chacun de ces éléments a une influence directe sur sa stabilité et ses performances. Les distinctions entre les différentes techniques se font en fonction de :

- La nature des nappes ou inclusions de renforcement (géotextiles ou produits apparentés types géogrilles, grillages métalliques, nappes métalliques) ;
- La nature du parement.

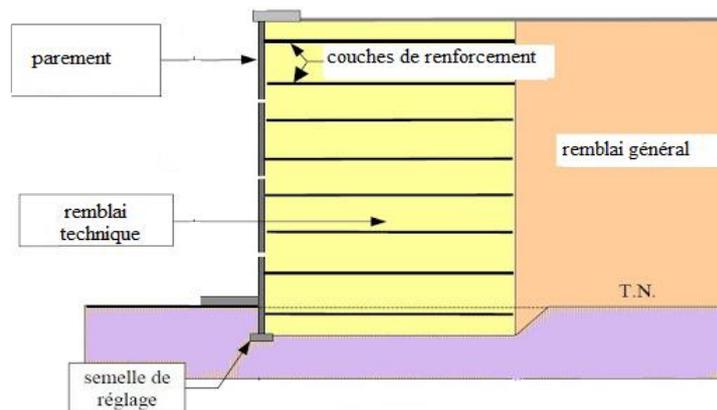


Fig.1.2 Élément d'un mur en sol renforcé [3]

a. Parement (élément façade)

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion [4]. Ils sont généralement en béton, mais ils peuvent être en métal, en bois, en nappes ou de grilles en géo-synthétique ou en béton sec moulé ou d'une combinaison de ces éléments. Ses fonctions sont :

- Protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle ;
- Éviter les ruptures locales affectées le remblai ;
- D'un point de vue purement esthétique, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage.

D'après Tatsuoka [5], les ouvrages de soutènement en sol renforcé se différencient selon la rigidité du parement, et on peut distinguer : le parement rigide, le parement semi-rigide et le parement flexible (Fig.1.3)

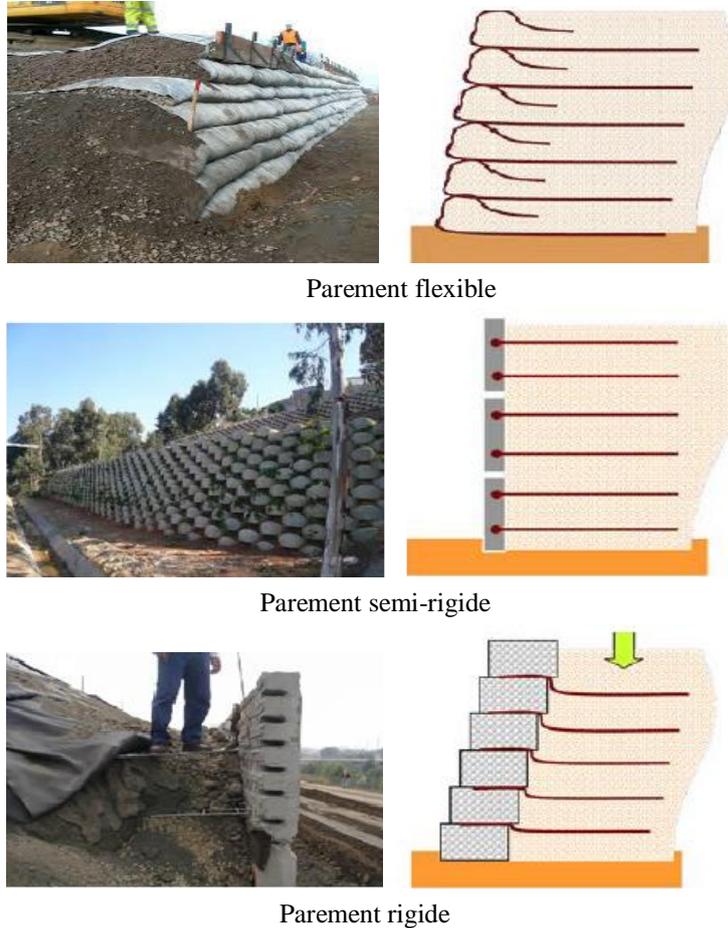


Fig.1.3 Différents types de parement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé [6], [7]

- ***Parement flexible :***

La technologie consistait à empiler les nappes simplement retournées en bord de talus, avec un recouvrement de la nappe supérieure. Généralement constitués en géo-synthétique, de treillis ou grillages en acier, de cages de gabions ou par des terres végétales. [8]

- ***Parement semi-rigide (semi flexible) :***

Ce type de parement est en panneaux ou des blocs modulaires préfabriqués, qui sont articulés entre eux. Ce type est largement utilisé pour certaines raisons, ces éléments peuvent être coulés en plusieurs formes pour répondre aux exigences environnementales et esthétiques,

par exemple la facilité de l'emplacement des blocs et la facilité de connecter les nappes de renforcement aux blocs modulaires. [9]

- ***Parement rigide :***

Ce type de parement est couramment utilisé avec des panneaux préfabriqués en béton. [9]

b. Remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en sol renforcé, ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière. Il peut être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle, soit dans certains cas particuliers des matériaux allégés (argiles ou schistes expansés). Pour une utilisation à caractère expérimental, on a eu aussi recours à des matériaux traités (traitement au ciment ou à la chaux, par exemple).

Le remblai est mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Le choix du matériau de remblai répond à des considérations économiques et techniques, et il faut qu'il soit frottant, c'est pour cela plusieurs recommandations tel que NF P94-270, 2009, FHWA, 2009, AAVHTO 2012) indiquent des critères purement granulométriques pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes. On distingue deux sorts de remblai :

- ***Remblai général :***

Le remblai général est le sol qui constitue l'arrière du mur (Fig.1.2). Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

- ***Remblai technique :***

Il constitue la partie renforcée par les armatures et répond aux critères exigés dans le cahier des charges du point de vue géotechnique (granulométrie, corrosion, poids volumique, angle de frottement interne et autres), mise en œuvre, chimique et électrochimique.

La qualité des matériaux de remblai utilisables pour la réalisation de murs en sol renforcé, doit répondre à des critères bien déterminés. Ces différents critères sont détaillés ci-dessous :

✓ ***Critères géotechniques :***

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 80 μ m sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires).

✓ ***Critères de mise en œuvre :***

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, les indispensables sont : Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de remblai. Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures.

✓ ***Critères chimiques ou électrochimiques :***

- **Renforcement avec des armatures métalliques**

La durée de service d'un ouvrage en sol renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol. La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs. On distingue parmi ceux-ci : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, pH, teneur en sels solubles.

- **Renforcement synthétique**

Pour les armatures synthétiques utilisées en sol renforcé, seul le critère de pH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer de renforcements géo-synthétiques dans des conditions de pH extrêmes (pH < 4 ou pH > 11,5), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage.

c. Renforcement

Le choix des éléments de renforcement est conditionné par l'assurance d'une bonne interaction sol armature, et la durabilité de l'ouvrage et économique.

Les éléments de renforcement les plus utilisés dans les murs en sol renforcé peuvent être divisés en catégories suivantes :

- **Renforcement métalliques :**

Les renforcements métalliques peuvent être sous forme de barres, de bandes, de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressé (Fig.1.4).



Fig.1.4 Armatures métalliques [1]

- **Renforcement géo-synthétique :**

Les géo-synthétiques 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.

Le renforcement des sols par des géo-synthétiques est largement utilisé par rapport aux renforcements métalliques en raison de plusieurs avantages tel que leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-armature.

On a adopté ce type de renforcement dans notre étude

Il existe d'autres éléments secondaires :

- **Semelle de réglage :**

C'est une semelle en béton non armée utilisée pour garantir un niveau de planéité approprié pour placer la première rangée d'écailles.

- **Filtre de géotextile :**

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux. Il est placé à l'arrière de par les joints et permet l'écoulement de l'eau en excès.

- **Connection renforcement- parement :**

- **Pour les armatures métalliques :** il s'agit généralement d'un système de chape métallique encastrée dans le béton des écaïlles lors de leur préfabrication (amorces). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisiées aux écaïlles par un boulon.

- **Pour le renforcement par des géo-synthétiques :** selon le type de parement, le géo-synthétique peut être libre ou accroché au parement, ce qui correspond à un fonctionnement mécanique différent dont il est tenu compte dans les méthodes de calcul. Dans le cas d'un accrochage au parement, il existe une tension de liaison dont il faudra contrôler la pérennité [10]. La Fig.1.5 présente le système de connexion parement-renforcement.



Fig.1.5 Système de connexion parement-renforcement [10], [11]

1.2.3 Différents types des ouvrages en remblai renforcé

La Fig.1.6 montre les différents types des ouvrages en sol renforcé.

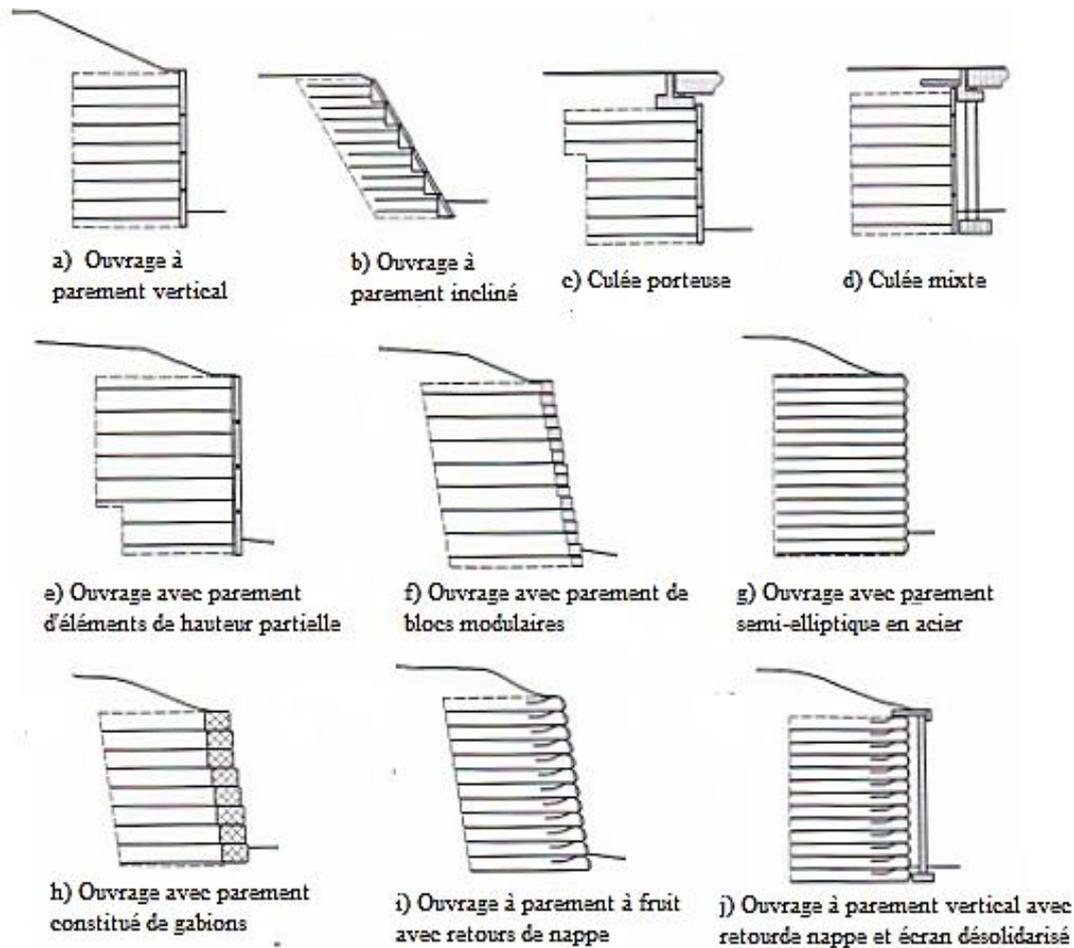


Fig.1.6 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé [4]

1.2.4 Avantages et les domaines d'utilisation

a. Les avantages

- La grande souplesse du massif obtenu ; qui peut supporter des déformations importantes (essentiellement tassement différentiels), ce qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables ;
- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques ;
- L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger ;

- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés ;
- Le coût relativement faible.

Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie Civil.[12]

b. Les domaines d'utilisation

Le GP 063-2006 [13] (Guide sur la conception de structures en sol renforcé avec des matériaux géo-synthétiques et métalliques) présente l'utilisation du sol renforcé par le domaine d'activité :

- les travaux de renforcement du sol sur les ponts (culée de pont, culée combinée avec une fondation sur pieux, pente de culée, remblai renforcé pour les viaducs) ;
- travaux de sols renforcés liés aux infrastructures routières (talus de routes ou autoroutes soutenues par des sols renforcés, ouvrages de soutènement des sols renforcés) ;
- la construction de voies ferrées (remblais soutenant les voies ferrées, structures soutènement en sols renforcées) ;
- les ouvrages hydrauliques (piles, barrages en matériaux locaux, îles artificielles et géocelles de remblai en terre, ouvrages de soutènement des berges ; agrandissements des ouvrages des barrages existants).

En plus de ces types de travaux de construction de sols renforcés présentés dans le guide roumain GP 063-2006, les structures en sols renforcés pourraient également être utilisées pour d'autres types de structures de construction dans divers domaines :

- structures de soutènement temporaires nécessaires aux projets de reconstruction des infrastructures, ce qui donne des coûts relativement bas par rapport à d'autres solutions ;
- barrages en terre renforcée utilisés pour les structures de rétention d'eau et de résidus entourant les réservoirs de pétrole ou de gaz naturel ;
- pentes en sol renforcées pour la construction de décharges ;
- murs acoustiques et protection contre les chutes de pierres ;
- des ouvrages de soutènement pour limiter la pression sur le sol de fondation utilisé dans le génie civil.

1.3 Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques

1.3.1 Les géo-synthétiques : Définition

L'utilisation des géo-synthétiques en génie civil remonte depuis les années soixante, avec une utilisation limitée essentiellement à un rôle de filtre anti-contaminant. Ce n'est qu'au cours des années 1970, que l'usage des géo-synthétiques commence à se développer.

Les géo-synthétiques comprennent une variété de matériaux polymères synthétiques (polyéthylène, polyamide, polyester, polypropylène...), ou naturel, Il se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Ils sont spécialement fabriqués pour être utilisés dans des applications géotechniques, géo-environnementales, hydrauliques et d'ingénierie des transports.

1.3.2 Les types des géo-synthétiques

Les géo-synthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication, les plus utilisés pour le renforcement des sols sont : Les géotextiles, les géogrilles, les géomembranes et les géocomposites.

- ***Les géotextiles :***

Sont des nappes réalisées à l'aide de fibres, filaments, fils ou bandelettes généralement synthétiques car les fibres naturelles se dégradent trop rapidement au contact du sol. On distingue trois types de géotextiles :

- a. Géotextiles tissés***

Ils sont fabriqués à partir de deux fils ou filaments, de plusieurs faisceaux de fibres, de bandelettes ou d'autres composants, par un procédé de tissage conventionnel avec une structure textile régulière. Les fils utilisés pour la fabrication des géotextiles tissés peuvent être des monofilaments, des multifilaments ou des combinaisons des deux. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant, il entraîne une anisotropie en plan.

- b. Géotextiles non tissés***

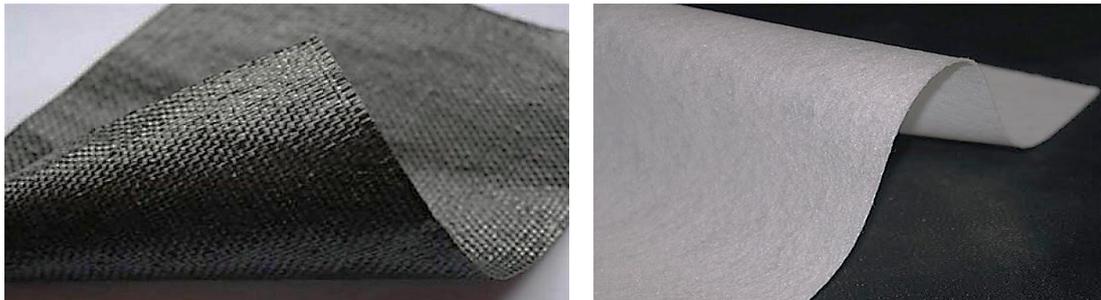
Ils sont fabriqués à partir de fibres ou de fils orientés directionnellement ou de façon aléatoire dans une bande lâche liés entre eux par trois techniques :

Liaison mécanique (aiguilletage), liaison chimique (colle, caoutchouc, latex, dérivé de cellulose, etc.) et liaison thermique (collage avec des agents de fusion partielle).

c. Géotextiles tricotés

Ils sont produits en intercalant un ou plusieurs fils, ensemble ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles.

Les différents types de géotextiles sont présentés dans la Fig.1.7.



géotextiles tissé

géotextiles non tissé



géotextiles tricotés

Fig.1.7 Type de géotextiles [6]

- *Les géomembranes :*

Ce sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur (Fig.1.8)



Fig1.8 Géomembranes [14]

- **Les géocomposites :**

Elles sont des géo-synthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géo-synthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géogrille, Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile (Fig.1.9).

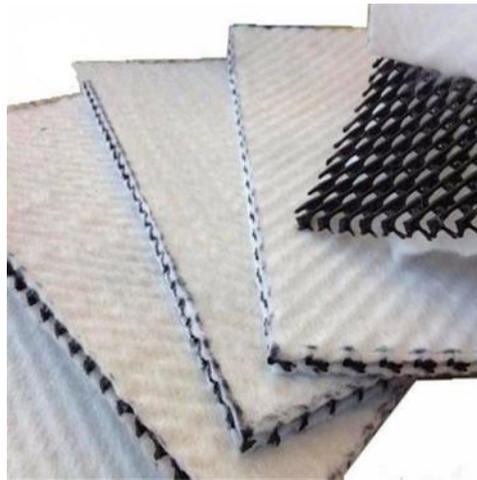


Fig1.9 Géocomposite [6]

- **Les géogrilles :**

C'est une structure polymère plane, constituée par un ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures sont des dimensions supérieures à celle des constituants. Elles sont souvent utilisées dans le renforcement des massifs. Il existe 3 types de géogrilles :

- a. Uni-axiale :**

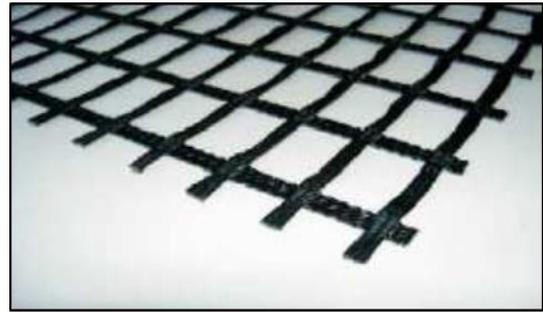
Grâce à leur géométrie unidirectionnelle, elles possèdent une résistance élevée à la traction dans le sens longitudinal et permettent de transférer les charges dans le sens de leur longueur.

- b. Bi-axiales :**

Ce sont des structures possédant des ouvertures carrées. La résistance à la traction étant sensiblement équivalente dans les deux sens. Ce type de géogrille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plate-forme. La Fig.1.10 montre les différents types de géogrille.



géogridle uni-axiale



géogridle bi-axiale



géogridles tridimensionnelles

Fig1.10 Types de géogridles [6]

c. Tri-axiales (tridimensionnelles) :

Ce sont des structures possédant des ouvertures triangulaires, servant de protection contre l'érosion. Cette géo-grille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination.

Le choix de type de géo-synthétique ce fait en fonction de plusieurs critère :

- leur résistance à la traction à long terme ;
- 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.

Dans notre étude, on a utilisé les géogridles pour le renforcement en raison de plusieurs avantages :

- ✓ 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 ;
- ✓ 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 faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues.

1.3.3 Les fonctions des géo-synthétiques

- **Filtration :**

Les géo-synthétiques agissent comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol, tout en retenant en amont les particules de sol. Elles sont appliquées dans : les routes, les voies ferrées, les barrages, les tranchées drainantes, les protections de rivages et de berges...etc.(Fig.1.11).

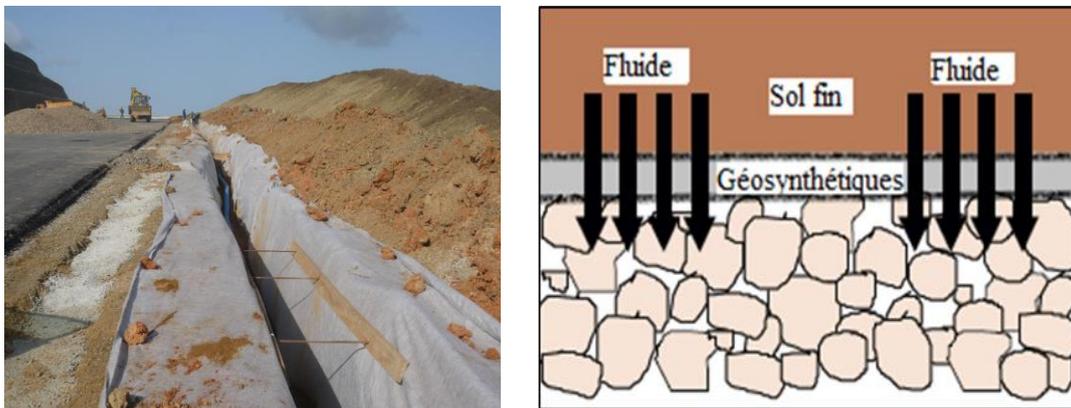


Fig.1.11 Fonction filtration

- **Séparation :**

Les géo-synthétiques sont placés entre deux couches de sol de granulométries différentes, l'un fin et l'autre plus grossier. Elles sont utilisées dans : les routes et autoroutes, les voies ferrées, et les pistes ...etc.(Fig.1.12).

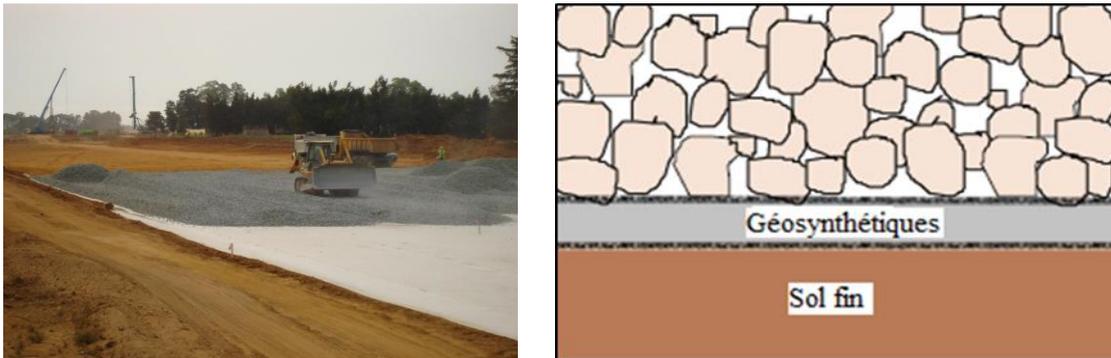


Fig1.12 Fonction séparation

- **Drainage :**

Collecte et facilite l'évacuation des eaux pluviales et souterraines ou d'autres fluides dans le plan d'un géo-synthétique ou d'un produit apparenté aux géotextiles. Elles sont appliquées : le drainage sous dallage, le drainage sous remblai (Fig.1.13), le remblai ou l'installation de stockage de déchets (ISD) ...etc.

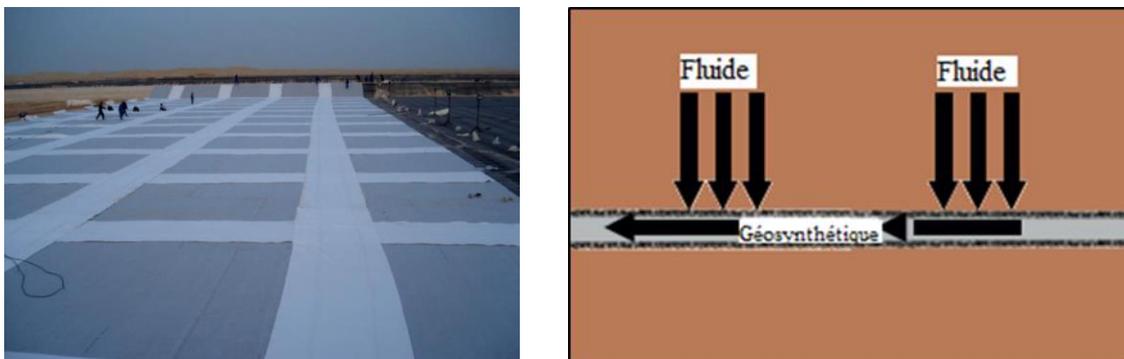


Fig.1.13 Fonction drainage

- **Protection :**

Prévention ou limitation des endommagements localisés dans des ouvrages de géotechnique à l'aide des géo-synthétiques. On place pour cela les géotextiles entre une géomembrane et le sol (ou la couche de protection (Fig.1.14)) pour qu'il absorbe les contraintes localisées et protège la géomembrane d'éventuelles perforations. Leurs applications : la protection des géomembranes dans les diverses applications.

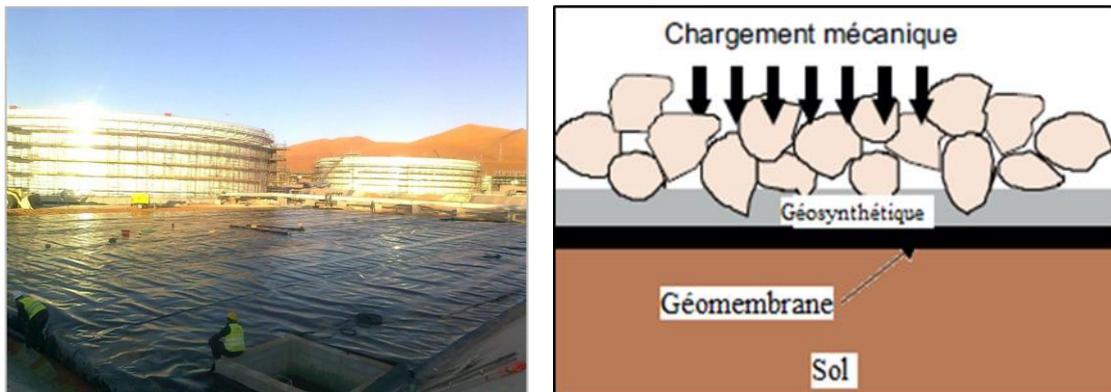


Fig.1.14. Fonction protection

- **Contrôle de l'érosion :**

Les géo-synthétiques agissent pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement (Fig.1.15). Elles sont utilisées dans : La protection des géomembranes dans les divers domaines.

