



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Réf. :

Présenté et soutenu par :

LABED Dina

Étude Numérique des Murs de Soutènement en Sol Renforcés

L'Encadrant : Dr. BROUTHEN Abdelaziz

Année universitaire 2024/2025

Remerciement

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études.

Je remercie en premier lieu le docteur BROUTHEN ABDELAZIZ pour son soutien constant, ses précieux conseils et son suivi attentif l'encadrement de cette thèse qui ont grandement contribué à la réalisation de ce travail

J'adresse également mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce mémoire.

Mes remerciements vont aussi à l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'Université Mohamed Khider de Biskra, pour les connaissances et la formation qu'ils m'ont transmises tout au long de mes années d'études.

DEDICACES

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements et ma profonde gratitude à ma famille, qui a été le premier soutien tout au long de mon parcours. À mon cher père, et surtout à ma mère bien-aimée dont les prières, la patience et les sacrifices ont été la lumière qui a illuminé mon chemin dans les moments les plus difficiles.

Je remercie également du fond du cœur mes deux sœurs bien-aimées, Amani et Bouthaina, pour leur soutien constant, leur tendresse et leurs paroles réconfortantes qui m'ont tant aidée.

Mes remerciements vont aussi à mes frères, mes piliers : Tarek, Khaled, Walid et Mohamed El Amine, pour leur présence rassurante et leur appui indéfectible.

Je n'oublie pas non plus mes chères amies du département de génie civil, Khawla, Wissam, et Mina, avec qui j'ai partagé ce parcours, ses efforts, ses défis et tant de beaux souvenirs. Leur amitié est l'un des plus beaux cadeaux que cette étape m'a offerts.

Résumé :

Ce mémoire présente une étude de validation et une analyse paramétrique de la modélisation numérique des murs de soutènement en sol renforcé à l'aide du logiciel PLAXIS 2D qui basé sur la méthode des éléments finies. La phase de validation compare les résultats numériques avec des données expérimentales existantes. L'étude paramétrique explore ensuite l'influence de divers paramètres (propriétés du sol, caractéristiques du renforcement) sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. L'objectif est d'établir une approche de modélisation fiable et de fournir des informations cruciales pour l'optimisation de la conception et la compréhension de la performance structurelle des murs en sol renforcé.

Mots-Clés

Mur de soutènement, sol renforcé, modélisation numérique, PLAXIS 2D.

Abstract

This thesis presents a validation study and parametric analysis of the numerical modeling of reinforced soil walls using PLAXIS 2D software, based on the finite element method. The validation phase compares numerical results with existing experimental data. The parametric study then explores the influence of various parameters (soil properties, reinforcement characteristics) on the behavior of reinforced soil retaining walls. The aim is to establish a reliable modeling approach and provide crucial information for optimizing the design and understanding the structural performance of reinforced soil walls.

Key words:

Retaining wall, reinforced soil, numerical modeling, PLAXIS 2D.

ملخص:

تقدم هذه الأطروحة دراسة تحقق وتحليل بارامتر للنمذجة الرقمية لجدران التربة المسلحة باستخدام برنامج بلاكسيس ثنائي الأبعاد، الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة. تقارن مرحلة التحقق النتائج العددية بالبيانات التجريبية الموجودة. ثم تستكشف الدراسة البارامترية تأثير البارامترات المختلفة (خصائص التربة وخصائص التعزيز) على سلوك الجدران الاستنادية للتربة المسلحة. والهدف من ذلك هو وضع نهج نمذجة موثوق به وتوفير معلومات مهمة لتحسين التصميم وفهم الأداء الإنشائي لجدران التربة المسلحة.

كلمات مفتاحية

جدار الاستناد، التربة المسلحة، النمذجة الرقمية، بلاكسيس ثنائي الأبعاد.

Table des matières

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
<i>Chapitre 1</i>	
Généralités sur les murs de soutènement en sol renforcés	
1.1 INTRODUCTION	2
1.2 GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTENEMENT	2
1.3 DIFFERENTS TYPES DES OUVRAGES DE SOUTENEMENT	3
1.3.1 MUR POIDS	3
1.3.2 MUR EN GABION	4
1.3.3 OUVRAGES CELLULAIRES	5
1.3.4 MUR EN SOL RENFORCEE	5
1.4 CAS OU LA POUSSEE EST REPRISE PAR ENCASTREMENT DE L'OUVRAGE DE SOUTENEMENT	6
1.4.1 LES RIDEAUX DE PALPLANCHES	6
1.4.2 MURS EN PAROIS MOULEES	7
1.4.3 MUR EN « L » OU « T RENVERSE » EN BETON ARME (OU MUR CANTILEVER)	7
1.5 LES OUVRAGE EN TERRE ARMEE	8
1.5.1 DEFINITION ET PRINCIPE	8
1.5.2 LES ELEMENTS DE LA TERRE ARMEE	9
1.6 LES RENFORCEMENTS	11
1.7 TYPES DE RENFORCEMENT	13
1.7.1 LES ARMATURES METALLIQUES	13
1.7.2 GEOSYNTHETIQUES	14
1.7.2.1 Les géotextiles	15
1.7.2.2 Les géogrilles	16
1.7.2.3 Les géomembranes	17
1.8 CONCLUSION.....	18

Chapitre 2

Comportement des murs de soutènement en sol renforcés sous actions statique

2.1 INTRODUCTION.....	20
2.2 METHODES DE DIMENSIONNEMENT CLASSIQUES	21
2.2.1 METHODE DE COULOMB (1776).....	20
2.2.2 METHODE DE RANKINE (1857).....	25
2.2.3 METHODE DE BOUSSINESQ (1882) :	30
2.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS RENFORCES	30
2.4.1 INFLUENCE DE L'EXTENSIBILITE DES ARMATURES.....	31
2.5 SYNTHESE DES ETUDES NUMERIQUES ANTERIEURES.....	33
2.5.1 BATHURST RJ & NAFTCHALI FM 2021	333
2.5.2 NUNES ET AL. 2022.....	344
2.5.3 MAJUMDER ET AL. 2023	344
2.5.4 ZHAO ET AL. 2024	355
2.5.5 AHMED MA & BOBET A 2025	366
1.11 CONCLUSION.....	377

Chapitre 3

Modélisation par éléments finis

3.1 INTRODUCTION	37
3.2 DESCRIPTION DU MODELE GEOMETRIQUE	37
3.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES.....	37
3.3.1 SOLS	38
3.3.2 ÉCAILLES EN BETON.....	38
3.3.3 RENFORCEMENTS.....	39
3.3.4 LONGRINE DE MISE A NIVEAU.....	39
3.3.5 LES INTERFACES	39
3.3.6 PHASAGE DES CALCULS	40

3.3.7 CONDITIONS AUX LIMITES ET CHARGEMENTS.....	40
3.4 VALIDATION DU MODELE NUMERIQUE	40
3.5 ANALYSE DE SENSIBILITE.....	42
3.5.1 EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT	42
3.5.2 EFFET DU LA RIGIDITE DE SOL RENFORCE	45
3.5.3 EFFET DU COHESION.....	48
3.5.4 EFFET DU TYPE DE RENFORCEMENT	49
3.6 CONCLUSION	50
CONCLUSION GENERALE.....	51
Références bibliographiques.....	52

Table des matières

Notations principales :

H Hauteur du mur

c Cohésion du sol

c_w Adhérence sol-mur

E Module d'Young

h La hauteur de sol de fondation

K_a Coefficient de la pression active

K_p Coefficient de la pression passive

ν Coefficient de Poisson

ψ Angle de dilatance

ε_{ij}^e Déformation élastique

ε_{ij}^p Déformation plastique

P_a Poussée des terres

P_p Butée des terres

U Déplacement total

EA Rigidité axiale

φ Angle de frottement

Liste des figures :

Chapitre 1 : Généralités sur les murs de soutènement en sol renforcés

Figure 1.1: Les divers types d'ouvrages de soutènement.....	3
Figure 1.2 : Mur de poids.	4
Figure 1.3 : Dimensionnement d'un mur poids.....	4
Figure 1.4 : Mur de gabion.....	4
Figure 1.5 : Les ouvrages cellulaires.....	5
Figure 1.6: Mur en sol renforcé.....	6
Figure 1.7: Les rideaux de palplanches.	6
Figure 1.8: Murs en parois moulées.	7
Figure 1.9: Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever).	8
Figure 1.10: Mur en Terre Armée.....	9
Figure 1.11: Armatures métalliques.	10
Figure 1.12: Panneaux ou écailles de la façade du mur.	10
Figure 1.13: Treillis métalliques horizontaux.	12
Figure 1.14 : Le géocellulaire.	12
Figure 1.15 : Les armatures métalliques.	14
Figure 1.16: Exemple de géotextile.....	15
Figure 1.17 : Exemple de géogrille.	16
Figure 1.18: Géomembrane.....	17

Chapitre 2 : Comportement des murs de soutènement en sol renforcés sous actions statique

Figure 2.1: Coin de Coulomb.....	21
Figure 2.2 : Théorie de Coulomb à l'état actif.	21
Figure 2.3 : Diagramme de l'équilibre des forces.....	22
Figure 2.4 : Théorie de Coulomb Poussée active sol cohérent.	23
Figure 2.5 : Théorie de Coulomb (Poussée passive).	25
Figure 2.6 : Rupture zonale de Rankine.....	25

Figure 2.7: Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol pulvérulent.	26
Figure 2.8: Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol cohérent.	28
Figure 2.9 : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.	30
Figure 2.10 : Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement (FHWA, 2009).	31
Figure 2.11 : Variation du coefficient K (BS8006, 1995).	32
Figure 2.12: Détermination de la ligne des tractions maximales, (a) armatures extensibles, (b) .	32

Chapitre 3 : Modélisation par éléments finis.

Figure 3.1: Modèle numérique et détail du maillage pour la simulation d'un modèle à éléments finis 2D du mur du Minnow Creek.	37
Figure 3.2 : Les Charges de traction mesurées et prévues dans les lits de renforcement instrumentés.	41
Figure 3.3: Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal de mur.	42
Figure 3.4: Surface critique de rupture, (a) $\phi = 44^\circ$, (b) $\phi = 34^\circ$, (c) $\phi = 25^\circ$	44
Figure 3.5: Répartition de la force la traction sur la longueur des renforcements.	47
Figure 3.6: Influence de la cohésion sur la pression latérale des terres.	48
Figure 3.7: Influence de type de renforcement sur les tractions maximales dans les renforcements.	49

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3. 1: Propriétés des sols.	38
Tableau 3. 2: Caractéristique de parement.	38
Tableau 3. 3 : Propriétés de armatures métalliques.	39

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les murs de soutènement en sol renforcé constituent aujourd'hui une solution technique largement utilisée dans les projets de génie civil grâce à leur efficacité et leur aspect économique.

Cependant, leur comportement mécanique complexe, impliquant l'interaction entre le sol, les renforcements et la face du mur, nécessite une analyse approfondie pour assurer leur stabilité et leur durabilité. Bien que les méthodes de calcul traditionnelles permettent un dimensionnement acceptable, elles ne prennent pas en compte tous les aspects du comportement réel de l'ouvrage.

L'utilisation de la modélisation numérique par éléments finis offre la possibilité d'étudier de manière plus précise l'influence des différents paramètres géotechniques et géométriques sur la performance globale du mur.

Dans ce contexte, cette étude vise à optimiser la conception des murs de soutènement en sol renforcé à travers une analyse paramétrique approfondie utilisant le logiciel PLAXIS 2D, en mettant l'accent sur l'interaction sol-renforcement et les mécanismes de déformation.

Ce mémoire est composée de trois chapitres :

Le premier chapitre : est une étude bibliographique destinée à les informations générales sur les murs de soutènement. Il aborde les principaux types de renforcement des sols .

Le deuxième chapitre : est une étude sur les méthodes classiques de dimensionnement utilisées pour assurer leur stabilité. Le comportement mécanique des sols renforcés est également analysé afin de mieux comprendre leurs performances. Enfin, Synthèse des études numériques antérieures.

Le troisième chapitre : ce chapitre traite du développement d'un modèle numérique pour simuler le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé, en commençant par une description du modèle d'ingénierie adopté. Il passe également en revue les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les charges d'exploitation imposées au modèle. Enfin, la validation du modèle numérique est présentée en comparant les résultats avec des données de référence ou expérimentales, suivie d'une étude paramétrique approfondie.

Introduction générale

Une conclusion générale et des recommandations concluent ce travail de mémoire.

Chapitre 1

Généralités sur les murs de soutènement en sol renforcés

1.1. Introduction

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement soit par la construction d'un ouvrage de soutènement qui relève du domaine de la structure soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place ce qui appartient au domaine de la géotechnique cependant certaines méthodes combinent les deux domaines simultanément, comme c'est le cas des massifs en sol renforcé ce sont des ouvrages de soutènement construits par le renforcement d'un sol de remblai ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui raconte que tout a commencé comme un jeu, lorsqu'il a construit un château de sable sur la plage de Saint-Tropez cependant le sable s'écoulait ce qui lui donna l'idée de renforcer la construction avec des aiguilles de pin De cette idée est né le principe général du sol.

1.2 Généralités sur les murs de soutènement

L'utilisation principale des murs de soutènement est dans les cas suivants

- Dans les zones montagneuses pour protéger les routes contre les risques d'éboulements ou d'avalanches.
- Dans les zones urbaines pour limiter l'emprise d'un talus naturel en vue de la construction d'une route d'un bâtiment ou d'une infrastructure.

Le mur de soutènement sert à stabiliser le sol à la fois en remblai et en déblai. La masse de sol retenue exerce une force de poussée qui est traitée de trois manières principales :

- La poussée est absorbée par le poids du mur de soutènement.
- La poussée est absorbée par l'encastrement du mur de soutènement (Les écrans plans).
- La poussée est absorbée par des ancrages (Les murs composés).


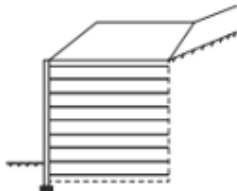
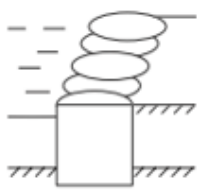
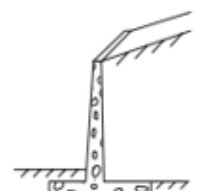
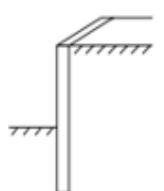
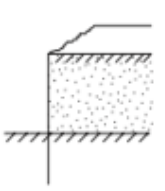
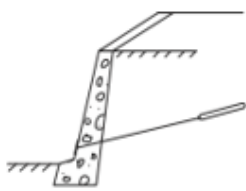
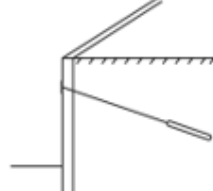
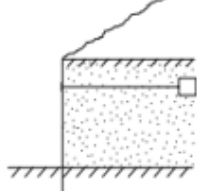
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur-poids en béton ou maçonnerie	Mur en sol renforcé	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur en « T inversé » en béton armé	Paroi moulée	Palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

Figure 1.1: Les divers types d'ouvrages de soutènement.

1.3 Différents types des ouvrages de soutènement

On distingue 04 familles principales suivantes :

- Mur poids.
- Mur en gabion.
- Ouvrages cellulaires.
- Mur en sol renforcée ou en terre armée.

1.3.1 Mur poids

Le type d'ouvrage le plus ancien et le plus simple est le mur de poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des structures rigides qui ne peuvent pas supporter des tassements différentiels sans subir de dommages. Ce type de mur est le plus adapté pour résister par son propre poids à des remblais d'une hauteur de 2 à 3 mètres.