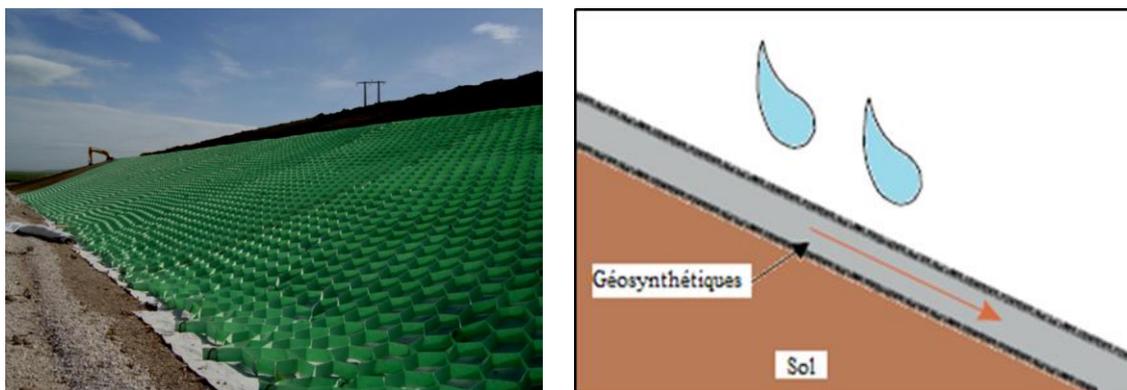


Fig.1.15. Fonction anti-érosion

- **Renforcement :**

Les géo-synthétique agissent 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, (Fig.1.16). 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 semi-verticales (murs en sol renforcé).[13]

Dans certains cas, le géo-synthétique peut remplir une double fonction. Dans cette étude, nous nous concentrons sur le renforcement.



Fig.1.16. Fonction renforcement

Tableau 1.1 Fonction des géo-synthétiques[14]

	Géotextile non tissu	Géotextile tissu	Géotextile	Géocomposite
Protection	●			●
Filtration	●			●
Drainage				●
Séparation	●	●		●
Renforcement		●	●	

1.4 Les géo-synthétiques dans les murs de soutènement

La technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géo-synthétiques est l'une des techniques qui sont évoluée actuellement dans le domaine de la géotechnique, la conception de ce renforcement est assez proche de celle des murs en remblais renforcés par éléments métalliques. Les géogrilles 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. Des nappes horizontales de géogrilles 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

Ces structures sont constituées d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des géogrilles. Les longueurs des géogrilles et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. (La Fig.1.17) présente le principe des murs en sol renforcé par géo-synthétiques.



Fig1.17 Principe des murs en sol renforcé par géo-synthétiques

1.5 Considérations de conception pour un mur en sol renforcé

La conception d'un mur de soutènement en sol renforcé comporte les étapes suivantes :

1. Vérification de la stabilité interne, en tenant compte de l'espacement et de la longueur des éléments de renforcement ;

2. Vérification de la stabilité externe du mur contre le renversement, le glissement et la défaillance des fondations.

Les considérations générales pour la conception sont :

1. La sélection du matériau de remblai : un matériau granulaire, librement drainant, est normalement spécifié. Cependant, avec l'avènement des géogrilles, l'utilisation de sols cohésifs gagne du terrain ;
2. Le remblai doit être compacté avec soin afin d'éviter d'endommager le matériau de renforcement ;
3. La théorie de Rankine pour l'état actif est supposée être valide ;
4. Le mur doit être suffisamment flexible pour permettre le développement de conditions actives ;
5. Les contraintes de tension sont prises en compte pour le renforcement en dehors de la zone de rupture supposée ;
6. La rupture du mur se produira de l'une des trois façons suivantes :
 - a. tension dans les renforcements.
 - b. défaillance de la capacité portante
 - c. glissement de l'ensemble du système sol-murs
7. Les surcharges sont autorisées sur le remblai. Les surcharges peuvent être permanents (comme dans les routes) ou temporaires :
 - a. les surcharges temporaires dans la zone de renforcement augmentent la pression latérale sur l'unité de parement, ce qui augmente à son tour la tension dans les renforcements, mais ne contribuera pas à la stabilité de ces derniers.
 - b. des surcharges permanentes dans la zone de renforcement augmenteront la pression et la tension latérales dans le renforcement et contribueront à une pression verticale supplémentaire pour le frottement du renforcement ;
 - c. des surcharges temporaires ou permanentes en dehors de la zone de renfort contribuent à une pression latérale qui a tendance à renverser le mur.

1.6 Interaction sol-renforcement

Le mécanisme d'interaction sol- renforcement est un mécanisme assez complexe qui dépend de la sollicitation appliquée, de la géométrie de l'ouvrage, des caractéristiques du sol et d'un ensemble de paramètres caractérisant l'ouvrage : densité, nombre et longueur des renforcements, caractéristiques mécaniques des renforts en particulier la rigidité relative des renforcements et du sol. [15]

Le frottement qui se développe entre le remblai et les nappes de renforcement produit des contraintes de cisaillement à la surface des nappes de renforcement et entraîne ainsi une variation continue des efforts de traction dans ces nappes. Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol- géo-synthétique.

Ils existent différents types d'essais en laboratoire permettant de caractériser le frottement aux interfaces sol-renforcement surtout depuis l'utilisation des armatures extensibles (géo-synthétiques), qui présentent des comportements plus complexes que les armatures inextensibles. L'utilisation de ces essais est en fonction du niveau de chargement appliqué sur le géo-synthétique ou du mode de la mobilisation du frottement (Fig.1.18). Les essais expérimentaux en laboratoire pour cette caractérisation sont les suivants [16]:

- Essais de cisaillement direct sur boîte de cisaillement (Fig.1.18 A) ;
- Essai d'arrachement (extraction) (Fig.1.18B) ;
- Essai de cisaillement sur plan incliné (Fig1.18C).

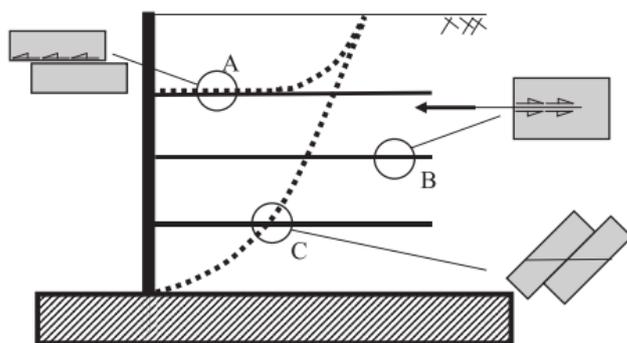


Fig.1.18 Mécanisme d'interaction sol-géosynthétique et les essais utilisés pour simuler le comportement d'interface [17]

La région A (Fig.1.18) : Un glissement de la masse du sol sur la surface de renforcement peut se produire.

La région B : le sol et les couches de renforcement peuvent se déformer latéralement.

La région C : montre une situation où le sol et le renforcement sont cisailés.

1.7 Mode de rupture des murs de soutènement en sol renforcé

1.7.1 Ruptures dues à la stabilité externe

Pour ce mécanisme, il est possible de définir quatre modes de rupture :

- Glissement suivant la base ;
- Renversement ;
- Poinçonnement ;
- Grand glissement.

La Fig.1.19 présente les modes de ruptures dues à la stabilité externe.

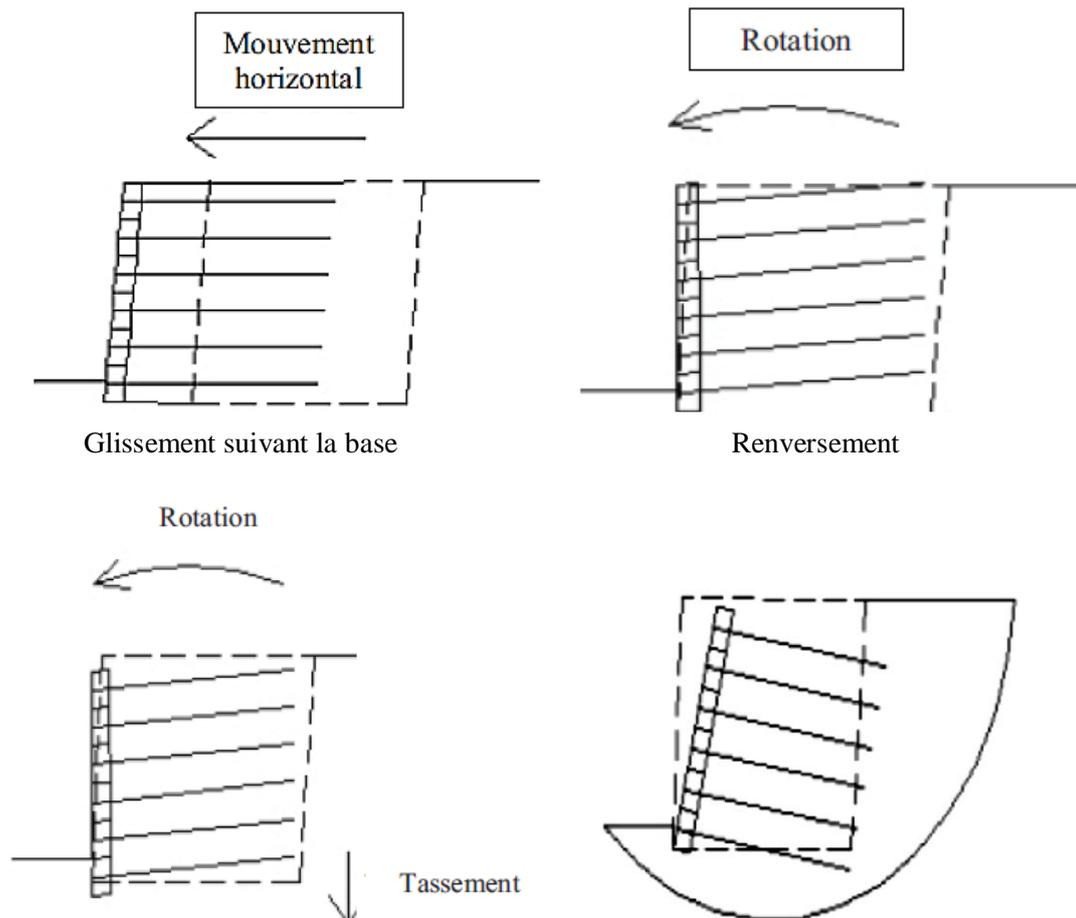


Fig.1.19 Modes de ruptures dues à la stabilité externe [18]

1.7.2 Ruptures dues à la stabilité interne

Les différents modes de ruptures dues à la stabilité interne murs de soutènement en sol renforcé sont :

- Rupture en traction des armatures, qui se produit lorsque la force de traction maximale dans les nappes de renforcement est supérieure à la résistance au cisaillement sol-renforcement ;
- Arrachement des armatures (rupture d'armatures), dès que la force de traction dans les nappes de renforcement dépasse sa valeur ultime, on peut constater une rupture interne selon le plan de Rankine ou Coulomb ;
- Glissement aux interfaces (glissement interne), si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant. La Fig.1.20 montre les modes de ruptures dues à la stabilité interne

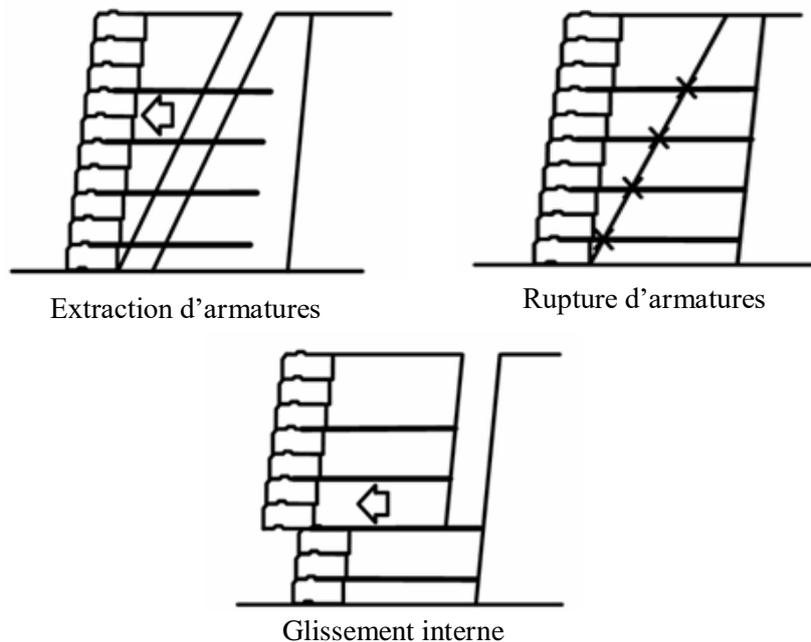


Fig.1.20 Mode de ruptures dues à la stabilité interne [19]

1.7.3 Ruptures dues à la stabilité du parement

On distingue trois cas :

- Rupture du système de connexion ;
- Rupture du parement par cisaillement. (Glissement des blocs) ;
- Renversement des blocs du parement.

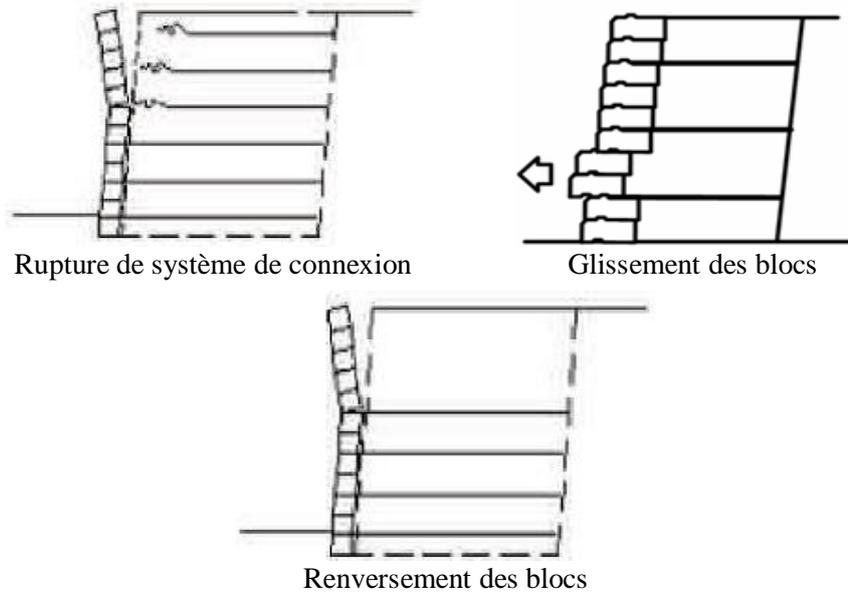


Fig.1.21 Mode de ruptures dues à la stabilité du parement

1.8 Conclusion

La technique d'utiliser les géo-synthétique pour le renforcement des murs de soutènement constitue une réelle alternative innovante et économique par rapport aux solutions classiques de soutènement. Dans ce premier chapitre, nous avons présenté brièvement les structures en sol renforcé et en particulier les ouvrages de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques. Afin de mieux comprendre les géo-synthétiques ainsi que leur techniques d'utilisation les plus courantes, nous avons détaillé leurs fonctions, leurs types, leurs classifications et enfin leur fonctionnement en renforcement.

Chapitre 2 : Les méthodes de calculs numériques et revues des travaux antérieurs

2.1	Introduction.....	29
2.2	Pré-dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé.....	29
2.2.1	Longueur des lits de renforcemen	29
2.2.2	Espacement des lits de renforcement.....	30
2.3	Dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé.....	30
2.3.1	Analyse de la stabilité interne	30
2.3.2	Analyse de la stabilité externe.....	37
2.3.3	Analyse de la stabilité globale.....	38
2.4	Méthode de calculs numériques	38
2.4.1	Méthode des éléments finis	38
2.4.2	Méthode des différences finies.....	42
2.5	Conclusion	49

2.1 Introduction

Depuis l'apparition des structures en sol renforcé par géo-synthétiques, diverses méthodes de calcul sont été adoptées pour l'étude du comportement de ces structures telles que : la méthode analytique, la méthode K-stiffness, des études expérimentales et des analyses numérique. Le choix de la méthode de calcul la mieux adaptée se fait en fonction du type de résultats attendus (calcul des déformations, analyse de stabilité), et des caractéristiques propres au milieu étudié.

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, bidimensionnelles ou tridimensionnelles par différentes techniques permettent d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Dans ce chapitre, nous exposerons les méthodes de calculs numériques les plus adaptées pour l'analyse des structures en sol renforcé, ainsi la méthode de dimensionnement de ces structures selon la norme Américaine AASHTO 2012.

Dans la suite de ce chapitre, on présente une synthèse bibliographique concernant les travaux réalisés sur les murs de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques.

2.2 Pré-dimensionnement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé

2.2.1 Longueur des lits de renforcement

Basées sur des observations in-situ d'ouvrages de soutènement en sol renforcé, la longueur des lits de renforcement d'un ouvrage à parement vertical est généralement voisine de $0,7.H$ (H est la hauteur du mur). La longueur des différents lits est fixée en respectant les conditions de stabilité externe et interne selon les considérations suivantes :

- ✓ Chaque changement d'espacement entre lits de renforcements consécutifs est limité à $0,15H$;
- ✓ La longueur minimale du renforcement sera de $0,4.H$ en pied et ne sera pas inférieure à $0,5.H$ en moyenne pour un mur à parement vertical

2.2.2 Espacement des lits de renforcement

Le tableau suivant précise l'espacement relatif maximal S_v/H des lits en fonction de la longueur du lit inférieure L_{inf} et de la hauteur du mur.

Tableau 2.1 Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H

L_{inf}/H	S_v/H
$L_{inf}/H < 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H < 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H < 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H$	-

2.3 Dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé

La conception des massifs de sols renforcés par géo-synthétiques suit les règlements de dimensionnement basés sur l'analyse d'équilibre limite : (NF-P94-270, 2009, FHWA, 2009, AASHTO 2012) Dans cette thèse, on adopte cette dernière méthode AASHTO, 2012 [20], parce qu'elle considère de nombreux paramètres. Cette analyse est composée de trois parties :

2.3.1 Analyse de la stabilité interne

L'analyse consiste à déterminer la résistance à la traction dans les couches de renforcement qui se développent lors du chargement appliqué sur le remblai. La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par éléments géo-synthétiques est assurée par le frottement entre le sol et les éléments de renforcement, et par la résistance au cisaillement d'interface sol/armature. Le mode de rupture interne peut être catégorisé en deux concepts :

- Rupture en traction est provoquée par une fracture ou arrachement des nappes de renforcement, elle se produit lorsque la force de traction dans l'armature devient supérieure à la résistance à la traction qui se développe dans la nappe de renforcement ;
- Rupture de liaison du renforcement est causée par un glissement entre le sol et le renforcement, dès que la force de traction au niveau des connexions dépasse la

résistance au cisaillement du système mécanique de liaison une rupture du parement se produit, que l'on peut appeler une rupture par glissement.

a. Détermination de la ligne des tractions maximales

Les efforts de traction dans les renforcements résultent du frottement généré tout au long de l'interface sol-renforcement, des recherches expérimentales permettent d'affirmer que les tractions ne sont pas maximales au niveau du parement mais à l'intérieur du massif du sol renforcé. Les points où la force de traction T dans les nappes de renforcement passe par un maximum T_{\max} forment une ligne appelée « La ligne de traction maximales » ou bien « surface de rupture interne », donc cette ligne sépare le sol renforcé en deux zones (Fig.2.1) :

- **zone active** située près du parement, dans cette zone le sol tend à glisser vers l'extérieur du massif (vers le parement), et il est retenu par efforts de frottement mobilisés sur les surfaces des couches de renforcement.
- **Zone résistante ou passive** située en arrière de la ligne des tractions maximales, dans cette zone c'est les géosynthétiques qui tend à glisser vers l'extérieur du massif et qui est retenue par les contraintes de cisaillement que le sol exerce sur elle.

Pour le système des murs extensibles (mur en sol renforcé par géo-synthétiques), la zone de traction maximale (la surface de rupture) doit être déterminée en utilisant la méthode de Rankine [20].

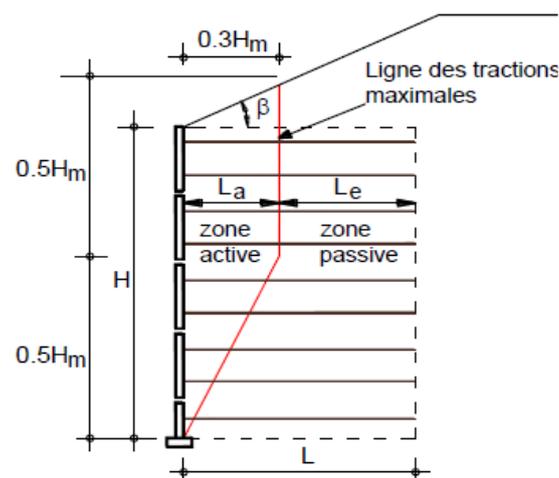


Fig.2.1 Localisation de la ligne des tractions maximales [20]

Les normes britanniques BS 8006 [21] considèrent une seule ligne qui est proche des normes AASHTO [20] voir (Fig.2.2).

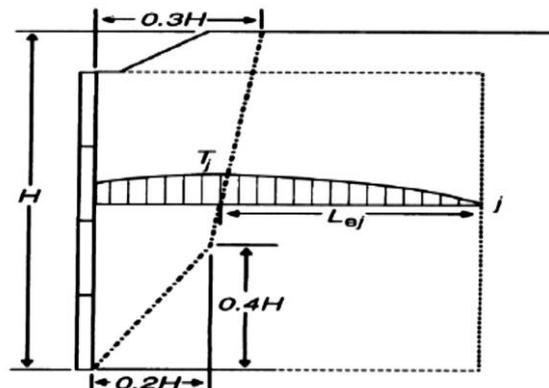


Fig.2.2 Détermination de la ligne des tractions maximales [21]

b. Calcul de la force maximale de traction (T_{max})

Les forces maximales de renforcement sont calculées en utilisant la méthode simplifiée, ou la méthode de la gravité cohérente. On considère que la méthode simplifiée s'applique aux systèmes de murs renforcés en acier ou aux géo-synthétiques, par contre La méthode de gravité cohérente doit être appliquée principalement aux systèmes de renforcement des sols en acier seulement. [20]

Pour la méthode simplifiée, La force de traction T par unité de largeur de couche de géogrille à n'importe quelle profondeur z peut être obtenue à partir de l'équation suivante [22] :

$$T = p_h h = (\gamma z K_a + q_h) h \quad (2.1)$$

Où :

- γ : le poids volumique du sol renforcé ;
- z : la profondeur de la nappe de renforcement ;
- K_a : le coefficient de poussée ;
- q_h : pression latérale à la profondeur z due à la surcharge ;
- h : la hauteur du mur.

Pour éviter le cas de fracture ou arrachement des nappes de renforcement, il faut que la résistance à la traction requise T_a doit être supérieure à la force maximale de traction qui se développe dans les nappes de renforcement T_{max} . Cela est vérifié par l'équation (2.2) [22] :

$$T_{max} \leq T_a R_c \quad (2.2)$$

Où T_a est donné par l'équation (2.3) : [22]

$$T_a = T_u \left(\frac{1}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_{BD} \times RF_{CD}} \right) \quad (2.3)$$

- R_c : rapport de couverture de renforcement ;
- T_u : la résistance à la traction ultime de géo-synthétiques ;
- RF_{ID} : facteur de réduction de la résistance due à l'endommagement causé par les installations des géo-synthétiques ;
- RF_{CR} : facteur de réduction de la résistance due au fluage des géo-synthétiques ;
- RF_{BD} : facteur de réduction de la résistance due à la dégradation biologique des géo-synthétiques ;
- RF_{CD} : facteur de réduction de la résistance due à la dégradation chimique des géo-synthétiques ;

Les valeurs types des facteurs de réduction sont indiquées dans le Tableau (2.1) [23]

Tableau 2.2 Valeurs recommandées des facteurs de réduction à utiliser en Eq (2.3) pour déterminer la résistance à la traction admissible des géogrilles [22]

Domaine d'application	RF_{ID}	RF_{CR}	RF_{BD}	RF_{CD}
Routes non goudronnées	1.1 - 1.6	1.5 – 2.5	1.0 – 1.5	1.0 – 1.1
Routes goudronnées	1.2 - 1.5	1.5 – 2.5	1.1 – 1.6	1.0 – 1.1
Remblais	1.1 - 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.4	1.0 – 1.2
Pentes	1.1 - 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.4	1.0 – 1.2
Murs	1.1 - 1.4	2.0 – 3.0	1.1 – 1.4	1.0 – 1.2
Capacité portante	1.2 - 1.5	2.0 – 3.0	1.1 – 1.6	1.0 – 1.2

Le calcul de traction maximale T_{max} le long du mur dans chaque couche de renforcement est calculé en employant l'équation ci-dessous [22] :

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v \quad (2.4)$$

- σ_h : la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur une couche de renforcement à l'intersection de la ligne de traction maximale ;
- S_v : l'espacement vertical entre les lits de renforcement.

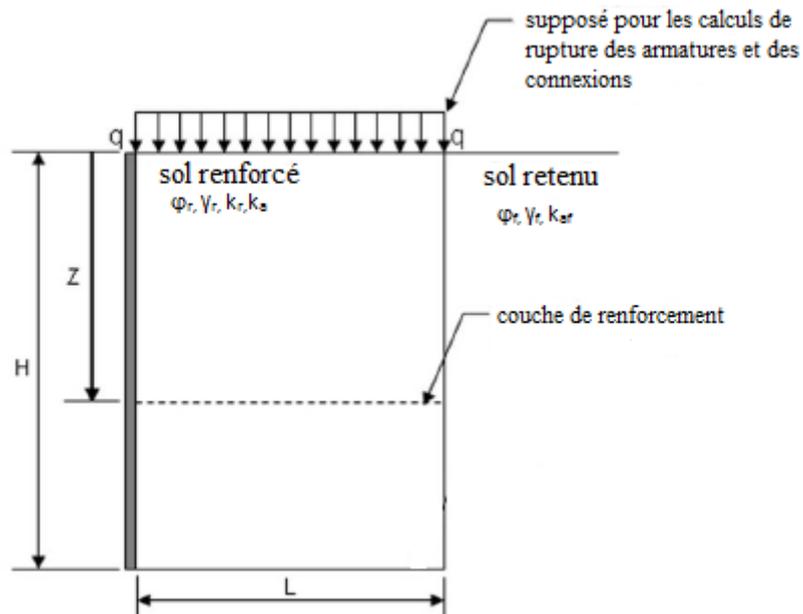


Fig.2.3 Calcul de la contrainte verticale pour l'analyse de la stabilité interne [20]

$$\sigma_h = k_r(\gamma_r Z + q) \quad (2.5)$$

- k_r : le coefficient de pression latérale qui dépend de la profondeur et du type de renforcement ;
- γ_r : le poids volumique du sol renforcé ;
- Z : la profondeur de la nappe de renforcement ;
- q : la surcharge.

k_r est déterminé en fonction de la profondeur Z du lit de renforcement considéré. Dans le cas de renforcement par géo-synthétiques, le coefficient de pression latérale k_r est égal au coefficient de poussée k_a [20], comme le montre la (Fig.2.4). Si l'ouvrage est à parement vertical, le coefficient de poussée est calculé en utilisant la théorie de Rankine [20] (l'équation (2.6)).

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.6)$$

c. La longueur du renforcement

La résistance à l'arrachement du lit de renforcement doit être vérifiée à chaque niveau, elle est assurée par la longueur d'ancrage des nappes de renforcement dans la zone résistante.

La longueur minimale prescrite des éléments de renforcement peut être calculée suivant l'équation (2.7) [20] :

$$L = L_a + L_e \quad (2.7)$$

- L_a : longueur de nappe de renforcement dans les zones active ;
- L_e : longueur de nappe de renforcement dans les zones résistante.

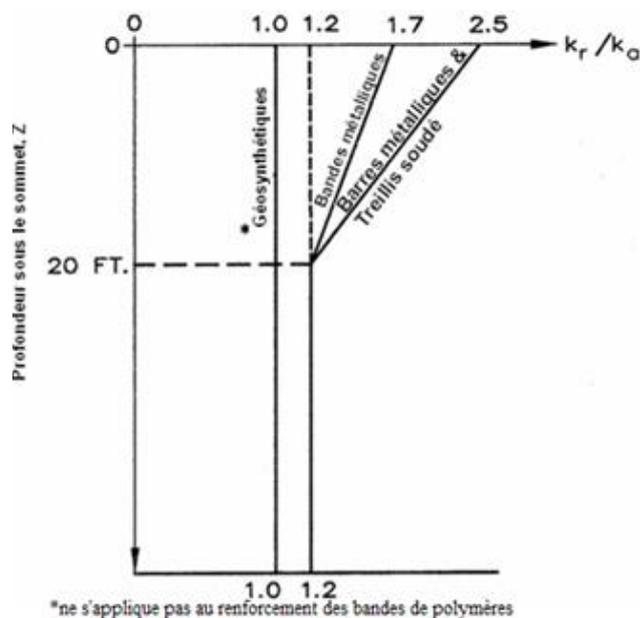


Fig2.4 Variation du coefficient de pression latérale en fonction de la profondeur [20]

Pour les ouvrages à parement vertical, L_a est calculée en fonction de la géométrie de la ligne de rupture suivant le plan de Rankine (équation (2.9)) [24]. L_e doit être déterminée en utilisant l'équation suivante [25] :

$$L_e = \frac{T_{max}}{F^* \alpha \sigma_v C R_c} F S_p \quad (2.8)$$

$$L_a = (H - Z) \tan(45 - \frac{\phi_r}{2}) \quad (2.9)$$

- F^* : facteur de résistance à l'arrachement ;
- α : facteur de correction ;
- σ_v : contrainte verticale agissant sur la nappe de renforcement ;
- C : facteur de géométrie de la surface ;
- R_c : rapport de couverture ;
- $F S_p$: facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement.
- R_c : rapport de couverture d'où :

$$R_c = \frac{b}{s_h} \quad (2.10)$$

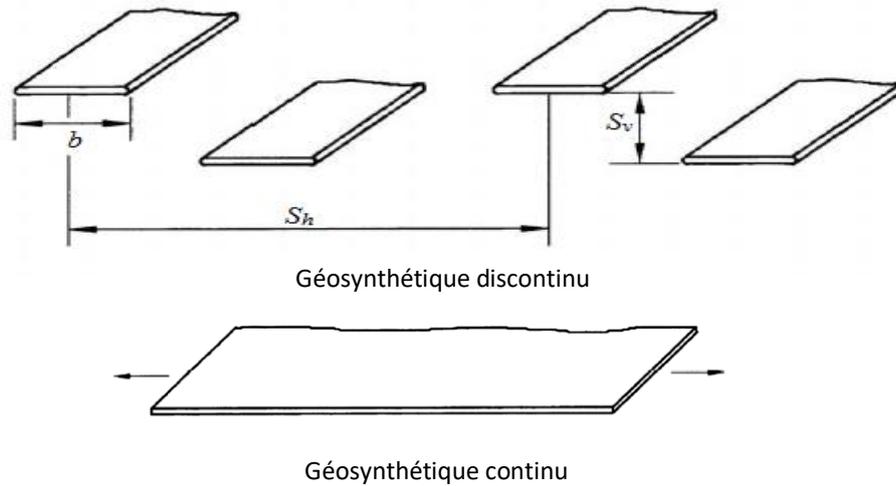


Fig.2.5 Rapport de couverture R_c [20]

Pour des géo-synthétiques continus, le rapport de couverture est égal à $R_c = b = S_h = 1$.

Les valeurs des variables (F^* , α , C , R_c) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3 Les valeurs utilisées pour la résistance à l'arrachement (basées sur AASHTO)[25]

Type de renforcement	F^*	α	C	R_c
Géogrille	$0,8 \tan \varphi_r$	0,8	2	1
Géotextile	$0,67 \tan \varphi_r$	0,6	2	1
Bande métallique	Voir la note ^(a)	1	2	0,083
Tapie de barre métallique	Voir la note ^(b)	1	2	0,5

φ_r : angle de frottement du sol renforcé.

^(a) Dépend φ_r , le coefficient d'uniformité C_u ($C_u=4$ si non connu) et la profondeur du haut du mur Z .

Pour $C_u = 4$, F^* peut être calculé comme :

$$F^* = \begin{cases} 1,8 - \left[\frac{1,8 - \tan \varphi_r}{6} \right] Z & \text{pour } z < 6m \\ \tan \varphi_r & \text{pour } z > 6m \end{cases} \quad (2.11)$$

^(b) Dépend du diamètre du fil de renforcement (t), de l'espacement entre eux (S_t) et de la profondeur à partir du haut de la paroi (Z). Pour une valeur moyenne de $t/S_t = 0,05$ à partir des valeurs typiques de t et S_t données par Berg et al. [26]. F^* peut être calculée comme :

$$F^* = \begin{cases} 1 - 0,083Z & \text{pour } Z < 6m \\ 0,5 & \text{pour } Z > 6m \end{cases} \quad (2.12)$$

Le facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement FS_p est égal à 1,5 (recommandé par les spécifications de l'AASHTO), et L_e ne doit pas être inférieur à 0,9 m.

2.3.2 Analyse de la stabilité externe

Pour l'analyse de la stabilité externe, le massif en sol renforcé est considéré comme un corps rigide. Les mécanismes de rupture utilisés pour les murs de soutènement classiques sont similaires à ceux des ouvrages de soutènement en sol renforcé [27]. La Fig.2.6 présente les forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe. Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

- La poussée des terres P sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élanement du mur H/L ;
- Le poids du massif W .

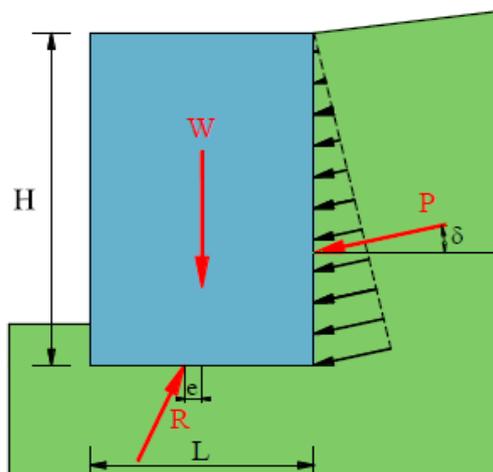


Fig.2.6 Forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe [3]

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai.

2.3.3 Analyse de la stabilité globale

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

2.4 Méthode de calculs numériques

L'utilisation d'outil de modélisation numérique est souvent utilisée pour résoudre des problèmes complexes, elle permet de comprendre les mécanismes de rupture et l'influence de plusieurs paramètres, d'analyser la stabilité et la déformation et en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

La première modélisation numérique des ouvrages en sol renforcé a été effectuée en 1970 par des modèles simplifiés et sur des murs renforcés par des renforcements métalliques inextensibles. Cette modélisation a été consacrée à la reproduction des résultats expérimentaux.

Les méthodes numériques qui sont souvent utilisées pour la modélisation des ouvrages de soutènement peuvent généralement être divisées en approches continues (méthode des éléments finis (MEF) et méthode des différences finies (MDF).

2.4.1 Méthode des éléments finis

L'histoire de la méthode des éléments finis a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20^{ème} siècle, les résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelle. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la méthode des éléments finis comme technique de calcul des structures complexes [28].

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique approchée qui consiste à transformer par l'application d'un principe variationnel, les équations différentielles du problème physique en un système linéaire d'équations algébriques. Le milieu réel est

remplacé par un milieu équivalent. La méthode des éléments finis suppose que les principes suivants sont connus :

- ✓ La géométrie du matériau à modéliser (structure et sol) ;
- ✓ Les conditions aux limites du problème ;
- ✓ Détermination des contraintes initiales (mécanique et hydraulique) ;
- ✓ Les chargements à appliquer ;
- ✓ La loi de comportement pour chaque matériau ;
- ✓ Les conditions aux interfaces.

Plusieurs études numériques basées sur la méthode des éléments finis ont été effectuées dans la littérature. Les premières études numériques par la méthode des éléments finis et ont été focalisées sur la reproduction des résultats expérimentaux.

Arab et *al.* [29], ont comparé les mesures de l'expérimentation en vraie grandeur de deux ouvrages de soutènement en sol renforcé avec deux types de renforcement, avec les résultats obtenus en utilisant le code de calcul aux éléments finis GOLIATH. Ils ont trouvé des résultats en accord avec ceux obtenus par l'expérimentation, aussi le modèle numérique peut prédire la charge qui produit la rupture de l'ouvrage.

Ho et Rowe [30], ont effectué des simulations numériques à l'aide du programme d'éléments finis AFENA afin de définir l'effet de plusieurs paramètres géométriques, tels que le nombre de couches de renforcement, la longueur de renforcement, la hauteur des murs et autres paramètres. Le maillage d'éléments finis est constitué d'un 4237 nœuds et 2483 éléments.

Le sol a été modélisé à l'aide d'un modèle élastique parfaitement plastique avec un critère de Moh-Coulomb avec un angle de frottement interne égal à 35° , un angle de dilatance égal à 5° et un poids volumique égal à 20 kN/m^3 . Ils ont noté que trois régions différentes pouvaient être définies dans le remblai. Une région est contenue entre le plan de rupture de Rankine et le parement (zone active). Une deuxième région est une zone de transition entre le plan de rupture de Rankine et une ligne de force zéro. La zone située sous la ligne de force zéro a été définie comme la troisième zone (Fig.2.7).

Les résultats numériques de Ho et Rowe [30] ont montré que les pressions latérales de la terre derrière le mur étaient inférieures aux valeurs prévues de la théorie de Rankine et oscillaient autour de la ligne de pression prédite par la théorie de Coulomb. Cette observation était en accord avec les données rapportées par Andrawes et al. [31]. Ils ont constaté que la position

de force de traction maximale dans le renforcement le long de la hauteur du mur était plus proche du plan de rupture de Rankine.

Ho et Rowe [30] ont défini aussi l'effet de plusieurs paramètres géométriques, tels que le nombre de couches de renforcement, la longueur de renforcement, la hauteur des murs et autres paramètres.

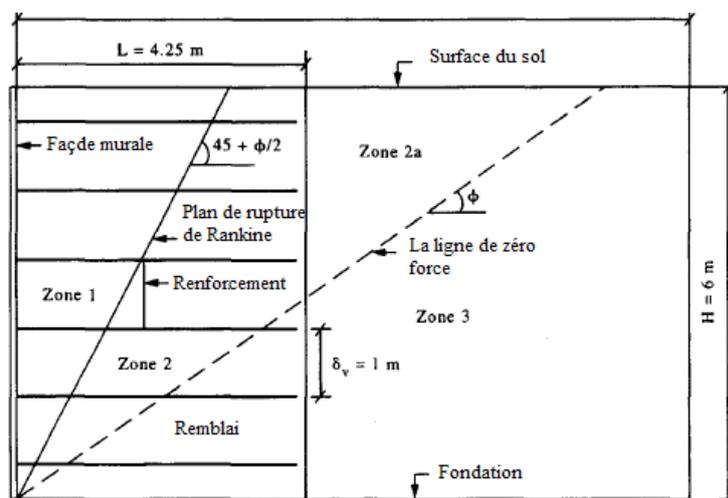


Fig.2.7 Modèle présenté par **Ho et Rowe [30]**

Les résultats de l'analyse ont montré que le rapport longueur de renfort / hauteur du mur est le paramètre géométrique le plus important, pour un rapport égal ou supérieur à 0.7. Il ya généralement peu de variation dans les contraintes normalisées 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 négligé puisque cela augmente considérablement la force de l'armature.

Ochiai et Fukuda [32], Nakane et al. [33], ont rapporté des études par éléments finis d'un projet expérimental d'un mur de soutènement en béton armé de 6 m de hauteur en sol renforcé par géotextiles. Ils ont conclu que leur modèle d'éléments finis reproduisait de manière satisfaisante des mesures expérimentales du déplacement latéral du mur, des contraintes de renforcement et de la pression latérale du sol derrière le mur. Les deux groupes ont utilisé pour modéliser le sol le modèle élasto- plastique avec le critère Mohr-Coulomb, et des éléments barres élastiques linéaire pour les couches de renforcement.

Rowe et Skinner [34], ont réalisé une étude numérique du comportement d'un mur de 8m de hauteur en sol renforcé par géo-synthétiques construit sur une fondation multicouches. Le mur a été construit en béton avec 16 blocs segmentaires de face, le matériau de remblai est

un sable renforcé avec 11 couches de géogrid. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été adopté pour le sol et les éléments d'interface entre les différents matériaux. Pour effectuer cette analyse numérique, ils ont utilisé une version du programme d'éléments finis AFENA, les résultats seront comparés à des observations rapportées à partir d'essai du mur à grande échelle (PWRI,[35]). Rowe et Skinner ont conclu que l'angle de frottement de l'interface entre le remblai et le parement a été déduit à quelque part pour un angle de frottement varie entre 30-45°.

Perkins et Edens [35], ont utilisé de logiciel ABAQUS en éléments finis pour modéliser le comportement des géo-synthétiques dans un essai d'extraction. Le sol a été modélisé avec deux types de modèle ; un modèle simple : élastique linéaire, et un modèle plus complexe prenant en compte une surface d'écroutissage. Il a été montré que l'utilisation du modèle complexe ou du modèle simple donne pratiquement la même réponse, en indiquant que le comportement d'extraction peut être bien modélisé avec des modèles relativement simples pour le sol.

Yang *et al.* [36], ont utilisé le code PLAXIS en éléments finis, afin d'examiner le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement flexible. Ils ont modélisé les essais en vraie grandeur réalisés par Bathurst *et al.* [37]. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques a montré que cette dernière sous-estime les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, dans le cas d'un chargement appliqué sur le remblai renforcé.

Bilgin et Kim [38], ont effectué une étude numérique par élément finis pour déterminer l'effet de la longueur des armatures sur les déformations des murs pour des conditions de sol variables. L'effet des propriétés du sol renforcé, du sol de remblai retenu et du sol de fondation a été examiné. Ils ont pris en considération cinq paramètres : le poids volumique et l'angle de frottement interne du sol renforcé et du sol retenu, ainsi que l'angle de frottement interne du sol de fondation ont été pris en compte pour des longueurs de renforcement allant de 0.7H à 0.4H. Le comportement du mur a été analysé en étudiant les déformations du mur, les tassements du mur et la force axiale dans le renforcement. Les résultats montrent que :

- La longueur des renforts a l'effet le plus important sur les déplacements du mur, comparé aux tassements du mur et à la force de renforcement ;
- Les forces de traction de renforcement peuvent augmenter jusqu'à 20% lorsque la longueur de renforcement est réduite de 0,7H à 0.4H ;

- L'angle de frottement interne du sol renforcé a un effet significatif sur les déformations des murs. Une augmentation de l'angle de frottement de 30° à 42° peut réduire les déformations maximales de la paroi jusqu'à 50 %.

2.4.2 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre les systèmes des équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites données [39].

En pratique, la méthode des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis. La méthode (explicite) des différences finies est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (contraintes ou déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace [40]. Par ailleurs, dans la méthode des éléments finis, les contraintes et les déplacements varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres.

Plusieurs études de modélisation en différences finies ont été rapportées dans la littérature à l'aide de plusieurs logiciels tels que FLAC en deux ou trois dimensions (FLAC^{2D}, FLAC^{3D}), pour montrer l'effet de différents paramètres sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques.

a. Etudes comparatives entre la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis

Bathurst et Hatami [41], ont utilisé le programme bidimensionnel, explicite de différences finies Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC 1995) pour réaliser les expériences numériques présentés. La première partie de l'analyse a été effectuée après avoir confirmé que le programme FLAC donne des prédictions similaires à celles rapportées dans la littérature en utilisant la méthode des éléments finis (FEM) appliquée sur le même modèle de Rowe et Ho [30]. Une deuxième série d'analyses paramétriques a été effectuée pour étudier l'influence de la rigidité et la longueur des renforcements d'un mur de soutènement en sol renforcé par 6 couches de géogridde de 6 m de hauteur, construite avec un parement continu très rigide renforcé. (La Fig.2.8) montre le modèle numérique de cette étude. Les

valeurs du déplacement latéral du parement et les forces axiales maximales dans les couches de renforcement sont présentées dans (la Fig.2.9). Ces résultats sont comparés à ceux de Rowe and Ho [30].

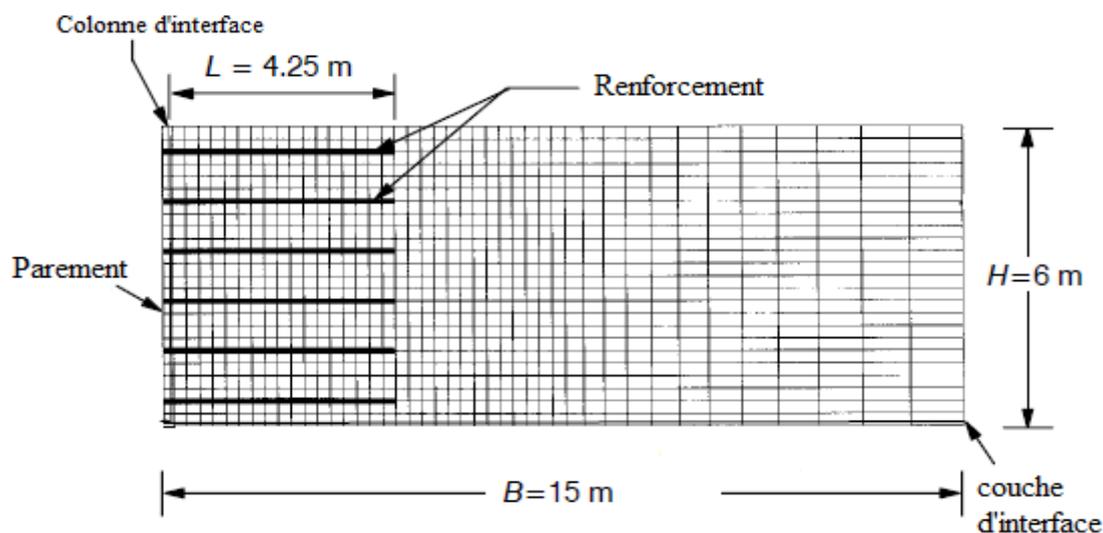


Fig.2.8 Modèle numérique présenté par Bathurst [41]

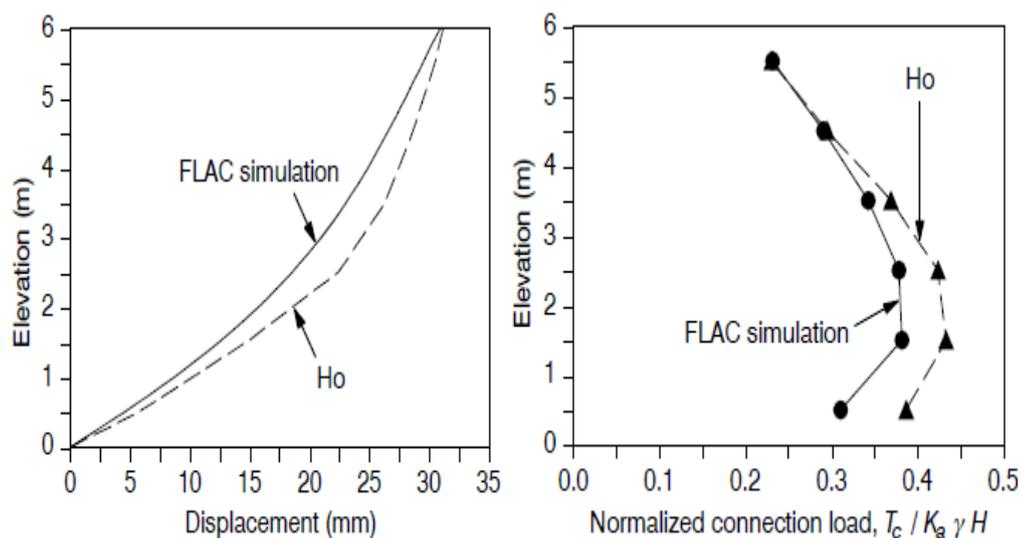


Fig.2.9 Comparaison des résultats de FLAC avec les résultats du modèle aux éléments finis rapportés par Rowe et Ho [41]

D'après les figures, on remarque que les résultats du déplacement latéral du parement, et les forces axiales du renforcement sont en accord avec les résultats de Rowe et Ho [30].

Yu et al [42], ont étudié l'influence du choix des modèles d'interface sur le renforcement des interactions sol-structure à l'aide des codes de calcul FLAC et PLAXIS.

Les deux programmes utilisent des modèles et des propriétés différents pour simuler le comportement mécanique de l'interface entre des matériaux dissemblables. Les résultats numériques démontrent quantitativement les conditions qui donnent un bon accord entre les deux programmes pour le même problème de structure de sol renforcé

b. Etude de l'effet des propriétés du renforcement

La longueur, la rigidité des nappes, et le type de renforcement sont des éléments essentiels pour la stabilité interne et externe de l'ouvrage en sol renforcé. Plusieurs études dans la littérature montrent l'effet de ces trois éléments.

Hatami et al. [43], ont étudié l'influence de l'utilisation simultanée de couches de renforcement ayant des valeurs de rigidité différentes dans des murs en sol renforcé. La simulation numérique des modèles de murs a été réalisée à l'aide du programme basé sur la méthode des différences finies (FLAC). Les simulations ont été réalisées à l'aide d'un modèle linéaire élastique avec le critère M-C pour le sol et les éléments câble élastique linéaire qui existe dans le FLAC. Les déplacements latéraux du mur et les pressions horizontales des terres derrière le parement dans tous les modèles de murs renforcés non uniformes ont montré une nette dépendance des valeurs de rigidité relative des différentes couches de renforcement.

Ahang et Asakereh [44], ont étudié aussi l'effet de la rigidité et la longueur du renforcement sur le déplacement latéral du parement et les forces axiales du renforcement. Les figures (Fig.2.10 et Fig.2.11) montrent les résultats obtenus par cette étude, où J est la rigidité, δ_h est le déplacement latéral. Les résultats montrent que la rigidité de renforcement a une grande influence sur la performance des structures de murs en sol renforcé. Le meilleur rapport de L / H pour la conception des murs en sol renforcés varie entre 0.5 et 0.8 car pour L / H égal à 0.8, le déplacement horizontal du mur est presque constant. En raison de l'importance du projet et du coût, il est suggéré d'utiliser une valeur de L / H égale à 0.7, et c'est le rapport utilisé dans cette étude.

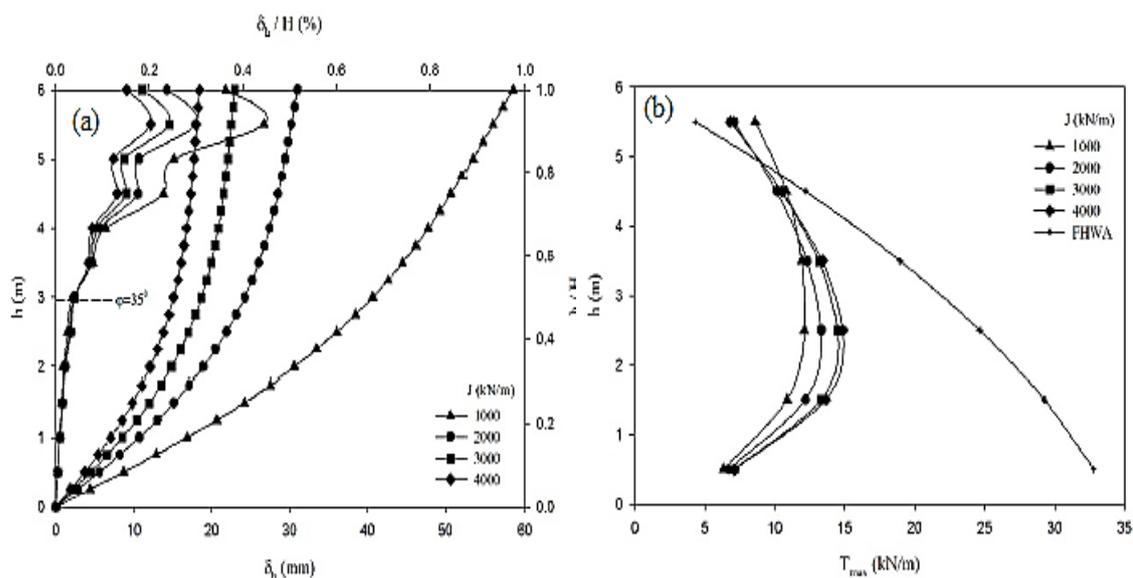


Fig.2.10 Influence de la rigidité de renforcement sur (a) : le déplacement latéral du parement, (b) les forces axiales du renforcement [44]

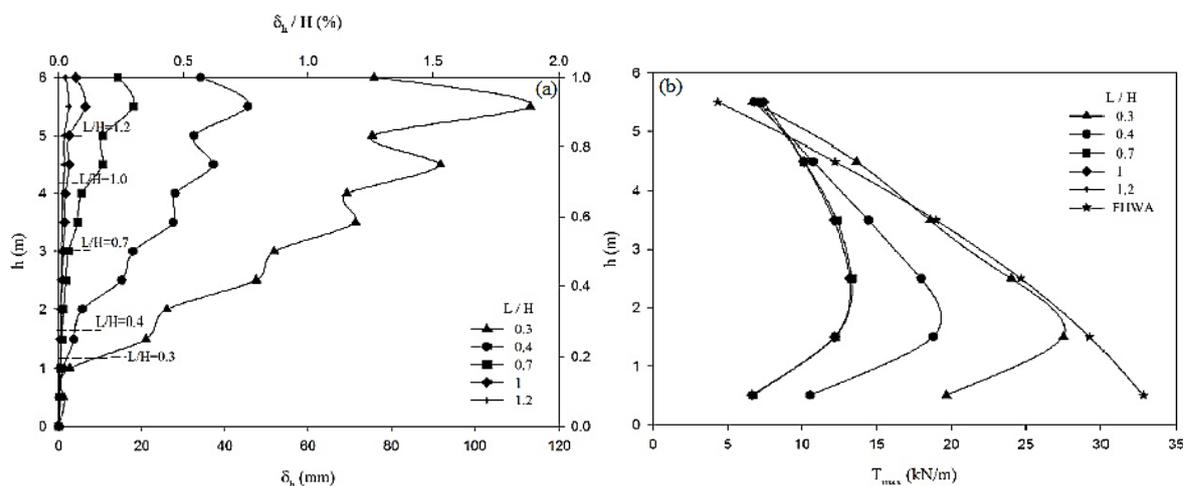


Fig.2.11 influence de la longueur du renforcement sur : (a) le déplacement latéral du parement, (b) les forces axiales du renforcement [39]

Abdelouahab et al. [45], ont étudié le comportement de murs en terre stabilisés mécaniquement, renforcés par différents types de bandes (métalliques et géo-synthétiques) par une analyse numérique. La modélisation des différents types d'armatures montre que l'utilisation de bandes synthétiques deux fois plus larges que les bandes métalliques conduit à une plus grande stabilité de la paroi et augmente la capacité d'adhérence. Cette stabilité est encore plus élevée avec les nouveaux rubans synthétiques à haute adhérence.

c. Etude de l'effet de propriété du sol

Helwany et al. [46], ont conclu que le type de remblai est le paramètre le plus important influençant la performance des systèmes de murs de sol renforcé. Ling et Leshchinsky [47] ont confirmé que les déplacements latéraux et les déformations de renforcement sont plus importants dans les murs construits avec des remblais granulaires plus faibles (c'est-à-dire avec une valeur d'angle de friction plus faible).