Figure 1.2 : Mur de poids.

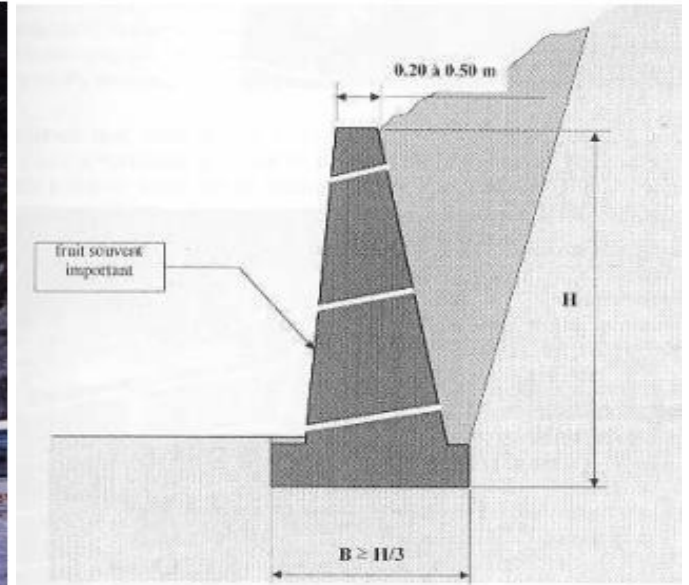


Figure1.3: Dimensionnement d'un mur poids.

1.3.2 Mur en gabion

Les murs en gabions dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction géosynthétiques armatures métalliques sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.



Figure 1.4 : Mur de gabion.

1.3.3 Ouvrages cellulaires

Les ouvrages cellulaires présentent une grande diversité et l'un des types, les plus anciens est le mur caisson composé d'éléments préfabriqués dans les projets de construction maritime comme la réalisation des quais on utilise de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de vastes caissons en béton armé, ces ouvrages sont constitués de cellules remplies de sol ce qui leur confère stabilité et cohésion. Dans certains cas, très souple.

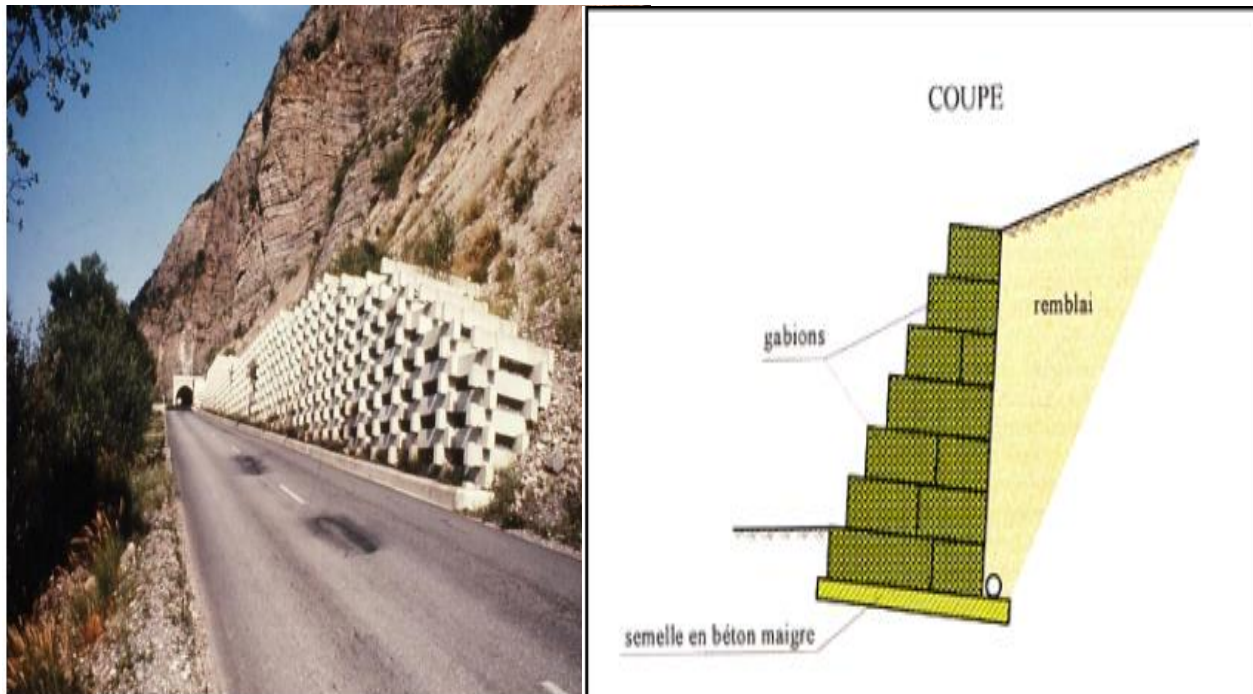


Figure 1.5: : Les ouvrages cellulaires.

1.3.4 Mur en sol renforcée

La principale caractéristique de ces ouvrages est que c'est le volume de sol associé aux éléments de renforcement qui participe directement à la stabilité. Ces ouvrages sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement (ou armatures) souples et résistants (géotextiles par exemple), généralement reliés à un parement.



Figure 1.6: Mur en sol renforcé.

1.4 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

- Les rideaux de palplanches.
- Murs en parois moulées.
- Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever).

1.4.1 Les rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

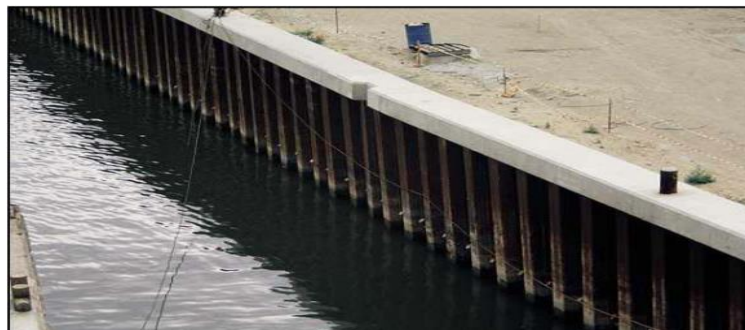


Figure 1.7: Les rideaux de palplanches.

1.4.2 Murs en parois moulées

Il s'agit d'une technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.



Figure 1.8: Murs en parois moulées.

1.4.3 Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever)

Le mur en « L » ou en « T inversé » en béton armé, également appelé mur en porte-à-faux (cantilever), est conçu avec une base élargie et encastree dans la partie supérieure du sol de fondation. Son fonctionnement repose sur l'implication d'une partie du poids du remblai dans l'action de soutènement. Ce type de mur peut d'ailleurs être assimilé à un ouvrage de type poids si l'on prend en compte le poids du remblai situé entre le mur et la verticale passant par l'extrémité arrière de la semelle. Par ailleurs, les murs cantilevers en béton armé sont considérés comme des structures rigides.



Figure 1.9: Mur en « L » ou « T renversé » en béton armé (ou mur cantilever).

1.5 Les ouvrages en terre armée

1.5.1 Définition et principe

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

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interactions et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliqués au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont. Cette technique de renforcement de remblais consiste en l'association de trois éléments principaux à savoir :

- Un sol plus ou moins frottant constituant la majeure partie du remblai et devant posséder un certain nombre de caractéristiques mécaniques.
- Des inclusions horizontales et linéaires appelées "armatures" qui jouent le rôle d'éléments de renforcement.
- Un parement, anciennement métallique, aujourd'hui plutôt constitué d'éléments béton préfabriqués (écailles), dont la fonction mécanique est très limitée

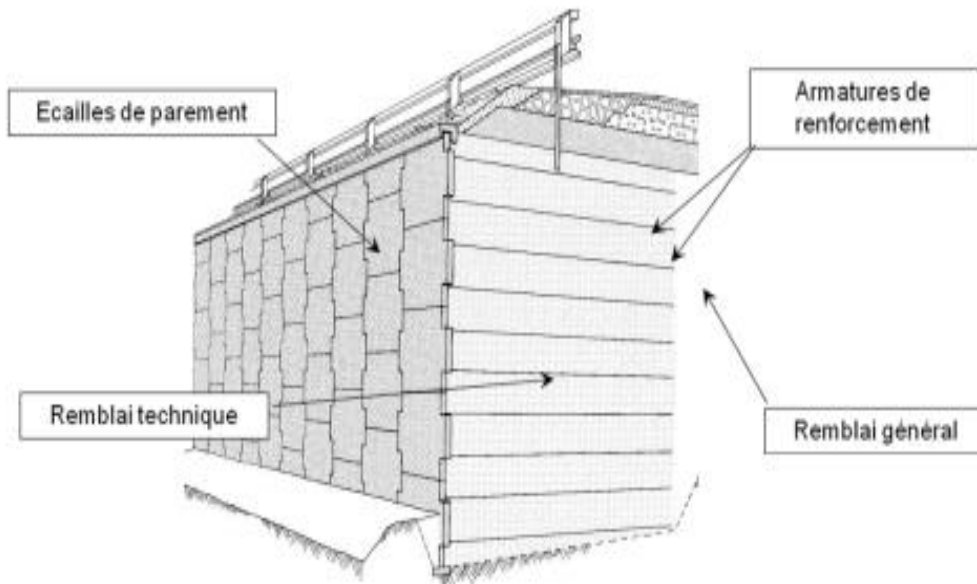


Figure 1.10 : Mur en Terre Armée.

1.5.2 Les éléments de la terre armée

a. Le remblai

En général les terres utilisées pour le remblai sont déterminantes pour la stabilité des Structures de sol renforcé. En effet, il est possible d'utiliser n'importe quel type de terre mais il faut le traiter de tel sorte que l'angle de frottement interne soit élevé, par conséquent les sols granulaires (sable, graviers ou fragments de pierres) qui ont un angle de frottement interne élevé s'avèrent être la meilleure solution.

b. Les armatures

Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- Géosynthétiques.
- Fibres de verre.
- Acier inoxydable ou acier doux galvanisé.

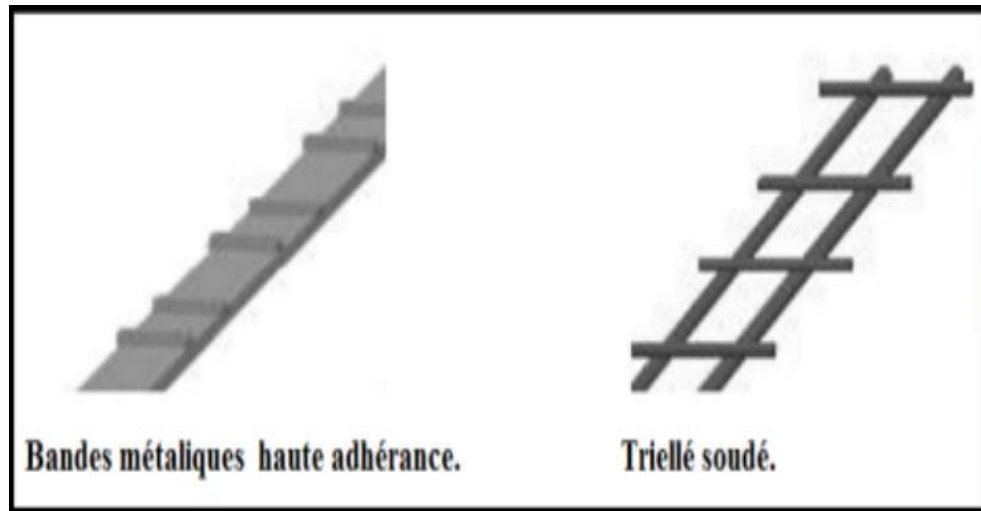


Figure 1.11: Armatures métalliques.

c. Panneaux ou écailles de façade du mur

Le panneau est la face apparente du remblai renforcé. Il est généralement en béton, mais il peut être en métal, en bois, en béton sec moulé ou autre matière. Les panneaux les plus utilisés sont Il est utilisé pour éviter les ruptures locales et protèges contre l'érosion, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (côté esthétique) les écailles cruciformes en béton.

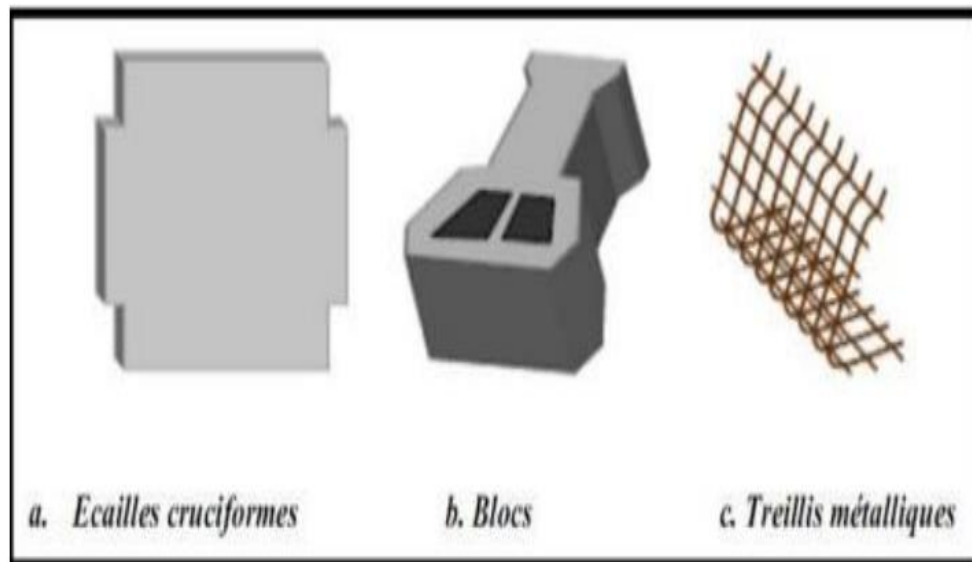


Figure 1.12: Panneaux ou écailles de la façade du mur.

1.6 Les renforcements

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence. D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés, ont été développés et utilisés dans les murs en terre armée. Dans les deux dernières décennies, les armatures métalliques sont pratiquement remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables.

a) Critères de classification des renforcements

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant :

- Leur forme géométrique (unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle et tridimensionnelle)
- Leur extensibilité (renforcement extensible et peu extensible)
- Ou par incrustation (renforcements métalliques ou géosynthétiques)

❖ Classement des renforcements selon leur forme géométrique

- **Renforcements unidimensionnelles (linéaires)**

On peut citer à titre d'exemple des bandes en matière synthétique ou métallique.

- **Renforcements bidimensionnels**

Comme les treillis métalliques horizontaux.



Figure 1.13: Armatures-échelles.

- **Renforcements tridimensionnels**
- Parmi ces éléments de renforts, on trouve le géocellulaire, qui est une structure en géotextile tridimensionnelle et Texsol (fil continu).



Figure 1.14 : Le géocellulaire.

❖ **Classement suivant leur extensibilité**

- **Renforcements extensibles**

Renforcement dont le module équivalent est inférieur ou égal à 20 MPa. Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées d'extensibles

- **Renforcements peu extensibles**

Renforcement dont le module équivalent est supérieur à 20 MPa. Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées de peu extensibles.

- **Classement suivant leur matière constitutive**
- **Renforcements métalliques**

Les armatures se présentent généralement sous forme de lanières en aluminium, acier inoxydable ou galvanisé, ou sous forme de treillis soudés.

- **Renforcements géosynthétiques**

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP).

1.7 Types de renforcement

1.7.1 Les armatures métalliques

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- Avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage.
- Avoir une faible déformabilité aux charges de service (quelques pourcentages).
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai.
- Être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau et pour permettre une mise en œuvre aisée.
- Avoir une bonne durabilité.
- Être économiques.