Hatami et Bathurst [48], ont présenté une analyse paramétrique d'un mur de soutènement en sol renforcé avec des différentes propriétés du matériau de remblai. Quatre types de remblais différents représentant : Un remblai granulaire sélectionné, un remblai à faible angle de frottement et des types de remblai avec une teneur en fines significative ont été utilisés dans les simulations numériques. Les résultats numériques démontrent que dans le cas d'un remblai granulaire, une composante de résistance cohésive aussi faible que 10 kPa peut réduire considérablement les déplacements latéraux des murs à condition que le déplacement relatif entre les renforcements et le remblai soit négligeable.

Huang et Bathurst [49], ont utilisé le code de calcul aux différences finies FLAC^{2D} pour étudier l'influence du modèle de comportement de sol sur le comportement de deux types de murs en sol renforcé : un mur a été renforcé avec une géogridde polymère relativement extensible et l'autre avec un treillis soudé métallique relativement rigide. Le modèle est présenté dans (la Fig 2.12)

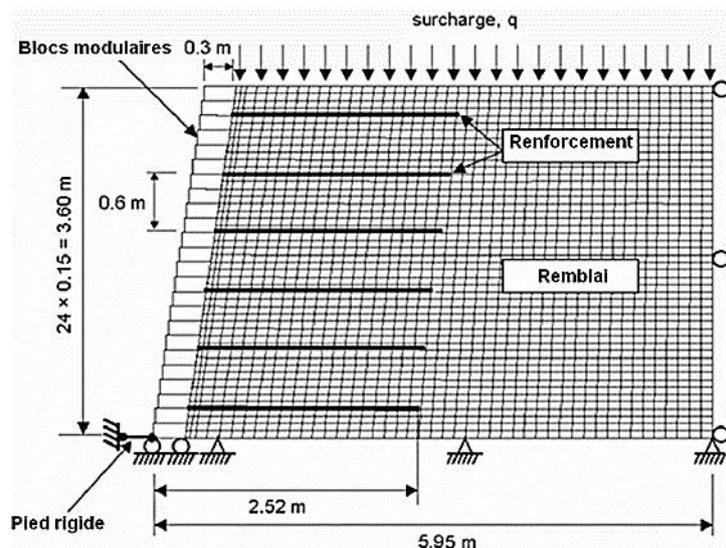


Fig.2.12 Modèle Flac présenté par Huang et Bathurst 2009[49]

Le sol a été modélisé par trois différents modèles du comportement : le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb (MC), le modèle hyperbolique modifié de Duncan-Chang (D&C) et le modèle de Lade. Ces auteurs concluent que les résultats de cette recherche permettent la confiance que les modèles constitutifs simples du sol dans le code FLAC sont suffisants 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 compactage du sol sont modélisés correctement. Pour cela, le modèle de comportement élasto-plastique MC est adopté pour modéliser le sol dans cette thèse.

d. Etude de l'effet des propriétés du parement

Vieira et al. [50] ont réalisé une étude numérique pour analyser l'influence de la rigidité de parement et de la hauteur des murs sur les déformations horizontales et les forces de traction de renforcement.

Afin d'étudier l'influence de la hauteur des murs, des murs de soutènement en sol renforcé d'une hauteur de 4.8 m, 6.0 m, 9.6 m et 12 m ont été analysés numériquement. Les résultats montrent que le déplacement horizontal maximal augmente avec l'augmentation de la rigidité du parement.

e. Etude de l'effet des propriétés de l'interface

L'analyse numérique de l'influence de l'angle de frottement de l'interface sol/ parement est examinée par Rahmouni et al. [39]. Le parement est de 3,6 m d'hauteur, et le sol renforcé par 6 couches de géogrille. (La Fig.2.13) présente le modèle et (La fig.2.14) montre les résultats obtenus.

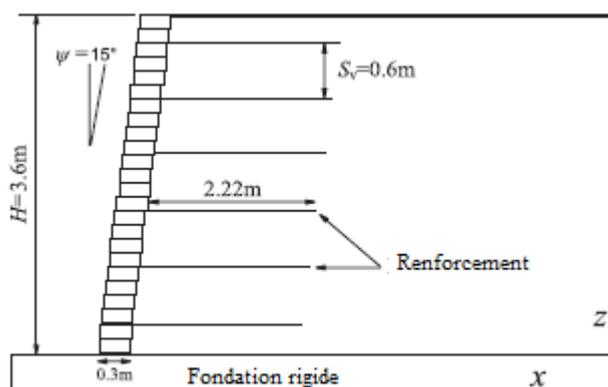


Fig 2.13 la géométrie du modèle adopté par Rahmouni et al [39]

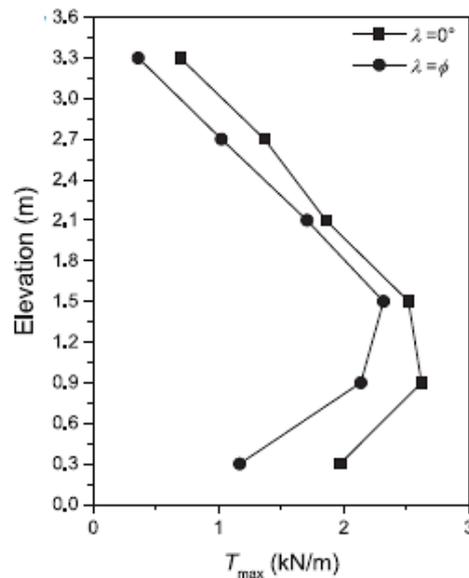


Fig.2.14 effet de l'angle de frottement de l'interface sol/parement sur les forces de tractions maximale

Les résultats de cette étude montrent que l'angle de frottement de l'interface sol/parement n'affecte pas sur le plan de rupture défini numériquement par l'emplacement des charges de renforcement maximales, qui reste proche du plan de rupture de Rankine.

Abdelouahab et al. [52], ont fait une étude paramétrique à l'aide du logiciel FLAC sur l'influence de tous les paramètres précédents : (l'influence des paramètres du sol, l'influence de type de renforcement, l'influence de comportement des modèles de sol), et ils ont étudié aussi influence des paramètres d'interface sol/renforcement, influence de compactage du sol et l'influence de la hauteur du mur. Les auteurs ont conclu que :

- A propos des paramètres du sol, l'angle de frottement et la cohésion présentent l'influence la plus importante 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.
- 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.

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté le pré-dimensionnement et le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé par géo-synthétiques on a présenté aussi les différentes études numériques aux éléments finis et aux différences finis qui s'intéressent à montrer l'effet de plusieurs paramètres tels que les propriétés du sol, les propriétés du renforcement, les propriétés du mur, etc.

Chapitre 3 : Présentation de l'outil de simulation

FLAC^{2D}

3.1 Introduction.....	51
3.2 Présentation du code de calcul FLAC ^{2D}	51
3.3 Description du code de calcul.....	53
3.4 Méthodologie de simulation avec FLAC.....	57
3.4.1 Générer le maillage.....	57
3.4.2 Définir les paramètres constitutifs.....	59
3.4.2.1 Choisir un modèle de comportement de sol.....	62
3.4.2.2 Élément de structure.....	62
3.4.2.3 Élément interface.....	65
3.4.3 Application des conditions limites et initiales.....	67
3.5 Conclusion.....	68

3.1 Introduction

Depuis l'apparition des structures en sol renforcés par géosynthétiques, de nombreux chercheurs ont étudié l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement de ces structures utilisant des méthodes analytiques expérimentales, ou numériques, ceci a été détaillé dans le chapitre précédent.

La modélisation numérique est souvent utilisée pour résoudre des problèmes complexes dans un temps raisonnable, bien qu'il existe différents outils de résolution numérique. Parmi ces outils le code de calcul FLAC.

Ce chapitre est consacré à la présentation des outils numériques FLAC 2D et les lois de comportement utilisés dans cette étude pour la modélisation numérique du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géogridde .

3.2 Présentation du code de calcul FLAC^{2D}

Le code de calcul FLAC (**F**ast **L**agrangian **A**nalysis of **C**ontinua) est développé par la société américaine Itasca Consulting Group [53]. Bien que FLAC ait été initialement développé pour les ingénieurs géotechniciens et miniers parce qu'il offre un large éventail de capacités pour résoudre des problèmes complexes en mécanique. Ce programme simule le comportement des structures construites en terre, roche ou autres matériaux qui peuvent subir un écoulement plastique lorsque leurs limites de rendement sont atteintes.

Il 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.

L'avantage de l'approche par milieu continu est qu'elle permet de simplifier considérablement la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle (petit nombre de nœuds, automatisation du maillage, convergence rapide). La difficulté est de déterminer son domaine d'application, en particulier le taux de fracturation à partir duquel on peut admettre que le comportement d'un massif rocheux est assimilable à celui d'un milieu continu. [40]

Les matériaux sont représentés par des éléments, ou des zones qui forment un maillage ajusté par l'utilisateur pour bien correspondre à la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon la loi linéaire ou non linéaire prescrite en réponse aux forces ou aux

contraintes appliquées aux bords du modèle. Le matériau peut se plastifier, et le maillage peut se déformer et se déplacer avec le matériau.

De plus, FLAC contient de nombreuses fonctionnalités spéciales, notamment :

- des éléments d'interface pour simuler des plans distincts le long desquels des glissements et / ou des séparations peuvent se produire ;
- modes de déformation plane, de contrainte plane et de géométrie axisymétrique ;
- modèles d'eaux souterraines et de consolidation (entièrement couplés) avec calcul automatique de la surface phréatique ;
- modèles d'éléments structurels pour simuler le support structurel (par exemple, revêtements de tunnel, boulons d'ancrage ou pieux de fondation) ;
- la possibilité de remaillage automatique pour générer un maillage régulier et éviter une grille fortement déformée, lors du processus de résolution dans les simulations de grandes déformations ;
- outils de génération de grille virtuelle disponibles via une interface utilisateur graphique pour faciliter la construction du modèle (par exemple, les limites peuvent être esquissées et converties directement en grille de modèle) ;
- capacité d'analyse dynamique ;
- modèles viscoélastiques et viscoplastiques (fluage) ;
- capacité de modélisation thermique (et couplage thermique à la contrainte mécanique et à la pression interstitielle) ;
- modèle d'écoulement à deux phases optionnel pour simuler l'écoulement de deux fluides non miscibles (par exemple, l'eau et le gaz) à travers un milieu poreux ;
- possibilité facultative d'ajouter de nouveaux modèles constitutifs définis par l'utilisateur, écrits en C++ et compilés sous forme de bibliothèques de liens dynamiques (DLL) qui peuvent être chargées si nécessaire.

Le FLAC contient également le puissant langage de programmation intégré FISH, qui permet à l'utilisateur de définir des nouvelles variables, procédure et sortie graphiques.

Le logiciel FLAC est un code de calcul en différence finies basé sur une formulation numérique appelée méthode des éléments lagrangiens [39].

3.3 Description du code de calcul

- **Analyse lagrangienne**

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de calcul. De cette façon le maillage se déforme en même temps que le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne » par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage est fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grande déformation.

- **Schéma de résolution explicite**

La méthode de résolution est décrite plus finement par Marti & Candall [54]. Basée 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 dynamiques du mouvement. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique.

La séquence générale de calcul contenue dans FLAC est illustrée dans (La Fig 3.1). Cette procédure invoque d'abord les équations de mouvement pour dériver de nouvelles vitesses et de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces. Ensuite, les déformations sont déduites des déplacements (intégrale de la vitesse), et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente 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.

L'équation du mouvement de Newton est utilisée pour calculer les nouvelles vitesses et déformations, est exprimé par l'équation suivante [53] :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3-1)$$

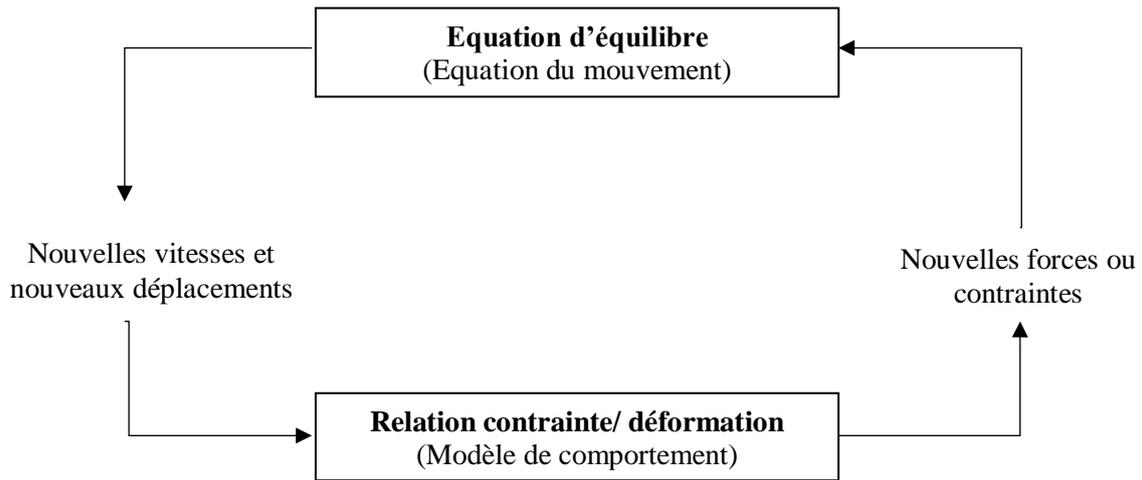


Fig.3.1 Cycle de calcul explicite d'après Itasca [53]

Avec :

- ρ : la masse volumique ;
- t : le temps ;
- \dot{u} : vecteur vitesse ;
- x : vecteur position ;
- g : accélération due aux forces de volume.

L'autre ensemble d'équations qui s'appliquent à un corps solide et déformable est connu sous le nom de relation constitutive, ou loi de contrainte / déformation. Tout d'abord, le taux de déformation est dérivé du gradient de vitesse (équation 3.2) [53] :

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.2)$$

Où : \dot{e}_{ij} est le vecteur du taux de déformation.

La loi de comportement du matériau est sous la forme [53] :

$$\sigma_n = M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, k) \quad (3.3)$$

σ_n : la nouvelle contrainte ;

M : la forme fonctionnelle de la loi de comportement ;

k : paramètre d'écrouissage.

En général, les lois de comportement non linéaires sont écrites sous forme incrémentale car il n'y a pas de relation unique entre contrainte et déformation.

Fournit une nouvelle estimation pour le tenseur de contrainte, étant donné l'ancien tenseur de contrainte et le taux de déformation (ou incrément de déformation). L'exemple le plus simple d'une loi de comportement est celui de l'élasticité isotrope [53] :

$$\sigma_{ij} = : \sigma_{ij+} \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3} G \right) \dot{e}_{kk} + 2G \dot{e}_{ij} \right\} \Delta t \quad (3.4)$$

δ_{ij} : le delta du Kronecker ;

G : le module de cisaillement ;

K : le module volumique.

Il y a plusieurs avantages distincts et des inconvénients par rapport à la méthode implicite utilisée par les éléments finis.

La méthode explicite des différences finies est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace.

Par opposition, la méthode implicite des éléments finis ne requiert que les quantités de champs (contraintes, déplacements et leurs dérivées) varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation consiste à ajuster ces paramètres afin de minimiser les termes d'erreur ou l'énergie. Les deux méthodes produisent des séries d'équations algébriques à résoudre. Les programmes par éléments finis combinent les matrices d'éléments dans une grande matrice globale dite de « raideur », tandis que la méthode explicite des différences finies opte pour une mise à jour des équations à chaque pas de calcul.

Le Tableau 3.1 présente une comparaison des méthodes explicites et implicites. L'inconvénient de la méthode explicite est le petit pas de temps, ce qui signifie qu'un grand nombre d'étapes doivent être prises. Dans l'ensemble, les méthodes explicites sont les meilleures pour les systèmes mal comportés (par exemple, non linéaire, grande contrainte,

instabilité physique); ils ne sont pas efficaces pour modéliser des problèmes linéaires à faible déformation.

Tableau.3.1 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billiaux et Cundall [40]

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non- linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable, et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements

- **Forces non équilibrées (unbalanced force)**

Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à atteindre l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. La technique d'amortissement du déséquilibre d'un système est basée sur le suivi et la réduction de deux variables à chaque nœud. Il s'agit des forces non équilibrées ("unbalanced forces") et des vitesses nodales. L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel à celui de la force non équilibrée, issue du cycle de calcul précédent et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif.

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des nœuds. Dans les codes FLAC l'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme une courbe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle. Aussi, on peut remarquer la variation de R appelé rapport d'équilibre ("equilibrium ratio") qui est défini comme le plus grand rapport de la force non équilibrée maximale à la force maximale appliquée, parmi tous les nœuds ("gridpoints"). Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu : R = 1% peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opérations, tandis que R = 0.1% peut être utilisé pour un état final [9].

3.4 Méthodologie de simulation avec FLAC

Afin de mettre en place un modèle pour exécuter une simulation avec FLAC, trois composantes fondamentales d'un problème doivent être spécifiées :

- 1- Générer le maillage ;
- 2- Définir les paramètres constitutifs ;
- 3- Appliquer les conditions initiales et aux limites.

(La Fig.3.2) représente l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée.

3.4.1 Générer le maillage

La commande GENERATE crée des régions de formes différentes dans la grille. Cette commande est utilisée après la commande GRID pour façonner la grille selon la géométrie de l'objet modélisé. La première commande d'entrée qui doit être donnée pour générer une grille est :

```
grid icol jrow
```

Où :

icol : nombre de colonnes de zones ;

jrow : nombre de lignes de zones dans le maillage.

(Les Fig.3.3, Fig.3.4) montrent un aperçu sur la commande GENERATE dans le code de calcul FLAC 2D (Itasca 2006) [53].

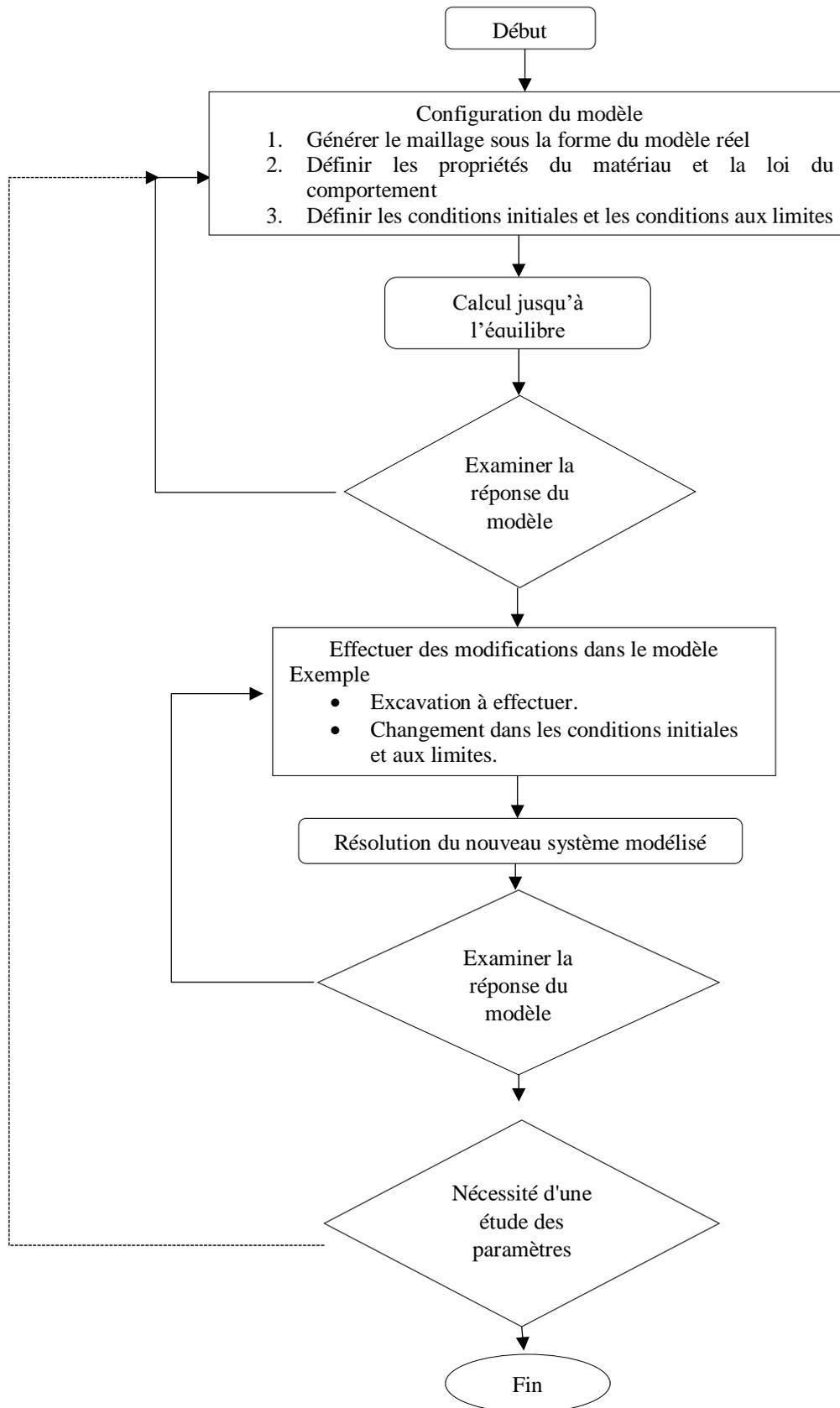


Fig.3.2 Méthodologie de modélisation numérique par le code de calcul FLAC [53]

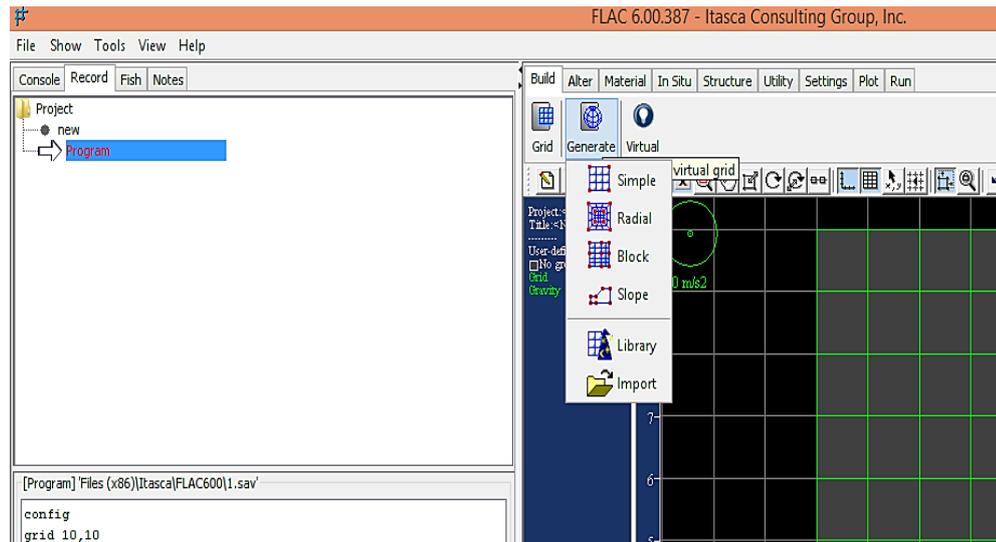


Fig.3.3 Aperçu sur la commande GENERAT dans l'outil FLAC 2D

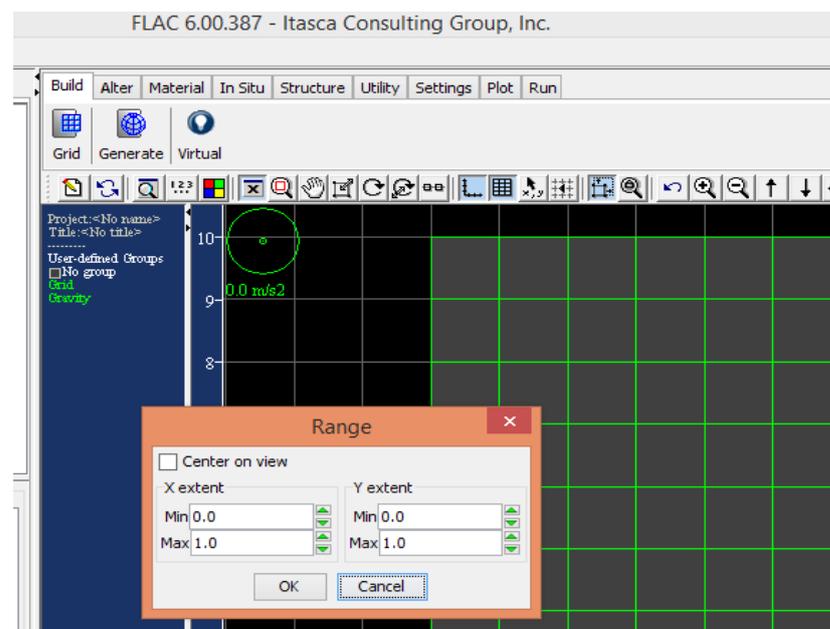


Fig.3.4 Détermination des dimensions du modèle à modéliser selon FLAC 2D

3.4.2 Définir les paramètres constitutifs

3.4.2.1 Choisir un modèle de comportement de sol

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.

FLAC intègre un certain nombre de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée, que l'on peut classer en trois groupes :

- **Le modèle nul** : Il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées ;
- **Les modèles élastiques** : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotropes.
- **Les modèles plastiques** : le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb, et le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécanique dans le logiciel FLAC par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage FISH).

Dans le cadre de cette thèse, nous mettrons en œuvre dans nos simulations le modèle élastique parfaitement plastique.

- **comportement élasto-plastique (Le critère de Mohr-Coulomb)**

Coulomb [55] a proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents et pour les sols cohérents à long terme Mestat [56], il permet de simuler la rupture du sol par cisaillement. Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires (Fig.3.5). Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (odomètre et appareil triaxial) :

- ✓ le module de compressibilité K ;
- ✓ le module de cisaillement G ;
- ✓ cohésion c ;
- ✓ angle de frottement φ ;
- ✓ angle de dilatance ψ .

Dans le FLAC, le module de compressibilité K et le module de cisaillement G sont liés aux module de Young E et au coefficient de Poisson ν par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.6)$$

Ou bien :

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad (3.7)$$

$$\nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \quad (3.8)$$

Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Tresca, qui est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb, auxquels on peut ajouter le poids volumique γ des matériaux.

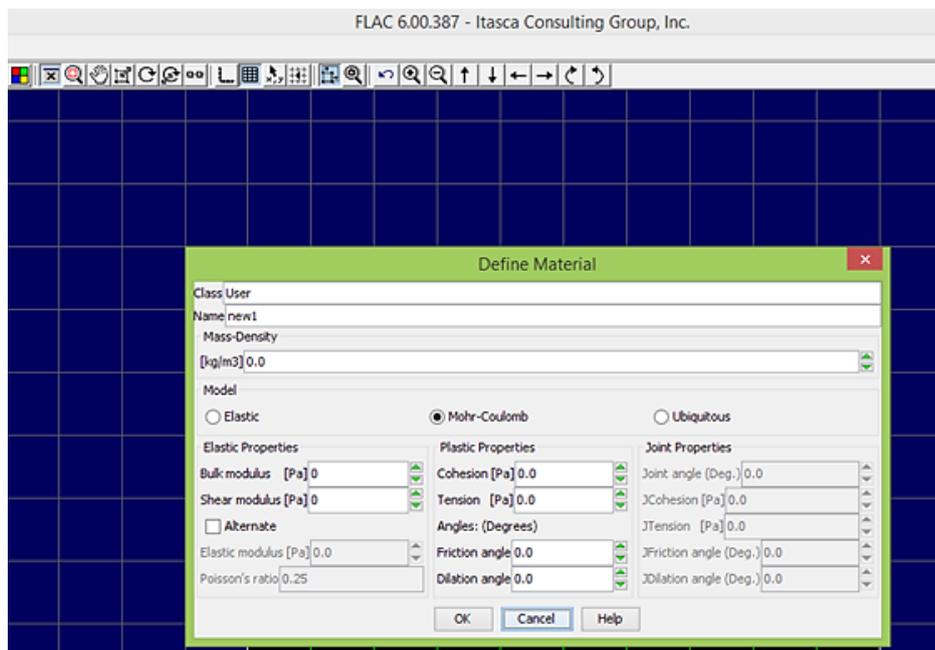


Fig 3.5 Propriétés du model Mohr-Coulomb selon le code FLAC 2D

Pour le FLAC, Si l'une de ces propriétés n'est pas assignée, sa valeur est mise à zéro par défaut. L'application de ce modèle permet d'analyser le comportement à la rupture des fondations, des pentes, des tunnels, des ouvrages de soutènements, etc.

Dans le plan de Mohr (σ , τ) (Fig.3.6), la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb, décrit par l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.7)$$

Avec :

τ : contrainte de cisaillement ;

σ_n : contrainte normale.

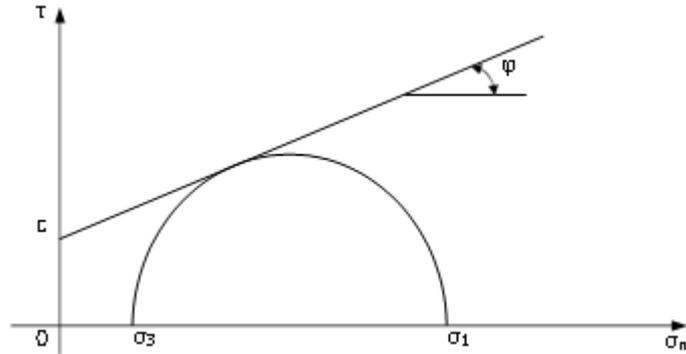


Fig.3.6 Critère de plasticité dans le plan de Mohr Coulomb

3.4.2.2 Élément de structure

Plusieurs éléments structurels sont incorporés dans le code de calcul FLAC tel que : (poutre, câble, pile, bande ...) (Fig.3.7)

Dans notre étude, pour caractériser le comportement des géogrille l'élément structurel « câble ».

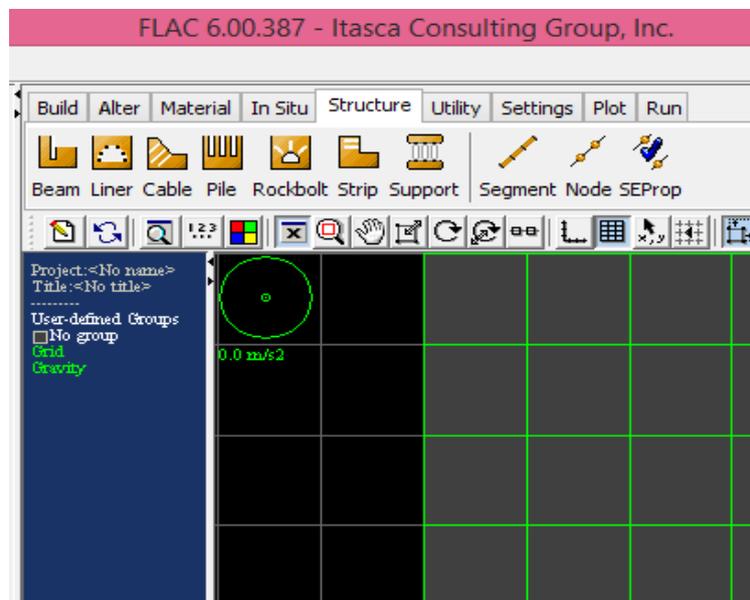


Fig.3.7 Éléments structures qui existe dans l'outil FLAC 2D

L'élément Câble est un élément axial unidimensionnel à deux nœuds, il n'a pas de résistance à la flexion leur comportement est uniquement axial. Ce comportement est régi par sa rigidité axiale, décrite en fonction de la surface de la section transversale de renforcement, A (surface), et du module de Young, E . La rupture d'élément câble peut se produire par traction ou compression (Fig.3.4).

Pour évaluer les forces axiales qui se développent dans les géosynthétiques, les déplacements sont calculés en des points nodaux le long de l'axe de renforcement.

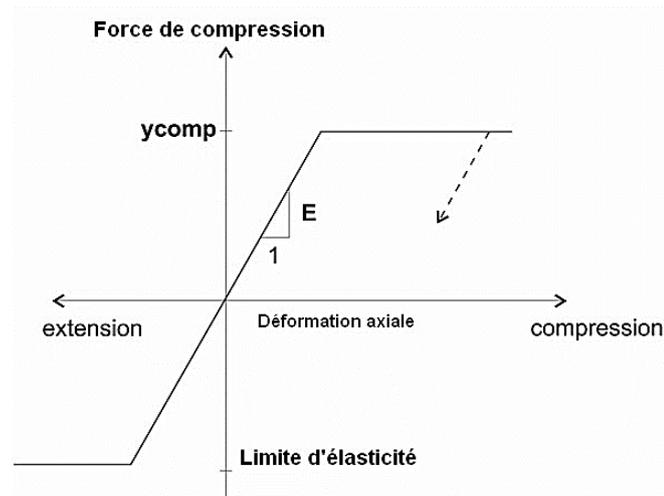


Fig.3.8 comportement axial pour l'élément Câble [53]

- **Propriétés d'éléments câble**

L'élément Câble a les propriétés suivantes : (les mots clés des propriétés des câbles sont indiqués entre parenthèses).

- ✓ surface transversale (**area**) ;
- ✓ densité (**density**) (facultatif, utilisé pour l'analyse dynamique et le chargement par gravité) ;
- ✓ module élastique (**E**) ;
- ✓ espacement (**spacing**) (facultatif - si non spécifié, les câbles sont considérés comme continus dans la direction hors plan) ;
- ✓ résistance à la traction (**yield**) (si non spécifié, la limite d'élasticité en traction est égale à 0) ;
- ✓ résistance à la compression (**ycomp**) ;
- ✓ périmètre (**perimeter**) ;
- ✓ angle de frottement de l'interface (**sfriiction**) ;

- ✓ rigidité de l'interface (**kbond**) ;
- ✓ cohésion de l'interface (**sbond**) ;
- ✓ coefficient thermique (**thexp**) (facultatif - utilisé pour l'analyse thermique).

- **Interface sol- renforcement (géosynthétique)**

Le comportement à l'interface sol-géosynthétique peut être modélisé à l'aide de l'interface associée à l'élément Câble de FLAC. Le comportement au cisaillement joue un rôle important dans la façon dont le câble est chargé lorsque la grille est déplacée. C'est à travers l'interface entre la grille et l'élément Câble que le déplacement de la grille induit une charge dans le Câble par des contraintes de cisaillement.

(La fig.3.9) montre le mécanisme de l'interface associée à l'élément Câble. Le comportement au cisaillement de l'interface du l'élément Câble est représenté comme un système ressort-patin aux nœuds du câble.

Le comportement au cisaillement de l'interface Câble/grille, lors du déplacement relatif entre eux, est décrit numériquement par la rigidité de cisaillement de l'interface (**kbond**) (Fig.3.10b) :

$$\frac{F_s}{L} = k_{bond}(u_c - u_m) \quad (3.8)$$

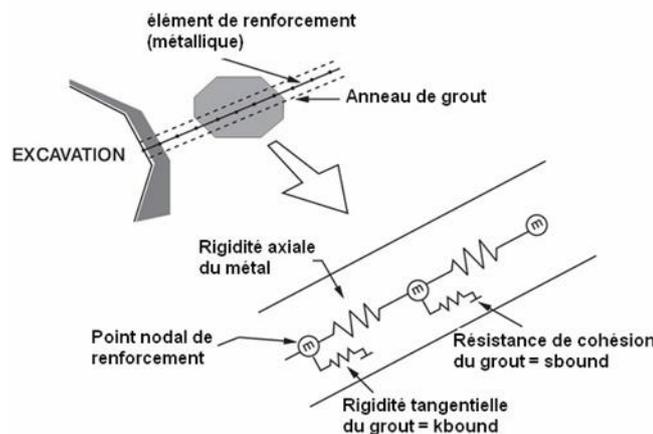


Fig.3.9 Représentation mécanique conceptuelle de l'interface associée à l'élément Câble

Où :

- F_s : force de cisaillement ;
- K_{bond} : rigidité au cisaillement ;
- u_c : déplacement axial du câble ;
- u_m : déplacement axial du milieu (sol ou roche);
- L : longueur de l'élément Câble.

La force de cisaillement maximale qui peut être développée à l'interface, par longueur d'élément, est en fonction de la force de cohésion (s_{bond}) d'interface et de la résistance de frottement dépendant de la contrainte normale à l'interface comme montre (la Fig.3.10b). La relation suivante est utilisée pour déterminer la force de cisaillement maximale :

$$\frac{F_s^{max}}{L} = S_{bond} + \sigma_c' \times \tan(S_{friction}) \times \text{périmètre} \quad (3.9)$$

Où :

- S_{bond} : cohésion de l'interface ;
- σ_c' : contrainte de confinement normale à l'élément ;
- $S_{friction}$: angle de frottement de l'interface ;
- $périmètre$: périmètre de l'élément

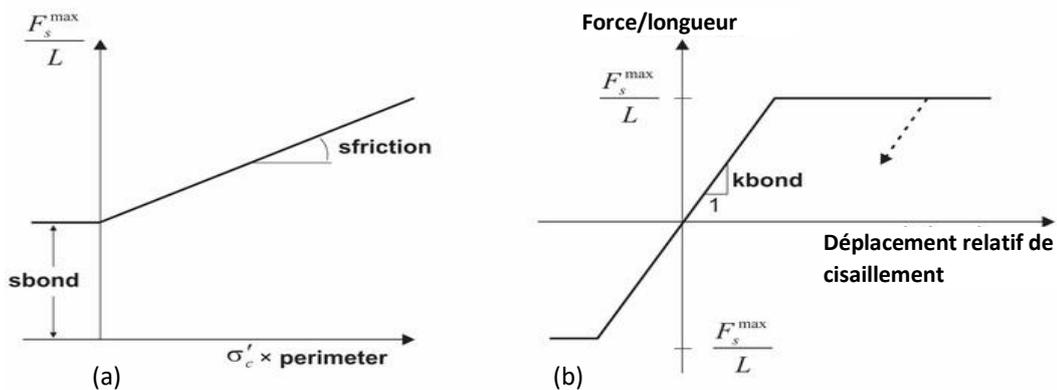


Fig.3.10 Comportement mécanique de l'interface de l'élément Câble

3.4.2.3 Élément interface

Elément Interface est utilisé pour représenter de manière simplifiée le comportement des joints ou les couches minces, ou les liaisons entre éléments de structure.

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter d'une manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations soit en cisaillement (surface de glissement) soit en traction (fissures). Pour le cas des ouvrages de soutènement le glissement ou la séparation peuvent se produire dans les plans suivant : bloc-bloc, sol-parement, et sol-renforcement. La Fig.3.11 présente la commande interface dans le code FLAC 2D.

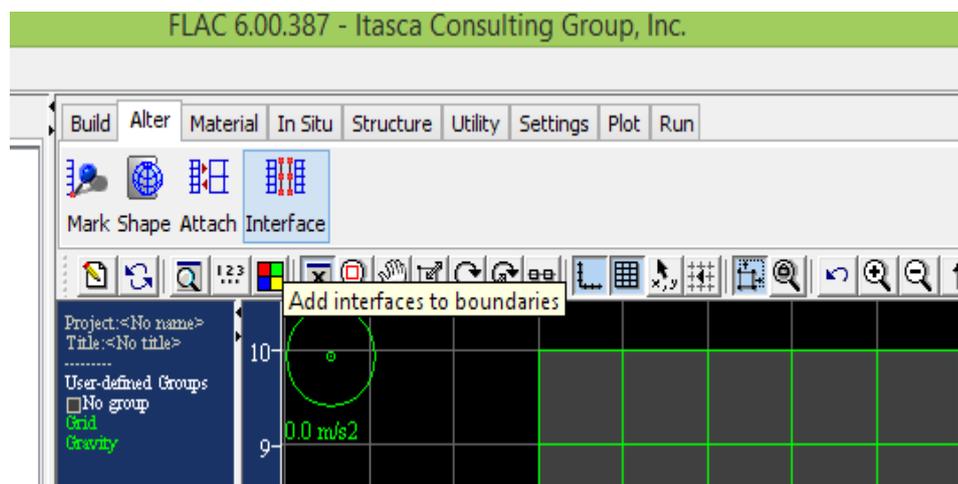


Fig.3.11 Commande INTERFACE à partir du code FLAC 2D

Dans le code FLAC, l'interface est peut être modélisé à l'aide des éléments Interface. Cet élément est sans épaisseur et régies par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface

- **Propriétés d'élément Interface**

- ✓ l'angle de frottement φ_i ;
- ✓ cohésion C_i ;
- ✓ dilatance D ;
- ✓ rigidité normale K_n ;
- ✓ rigidité de cisaillement K_s ;
- ✓ résistance à la traction T .

(La Fig.3.12) illustre les composants du modèle constitutif d'élément Interface.

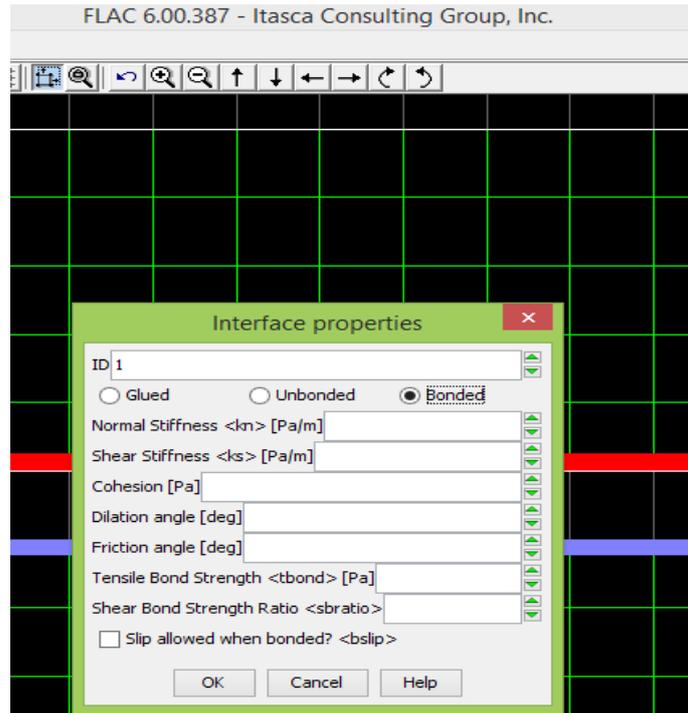


Fig.3.12 Propriétés de l'interface selon FLAC 2D

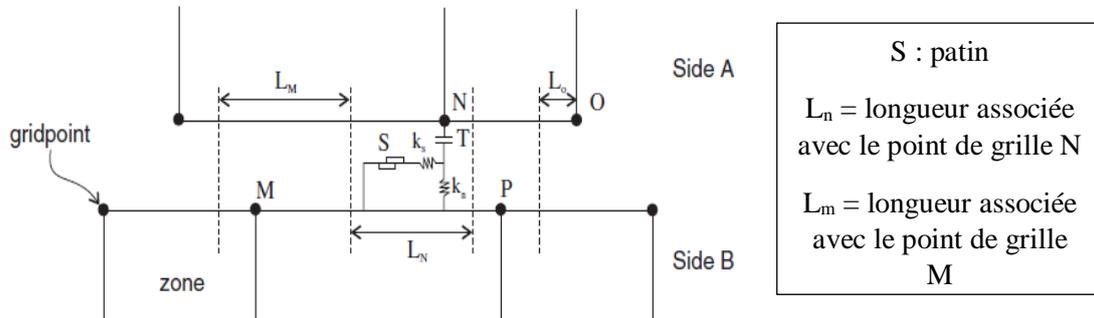


Fig.3.13 les composants du modèle constitutif d'élément Interface.

3.4.3 Application des conditions limites et initiales

Une fois la grille générée, les paramètres constitutifs sont définis, les conditions initiales et aux limites sont appliquées. Ces conditions peuvent être spécifiées dans FLAC au moyen des commande « **APPLY** », « **INITIAL** », et « **FIX** » ou bien « **FREE** ».

Les deux commandes les plus utilisées son « **APPLY** » pour appliquer des charges, des forces, des contraintes... etc. et la commande « **FIX** » pour appliquer les conditions aux limites.

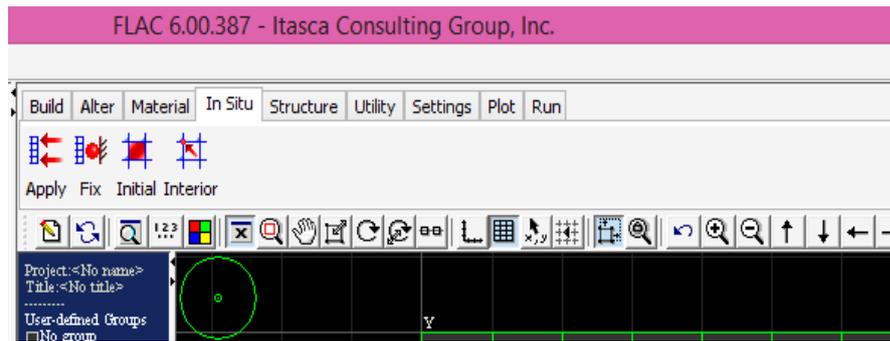


Fig.3.14 commande pour choisir les conditions aux limites sur le FLAC

3.5 Conclusion

La modélisation numérique des ouvrages en sol renforcé a connu un développement très important dans le domaine de géotechnique. Il est très convaincu que c'est le meilleur outil dans les mains d'un géotechnicien. Parmi les codes de calculs les plus utilisés récemment dans ce domaine le FLAC 2D (Itasca 2006).

Ce chapitre décrit le code de calcul adopté dans cette étude, et donne une description détaillée sur la modélisation du comportement des divers matériaux utilisés (le mode de comportements, les structures et les conditions aux limites), pour développer des modèles numérique des murs de soutènement en sol renforcé par géogridde qui sera présentés dans le prochain chapitre.

Chapitre 4 : Modélisation numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles

4.1	Introduction.....	71
4.2	Présentation du modèle numérique	71
4.3	Modèles constitutifs et paramètres mécaniques de modélisation	72
4.3.1	Maillage et conditions aux limites.....	72
4.3.2	Sol.....	73
4.3.3	Parement et fondation	73
4.3.4	Renforcement	74
4.3.5	Interfaces.....	74
4.4	Résultat et discussion.....	75
4.4.1	Validation du modèle numérique	75
4.4.2	Effet de quelques propriétés géométriques sur le comportement du mur de soutènement	77
4.4.2.1	Effet de l'angle de frottement du remblai	77

4.4.2.2	Effet de la rigidité du renforcement (J)	78
4.4.2.3	Effet de module de Young du sol (Es)	80
4.4.2.4	Effet de de la rigidité du parement (EI).....	81
4.4.2.5	Effet de la longueur du géosynthétiques (L).....	82
4.4.2.6	Effet de la hauteur du mur (H).....	84
4.4.3	Effet de la surcharge uniforme	85
4.4.3.1	Présentation du cas étudié.....	85
4.4.3.2	Résultats.....	85
4.4.4	Effet de la largeur de la surcharge	87
4.4.4.1	Présentation du cas étudié.....	87
4.4.4.2	Résultats.....	87
4.4.5	Effet de la distance de la surcharge uniforme par apport au parement	89
4.4.5.1	Cas étudié.....	89
4.4.6	Effet du choix d'élément interface.....	91
4.4.6.1	Cas étudié.....	91
4.4.6.2	Résultats.....	91
4.4.7	Effet de propriété de l'interface	93
4.5	Conclusion	94

4.1 Introduction

Les structures en sol renforcé par géosynthétiques ont un complexe comportement, ce problème a fait l'objet de nombreux chercheurs en utilisant plusieurs méthodes (théorique, expérimentales et numériques) ceci a été détaillé dans le deuxième chapitre. Le but principal de ces études était de comprendre le comportement de ces structures en tenant compte plusieurs paramètres (Rowe et Ho, Bathurst et al.)

Dans ce chapitre, nous allons présenter une étude numérique en utilisant le code de calcul FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) pour étudier le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrid.

La première partie sera consacré à la validation du modèle numérique adopté dans cette étude, ceci est fait par la comparaison des résultats à ceux obtenus par Rowe et Ho [30] et Veira et al. [50]

Afin d'examiner l'influence de quelques paramètres, des analyses numériques seront effectuées en tenant en compte l'angle du frottement du sol et le module de Young, la rigidité du renforcement, la longueur de renforcement, la rigidité du parement et hauteur du mur.

Ainsi dans une troisième partie, l'effet de l'application d'une surcharge uniforme est effectué, prenant en considération la valeur de la surcharge, la largeur et la distance d'application de cette surcharge par rapport au parement.

La quatrième partie présente l'influence des propriétés de l'interface sol/ parement. Une partie des résultats présentés dans ce chapitre a fait l'objet d'une publication international Djebablah et al. [57],

4.2 Présentation du modèle numérique

L'étude bibliographique a montré que l'étude du comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques était l'intérêt de nombreux chercheurs (chapitre deux). Parmi toutes les modèles qui existent de ces structures, nous avons choisi de réaliser le modèle rapporté par Rowe et Ho [30]. Cet exemple numérique a été choisi parmi plusieurs chercheurs concernant les études expérimentales, car il présente une bonne caractérisation des matériaux et une bonne séquence de construction. (La Fig4.1) présente la géométrie du modèle étudié.

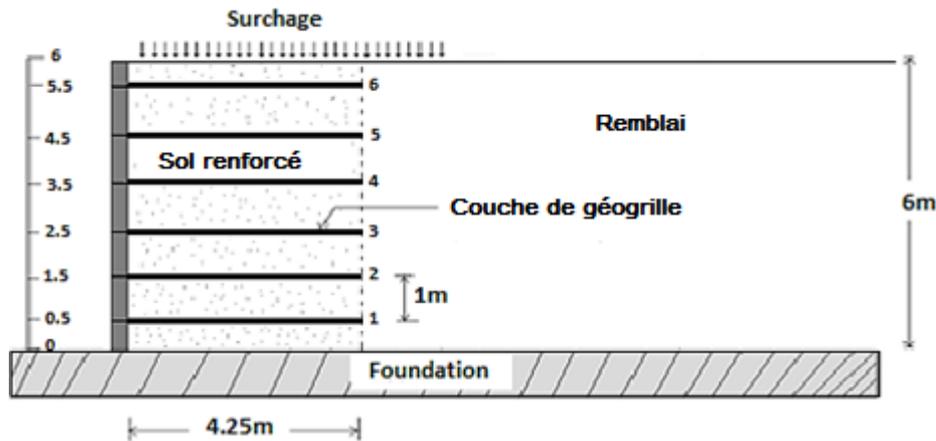


Fig.4.1 géométrie du modèle

4.3 Modèles constitutifs et paramètres mécaniques de modélisation

4.3.1 Maillage et conditions aux limites

Le maillage d'un ouvrage de géotechnique est déterminé par les données géométriques du modèle étudié, et par les caractéristiques géotechniques du sol. Les aspects suivants doivent être considérés lors de génération du maillage :

- ✓ le nombre et la forme d'éléments qui donnent de bons résultats ;
- ✓ les frontières adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

Le maillage doit satisfaire une description aussi complète que possible de la géométrie, des résultats acceptables et des temps de calcul raisonnables.

Les conditions aux limites prises en compte dans cette modélisation sont les suivantes :

- la base du modèle est fixée dans les deux directions horizontal et vertical ;
- les bords latéraux seulement les déplacements horizontaux sont fixés.

(La Fig.4.2) présente le maillage pour la simulation dans notre étude. Ce maillage est raffiné au voisinage du mur.

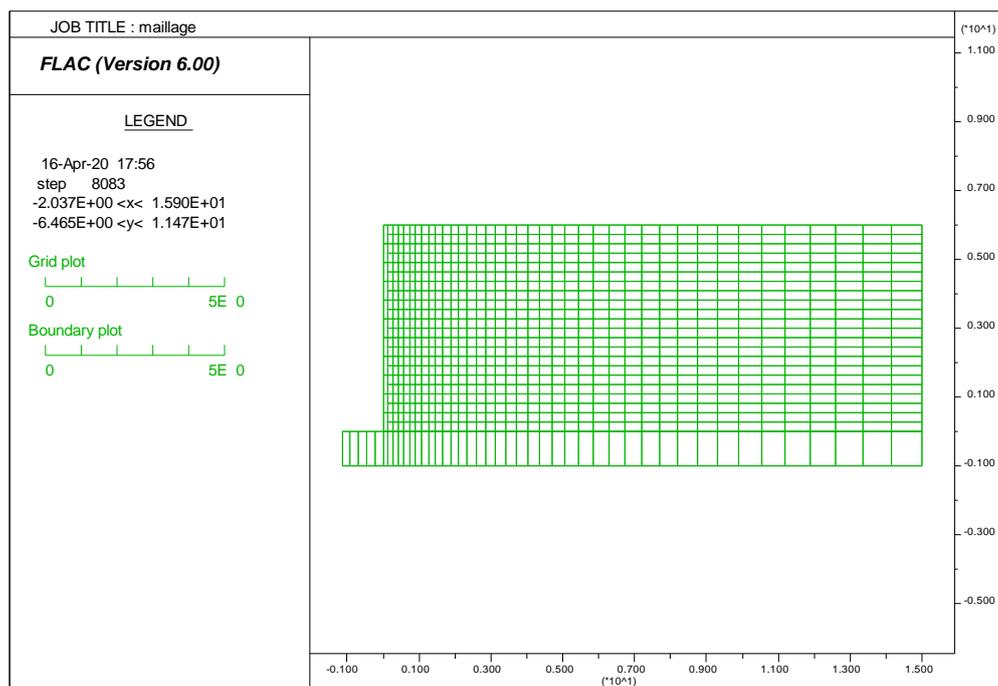


Fig.4.2 Maillage adopté pour la simulation.