Les renforcements métalliques peuvent être sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressée

Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent

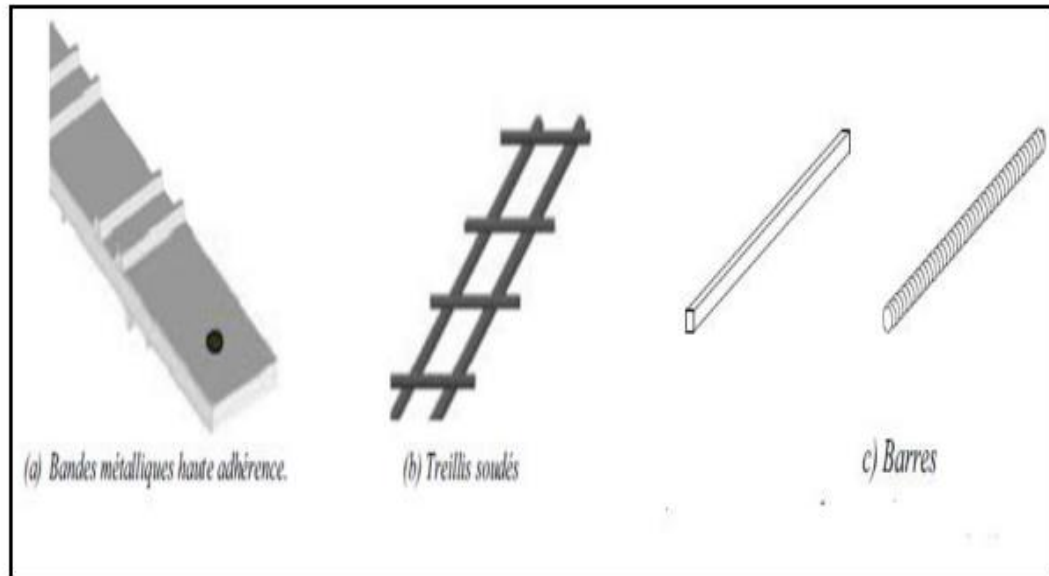


Figure 1.15 : Les armatures métalliques.

1.7.2 Géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant 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. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères :

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

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

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

Il se distingue en trois familles principales de la géosynthétiques : les géotextiles, les géomembranes et les géogrilles.

1.7.2.1 Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement. Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.



Figure 1.16: Exemple de géotextile.

1.7.2.1.1 Géotextile non tissé

C'est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée un voile ou d'une nappe de fibre, orientée selon une direction ou distribuée aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- La liaison mécanique
- La liaison chimique
- La liaison thermique

1.7.2.1.2 Géotextile tissé

Les tissés sont soit des tissés de fils mono filaments, soit des tissés de fils multi filaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires soit des tissés de bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, ou de polypropylène. Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique.

1.7.2.1.3 Géotextile tricoté

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

1.7.2.1.4 Géotextile tube

C'est un géotextile en forme de tube tissé sur un métier circulaire. L'emploi d'un géotextile tube présente des avantages pour les fondations sur colonnes ballastées et sont couramment utilisé en installation de stockage de déchet.

1.7.2.2 Les géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement,



Figure 1.17 : Exemple de géogrille.

dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

Il y a deux types de géogrilles : uniaxiale et bi-axiale

1.7.2.2.1 Géogrille uni-axiale

La résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre sens.

1.7.2.2.2 Géogrille bi-axiale

La résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

1.7.2.3 Les géomembranes

Les géomembranes sont utilisées à titre de barrières hydriques étanches. Elles se composent généralement de matières thermoplastiques comme le polyéthylène ou le chlorure de polyvinyle mais peuvent également être composées d'argile bentonitique, d'élastomère ou autres matériaux. Selon la norme NF P 84 500, une géomembrane est un produit, mince, souple, continu, étanche au liquide même sous les sollicitations en service. Une géomembrane qui est illustrée ans la Figure 1.18 est étanche au liquide même sous des déformations de service.



Figure 1.18. Géomembrane

1.8 Conclusion

Ce premier chapitre a présenté un aperçu général des murs de soutènement en sol renforcé, technique qui s'est imposée comme une solution efficace et économique pour la stabilisation des pentes et la retenue des terres. L'étude des différents types de murs de soutènement a mis en évidence la diversité des solutions disponibles, allant des structures traditionnelles en béton armé aux systèmes innovants en sol renforcé, chacun présentant des avantages spécifiques selon les contraintes du site et les exigences du projet.

L'analyse des types de parements a révélé l'importance de cette composante dans la performance globale de l'ouvrage, que ce soit pour des aspects structurels, esthétiques ou de durabilité. Les parements rigides offrent une résistance élevée mais peuvent présenter des contraintes de mise en œuvre, tandis que les parements souples permettent une meilleure adaptation aux déformations du massif renforcé. Les parements modulaires représentent un compromis intéressant entre facilité de construction et performance technique.

Concernant les systèmes de renforcement, la diversité des matériaux disponibles (géotextiles, géogrilles, armatures métalliques) offre aux concepteurs une palette de solutions adaptées aux différentes sollicitations et environnements. Chaque type de renforcement présente des caractéristiques mécaniques et des modes de fonctionnement spécifiques qui influencent directement le comportement global de la structure en sol renforcé.

Chapitre 2

Comportement des murs de soutènement en sol renforcés sous actions statique

2.1 Introduction

Les structures de soutènement sont des ouvrages géotechniques qui retiennent la poussée des terres grâce à une double interaction avec le sol. Bien que souvent considérées comme secondaires, elles nécessitent une conception rigoureuse. Elles servent à protéger les routes des glissements, aménager des quais, créer des barrières verticales et soutenir des excavations. Malgré leur diversité de fonctionnement, toutes gèrent les forces de poussée du sol retenu. Leur analyse repose sur des méthodes classiques de calcul des pressions terrestres, complétées par des approches modernes et des normes actualisées, notamment pour les murs en sol renforcé.

2.2 Méthodes de dimensionnement classiques

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

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

2.2.1 Méthode de Coulomb (1776)

La théorie de Coulomb (1776) repose sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface donnée (figure 2.1). Les forces appliquées sur le sol sont analysées à l'état d'équilibre limite. Cette théorie prend en compte le frottement entre l'écran et le sol, caractérisé par l'angle δ . Dans le cas d'un sol cohérent, une propriété d'adhérence entre l'écran et le sol peut également être intégrée. En raison du phénomène de frottement, la ligne de glissement présente une courbure près de la base du mur. Toutefois, la théorie de Coulomb considère des lignes de glissement rectilignes. En situation de poussée active, la courbure reste faible, ce qui rend l'erreur d'approximation négligeable. Cela s'applique également à la poussée passive lorsque $\delta < \varphi/3$. En revanche, pour $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus marquée. Lorsque le sol est horizontal et que l'écran est vertical, avec $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb se rejoignent.

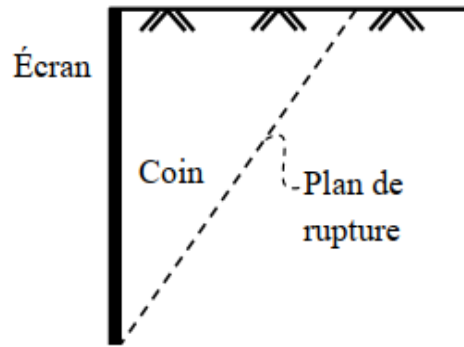


Figure 2.1: Coin de Coulomb.

-Etat actif - Sol pulvérulent ($c = 0$)

- Soit le coin de sol caractérisé par la figure 2.2

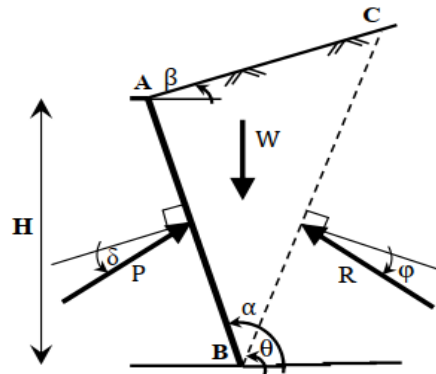


Figure 2.2 : Théorie de Coulomb à l'état actif.

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

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

W : poids propre du massif de sol.

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

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

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite (figure 2.3) d'où on montre que :

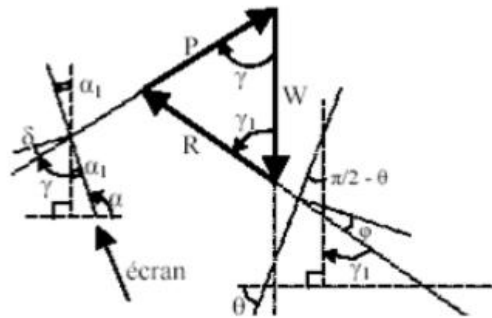
$$\text{L'angle } (W, P) = \pi - \alpha - \delta$$

$$\text{L'angle } (W, R) = \theta - \phi$$

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

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

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (2.1)$$



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

Figure 2.3 : Diagramme de l'équilibre des forces.

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

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.2)$$

Avec :

$$K_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \phi) + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \phi)}}} \right]^2 \quad (2.3)$$

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

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

$$K_a = tg^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] \quad (2.4)$$

- Sol cohérent ($c \neq 0$) :

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure 2.4). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w . Les forces agissantes sont :

W : le poids propre du coin de sol.

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

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

R : la réaction sur le plan de glissement.

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

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

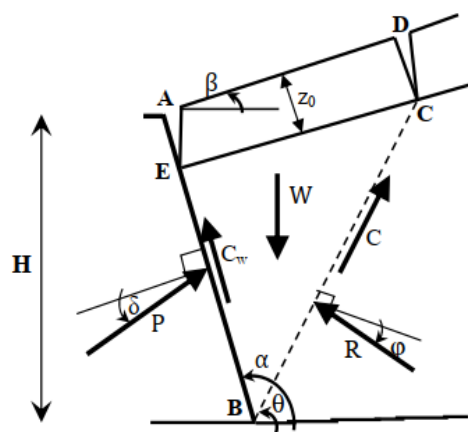


Figure 2.4 : Théorie de Coulomb Poussée active sol cohérent.

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

$$P_a = K_a \gamma z - K_{ac} c \quad (2.5)$$

Avec :

$$K_{ac} = 2 \sqrt{K_a \left[1 + \frac{c_w}{c} \right]} \quad (2.6)$$

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

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

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{1 + c_w/c}}{\gamma \sqrt{K_a}} \leq \frac{H}{2} \quad (2.7)$$

-Pour la poussée passive :

On suivra le même raisonnement précédent tout en tenant compte des remarques suivantes (Figure 2.5) :

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

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

$$L'angle (W, R) = \theta + \phi$$

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

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$K_p = \left[\frac{\sin(\alpha + \phi / \sin \alpha)}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) - \frac{\sin(\alpha + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \phi)}}} \right]^2 \quad (2.9)$$

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

l'expression :

$$P_p = K_p \gamma z - K_{pc} c \quad (2.10)$$

Où

$$K_{pc} = 2 \sqrt{K_p \left[1 + \frac{c_w}{c} \right]} \quad (2.11)$$

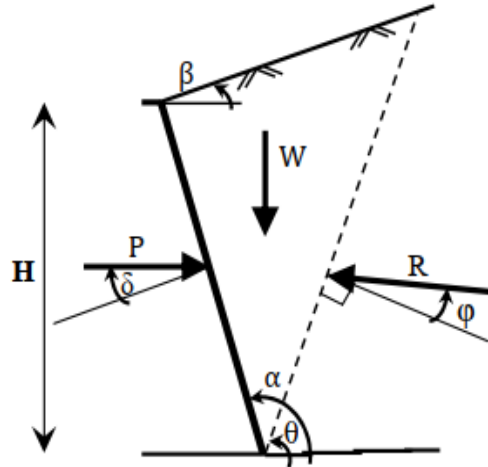


Figure 2.5 : Théorie de Coulomb (Poussée passive).

2.2.2. Méthode de Rankine (1857)

Rankine examine l'état d'équilibre plastique à sa limite, c'est-à-dire juste avant la rupture. Cette approche correspond à la solution de la borne inférieure dans l'analyse limite. À l'instant de la rupture, l'état de contrainte est décrit par le cercle de Mohr. Les plans de rupture forment un angle de $(\pi/2 \pm \phi)$ par rapport au plan principal majeur. Lorsqu'une masse de sol est soumise à une contrainte principale uniforme en tout point, un réseau de plans d'écoulement, appelés lignes de glissement, se développe et présente également une inclinaison par rapport aux plans principaux, comme illustré dans la figure (2.6).

Dans la théorie de Rankine, la rupture est de nature zonale, ce qui signifie que l'ensemble du volume compris entre l'écran et la ligne limite de rupture est affecté par la rupture.

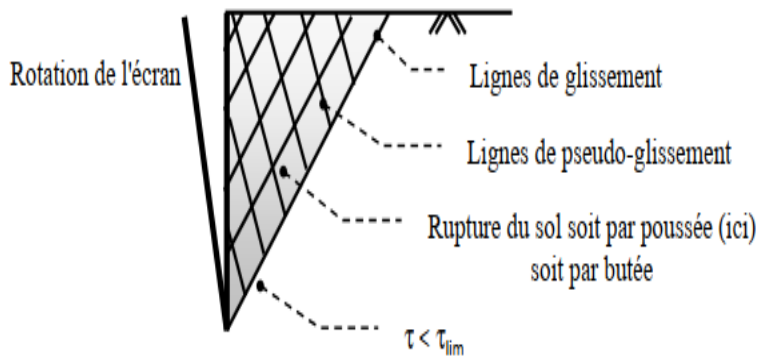


Figure 2.6 : Rupture zonale de Rankine.

Dans toute la zone concernée le sol atteint la rupture :

$$\tau = \tau_{lim} \pm (c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi) \quad (2.12)$$

a) Pour la poussée active :

- Sol pulvérulent ($c = 0$) :

Pour un mur vertical avec une surface extérieure inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale ($\beta \neq 0$), la première étape consiste à définir les mécanismes de rupture active et passive dans un sol pulvérulent comme représenté dans la figure 2.7.

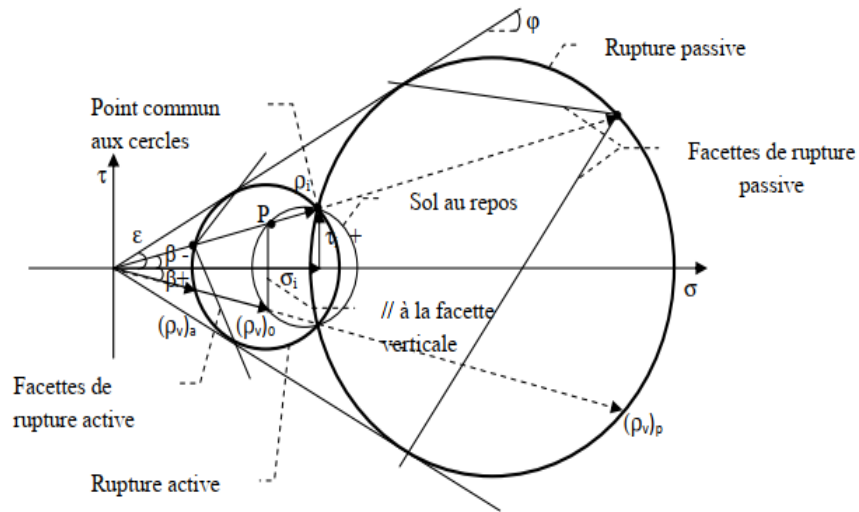


Figure 2.7: Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol pulvérulent.