4.3.2 Sol

Pour modéliser le sol renforcé et non renforcé, le modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique, avec le critère de Mohr-Coulomb est adopté. Le remblai est renforcé par six couches de géogridde est de hauteur de 6m. Le Tableau 4.1 présente les propriétés du sol utilisées dans notre simulation.

Tableau.4.1 Propriétés du sol

Sol	Modèle élasto-plastique (Mohr-Coulomb)
Coefficient de Poisson, ν	0,3
Angle de dilatance, ψ ($^{\circ}$)	5
Angle de frottement, φ ($^{\circ}$)	35
Cohésion, C (kPa)	0
Module de Young, E (kN/m ²)	35000
Poids volumique, γ (kN/m ³)	22

4.3.3 Parement et fondation

Le mur a une hauteur H égale à 6 m avec un parement continu en béton d'épaisseur 0,14 m. Pour modéliser le parement, un modèle de comportement élastique linéaire est utilisé.

La fondation est modélisée comme un matériau élastique pour assurer la stabilité externe du mur. Les propriétés du parement et de la fondation sont représentées dans le Tableau.4.2.

Tableau.4.2 propriété du parement et fondation

Parement	Modèle élastique
Poids volumique, γ (kN/m ³)	24
Module de compressibilité, K (MPa)	11,43
Module de cisaillement, G (MPa)	10,43
Fondation	Modèle élastique
Coefficient de poisson, ν	0,2
Poids volumique, γ (kN/m ³)	20

4.3.4 Renforcement

Les couches de géogrids sont simulées à l'aide de FLAC2D, des éléments de câble élasto-plastique linéaire ayant une résistance à la compression négligeable et une section transversale équivalente de 0,002 m². Les éléments de câble sont placés horizontalement (avec une longueur de câble de 4,25 m qui est approximativement égale à 0,7 H pour satisfaire à l'exigence AASHTO 2012), et espacés de 1 m verticalement.

Tableau.4.3 propriété du géogrid

Renforcement	Elastique parfaitement plastique
Rigidité, K (kN/m)	1000
Espacement vertical, S_v (m)	1
Limite d'élasticité T_y pour une section transversale égale à 0,002 m ² (kN/m)	200

4.3.5 Interfaces

L'interface est caractérisée par un angle de frottement, une cohésion nulle, une rigidité normale K_n et une rigidité au cisaillement K_s . Dans notre simulation on a 3 interfaces : sol/parement, sol/fondation, sol/géogrid (Fig.4.3)

Hatami et Bathurst [58], montrent que les connexions parement/ renforcement empêchent le mouvement entre le sol et le parement, pour cette raison l'interface sol/parement est modélisée en par une interface rugueuse. L'angle de frottement de l'interface sol/parement égal à 20°. La rigidité normale et la rigidité au cisaillement sont égales à 2×10^6 kPa/m. les interfaces entre le renforcement et le sol ont été modélisé par une interface collée. Huang *et al.* [49], ont donné les propriétés d'une interface collée pour le contact sol-renforcement, cette hypothèse est justifiée par le fait que le glissement se produit dans le sol lui-même et non à l'interface sol-renforcement [59], C'est pour cette raison, les interfaces sol-

géogrille sont modélisées en tant que des interfaces collées avec un angle de frottement d'interface de 35° et une rigidité de liaison de $2 \times 10^6 \text{kPa/m}$.

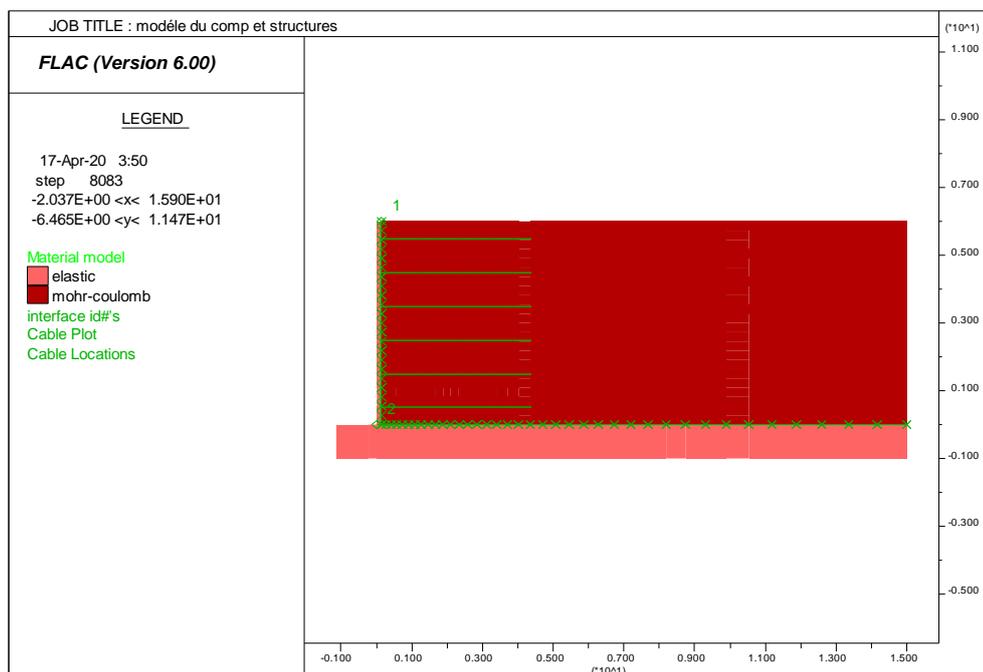


Fig.4.3 élément interface utilisé dans le modèle numérique

4.4 Résultat et discussion

4.4.1 Validation du modèle numérique

Dans le domaine des ouvrages de soutènement en sol renforcé, le problème de la validation du modèle numérique par des tests expérimentaux a fait l'objet de nombreuses études dans la littérature (chapitre 2).

Dans un premier stage de cette étude une série d'analyse a été exécutée pour la validation de notre modèle et pour que l'étude paramétrique être fiable. Les résultats numérique reporter par Rowe et Ho [30], a été considéré par plusieurs chercheurs afin de valider leurs modèle numérique tel que Hatami et al. [41], et Veira et al. [50], Ces résultats sont aussi utilisés pour valider les modèles numériques développés dans la présente thèse.

Dans l'analyse numérique du comportement des murs de soutènement en sol renforcé, les deux paramètres de base sont : la force de traction maximale dans les couches de renforcement, T_{max} et le déplacement latéral du parement x .

Les murs de soutènement en sol renforcé développent des forces de traction qui contribuent à stabiliser la masse de glissement du mur. La force de traction développée par la couche de

renforcement n'est pas uniforme le long de la couche. Pour le cas d'un ouvrage de soutènement à la fin de construction (sans chargement), la force maximale de traction est obtenue à mi-hauteur d'ouvrage (La Fig.4.4) montre le modèle présenté par Veira al. [50].

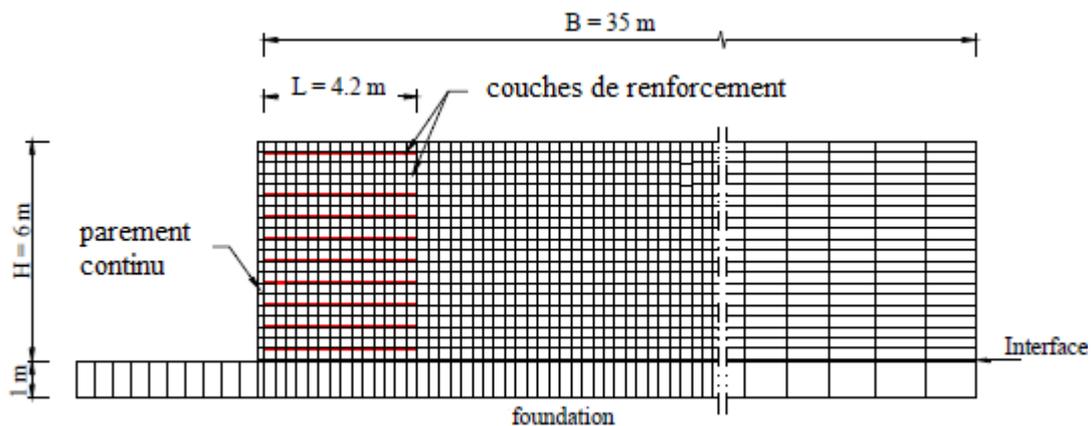


Fig.4.4 ouvrage de soutènement en sol renforcé [50],

Les figures (Fig.4.5 et Fig.4.6) présente une comparaison entre les résultats numériques des forces axiales maximales du renforcement et le déplacement latéral du parement à la fin de la construction, sous l'effet du poids propre de l'ouvrage adopté de cette étude et les résultats obtenus par Rowe et Ho et Veira et al.

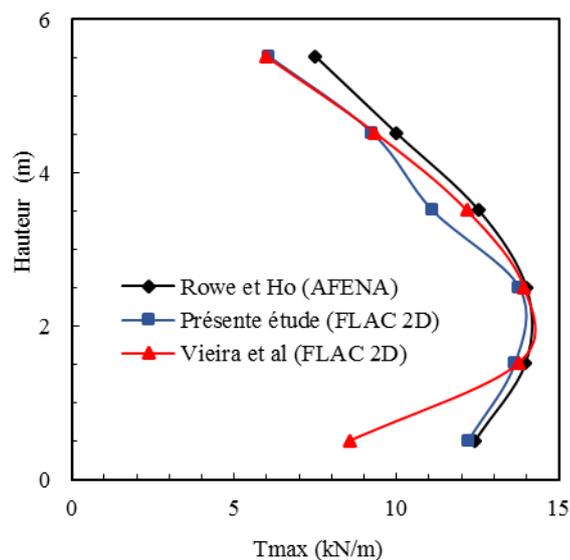


Fig.4.5 comparaison des forces axiales maximale obtenus par Rowe et Ho, vieira et al

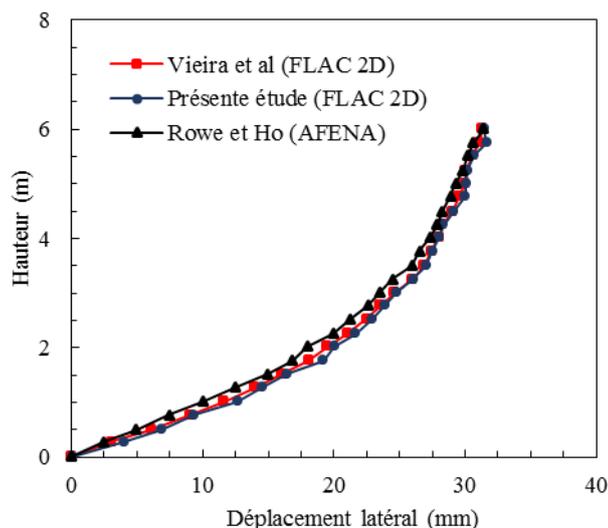


Fig.4.6 comparaison des déplacements latéraux obtenus par Rowe et Ho, Vieira et al

Les résultats numériques de la présente étude, sont en bon accord avec les résultats numériques de Rowe et Ho obtenus à l'aide du logiciel numérique basé sur la méthode des éléments finis (AFENA), et les résultats numériques de Vieira et al. [50], obtenus par le logiciel FLAC^{2D}.

On peut noter une différence significative au niveau de la 4^{ème} couche de géogrille, Cette différence peut être justifiée par la technique de modélisation numérique.

4.4.2 Effet de quelques propriétés sur le comportement du mur de soutènement

L'objectif de cette étude est d'examiner numériquement l'effet des propriétés du sol (l'angle de frottement et module de Young), les propriétés du mur (la rigidité et la hauteur), les propriétés des géogrilles (la rigidité et la longueur).

4.4.2.1 Effet de l'angle de frottement du remblai

L'effet de l'angle de frottement du remblai allant de 30° à 50°, sur les forces axiales maximales du renforcement, et le déplacement latéral du parement est illustré sur les figures (Fig.4.7 et Fig.4.8).

D'après les résultats, avec une augmentation de 20 degrés de l'angle de frottement du remblai, (de 30 à 50), le déplacement horizontal maximal du mur est réduit de 3 fois. Cette variation de l'angle de frottement du remblai, entraîne une réduction de 2,3 fois de la force de traction maximale du renforcement.

(La fig.4.8) montre que l'augmentation de l'angle de frottement du remblai, diminue les forces axiales maximales dans les couches de renforcement, en d'autres termes, en réduisant la pression latérale exercée sur le mur, ce qui réduit le déplacement du mur et, par conséquent, la force de traction dans les géogriddes.

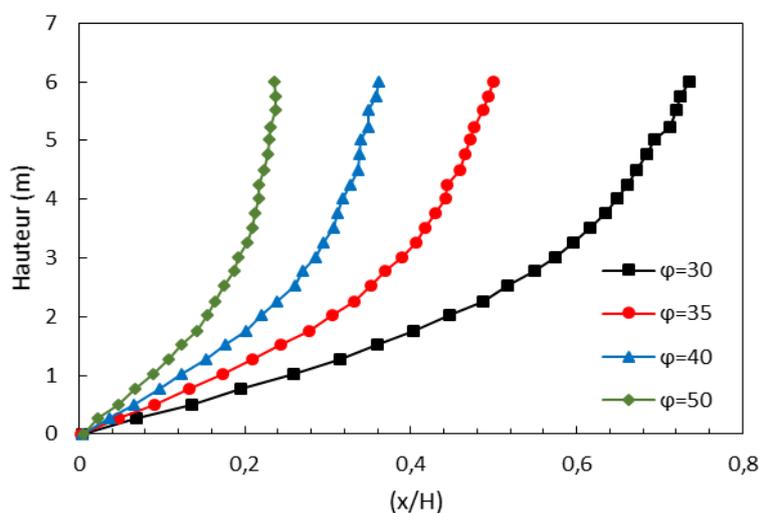


Fig.4.7 Effet de l'angle de frottement du sol sur le déplacement latéral du mur

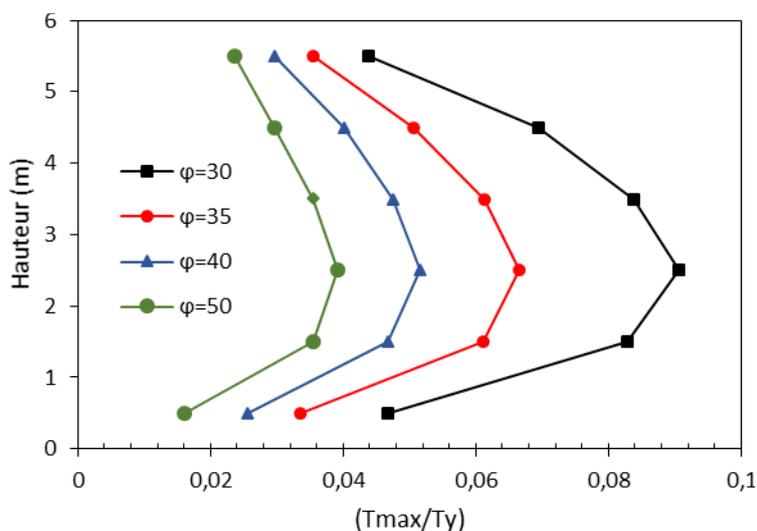


Fig.4.8 Effet de l'angle de frottement du sol sur les forces axiales maximales du renforcement

4.4.2.2 Effet de la rigidité du renforcement (J)

De nombreuses études numériques et expérimentales ont montré que les forces de traction maximales dans les nappes géosynthétiques augmentent avec l'accroissement de leur rigidité. Cependant, jusqu'à présent la méthode simplifiée de (AASHTO, 2012) ne prend pas en compte ce paramètre.

(La fig.4.9) indique le déplacement latéral du parement, ceux-ci sont obtenus en modifiant la rigidité des armatures, sans modifier les autres paramètres.

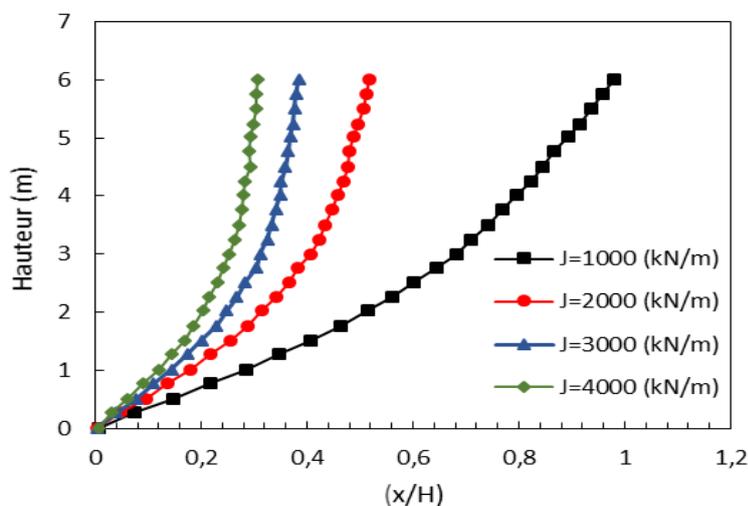


Fig.4.9 Effet de la rigidité du parement sur le déplacement latéral du mur

On remarque d'après les résultats, que le déplacement latéral du parement diminue avec l'augmentation de la rigidité du renforcement.

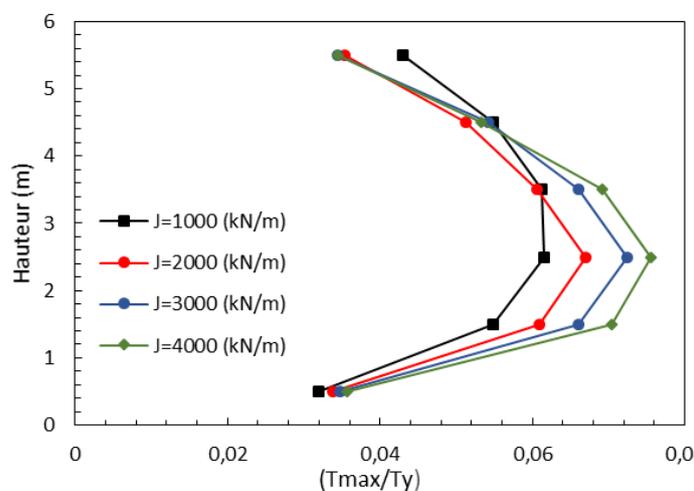


Fig.4.10 Effet de la rigidité du parement sur les forces axiales maximales du renforcement

(la Fig.4.10) présente l'effet de la rigidité du parement sur les forces axiales maximales du géogrilles. D'après les résultats obtenus, on remarque une augmentation au niveau des forces axiales maximales dans les couches géosynthétique avec l'augmentation de leurs rigidités. Sauf la première couche et la dernière, la force axiale maximale est presque stable.

4.4.2.3 Effet du module de Young du sol (E_s)

L'effet du module de Young du sol E_s est beaucoup moins important que l'effet de la rigidité du renforcement et de l'angle de frottement du remblai.

Les figures (Fig.4.11 et Fig.4.12) indiquent que la variation du module du Young n'a pas d'impact significatif sur le déplacement latéral du parement, et sur les forces axiales maximales du renforcement.

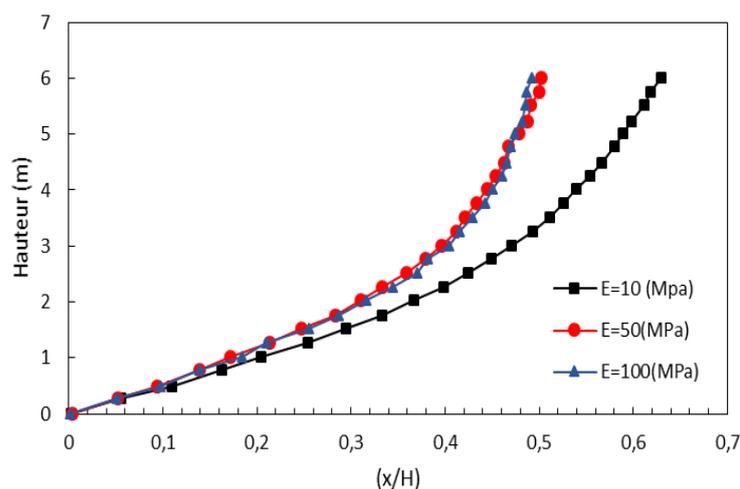


Fig.4.11 Effet du module de Young du sol sur le déplacement latéral du mur

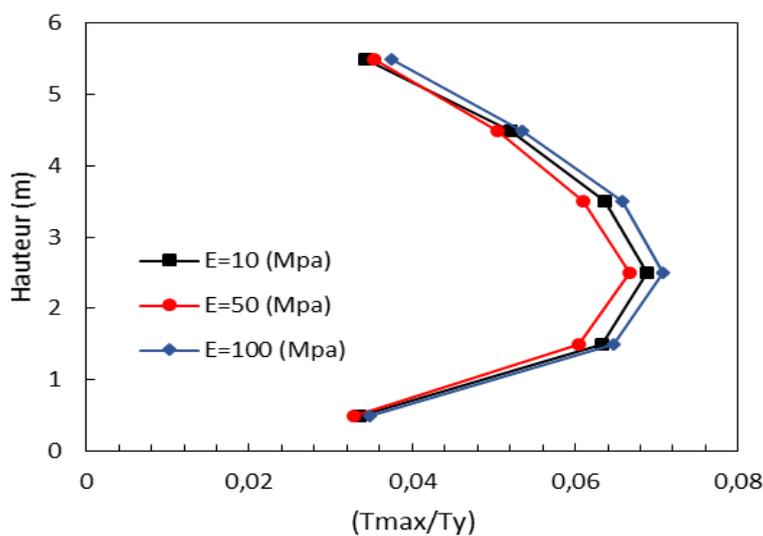


Fig.4.12 Effet du module de Young sur les forces axiales maximales du renforcement

4.4.2.4 Effet de de la rigidité du parement (EI)

Le parement des murs de soutènement en sol renforcé pourrait être matérialisé avec une grande variété de matériaux. Depuis un parement enveloppé jusqu'à un panneau de béton plein hauteur ou des systèmes de blocs modulaires en béton. A cette diversité de systèmes de parement est associée, bien entendu, une large gamme de valeurs de rigidité du parement.

Pour évaluer l'effet de la rigidité du parement sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, avec un parement continu, des analyses numériques ont été effectuées. Afin de montrer l'effet de la rigidité du parement (EI), toutes les analyses ont été réalisées en considérant un parement d'épaisseur égale à 0,14 m. Quatre valeurs d'EI ont été considérées : 55 kN/m², 240 kN/m², 5500 kN/m² et 11000 kN/m².

L'influence de la rigidité du parement sur les déplacements horizontaux à la fin de la construction est illustrée sur (la Fig.4.13). Les déplacements horizontaux (x) apparaissent normalisés par la hauteur de paroi (H).

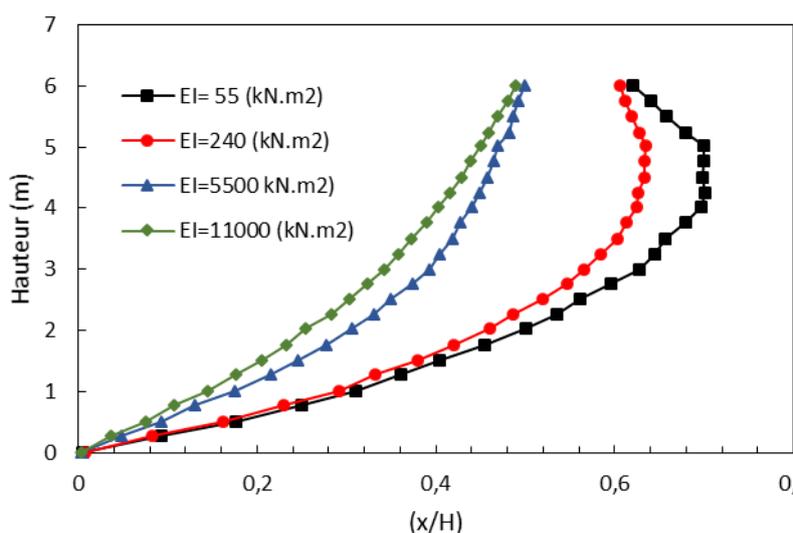


Fig.4.13 Effet de la rigidité du parement sur le déplacement latéral du parement

On peut observer à partir de (la fig.4.13) que la rigidité du parement paroi a une influence sur la configuration des déplacements latéraux. Lorsque la rigidité du parement augmente, l'emplacement du déplacement horizontal maximal diminue avec la hauteur du mur. Des analyses numériques réalisées par Rowe & Ho [30], ont montré qu'en multipliant par cent la rigidité en flexion de la paroi, le déplacement horizontal maximum du parement diminue de 15%.

(La fig.4.14) montre les forces axiales maximales du renforcement, mobilisées le long de la longueur de l'armature, pour des valeurs distinctes de rigidité de parement.

À l'exception de la couche de renforcement inférieure, où la charge de traction diminue en raison de la contrainte de fondation, lorsque le parement est plus flexible, les charges de renforcement maximales ont tendance à augmenter avec la profondeur. En augmentant la rigidité de flexion du mur, la répartition des charges de renforcement devient plus uniforme.

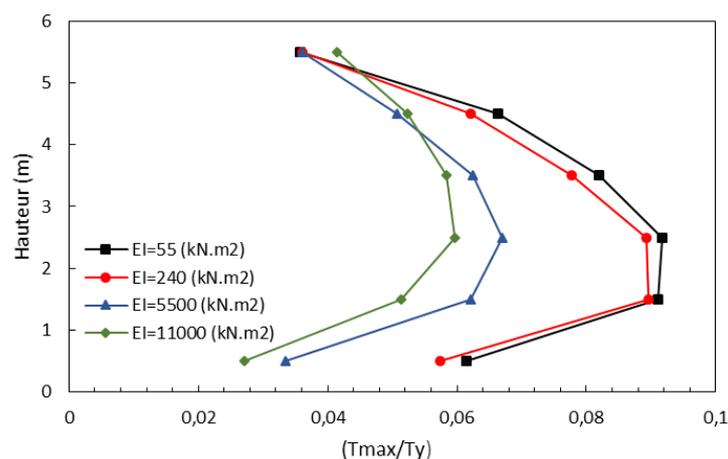


Fig.4.14 effet de la rigidité du parement sur les forces axiales maximales du renforcement

4.4.2.5 Effet de la longueur du géo-synthétiques (L)

L'effet de la longueur du renforcement (L) a été examiné en considérant différentes longueurs du renforcement tandis que la hauteur H du mur a été maintenue constante.

Le rapport L / H examinée variait de 1,25 à 0,3. A l'absence de résistance au pincement, la limite inférieure (L / H = 0,3) est le rapport minimum requis pour assurer la stabilité externe du bloc de sol renforcé.