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

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

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

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

Pour la poussée on utilise la propriété des contraintes conjuguées :

$$\frac{\rho_i}{\rho_{v,a}} = \frac{\sin(\gamma+\lambda)}{\sin(\gamma-\lambda)} \quad (2.13)$$

Avec

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

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

$$\sin\gamma = \frac{\sin\lambda}{\sin\epsilon} = \frac{\sin\beta}{\sin\varphi}, \text{ car } (c = 0) \quad (2.14)$$

Donc :

$$\begin{aligned} \rho_{v,a} &= \rho_i \frac{\sin(\gamma-\beta)}{\sin(\gamma+\beta)} = \rho_i \frac{\sin\gamma\cos\beta - \cos\gamma\sin\beta}{\sin\gamma\cos\beta + \cos\gamma\sin\beta} = \rho_i \frac{\cos\beta - \frac{\cos\gamma\sin\beta}{\sin\gamma}}{\cos\beta + \frac{\cos\gamma\sin\beta}{\sin\gamma}} \\ &= \rho_i \frac{\cos\beta - \frac{\cos\gamma\sin\beta\sin\varphi}{\sin\beta}}{\cos\beta + \frac{\cos\gamma\sin\beta\sin\varphi}{\sin\beta}} = \rho_i \frac{\cos\beta - \sqrt{\sin^2\varphi - \sin^2\beta}}{\cos\beta + \sqrt{\sin^2\varphi - \sin^2\beta}} \\ &= \rho_i \frac{\cos\beta - \sqrt{1 - \cos^2\varphi - 1 + \cos^2\beta}}{\cos\beta + \sqrt{1 - \cos^2\varphi - 1 + \cos^2\beta}} = \rho_i \frac{\cos\beta - \sqrt{-\cos^2\varphi - \cos^2\beta}}{\cos\beta + \sqrt{-\cos^2\varphi + \cos^2\beta}} \\ &= \gamma z \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} = \gamma z K_a \end{aligned} \quad (2.15)$$

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2.16)$$

K_a : Est le coefficient de poussée active.

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

$$K_a = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.17)$$

- Sol cohérent (c ≠ 0) :

Pour un écran vertical et surface de sol extérieure horizontale (β=0)

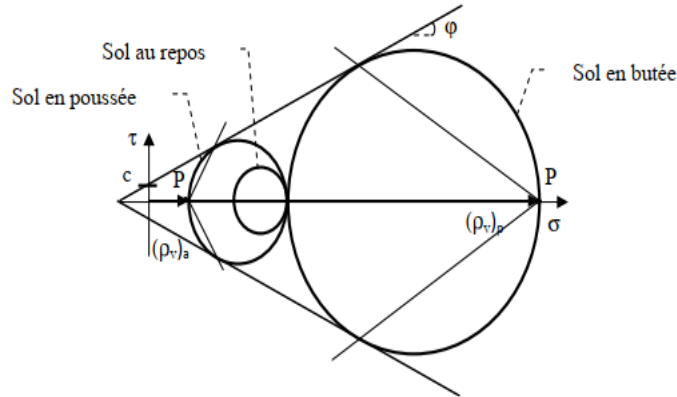


Figure 2.8: Cercle de Mohr à l'équilibre limite. Pour un sol cohérent.

$$\rho_{v,a} = \gamma z t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.18)$$

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

$$K_a = \frac{\rho_{v,a}}{\gamma z} = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma z} t g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.19)$$

a) Pour la poussée passive :

-Sol pulvérulent (c = 0) :

$$\rho_{v,p} = \gamma z K_p \quad (2.20)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.21)$$

Si $\beta = 0$:

$$K_p = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.22)$$

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

- Sol cohérent ($c \neq 0$) :

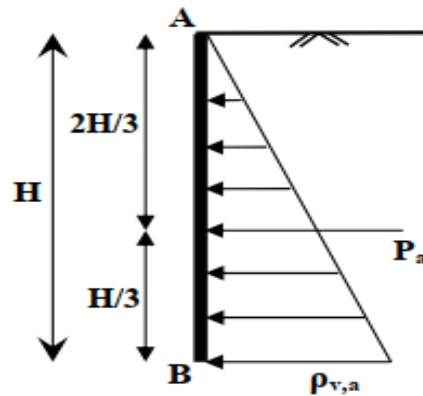
$$\rho_{v,a} = \gamma z t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot t g \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.23)$$

$$K_p = \frac{\rho_{v,p}}{\gamma z} = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma z} t g \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.24)$$

b) Calcul des pressions P_a, P_p :

Pour la poussée :

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



$$\rho_{v,a} = \gamma z K_a \quad (1.25)$$

$$P_a = \int_B^A \rho_{v,a} dz = \int_B^A \gamma z K_a dz \quad (1.26)$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.27)$$

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

Pour la butée :

$$\rho_{v,p} = \gamma z K_p \quad (2.28)$$

$$P_a = \int_B^A \rho_{v,p} dz = \int_B^A \gamma z K_p dz \quad (2.29)$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.30)$$

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

2.2.3 Méthode de Boussinesq (1882) :

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

-BOUSSINESQ garde les résultats de RANKINE concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

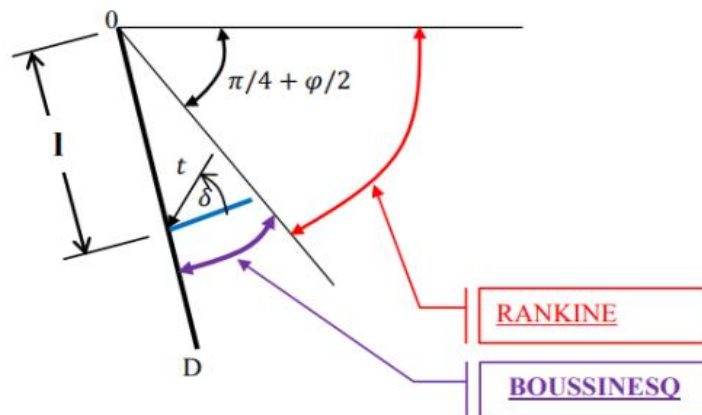


Figure 2.9 : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

- l'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t = K_a \cdot \gamma \cdot l \quad (2.31)$$

2.3 Comportement mécanique des sols renforcés

Plusieurs études se sont intéressées par l'influence de certains paramètres sur le comportement des massifs en sol renforcé. Les paramètres étudiés principalement sont : la déformabilité, la forme, l'orientation et la mise en place des armatures ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol (cohésion, frottement, dilatance). L'extensibilité des armatures est le point le plus étudié

par différents auteurs, qui ont analysé la compatibilité des coefficients utilisés dans les méthodes de dimensionnement actuelles (ligne des tractions maximales, coefficient de poussée des terres interne au mur, frottement à l'interface, etc.) avec les renforcements géosynthétiques.

2.3.1 Influence de l'extensibilité des armatures

a) Sur le coefficient de poussée des terres interne à l'ouvrage

Dans les recommandations des autoroutes fédérales américaines « F.H.W.A », le coefficient de poussée des terres K est variable selon l'extensibilité du renforcement (Figure 2.10). Dans le cas des bandes géosynthétiques, ces normes proposent des coefficients K différents de ceux appliqués dans le cas des bandes métalliques. Les normes « NF P 94-270 » considèrent que ce coefficient est le même dans le cas des bandes géosynthétiques et métalliques est peut-être calculé analytiquement par une formule empirique, Les normes BS8006 considèrent une solution.

- Graphique de la valeur de (K) pour tous les types de renforcements (Figure 2.11).

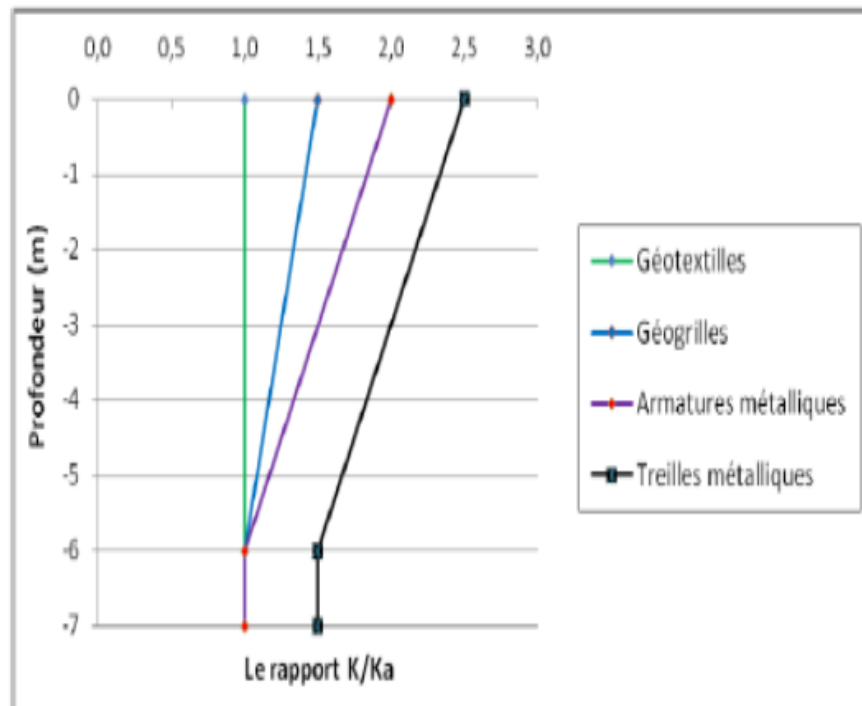


Figure 2.10 : Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement (FHWA, 2009).

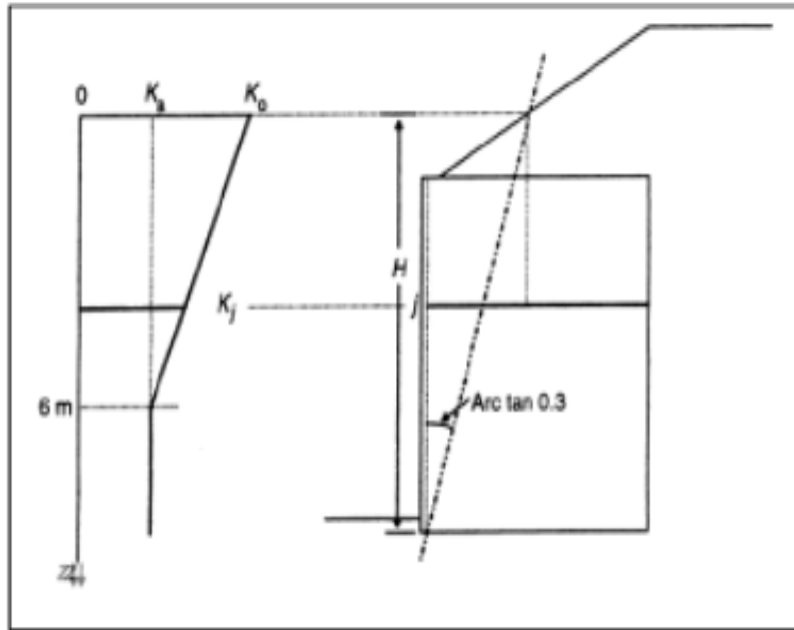


Figure 2.11 : Variation du coefficient K (BS8006, 1995).

b) Sur la position de la ligne des tractions maximales

Les recommandations « FHWA » proposent deux lignes de traction maximales (Figure 2.12) et considèrent que plus les renforcements seront extensibles plus la ligne des tractions maximales se rapprochera de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb (Figure 2.2). À partir des résultats obtenus dans des murs renforcés par des bandes géosynthétiques instrumentées, la ligne des tractions maximales n’était pas confondue avec le coin de Coulomb (Schlosser, 1991).

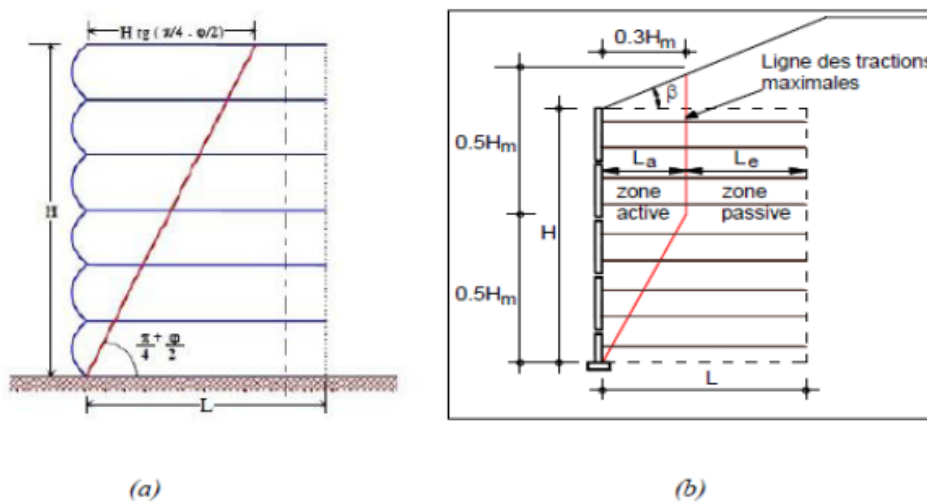


Figure 2.12: Détermination de la ligne des tractions maximales, (a) armatures extensibles, (b)

c) Sur la répartition des tractions

La répartition des tractions le long des renforcements extensibles sont différentes de celles des renforcements métalliques (Allen et *al.*, 2003 ; Bathurst et *al.*, 2005). Lorsqu'une armature extensible est soumise à une traction en tête, le frottement est mobilisé progressivement de la tête vers la queue, contrairement à une armature inextensible, où le frottement est mobilisé instantanément sur toute sa longueur.

2.4 Synthèse des études numériques antérieures

Plusieurs chercheurs ont procédé à des investigations pour évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé, en utilisant les analyses numériques utilisant plusieurs codes ; où nous citons quelques-unes.

2.4.1 Bathurst RJ & Naftchali FM 2021

Bathurst & Naftchali ont étudié les méthodes analytiques et numériques pour l'analyse et la conception des structures en sol renforcé par géosynthétiques, qui nécessitent souvent une estimation à valeur unique (constante) de la rigidité du renforcement. Cependant, les géosynthétiques sont des matériaux polymères dépendants du taux de déformation, ce qui signifie qu'ils présentent un comportement dépendant du temps et de la déformation sous charge. Par conséquent, la sélection d'une valeur de rigidité constante (élastique) nécessite une attention particulière. Les auteurs proposent un modèle de rigidité hyperbolique simple comme approximation utile du comportement de fluage sous charge constante (isochrone) de ces matériaux à des niveaux de charge faibles, applicables aux conditions opérationnelles (de service) des structures en sol renforcé. Une base de données de 606 essais de fluage sur 89 produits de renforcement géosynthétiques, répartis en sept catégories, a été collectée. À partir de ces données, les valeurs de rigidité isochrone ont été déterminées pour différentes combinaisons de durée de chargement et de niveau de déformation. Les données des produits appartenant à la même catégorie ont été regroupées pour fournir des approximations reliant la rigidité isochrone (fluage) à la résistance à la traction ultime du matériau. Ces approximations sont utiles pour la modélisation analytique et numérique, en particulier pour les études paramétriques visant à identifier la sensibilité des résultats du modèle à la rigidité du renforcement. Enfin, trois exemples

d'applications de structures en sol renforcé par géosynthétiques sont présentés pour démontrer l'importance de la rigidité en traction sur les résultats de l'analyse et de la conception.

2.4.2 Nunes et al. 2022

Nunes et al ont étudié les murs en sol renforcé par géosynthétiques (GRS) utilisant des sols marginaux, qui peuvent fonctionner dans des conditions non saturées en fonction des conditions climatiques et du drainage à l'intérieur de la zone renforcée. Les géocomposites ont été proposés comme couches de drainage internes, mais leur comportement hydraulique peut également être fortement influencé par les conditions climatiques. Des analyses numériques ont été réalisées pour observer l'impact de quatre conditions climatiques tropicales distinctes (aride, semi-aride, subtropical humide et tropical humide) sur les profils de succion et la stabilité des murs en sol renforcé construits avec des géogrilles et des géocomposites. La simulation climatique a incorporé une interaction sol-atmosphère sur le bilan hydrique et sur l'infiltration transitoire en conditions non saturées. Les résultats indiquent que les murs GRS peuvent fonctionner sous des niveaux de succion relativement élevés dans les climats arides, où l'évaporation cumulative dépasse l'infiltration. Tout climat ayant des saisons pluvieuses avec des précipitations consécutives dont les intensités sont proches de la capacité d'infiltration du sol et/ou des précipitations mensuelles cumulées supérieures à 200 mm/jour a conduit à des conditions critiques en termes de saturation en eau du sol et de stabilité. Sous des conditions non saturées du sol, l'efficacité du drainage des géocomposites est considérablement réduite, et les effets néfastes de rupture capillaire deviennent critiques.

2.4.3 Majumder et al. 2023

Majumder et al ont étudié la performance des murs en sol renforcé par géosynthétiques (GRS), communément appelés murs GRS, utilisant des sols marginaux comme matériau de remblai. Au fil des années, les sols granulaires ont été principalement utilisés comme matériau de remblai en raison de leur haute résistance, de leurs bonnes caractéristiques de drainage et de leur facilité de compactage. Cependant, en raison du manque de disponibilité et des problèmes de transport, les sols granulaires ne sont pas abondants sur de nombreux sites de projets routiers. Un sol marginal peut être défini comme un sol contenant plus de quinze pour cent de fines ou ayant un indice de plasticité supérieur à 6. Le mauvais drainage, la faible résistance au cisaillement et le développement de la pression interstitielle due à la présence de fines sont les principales contraintes

de conception lors de l'utilisation de sols marginaux comme remblai pour les murs GRS. La présente recherche compare la performance des remblais marginaux avec celle des sols granulaires propres en utilisant une analyse numérique. À cette fin, un modèle bidimensionnel par éléments finis a été développé pour étudier la performance des murs GRS dans des conditions sèches. Une étude paramétrique a également été réalisée pour étudier l'effet de la surcharge, de la longueur des renforcements, de l'espacement, des parements du mur et de la hauteur du mur. Le déplacement du mur a été considéré comme le critère de performance principal. Sur la base des analyses, il a été constaté que les sols marginaux peuvent être utilisés comme remblai, à condition d'utiliser des géogrilles de résistance plus élevée. Une étude de cas réelle a été analysée pour différentes hauteurs de sections de murs GRS afin de comprendre le comportement de déformation du mur lors de l'utilisation de remblais marginaux.

2.4.4 Zhao et al. 2024

Zhao et al ont étudié les effets de deux méthodes de simulation différentes (c'est-à-dire des interfaces avec un système simple ressort-glisseur et des interfaces avec des systèmes doubles ressort-glisseur) pour les interactions entre les renforcements et le milieu environnant sur les performances des structures en sol renforcé par géosynthétiques (GRS) lors d'analyses numériques. La différence fondamentale entre ces deux méthodes réside dans le nombre de systèmes ressort-glisseur utilisés pour connecter les nœuds des éléments structurels simulant le renforcement géosynthétique et les points des grilles solides simulant le milieu environnant. Les résultats de simulation numérique des essais d'arrachement montrent que les deux méthodes ont prédit de manière raisonnable le mode de rupture par arrachement du renforcement encastré dans le milieu environnant. Cependant, la méthode utilisant des interfaces avec un système simple ressort-glisseur n'a pas pu prédire correctement le mode de rupture par cisaillement à l'interface entre les géosynthétiques et le milieu environnant. Des recherches supplémentaires montrent que ces deux méthodes ont conduit à des prédictions différentes de la performance des piliers GRS par rapport aux résultats d'un essai de charge en laboratoire. Les analyses numériques montrent qu'une combinaison d'interfaces avec des systèmes doubles ressort-glisseur pour les renforcements entre les blocs de parement et des interfaces avec un système simple ressort-glisseur pour les renforcements dans le sol a permis la meilleure prédiction de la performance des structures GRS par rapport aux résultats des tests. Cette étude propose et vérifie également une méthode

équivalente pour déterminer/convertir les paramètres de rigidité et de résistance à l'interface pour ces deux méthodes.

2.4.5 Ahmed MA & Bobet A 2025

Ahmed & Bobet ont étudié numériquement la performance des murs en terre armée (MSE) en présence d'obstructions horizontales ou de conduites d'utilités intersécantes. Étant donné qu'il n'existe pas de directives standard concernant le placement des conduites d'utilités à l'intérieur ou sous les murs MSE, cette étude explore les effets d'une conduite située à l'intérieur du mur MSE. Tous les calculs numériques ont été effectués avec le logiciel d'éléments finis PLAXIS 2D et considèrent une conduite circulaire perpendiculaire à la section transversale du mur, placée au sommet du mur et dans le sol renforcé. L'article décrit le modèle, les matériaux, les paramètres d'entrée et un essai d'arrachement utilisé pour valider le modèle numérique. Les effets de l'emplacement de la conduite sur le mur et ses renforcements sont explorés. Plus spécifiquement, les aspects suivants sont étudiés : les changements dans la force axiale et le déplacement axial des renforcements au-dessus et en dessous de la conduite ; l'amplitude et l'étendue du glissement, le cas échéant, entre le renforcement et le sol environnant ; et la plasticité du sol entourant la conduite. Les résultats montrent que la présence de la conduite affecte significativement la force axiale et le déplacement des éléments de renforcement proches de la conduite et augmente l'amplitude et l'étendue du glissement entre le renforcement et le sol. L'augmentation de la force axiale peut atteindre jusqu'à 100 % de celle d'un mur sans conduite. Une observation notable est que le positionnement de la conduite plus loin du parement entraîne une augmentation significative de la force axiale, du déplacement et du glissement sur les renforcements adjacents à la conduite. La zone d'influence autour de la conduite est substantielle, s'étendant approximativement de 2 à 2,5 fois le diamètre de la conduite. La présence de la conduite modifie également la distribution des contraintes dans le sol renforcé. La stabilité globale du mur peut diminuer de 14 %.

2.5 Conclusion

Les méthodes de dimensionnement actuelles pour les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques permettent de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols. Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable. Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement, ...etc. Par contre, les méthodes numériques, bidimensionnelle ou tridimensionnelle par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

Chapitre 3

Modélisation par éléments finis

3.1. Introduction

Ce chapitre présente la validation du modèle d'éléments finis développé avec PLAXIS 2D pour l'analyse de murs de soutènement en sol renforcés, en s'appuyant sur le cas de référence de *Minnow Creek* (Runser et al. 2001). Une modélisation numérique 2D a été réalisée afin de prédire les charges de renforcement, les déplacements horizontales de mur, les zones de cisaillements et les pressions latérales des terres. Les prédictions numériques sont comparées aux valeurs mesurées sur le mur de Minnow Creek et une analyse critique des écarts observés est fournie. Une analyse de sensibilité approfondie est également présentée, explorant l'influence des paramètres du sol et des éléments de renforcement sur le comportement de mur.

3.2. Description du modèle géométrique

Le cas étudié correspond à un mur de 16.7 m de hauteur avec parement vertical composé d'écailles semi-flexibles de hauteur 1.50m. les cinq renforcements inférieurs mesurent 15,5m de long, contrairement aux 17 autres, qui mesurent 12 m de long. Le maillage numérique d'éléments finis est présenté sur la Figure 3.1.

3.3. Caractéristiques des matériaux utilisés

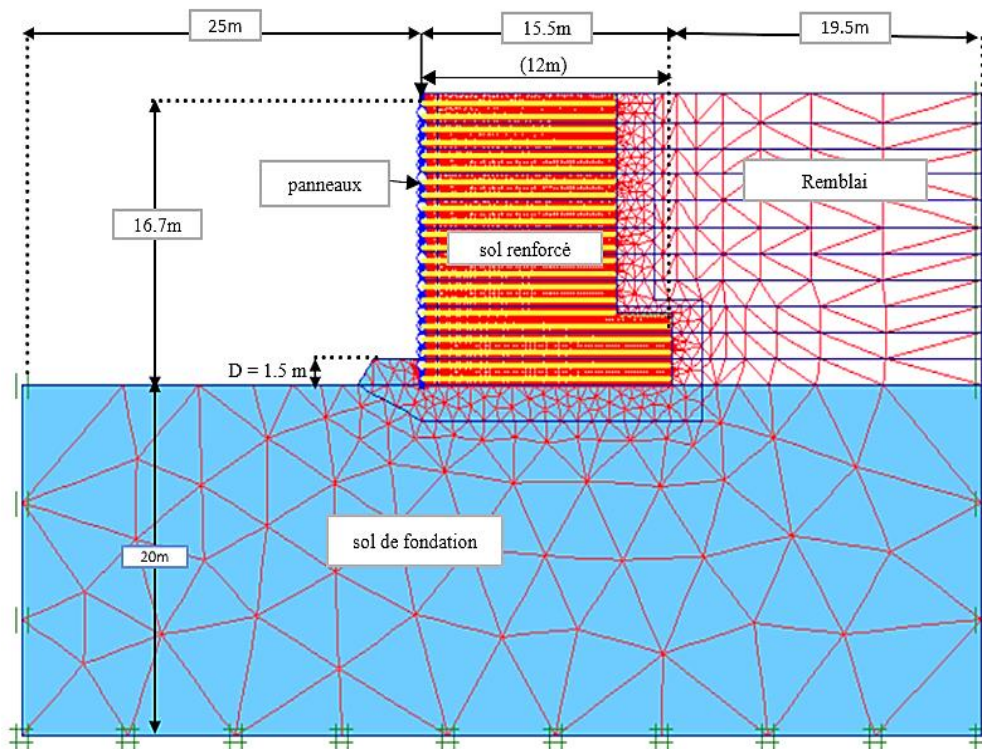


Figure 3.1: Modèle numérique et détail du maillage pour la simulation d'un modèle à éléments finis 2D du mur du Minnow Creek.

3.3.1. Sols

Tous les sols utilisés ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb (Tableau 3.1). Les sols sont modélisés avec des éléments triangulaires de 15 nœuds.

Tableau 3.1: Propriétés des sols.

Paramètres	Remblai renforcé	Remblais retenu	Sol de fondation
γ (kN/m ³)	21.8	20.8	18.85
φ (°)	44	41	45
ψ (°)	14	11	45
c (kPa)	1	1	50
E (MPa)	10	13	110
ν	0.3	0.3	0.3

3.3.2. Écailles en béton

Les panneaux carrés en béton sont modélisés à l'aide de plaques de 1,50 m de côté et de 0,15 m d'épaisseur, résumées dans le tableau 3.2

Tableau 3.2: Caractéristique de parement.

Paramètre	Valeur
EA (MN/m)	5600
EI (kN.m ² /m)	9150
W (kN/m/m)	3.4
ν	0.15

3.3.3. Renforcements

Les renforcements simulés dans le calcul correspondent aux bandes métalliques dont les caractéristiques données sur le tableau 3.3

Tableau 3.3 : Propriétés des armatures métalliques.

Numéro de renforcement	EA (kN/m)
Lit inférieur	1.33×10^5
2 & 3	1.18×10^5
4 & 5	1.04×10^5
6 & 7	8.90×10^4
8 à 10	7.40×10^4
11 à 14	5.92×10^4
15 à 21	4.44×10^4
22	5.90×10^4

3.3.4. Longrine de mise à niveau

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement. Les longrines de niveau sont modélisées par des poutres de 300 mm de largeur encastées à 150 mm dans le sol de fondation.

3.3.5. Les interfaces

Les interfaces parement /sol renforcé sont sur un seul côté, pour les renforcements le sont sur les deux parties (les parties supérieures et inférieures des armatures de renforcement).

3.3.6. Phasage des calculs

Le modèle numérique doit être actualisé en ajoutant le sol et la couche renforcée jusqu'aux étapes finales, qui représentent l'ordre réel de construction du mur classique. De ce fait, l'ordre de modélisation comprend les étapes suivantes :

Étape 1 : Modélisation de la base (l'équilibre sous poids propres est réalisé-initialisation des contraintes).

Étape 2 : Installation d'un panneau de revêtement.

Étape 3 : Placement d'une couche de sol renforcé et remblai arrière (l'équilibre sous poids propres est réalisé).

Étape 4 : Appliquer les contraintes de compactage (dans notre modélisation la force de compactage est négligée).

Étape 5 : Enlèvement de la charge de compactage et installation d'une première couche du renforcement.

Étape 6 : Installation de panneau suivant de revêtement sur le panneau initial, et répéter l'étape 3 pour présenter 5 jusqu'à atteindre le panneau supérieur.

3.3.7. Conditions aux limites et chargements

Les conditions imposées aux limites du modèle sont des conditions en déplacement. Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales. Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués. La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est toléré sur cette limite supérieure.

3.4. Validation du modèle numérique

La validation du modèle aux éléments finis a été effectuée en comparant les charges de renforcement prédites avec les mesures expérimentales obtenues par Runser et al. 2001. La figure 3.2 présente l'analyse comparative pour les lits de renforcement 7 et 11, respectivement. La comparaison révèle une concordance acceptable entre les résultats numériques et expérimentaux sur la majeure partie de la longueur des armatures. Le modèle EF reproduit fidèlement la forme caractéristique des courbes de distribution des charges, avec des pics situés dans la zone critique et une décroissance progressive vers l'arrière du massif renforcé. Les écarts observés restent dans une plage acceptable pour la validation, démontrant la capacité du modèle à capturer les mécanismes

fondamentaux de transfert de charge dans les murs en terre armée. Cette validation confirme la fiabilité des paramètres de modélisation choisis et la pertinence de l'approche numérique adoptée. Les légères différences peuvent s'expliquer par les incertitudes expérimentales et les simplifications inhérentes à la modélisation numérique. Cette validation robuste permet d'utiliser le modèle EF avec confiance pour les analyses paramétriques et l'optimisation du dimensionnement des murs en terre armée.