(La fig.4.15) montre l'effet du rapport entre la longueur du renforcement et la hauteur du mur (L/H) sur la déformation horizontale normalisée (x/H). Dans tous les cas, la longueur de renforcement à chaque niveau était la même, et la hauteur des murs est de 6m pour tous les cas. Comme montre les résultats, la réduction la plus remarquable du mouvement horizontal du mur est où le rapport du (L/H) varie entre 0,3 jusqu'à 0,7 après ce rapport le déplacement horizontal du mur est presque constant.

La raison de l'augmentation du déplacement horizontal maximal du mur est peut être due à une longueur du renforcement plus courte que la ligne de rupture de Rankin. Pour le cas (L / H) égal à environ 0,3, seule la moitié inférieure des couches de renforcement coupe la ligne de rupture de Rankine, ce qui augmente la pression latérale derrière le sol renforcé, et augmente ainsi le déplacement horizontal du parement, et augmente par la suite la force de traction dans les armatures.

(La fig.4.15) présente l'effet du rapport (L/H) sur la déformation horizontale de la partie du sol renforcé.

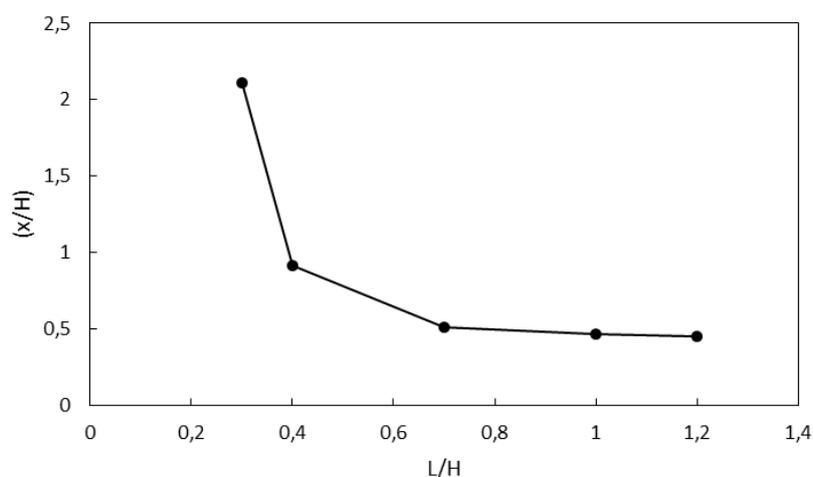


Fig.4.15 Effet de la longueur du renforcement sur le déplacement latéral maximal du parement

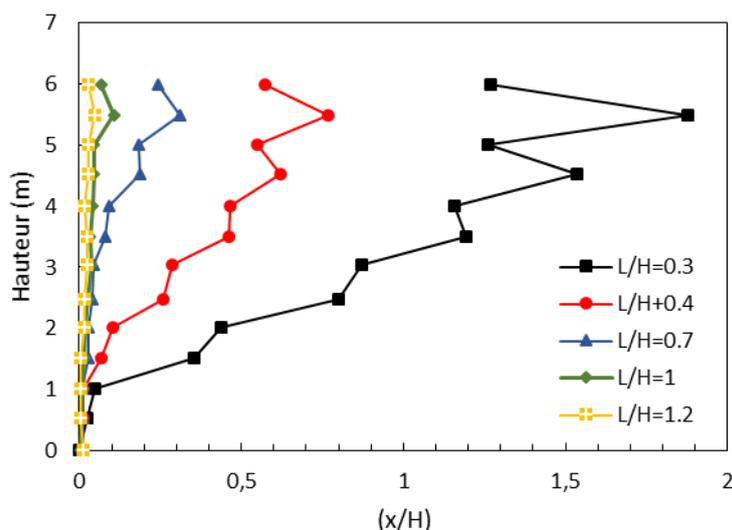


Fig.4.16 Effet de la longueur du renforcement sur le déplacement du bloc du sol renforcé

Lorsque le rapport L/H est important, la déformation horizontale est négligeable, et une déformation supplémentaire du parement est causée par la déformation de la partie du sol renforcé. En revanche, la déformation horizontale derrière le bloc de sol renforcé est significative lorsque L/H est faible.

Ainsi, lorsque le rapport L/H est faible, la pression latérale derrière le bloc de sol renforcé augmente, ce qui entraîne des forces plus importantes dans les renforcements et une déformation supplémentaire en cisaillement dans le bloc de sol renforcé, augmentant par la suite la déformation horizontale du parement (Fig.4.16).

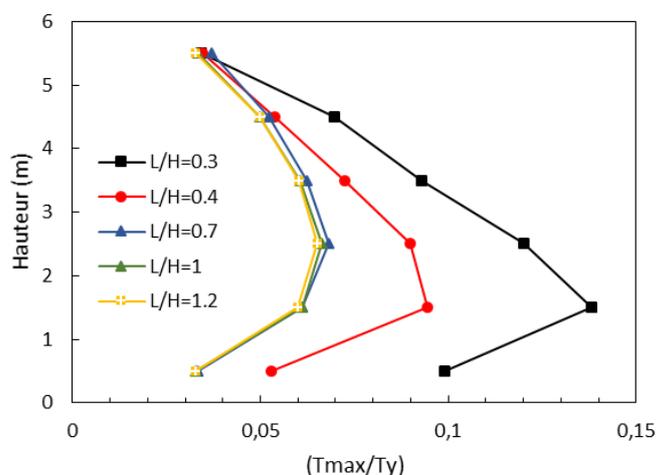


Fig.4.17 Effet de la longueur du renforcement sur les forces axiales du géogridde

En résumé, lorsque le rapport entre la longueur des armatures et la hauteur des murs est relativement faible, une situation se traduira par une force beaucoup plus importante dans les nappes du renforcement qu'on ne l'aurait prévu. Les résultats présentés ici aussi fournir une bonne justification de l'approche de conception actuelle qui recommande une longueur minimale de renforcement avec $L/H = 0,7$.

4.4.2.6 Effet de la hauteur du mur (H)

L'effet de la hauteur de mur H a été examiné en considérant trois hauteurs de mur alternatives : 3 m, 6 m et 9 m mais en gardant le rapport entre la longueur du renforcement et la hauteur du mur constant ($L/H = 0,7$). Les figures montrent l'effet de la hauteur du mur, la rigidité du renforcement et le rapport L/H sur le déplacement latéral du mur et les forces axial du renforcement.

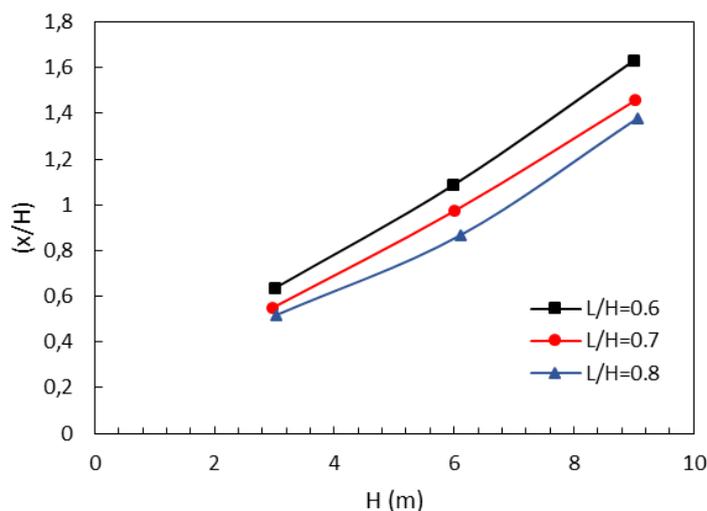


Fig.4.18 Effet de la hauteur du mur sur le déplacement latéral du parement

4.4.3 Effet de la surcharge uniforme

4.4.3.1 Présentation du cas étudié

Pour évaluer l'effet d'une surcharge uniforme sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par des géogrids avec un parement continu, certaines analyses numériques ont été effectuées avec différentes surcharges uniformes : 10 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa.

4.4.3.2 Résultats

(La Fig.4.19) montre l'influence de l'uniforme surcharge sur les forces axiales maximales du renforcement à la fin de la construction. Les résultats sont normalisés par rapport à T_y .

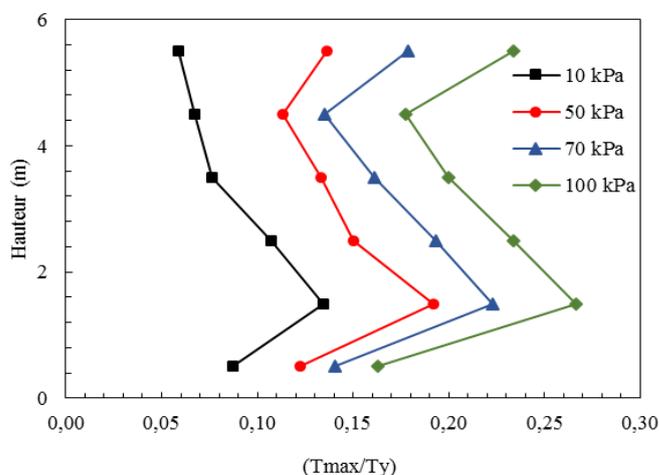


Fig.4.19 Effet de la surcharge sur les forces axiales maximales du géogridde

Les résultats montrent clairement que la force de traction maximale à chaque élévation augmente avec l'augmentation de la surcharge uniforme. En outre, pour chaque valeur de surcharge, la force de traction maximale se trouve dans la deuxième couche à partir du bas de la paroi. Il convient également de noter que la force de traction de la dernière couche géosynthétique augmente avec l'application de surcharges uniformes de 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa.

(La Fig.4.20) présente un aperçu comment l'outil FLAC 2D détermine les forces axiales maximales dans chaque couche de renforcement.

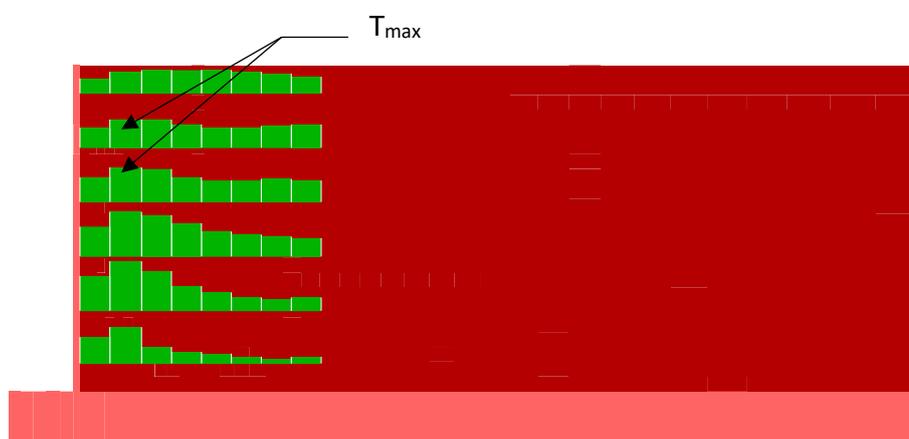


Fig.4.20 Aperçu des forces maximales dans l'outil FLAC 2D

Le déplacement latéral du parement à la fin de la construction sous l'effet d'une surcharge uniforme est calculé et représenté sur (la Fig.4.21).

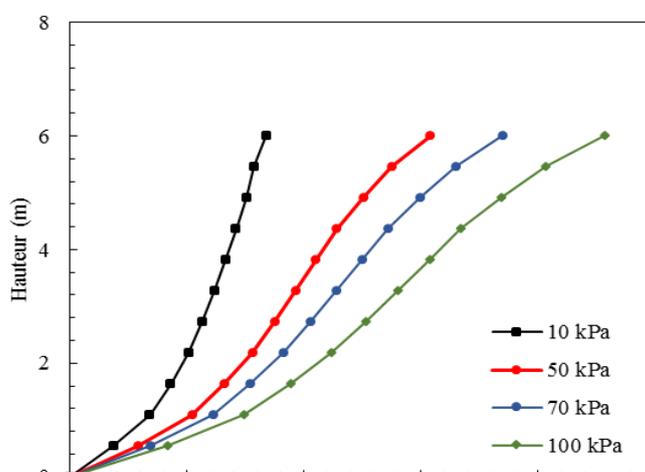


Fig.4.21 Effet de la surcharge sur le déplacement latéral du parement

On remarque d'après les résultats que l'augmentation de la valeur des surcharges uniforme permet d'augmenter les déplacements latéraux du parement à la fin de la construction. Les résultats sont normalisé par rapport à la hauteur du mur H .

4.4.4 Effet de la largeur de la surcharge

4.4.4.1 Présentation du cas étudié

Pour étudier l'effet de la largeur de la surcharge sur la force de traction maximale et sur le déplacement horizontal avec un panneau de revêtement continu, deux cas sont présentés :

- **Cas 1** : Une surcharge uniforme de 10 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa est respectivement appliquée sur une bande de 6 m de largeur à la surface du sol de remblai renforcé.
- **Cas 2** : Une surcharge uniforme de 10 kPa, 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa est respectivement appliquée sur une bande de 8 m de large à la surface du sol de remblai renforcé.

Les deux cas étudiés sont présentés sur (La Fig.4.22)

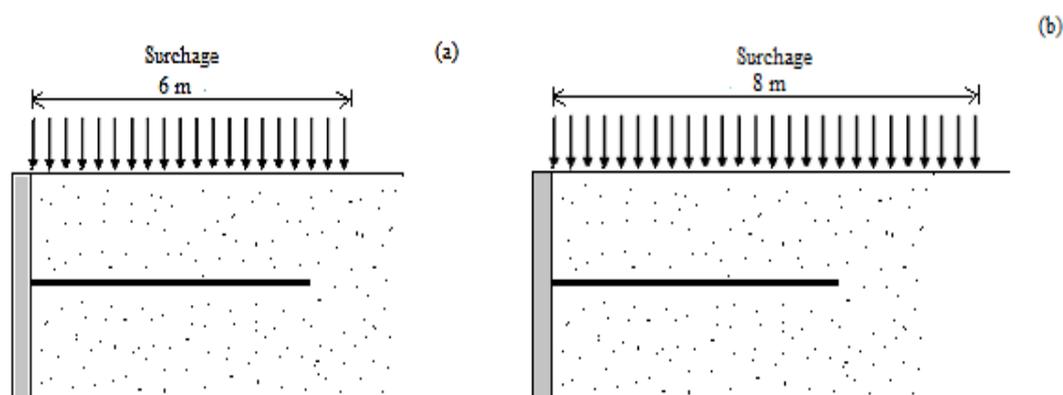


Fig.4.22 Présentation du cas étudié

4.4.4.2 Résultats

L'effet de la largeur de la surcharge uniforme sur la force de traction maximale et les déplacements latéraux est résumé dans les figures (Fig.4.23, Fig.4.24)

Les résultats de cette étude montrent que la largeur des différentes surcharges appliquées n'a aucun effet sur la force de traction maximale et sur les déplacements latéraux.

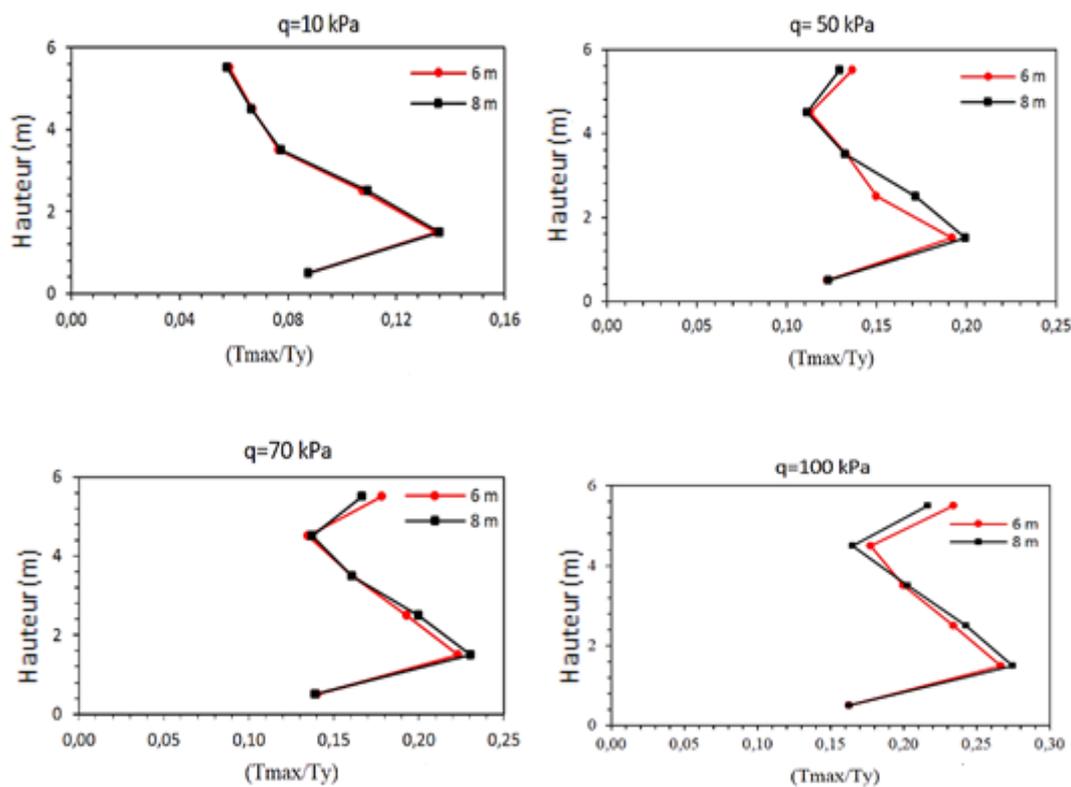


Fig.4.23 Effet de la largeur de surcharge uniforme sur la force de renforcement maximale

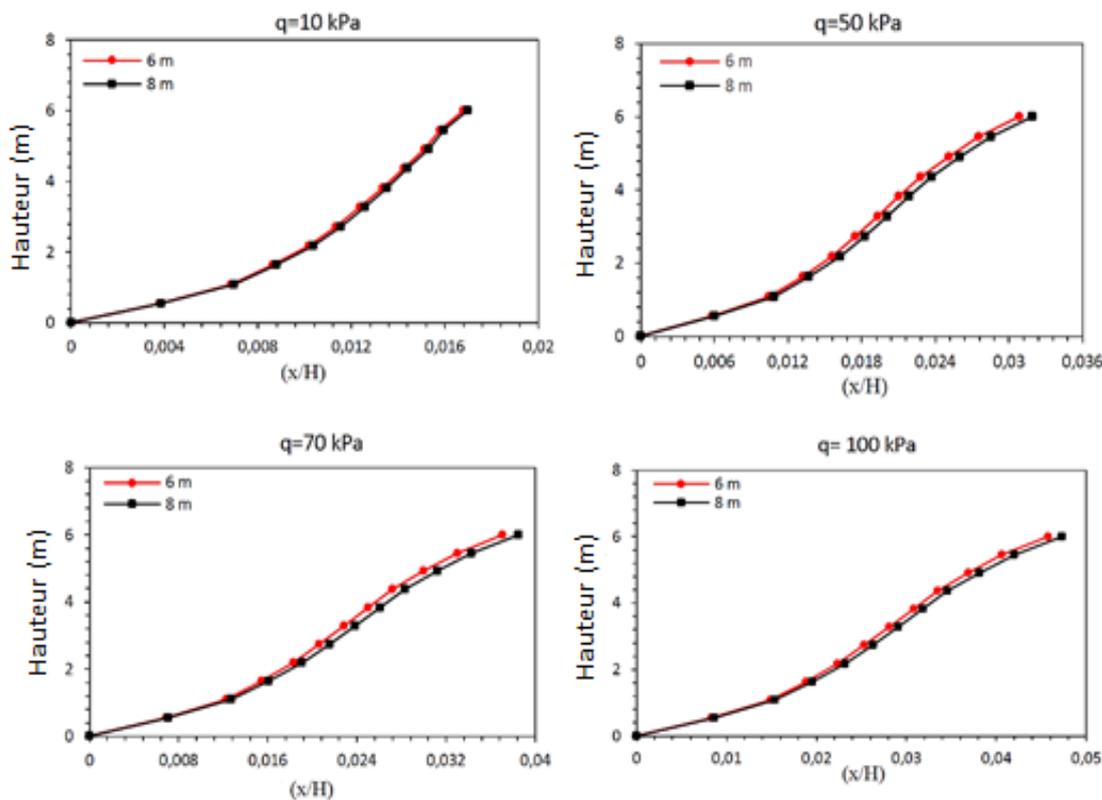


Fig.4.24 Effet de la largeur de surcharge uniforme sur le déplacement latéral du parement

4.4.5 Effet de la distance de la surcharge uniforme par rapport au mur de parement

4.4.5.1 Cas étudié

Pour évaluer l'effet de la distance de la surcharge uniforme par rapport au parement continu, trois distances différentes sont utilisées : 0 m, 0,5 m et 1 m. (La Fig.4.25) montre un détail sur le cas étudié.

Les résultats de cette série d'analyse sont représentés sur les figures (Fig.4.26 et Fig.4.27) : (La Fig.4.26) montre une diminution de la force de renforcement maximale avec l'augmentation de la distance du parement continu avec les différentes surcharges appliquées, sauf le cas de l'application de surcharge 10 kPa.

Les distances de 0 m et 0,5 m donnent les mêmes résultats. Avec la distance de 1 m, l'effet se remarque clairement sur la force de renforcement maximale normalisée lorsque l'on prend en compte respectivement 50 kPa, 70 kPa et 100 kPa. Là encore, la force de traction maximale dans les couches de renforcement est située dans la deuxième couche à partir de la fondation.

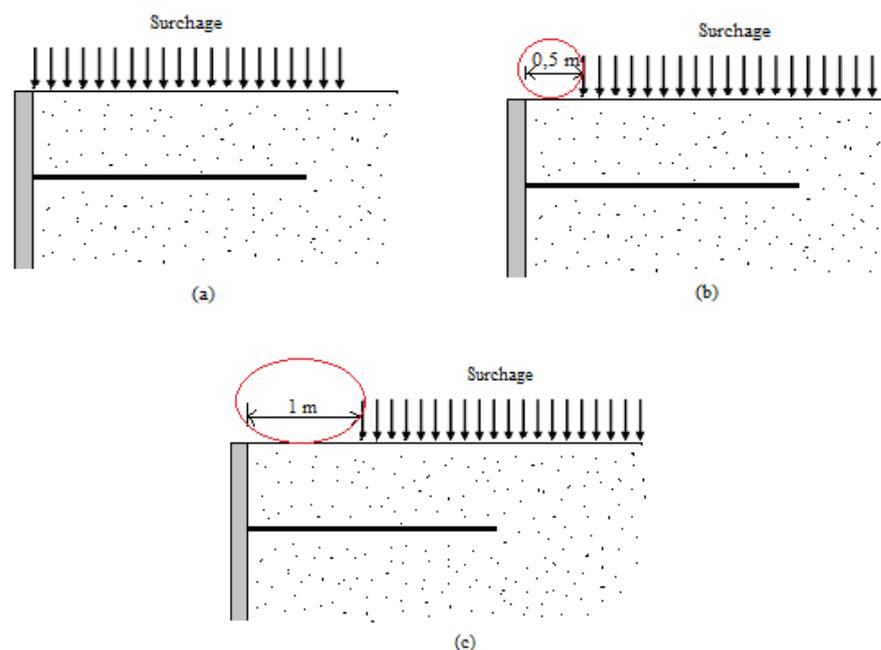


Fig.4.25 présentation du cas étudié

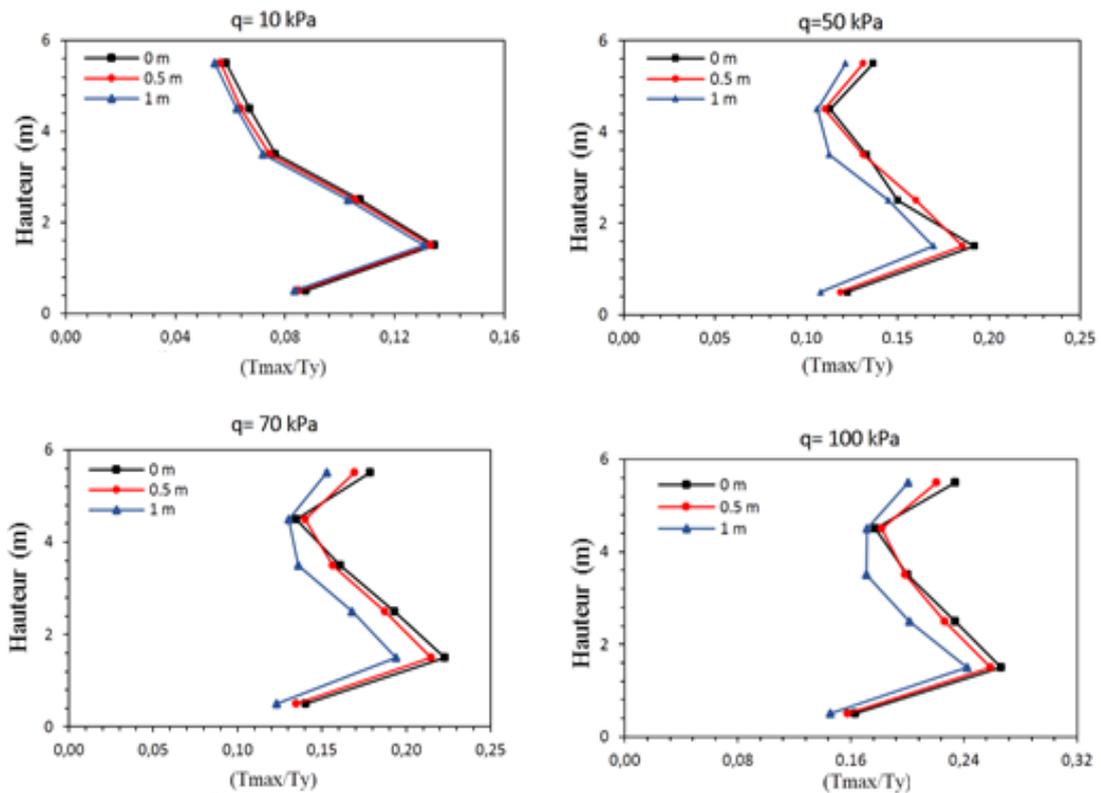


Fig.4.26 effet la distance de surcharge uniforme par rapport au parement continu sur les forces maximales de renforcement

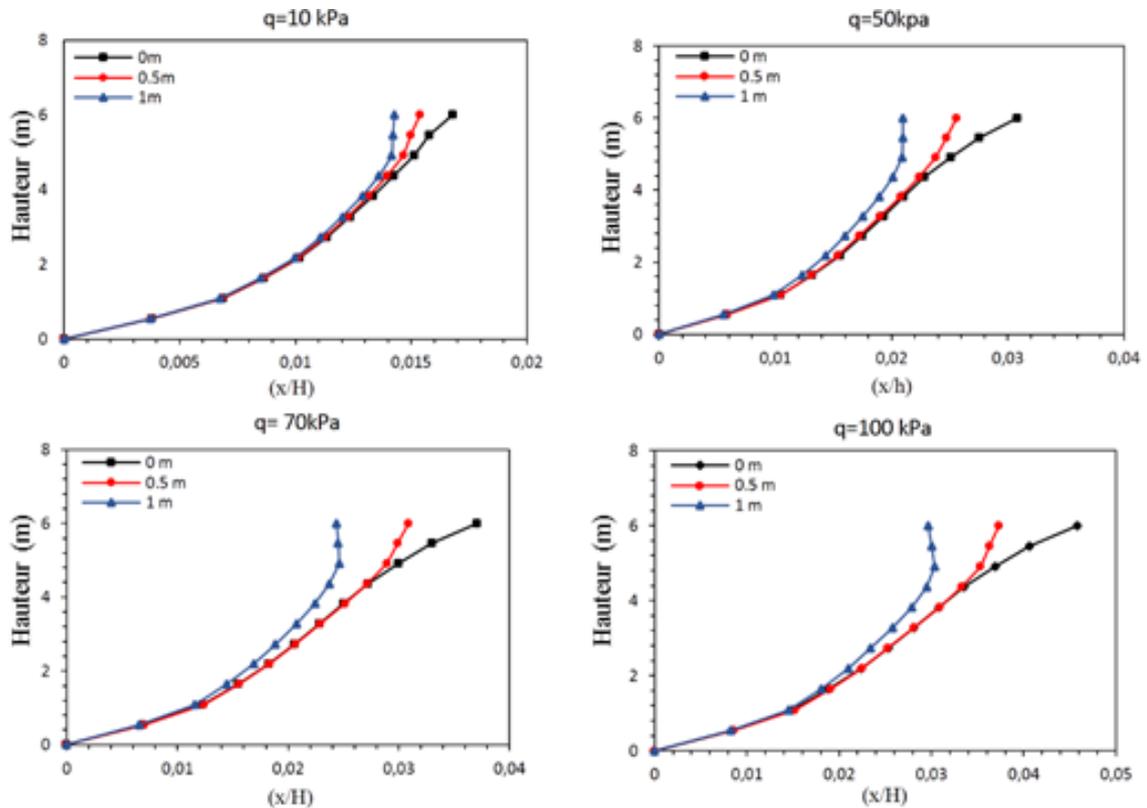


Fig.4.27 effet la distance de surcharge uniforme par rapport au parement continu sur le déplacement latéral du parement

4.4.6 Effet du choix d'élément interface

Pour la conception et l'analyse des structures en sol renforcés, le comportement de l'interface entre la structure et le remblai joue un rôle important dans la capacité portante globale du système. La présente partie de notre étude s'intéresse à l'étude numérique de l'influence du choix de l'élément interface sur le comportement d'un mur de soutènement à parement continu en sol renforcé par géogridde.