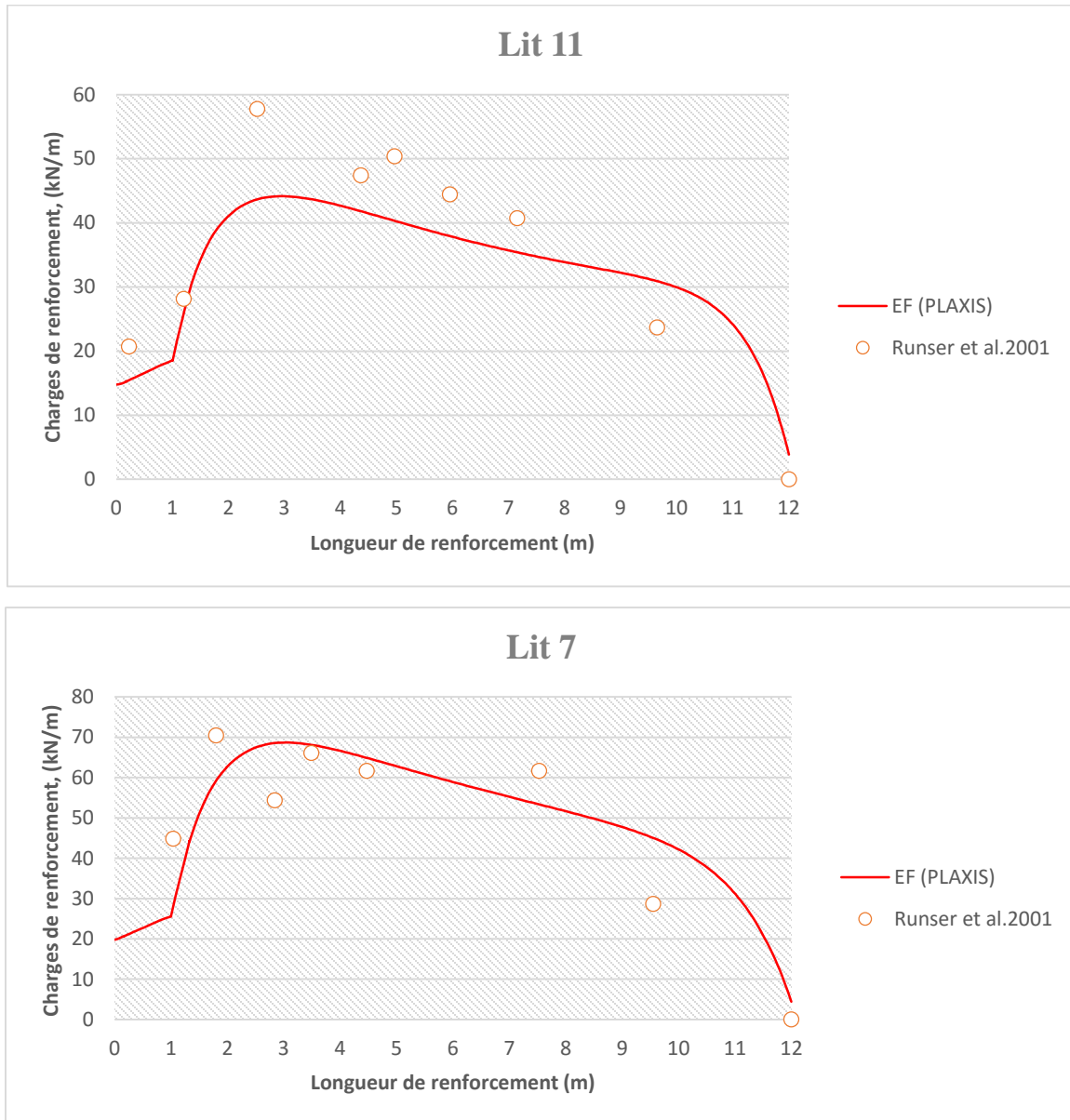


Figure 3.2 : Les Charges de traction mesurées et prévues dans les lits de renforcement instrumentées.

3.5. Analyse de sensibilité

3.5.1. Effet de l'angle de frottement

L'examen des courbes présentées sur la Figure 3.3 révèle l'importance de l'angle de frottement interne (φ) sur le comportement du mur en sol renforcé. Notre analyse montre que les déplacements horizontaux varient considérablement selon les trois valeurs de φ testées (25° , 34° et 44°). Pour toutes ces valeurs, nous remarquons que le déplacement s'accroît avec la hauteur du mur. Néanmoins, ce phénomène est particulièrement visible avec $\varphi = 25^\circ$, où les déformations atteignent leur maximum en partie haute de l'ouvrage. Les mesures en pied de mur (0-1.5m) montrent peu de différences entre les trois configurations, probablement en raison des contraintes d'encastrement. Par contre, au-delà de 6m de hauteur, l'écart entre les courbes devient très net, ce qui témoigne d'une sensibilité accrue à ce paramètre dans les zones supérieures. Nos essais montrent que la configuration avec $\varphi = 44^\circ$ limite efficacement les déplacements, tandis que celle avec $\varphi = 25^\circ$ présente les déformations les plus importantes. Cette tendance s'explique par l'augmentation de la résistance au cisaillement qu'apporte un angle de frottement plus élevé.

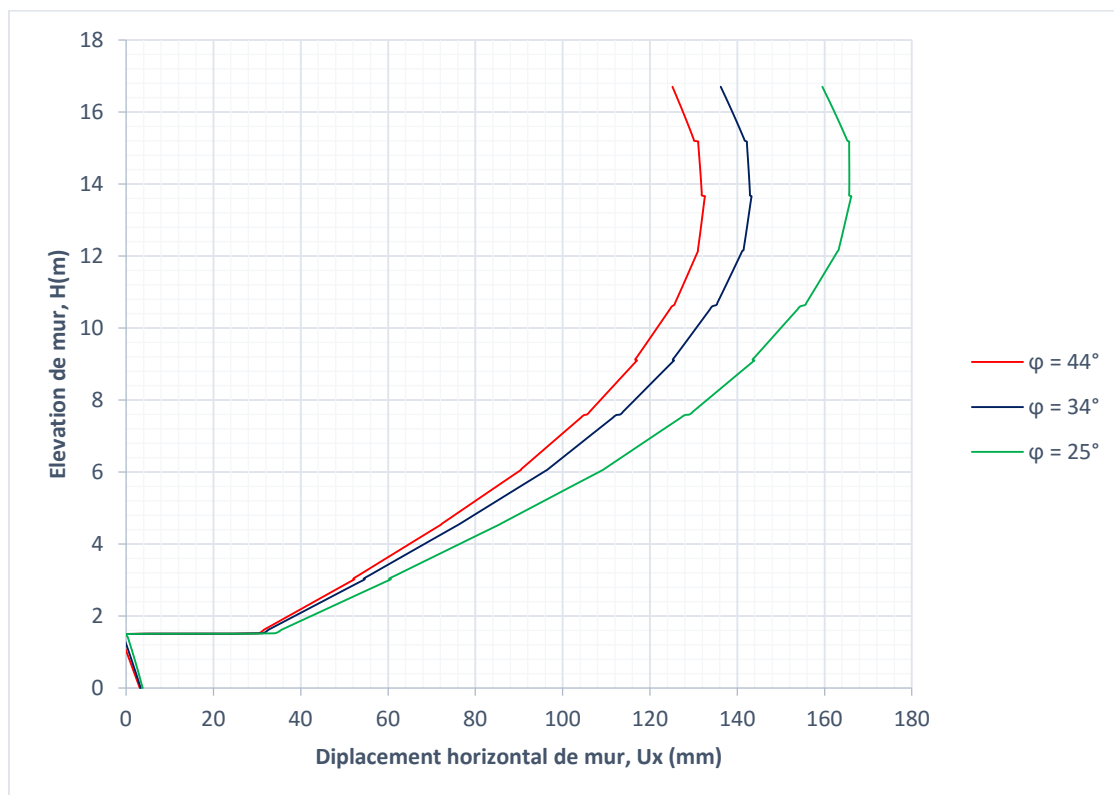
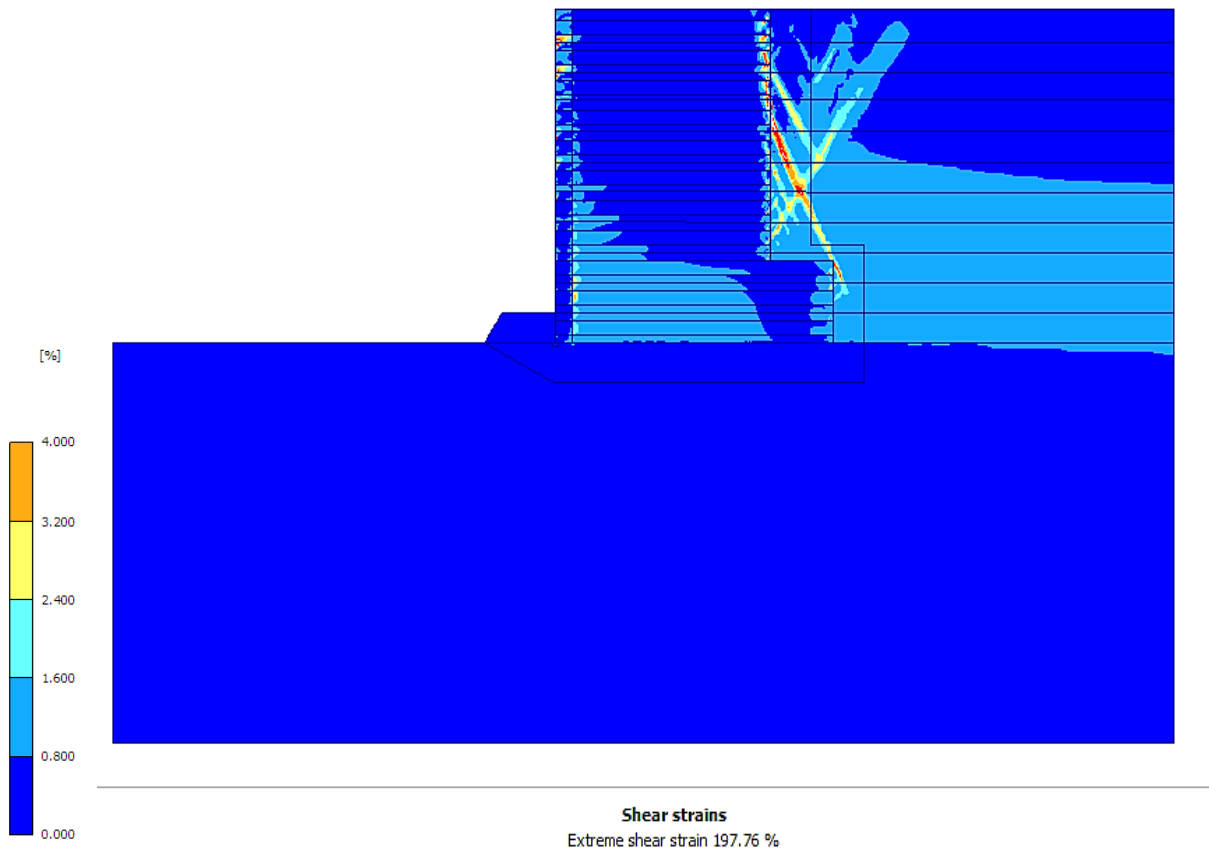
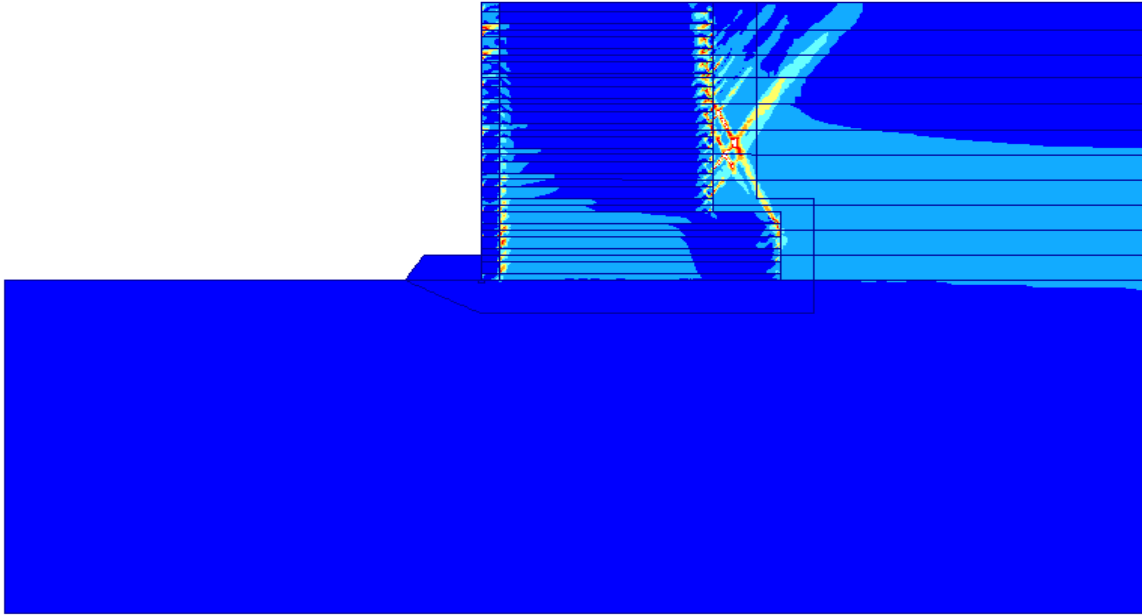


Figure 3.3: Influence de l'angle de frottement sur le déplacement horizontal de mur.

L'examen des zones de cisaillement, illustrées dans la figure 3.4, permet d'ailleurs de mieux comprendre la distribution des contraintes et les mécanismes de rupture potentiels associés à chaque valeur de l'angle de frottement. Ces zones de cisaillement se développent différemment selon la valeur de φ , confirmant ainsi son influence déterminante sur la stabilité globale de l'ouvrage.

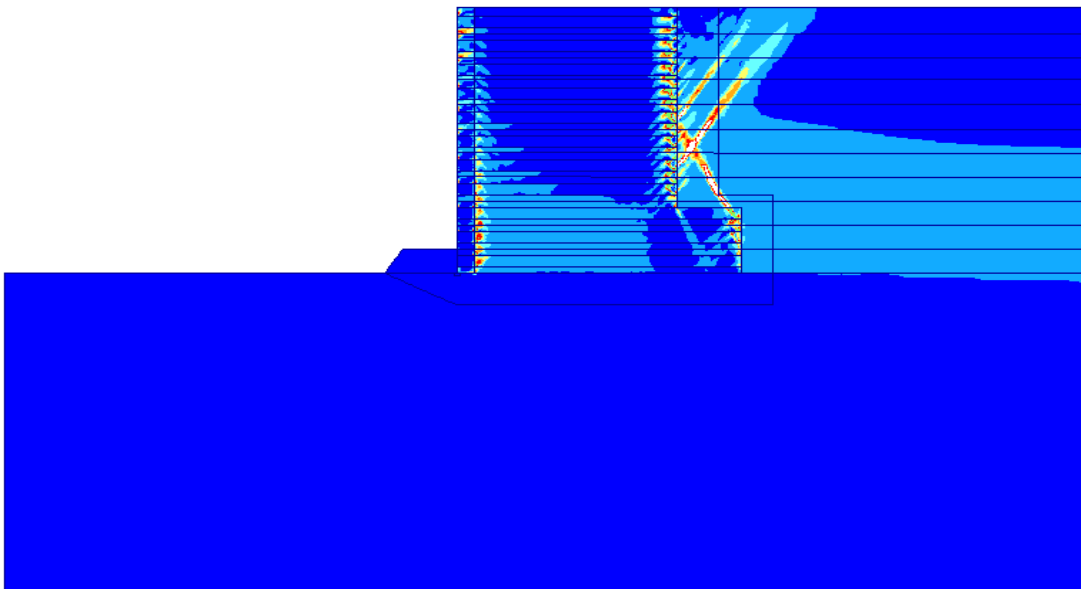


(a)



Shear strains
Extreme shear strain 254.15 %

(b)



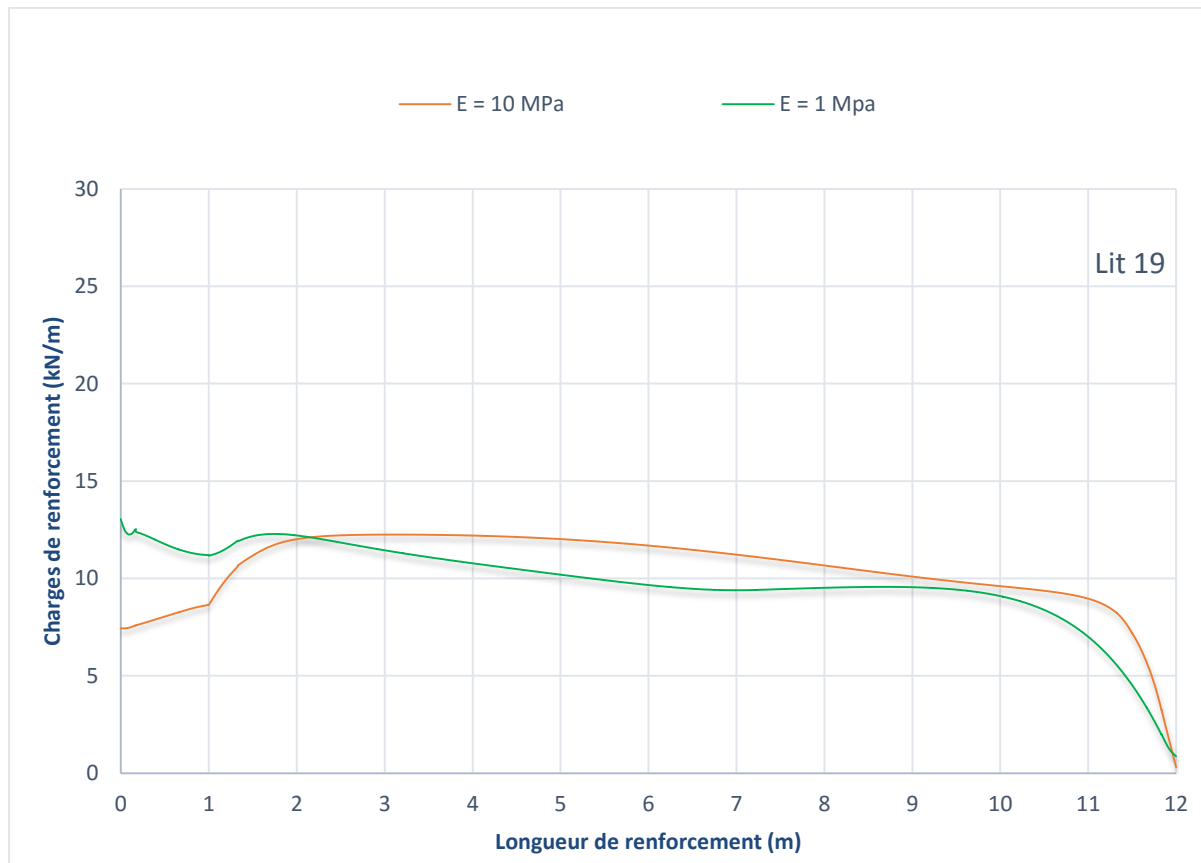
Shear strains
Extreme shear strain 305.21 %

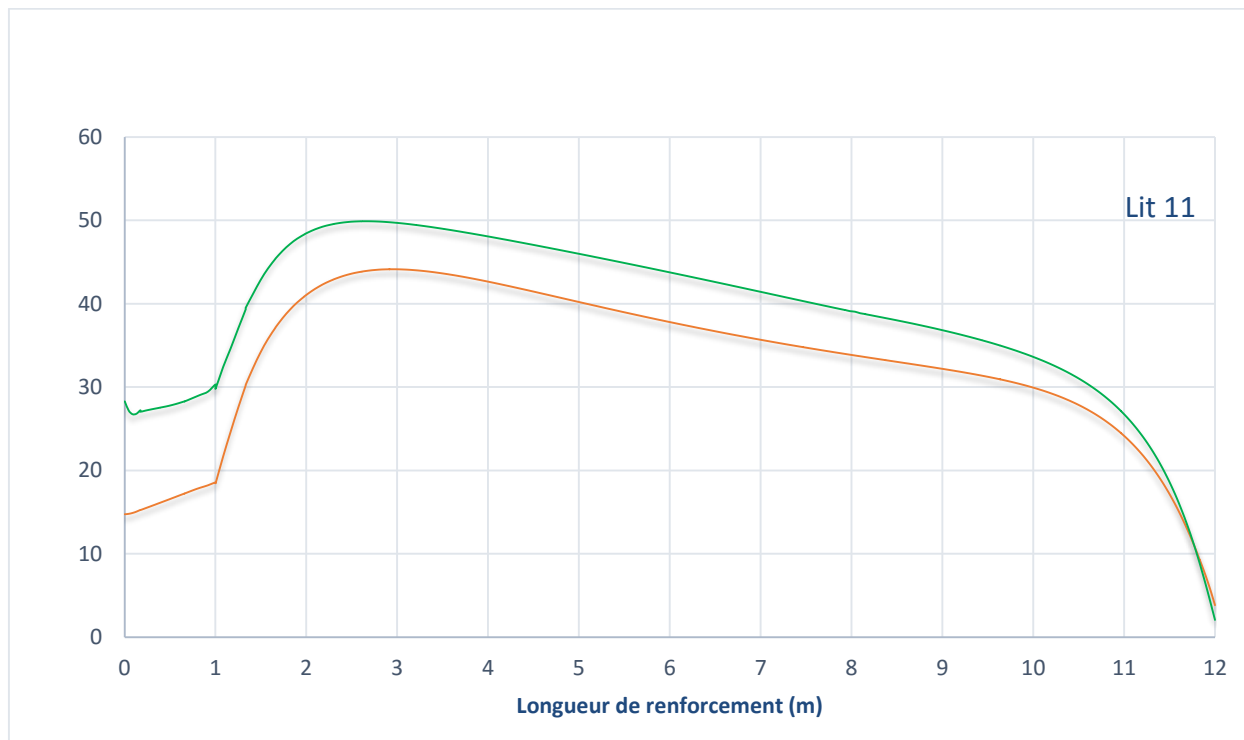
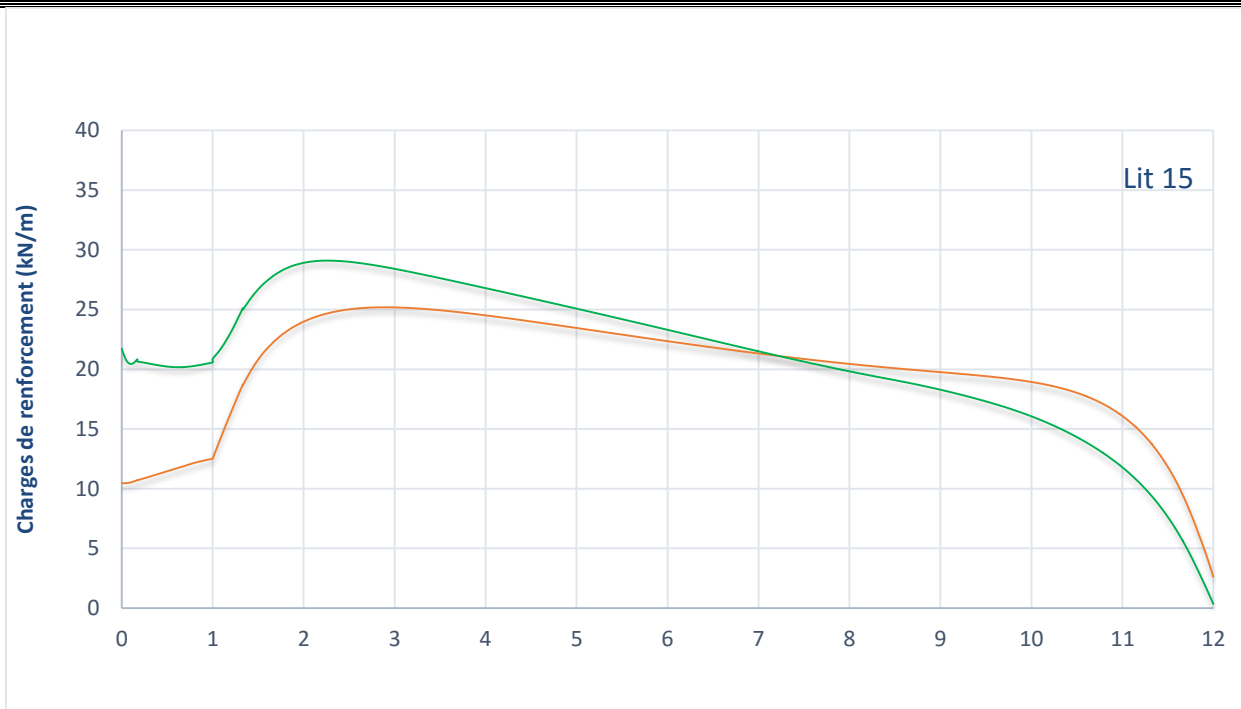
(c)

Figure 3.4: Surface critique de rupture, (a) $\varphi = 44^\circ$, (b) $\varphi = 34^\circ$, (c) $\varphi = 25^\circ$.

3.5.2. Effet du la rigidité de sol renforcé

La figure 3.5 montre l'effet du module de Young du sol renforcé sur la distribution des charges dans les armatures. Contrairement à l'intuition, le sol plus rigide ($E = 10$ MPa) génère des charges plus faibles dans les armatures aux niveaux inférieurs par rapport au sol moins rigide ($E = 1$ MPa), des charges maximales plus élevées particulièrement dans la zone critique à 2-4 mètres du parement. Ce phénomène s'explique par le fait qu'un sol plus rigide se déforme moins et mobilise mieux sa résistance propre, réduisant ainsi le transfert de charge vers les armatures. Aux niveaux supérieurs, la tendance s'inverse : le sol rigide transfère davantage de charges aux armatures en raison des conditions de contrainte différentes. Cette inversion du comportement selon l'élévation révèle la complexité de l'interaction sol-armature dans les murs en terre armée.





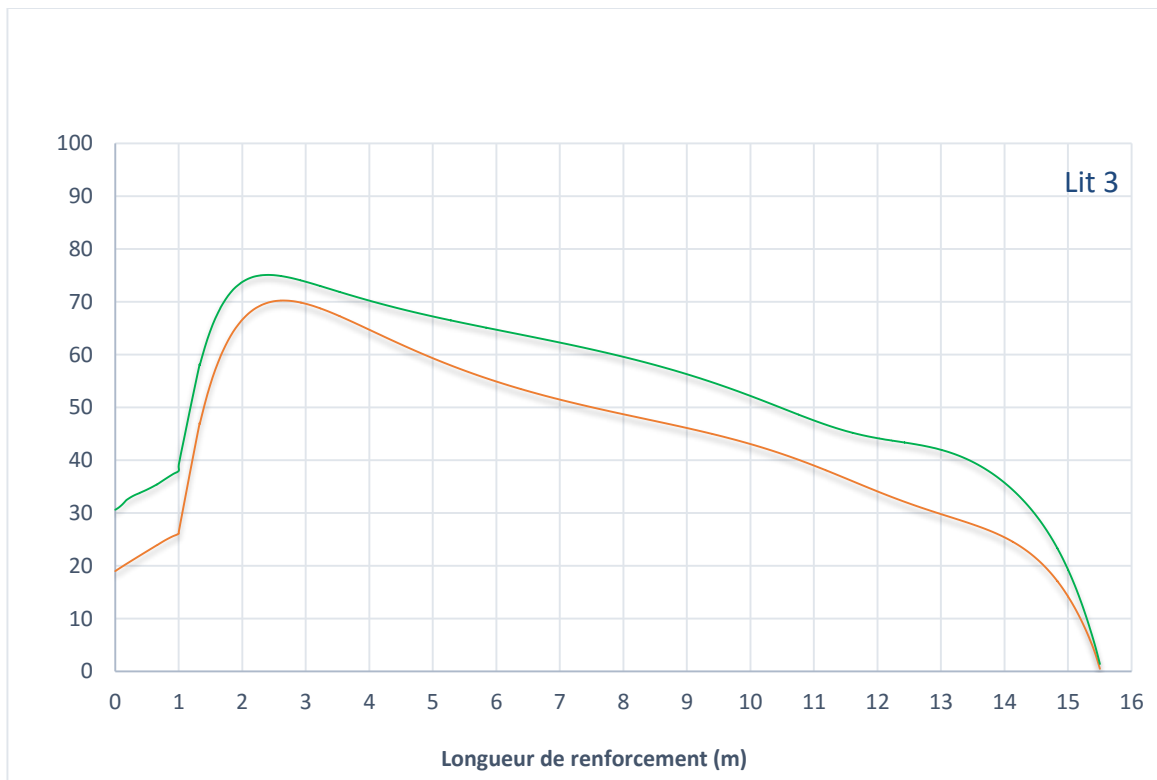
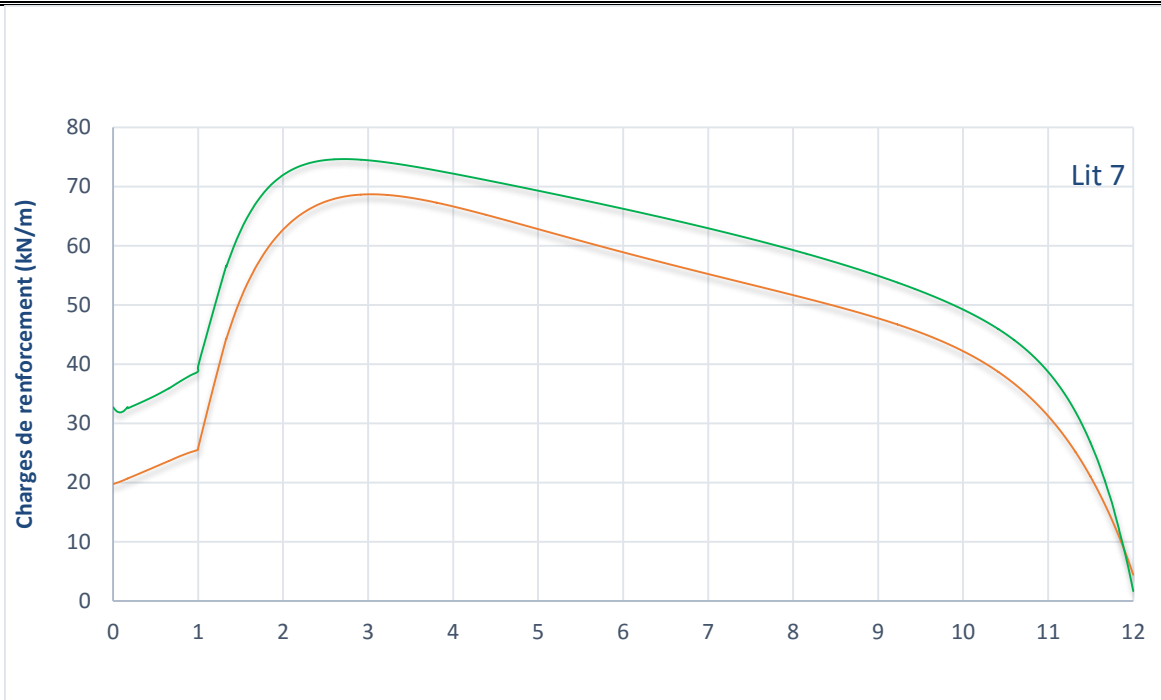


Figure 3.5: Répartition de la force de traction sur la longueur des renforcements.

2.5.3. Effet du Cohésion

L'effet de la cohésion du remblai renforcé est examiné en l'augmentant entre 1 et 5 kPa par tracé des courbes de variation des pressions latérales derrière les parements (voire la figure 3.6), ces pressions sont comparées avec les résultats analytiques basés sur la théorie de Rankine. L'augmentation de la cohésion réduit significativement les pressions latérales sur toute la hauteur du mur, avec un effet plus prononcé pour $c = 5$ kPa que pour $c = 1$ kPa. Cette réduction s'explique par la contribution de la cohésion à la résistance au cisaillement du sol, diminuant ainsi la poussée des terres sur le parement. L'effet de la cohésion est marqué tout au long du mur, où les oscillations des courbes montrent l'influence complexe de l'interaction sol-armature. La cohésion améliore la stabilité locale du sol entre les armatures, réduisant les transferts de charge vers le parement.