4.4.6.1 Cas étudié

Dans cette série d'analyse numérique, nous avons choisi deux modèles pour examiner l'effet du choix d'élément interface :

- l'interface parement-remblai est modélisée à l'aide d'élément interface qui existe dans le code FLAC (ceci a été présenté dans le chapitre 3).
- l'interface parement-remblai est modélisée à l'aide d'une couche fine de sol de 0,05 m d'épaisseur, directement derrière le parement (Fig.4.28). Le sol d'interface a un angle de frottement égal à 20° , et une cohésion nulle.

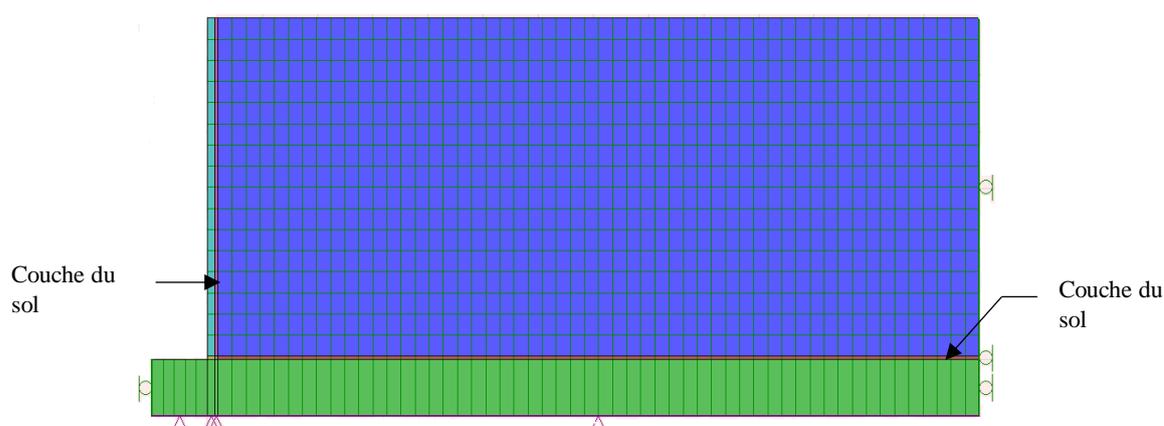


Fig.4.28 modélisation de l'interface avec une couche fine de sol

4.4.6.2 Résultats

L'effet de choix d'élément interface sur ces forces dans chaque couche de renforcement est représenté sur (la Fig.4. 29). A partir des résultats présentés sur cette figure, on peut remarquer une augmentation des forces axiales dans le cas où l'interface est modélisée comme un élément interface. De plus, dans les deux cas la force de traction maximale se trouve dans la deuxième nappe à partir du bas de la paroi.

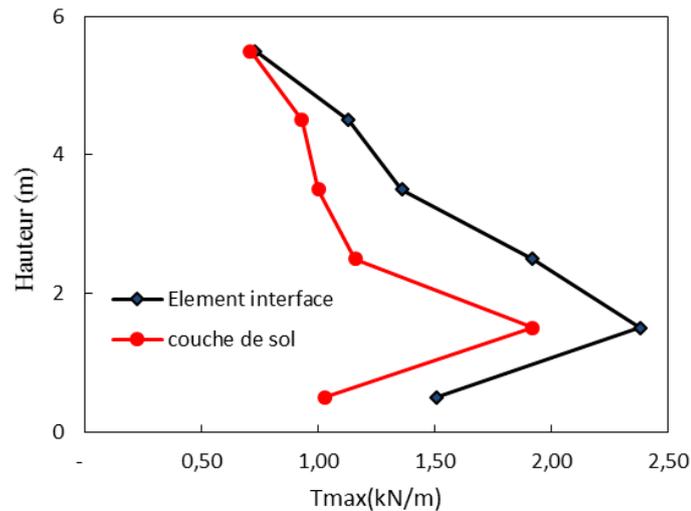


Fig.4.29 Effet d'élément interface sur les forces axiales maximales du géogrille

Le déplacement latéral du parement à la fin de la construction a été déterminé et représenté sur (la Fig.4.30). D'après ces résultats numériques on peut remarquer que la modélisation numérique de l'interface parement- sol renforcé avec une couche fine de sol réduit le déplacement latéral de parement.

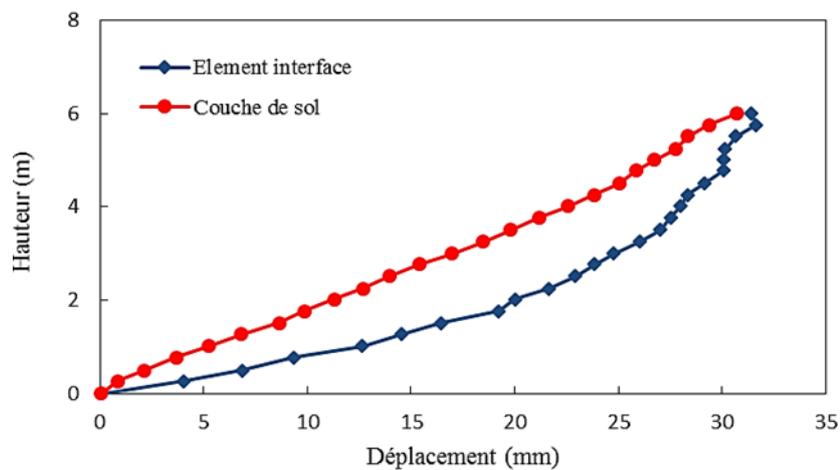


Fig.4.30 Effet d'élément interface sur le déplacement latéral du parement

(La Fig.4.31) illustre les déformations sur les nappes de géogrille à la fin de la construction. Les résultats montrent un accord satisfaisant entre le cas où l'interface est modélisée comme une couche fine de sol et comme élément interface.

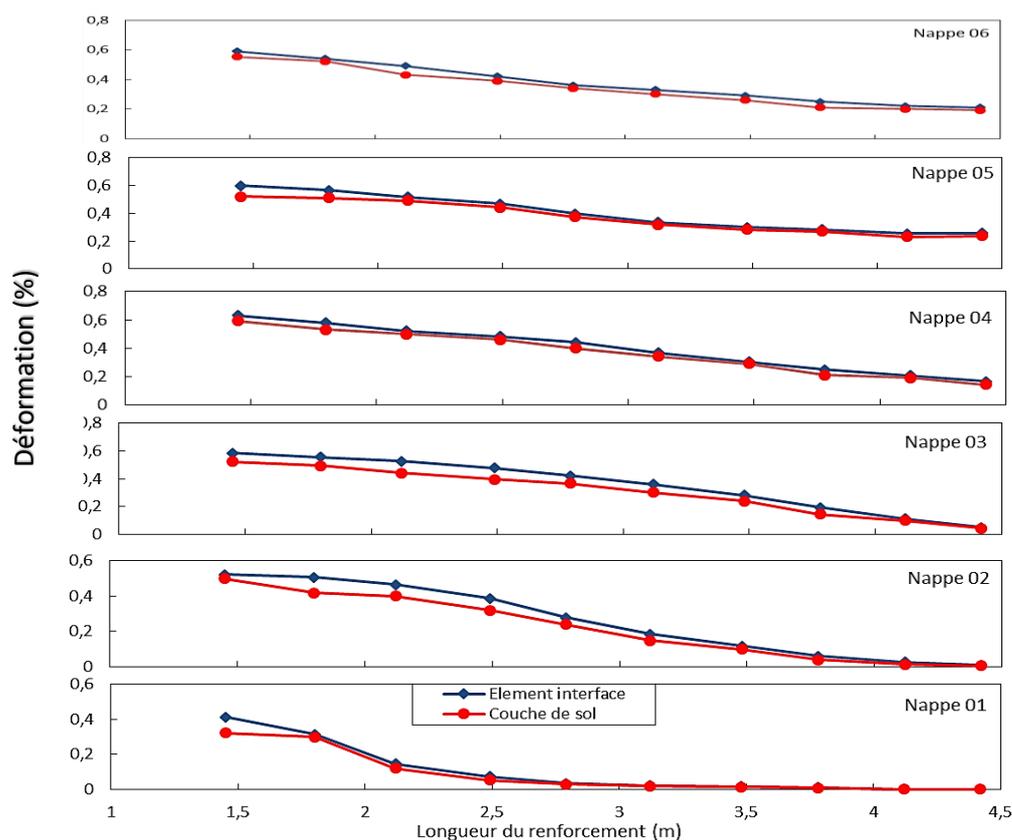


Fig.4.31 Effet de l'interface sur la déformation des géogrilles

4.4.7 Effet de propriété de l'interface

Afin d'arriver à une meilleure compréhension de l'effet de l'interface sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé, certaines analyses numériques ont été effectuées avec différents angles de frottement de l'interface entre le sol renforcé et le parement.

(La Fig.4.32) présente l'effet de l'angle de frottement de l'interface sur les forces axiales maximales. Les résultats montrent clairement que la force axiale maximale dans chaque lit de renforcement, diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement. De plus, pour chaque valeur de l'angle de frottement, la force axiale maximale se trouve dans la deuxième couche à partir du bas de la paroi.

On peut observer sur (la Fig.4.33) que le déplacement latéral normalisé diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement.

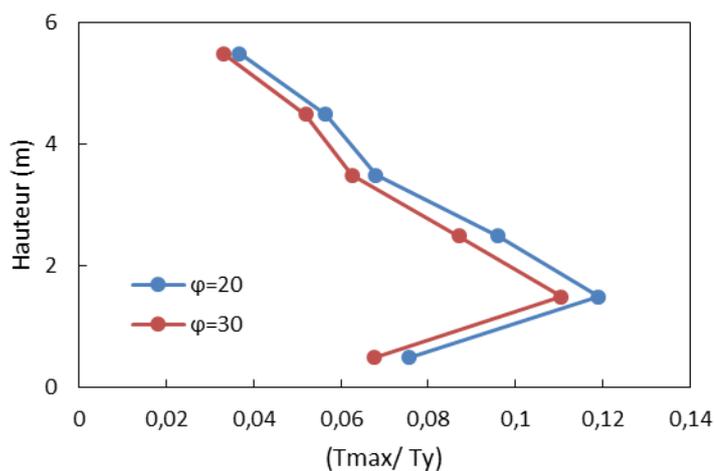


Fig.4.32 Effet de l'angle de frottement de l'interface sur les forces maximales

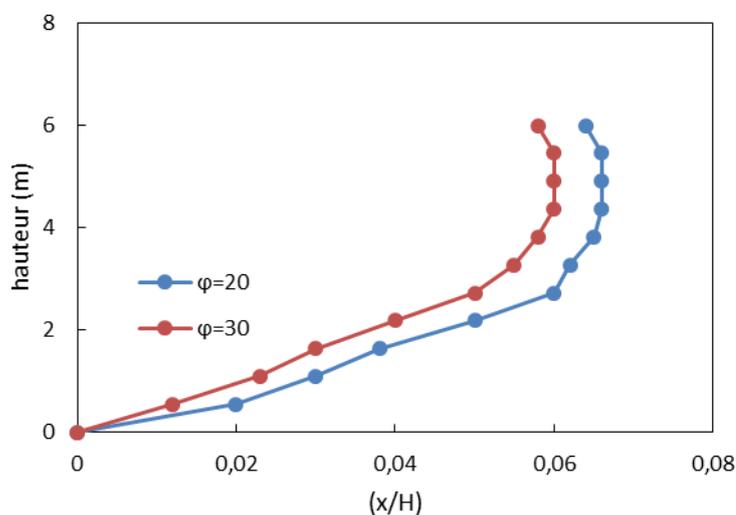


Fig.4.33 Effet de l'angle de frottement de l'interface sur le déplacement latéral du parement

4.5 Conclusion

Dans le courant chapitre, on a essayé de modéliser un mur de soutènement en sol renforcé par géogridde et de déduire l'importance de chaque paramètre choisi concernant comportement de cette structure. Le modèle numérique présenté dans la présente étude a été premièrement validé par une comparaison des résultats numériques avec ceux obtenus par d'autres chercheurs.

La deuxième parties de cette étude, montre que les paramètres les plus influencent sur la déformation du parement (le déplacement latéral) et la force axiale maximale dans les géogriddes étaient la rigidité du renforcement (J) et l'angle de frottement du remblai (φ), concernant les propriétés des matériaux. Pour les paramètres géométriques, y compris le

rapport de la longueur des géogriddes (L) sur la hauteur du mur (H) est le facteur le plus important pour la conception des murs en sol renforcé.

Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques sont généralement soumis à des surcharges uniformément réparties. C'est pourquoi dans cette étude on a évalué l'effet d'une surcharge uniforme sur la force axiale maximale (T_{\max}) et le déplacement horizontal du parement.

Les résultats indiquent que la surcharge uniforme a un effet significatif sur la force axiale maximale des géogriddes et le déplacement latéral du mur.

L'étude numérique concerne l'élément interface, a permis de mettre en évidence l'importance du choix d'élément interface dans la modélisation numérique des murs de soutènement en sol renforcé.

Conclusion générale et perspectives

Les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé tels que AASHTO (2012), ne considère pas plusieurs paramètres régissant le comportement de ces structures, tels que la rigidité du parement, la rigidité des couches de renforcement, la cohésion du sol, et la rigidité du sol de fondation.

La modélisation numérique est souvent utilisée pour résoudre des problèmes complexes, elle permet de comprendre les mécanismes de rupture et l'influence de plusieurs paramètres, d'analyser la stabilité et la déformation et en tout point du modèle dans un temps raisonnable. Dans cette étude, une modélisation d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogridde est effectuée, utilisant la méthode des différences finies, à l'aide du code de calcul FLAC 2D, afin de comprendre mieux le comportement de cette structure, et d'évaluer l'influence de quelques paramètres géométriques et mécaniques, spécialement sur les forces axiales maximales dans les couches de géogriddes, et sur le déplacement latéral du mur. Pour la validation de notre modèle numérique, les résultats obtenus dans cette recherche sont comparés aux celles qui ont été obtenus par Rowe et Ho (1998), et Veira et al. (2008).

Les résultats numériques de la première partie, concernant les paramètres géométriques qui affectent le comportement du mur de soutènement en sol renforcé par géogriddes, montre que le paramètre géométrique le plus important est le rapport entre la longueur des géogriddes et la hauteur du mur, pour un rapport égal ou supérieur à 0,7.

Les murs de soutènement géosynthétiques sont généralement soumis à des surcharges uniformément réparties. Pour cette raison, cette étude a été entreprise pour évaluer l'effet d'une surcharge uniforme sur la force de traction maximale T_{max} et le déplacement horizontal du panneau de parement. Les résultats indiquent que la force de traction dans les armatures T_{max} et le déplacement horizontal du panneau de parement augmentent avec l'augmentation de la surcharge uniforme.

La largeur des différentes surcharges appliquées n'a aucun effet sur la force de traction maximale et sur le déplacement horizontal du panneau de parement. On observe clairement

que la force de renforcement maximale et le déplacement horizontal du panneau de parement diminuent avec l'augmentation de la distance par rapport au panneau de parement continu.

Pour la conception et l'analyse des structures en sol renforcés, le comportement de l'interface entre la structure et le remblai joue un rôle important dans la capacité portante globale du système. Pour montrer l'effet du choix de l'élément interface entre le parement et le remblai, on a effectué une modélisation numérique avec deux modèles d'interface : le premier est modélisé à l'aide d'élément interface qui existe dans le code FLAC, et le deuxième est modélisé à l'aide d'une couche fine de sol de 0,05 m d'épaisseur, directement derrière le parement. Les résultats montrent que les forces axiales maximales augmentent dans le cas où l'interface est modélisée comme un élément interface. L'angle de frottement de l'interface présente une faible influence pour le calcul des déplacements ainsi que pour le calcul des forces axiales maximales.

En perspectives, il est prévu d'étudier l'influence d'autres propriétés concernant l'élément interface sur le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrid.

Liste des références bibliographiques

- [1] Zeroual F ., (2013), Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Thèse de magister, Université de Batna (Algérie), Département de Génie Civil.
- [2] Koemer, R. M. (2005), Designing with Geosynthetics, Pearson Education, Inc. NJ. USA
- [3] LCPC (2003), Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques, Guide technique.
- [4] Farik A., (2013), Analyses numériques des déformations des culées de pont en sol renforcé, Thèse de magister, Université de Biskra (Algérie), Département de Génie Civil et Hydraulique.
- [5] Tatsuoka F. (1993), Roles of facing rigidity in soil reinforcing. Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam. pp. 831-870.
- [6] Lajevardi H.S ., (2014), Comportement des geosynthetiques en ancrage Modelisation physique et numerique, Thèse doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon.
- [7] AFNOR (1998). NF P 94-220-0 Renforcement des sols - Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : Justification du dimensionnement.
- [8] Nand K ., (2005), Concept and design of reinforced earth structures, geotechnical engineering directorate research designs and standards organization.
- [9] Rahmouni O ., (2017) ,Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géogrid. Thèse doctorat, Université de Biskra (Algérie).
- [10] Geoguide-6 (2002), Guide to Reinforced Fill Structure and Slope Design, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, China.
- [11] Djabari M ., (2013), Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont, Thèse de magister, Université de Biskra (Algérie), Département de Génie Civil et Hydraulique.

- [12] Baaziz S.E ., (2012), Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé, Thèse magister, Université de Biskra (Algérie), Département de Génie Civil et Hydraulique.
- [13] GP 063-2006 ., Guide sur la conception de structures en sol renforcé avec des matériaux géosynthétiques et métalliques
- [14] Boulfoul K ., (2012), Etude numérique sur l'effet de l'espacement des géogrilles sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé. Thèse magistère. Université de Batna (Algérie).
- [15] Abdelouhab A ., (2010) . Comportement des murs en Terre Armée – modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles, Thèse de Doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- [16] Sasan S ., (2010), Simulation numérique du comportement des sols cloués. Interaction sol renforcement et comportement de l'ouvrage, Thèse doctorat, Ecole national es pont et chaussée.
- [17] Zermani M , Tabti S ., (2016) , Les géosynthétiques fonctions et applications et retour d'expérience en Algérie, Journée scientifique sur les géosynthétiques. Ouargla.
- [18] Reddy D.V, Navarrete C, Rosay A, Cira A, Ashmaway A.K et Gunarate.M ., (2003), Log term behavior of geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) wall system- Numerical/ Analytical studies, full scale field testing, and design softwaredevelopment, Rapport final, Florida.
- [19] Bilgin Ö, Mansour E ., (2014), Effect of reinforcement type on the design reinforcement length of mechanically stabilized earth walls, Engineering Structures 59 663–673
- [20] AASHTO., (2012), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C., USA, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- [21] BSI., (2010), Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills (BS8006), British Standards Institution, Milton Keynes, UK
- [22] Murthy, V. N. S., (2012), Geotechnical Engineering: Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering, CRC Press, pp 882.
- [23] Koerner, R.M., (1999), Design with Geosynthetics. Fourth Edition, Prentice Hall, New Jersey.
- [24] Bathurst, R. J., D. Walters, N. Vlachopoulos, P. Burgess et T. Allen, (2000), Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. Proceedings of GeoDenver, Melbourne, Australia.

- [25] Chou, J.-S., K.-H. Yang, J. P. Pampang et A.-D. Pham., (2015), Evolutionary metaheuristic intelligence to simulate tensile loads in reinforcement for geosynthetic-reinforced soil structures. *Computers and Geotechnics*, 66: 1-15.
- [26] Berg R R, Christopher B R, Samtani N C., (2009), Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Publication No. FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC.
- [27] Bilgin, Ö., (2009), Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls. *Engineering Structures*, 31(9): 1967-1975.
- [28] Abdelouahab A . , (2010), Comportement des murs en terre armé modélisation physique, analytique, et numérique des renforcements extensibles, Thèse doctorat, L'institut national des sciences appliquées de Lyon.
- [29] Arab R., P. Villard et J. Gourc ., (1996). Mechanism of reinforcement from two field trials. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam. pp. 303-308.
- [30] Rowe K. , Ho K.S., (1997), Continuous panel reinforced soil walls on rigid foundation', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123 No10, pp912-920.
- [31] Andrawes K.Z. , I. Yogarajah ., (1994), Effects of reinforcement connections on the behavior of reinforced soil retaining walls, In H.J. Siriwardane & M.M. Zaman (eds), *Computer Methods and Advances in Geomechanics. Proc. 8th Int. Conf. Num. Meth. Geomech*
- [32] Ochiai Y. , N Fukuda ., (1996), Experimental study on geotextile reinforced soil walls with different facings. *Proc. Rec. Cas. Hist. Devel. Des. Geosyn.-Reinf. Soil Retain. Walls*, Tokyo, Japan, Nov. 1996: 140-147.
- [33] Nakane A, M Taki, Y Yokota et H. Miyatake ., (1996), FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile reinforced soil walls. *Proc. Int. Symp. Earth Reinf. 1*: 433-438. Fukuoka: Balkema.
- [34] Rowe, R.K. , S.K. Ho ., (1993), A review of the behavior of reinforced soil walls, *Proc. Int. Symp. Earth Reinf. Prac. 2*: 801- 830. Fukuoka: Balkema.
- [35] Palmeira E. M., (2009). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 368-390.
- [36] Yang K, J Zornberg, C. Liu et H. Lin ., (2012). Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes, *Geosynthetics International*, 19(1): 62-78.

- [37] Bathurst R. J et M. R. Simac., (1994), Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America. Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore. pp. 1275-1298.
- [38] Bilgin Ö, E. Mansour., (2014), Effect of reinforcement type on the design reinforcement length of mechanically stabilized earth walls. *Engineering Structures*, **59**: 663-673.
- [39] Rahmouni O, Mabrouki A, Benmeddour D et Mellas M., (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5): 435-444.
- [40] Billaux D, e P Cundall ., (1993), Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*(63): 9-21.
- [41] Hatami. K. and Bathurst R. J., (2005), Verification of a numerical model for reinforced soil segmental retaining walls , Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions, GSP 140.
- [42] Yan Yu a, Ivan P. Damians , Richard J. Bathurst ., (2015), Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil–structure interactions, *Computers and Geotechnics* 65 (2015) 164–174.
- [43] Hatami K. et R. J. Bathurst ., (2005), Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4): 1066-1085.
- [44] Ahang A, Asakereh A., (2016), Maximum horizontal displacement of the wall and the maximum tensile force in reinforcements for geogrid reinforced soil wall, *EJGE journal* Vol. 21, Bund. 08.
- [45] 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.
- [46] Helwany, S.M.B., G. Reardon & J.T.H. Wu ., (1999), Effects of backfill on the performance of GRS retaining walls. *Geotex. Geomem.* 17(1): 1-16.
- [47] Leshchinsky, D., F. Zhu et C. L. Meehan ., (2009). Required unfactored strength of geosynthetic in reinforced earth structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 136(2): 281-289.
- [48] Hatami, K. and Bathurst, R.J ., (2006) Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading', *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 132 No 6, pp 673–684.
- [49] Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K. and Allen, (2009), Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models, *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*.

- [50] Vieira, C., M. Lopes et L. Caldeira ., (2008), Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls: a numerical study, Proceedings of the 4th european geosynthetics conference, Edimburg, Scotland.
- [51] Rahmouni O, Mabrouki A, Benmeddour D et Mellas M., (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5): 435-444.
- [52] Abdelouhab A., Dias, D., et Freitag, N., (2010). Physical and analytical modelling of geosynthetic strip pull-out behaviour. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1): 44-53.
- [53] FLAC (2006). Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 6.0. User's manual, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- [54] Marti J., P. A. Cundall. (1982). Mixed Discretization Procedure for Accurate Solution of Plasticity Problems. *Int. J. Num. Methods and Anal. Methods in Geomech.*, 6 :129-139
- [55] Coulomb, C. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématiques et de physique présentés à l'Académie royale des sciences par divers savants, et lus sans ses assemblées, 7: 343-382.
- [56] Mestat P. (2002). Modélisation élastoplastique des sols. I - Chargements monotones. In : HICHER P.Y., SHAO J. F. *Elastoplasticité des sols et des roches*. Paris : Hermès sciences, Lavoisier, 91-153.
- [57] Djebablah W , Nouaouria M.S, Adjabi S ., (2020), Numerical study of the behaviour of geosynthetic-reinforced soil retaining walls under a uniform surcharge, *Int. J. Structural Engineering*, Vol. 10, No. 2, 2020.
- [58] Hatami, K. et R. Bathurst .(2001). Modeling static response of a geosynthetic reinforced soil segmental retaining wall using FLAC. Proceedings of the 2nd international FLAC symposium on numerical modeling in geomechanics, Lyon, France. 223-231.
- [59] Yoo C. et S.-B. Kim. (2008). Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(6): 460-472.