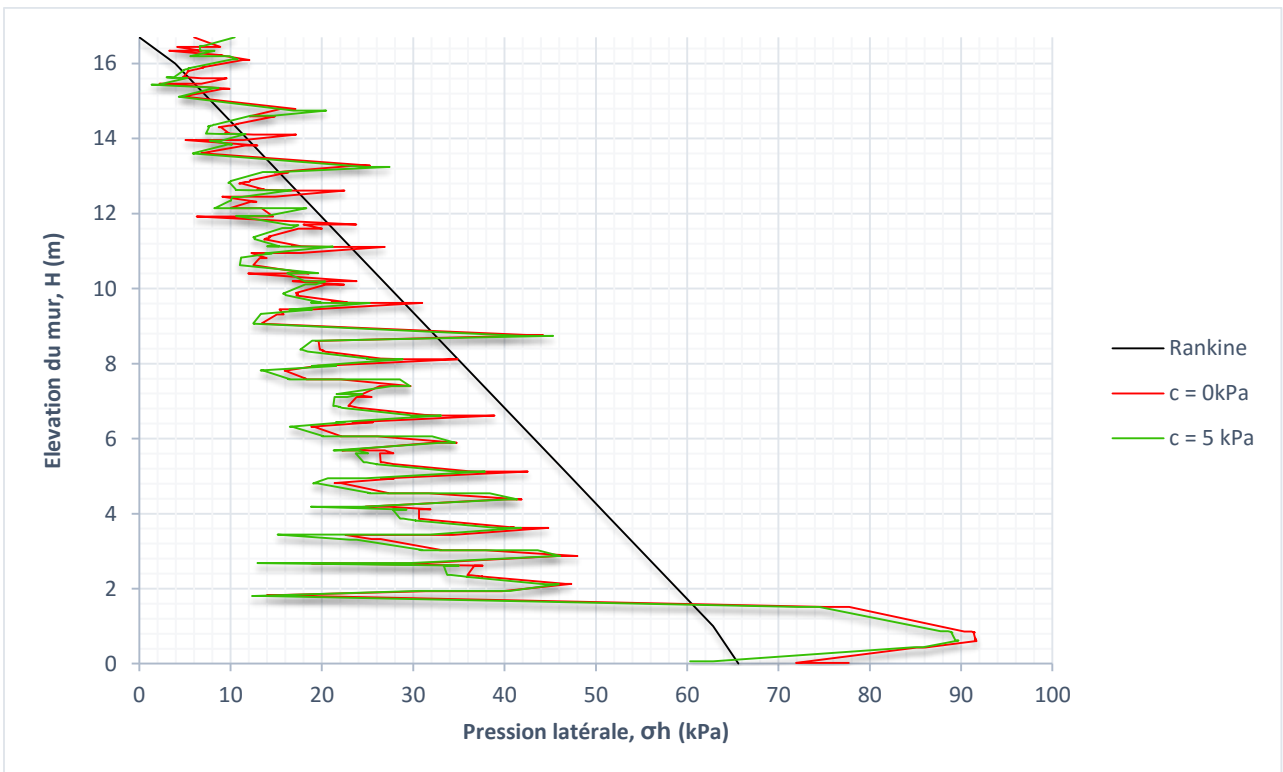


Figure 3.6: Influence de la cohésion sur la pression latérale des terres.

3.5.4. Effet du type de renforcement

L'influence du type d'armature est étudiée en utilisant l'armature métallique avec ($EA = \text{variable}$) et la géosynthétique avec ($EA = \text{constant}$) sur les tensions maximales dans les renforcements présentées dans la figure 3.7. Les armatures métalliques présentent des tensions maximales nettement plus élevées que les géosynthétiques sur toute la hauteur du mur, avec des valeurs atteignant 90 kN contre 45 kN pour les géosynthétiques. Cette différence s'explique par la rigidité variable (EA) des armatures métalliques qui leur permet d'attirer et de supporter des charges plus importantes en raison de leur capacité de déformation limitée. Les géosynthétiques, avec leur rigidité constante mais généralement plus faible, se déforment davantage sous charge, ce qui limite les tensions maximales par redistribution des contraintes. La distribution des tensions varie également selon le type : les armatures métalliques montrent une augmentation progressive des tensions vers la base, tandis que les géosynthétiques présentent un profil plus uniforme. La diminution des valeurs de traction maximales dans les lits inférieurs est attribuée à l'effet d'encastrement de mur. Les pics observés dans les deux courbes indiquent les zones critiques où les mécanismes de rupture sont les plus susceptibles de se développer.

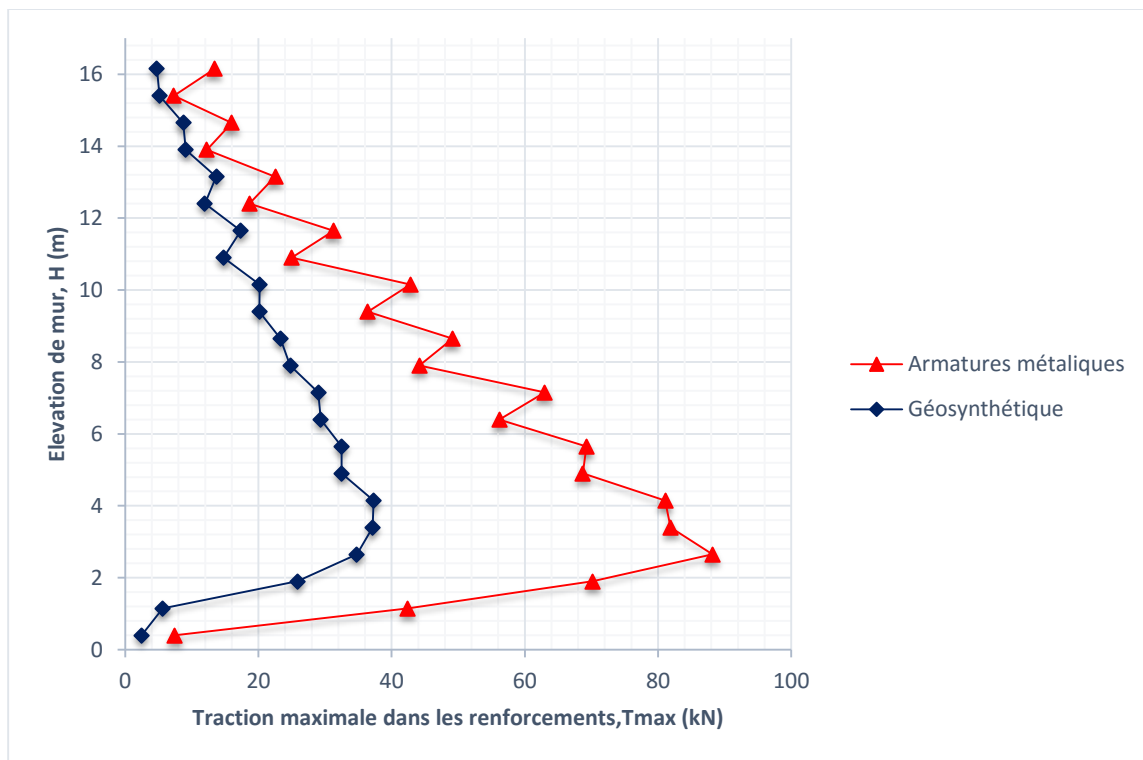


Figure 3.7: Influence de type de renforcement sur les tractions maximales dans les renforcements.

3.6. Conclusion

Le mur de Minnow Creek est une étude de cas unique de mur en sol renforcé par des bandes d'acier instrumentées, en raison des mesures complètes qui ont été prises pour enregistrer un large éventail de caractéristiques de performance du mur (Runser et al. 2001). L'étude actuelle compare les réponses mesurées du mur aux résultats de la simulation par la méthode des éléments finis (MEF) de cette structure. La modélisation par éléments finis a été réalisée à l'aide d'un logiciel géotechnique PLAXIS 2D et de modèles constitutifs simples pour le sol et les interfaces des matériaux. En plus d'être un outil précieux pour optimiser les conceptions spécifiques au projet, les modèles EF développés dans le cadre de cette étude peuvent être utilisés pour effectuer des analyses paramétriques afin d'étudier de manière systématique l'influence des paramètres d'entrée sur la performance du mur (par exemple, des paramètres du sol, des types de renforts).

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire d'une part, des conclusions :

- ✓ Bien qu'il y ait des différences détectables dans les résultats numériques, il y a souvent un accord satisfaisant encourageant entre les résultats physiques et les résultats prédits numériquement.
- ✓ La stabilité externe est très influencée par la diminution de l'angle de frottement de sol renforcé. Ainsi, la réduction de Φ de 44° à 25° m amoindrit le déplacement horizontal respectivement à 20%, la surface critique de rupture se développe derrière la zone renforcée et elle peut être étalée jusqu'au sommet du mur.
- ✓ La stabilité interne est fortement influencée par le module d'élasticité du sol renforcé. La réduction du module de 10 MPa à 1 MPa augmente significativement les charges de renforcement due à la diminution du support latéral. Cependant, aux hauteurs élevées ($H > 8$ m), cette relation s'inverse : les sols rigides génèrent paradoxalement des charges d'armature supérieures aux sols mous.
- ✓ Les résultats de cette étude révèlent qu'un accroissement modéré de la cohésion du remblai entraîne une diminution notable de la pression latérale des terres.
- ✓ L'utilisation de bandes métalliques augmente les tensions maximales dans les renforcements de 136% par rapport aux bandes géosynthétiques, ce qui conduit à une plus grande stabilité de mur.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail vise à examiner le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. La revue de littérature, qui compile diverses connaissances relatives au comportement des structures de soutènement en sol renforcé, nous éclaire sur leur réponse face aux charges statiques. Ces acquis théoriques s'avèrent précieux pour la présente investigation et constitueront une base solide pour les recherches futures. Dans le but de maîtriser l'utilisation du logiciel PLAXIS et d'approfondir la compréhension du comportement statique des murs de soutènement en sol renforcé.

Les conclusions majeures de cette étude sont :

- L'étude bibliographique a permis d'identifier les mécanismes fondamentaux de l'interaction sol-renforcement et l'importance des propriétés géomécaniques dans la performance des murs de soutènement en sol renforcé.
- La revue de littérature a révélé les différentes approches de modélisation numérique existantes et les limitations des approches analytiques, orientant ainsi le choix des modèles constitutifs et critères de validation adoptés.
- La comparaison entre les résultats numériques et les mesures expérimentales démontre la fiabilité de la modélisation numérique, qui s'avère être un outil performant pour l'analyse du comportement et l'optimisation du dimensionnement.
- L'angle de frottement interne (ϕ) influence significativement la stabilité externe du mur : sa diminution engendre des déplacements horizontaux accrus et une extension de la surface de rupture.
- Le module d'élasticité du sol renforcé joue un rôle déterminant dans la distribution des efforts dans les armatures : un sol rigide diminue les efforts dans les lits de renforcement inférieure, mais les augmente dans les lits supérieurs, à 8 mètres ou plus.
- La cohésion du remblai renforcé contribue à la réduction des pressions latérales, améliorant ainsi la stabilité globale.

Conclusion générale

- L'usage des renforcements en bandes métalliques augmente jusqu'à 136 % les tensions maximales par rapport aux géosynthétiques, améliorant la performance globale de l'ouvrage.

Au final, la modélisation numérique constitue un outil incontournable dans le domaine de la géotechnique moderne, permettant de mieux comprendre le comportement complexe des murs en sol renforcé et de proposer des solutions de conception robustes, adaptées aux conditions spécifiques de chaque projet.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Attllaoui, S.** ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES CULEES PORTEUSES EN SOL RENFORCE, Thèse de Doctorat, Université de Biskra, 2017.
- Annane, A.** MUR DE SOUTÈNEMENT EN ZONE SISMIQUE, Mémoire de Magister, Département de génie civil, Université Hadj Lakhdar, Batna, 2013.
- Asad Ahmad, M., & Bobet, A.** Mechanically Stabilized Earth Walls with a Horizontal Obstruction. In *Geotechnical Frontiers*, 2025 (pp. 256-265).
- Assel, Y. And Menaceur N.** Etude paramétrique du comportement des murs de soutènement renforcés par des nappes horizontales de géogridde, Master, Université Larbi Tébessi Tébessa Faculté des Sciences et de la Technologie Département de Génie Civil, 2023
- Baaziz, S.** Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé, 2012.
- Bathurst, R J. and Naftachali, F M.** Geosynthetic reinforcement stiffness for analytical and numerical modelling of reinforced soil structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 2021, vol. 49, no 4, p. 921-940.
- Bieth, E.** Murs de soutènement : COURS DE MECANIQUE DES SOLS APPLIQUES, 2010
- Bouguerra, A . and Magroud B.** Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique, 2018.
- Boussinesq, M.J.** Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical [...] *Annales des Ponts et Chaussées*. 1882
- Brinkgreve, R.B.J., Swolfs W.M. and Engin E.** PLAXIS finite element code. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands, 2011.
- BS8006 (British Standard Institution).** Code of practice for strengthened/reinforced soils and their fills, 1995
- Calcul et suivi d'ouvrages géotechniques, Techniques de l'ingénieur.

- Coulomb, C.A.** Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mém. Math. Phys. Acad. Roy. Sci par divers' savants. Paris, 1776
- Damians, I. P.** MECHANICAL PERFORMANCE AND SUSTAINABILITY ASSESSMENT OF REINFORCED SOIL WALLS. Thèse de Doctorat, Uniersitat Politècnica de Catalunya, 2016
- Djabri, M.** Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 2013
- Djabri, M.** Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. Thèse de Doctorat, Université Mohamed Khider de Biskra, 2017
- Elias, V., Christopher B.R.** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication, 1997, FHWA-SA-96-071, 371 p.
- Elias V., Christopher B.R. and Berg R.R.** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. 2001, FHWA-NHI-00-043, p 394.
- ENTREPRISE GÉNÉRALE DE TRAVAUX ET TECHNOLOGIES DU SOL, Construire sur du solide : Parois moulées et barrettes, 2006.
- Hicham, A .C.** Geosynthetic-Reinforced Retaining Walls-Deterministic And Probabilistic Approaches, 2021.
- Majumder, M., Venkatraman, S., Bheda, M., & Patil, M.** Numerical studies on the performance of geosynthetic reinforced soil walls filled with marginal soil. Indian Geotechnical Journal, 2023, 53(4), 805-826.
- NF P 94-270 (Norme de française).** Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement,Ed. AFNOR, 2009
- Nunes, G. B., Portelinha, F. H. M., Futai, M. M., & Yoo, C.** Numerical study of the impact of climate conditions on stability of geocomposite and geogrid reinforced soil walls. Geotextiles and Geomembranes, 2022, 50(4), 807-824
- Rankine, W.** On stability of loose earth, Philosophical Transactions of the Royal Society, Part I, 1857
- Runser, D. J., Fox, P. J., & Bourdeau, P. L.** Field performance of a 17 m-high reinforced soil retaining wall. Geosynthetics International, 2001, 8(5), 367-391.

Sami. LE CLOUAGE DANS LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT, Magister, Département de génie civil, Université Constantine 1, 04/03/2014.

Schlosser, F. MUR DE SOUTÈNEMENT, Techniques de l'Ingénieur, Paris, C244.

Vidal, H. The Principle of Reinforced Earth, Highway Research Record 282, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1–24, 1969

Zhao, C., Xu, C., Shen, P., Li, G., & Wang, Q. Assessing numerical simulation methods for reinforcement–soil/block interactions in geosynthetic-reinforced soil structures. Buildings, 2024, 14(2), 422.