



**Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL**



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par :

Boualia ilyas & Brahimi Abdelhak Seddik

THEME

**Étude numérique de la stabilité d'un mur de soutènement
en sol renforcé par des géosynthétiques**

Soutenu le 17/06/2025 devant le jury composé de Messieurs :

Mr. KHEMISSA Mohammed

Université de M'sila

Président

Mr. TALLAH Naoui

Université de M'sila

Examineur

Mr. BERRABAH Fouad

Université de M'sila

Encadreur

Promotion : 2024/2025

REMERCEMENTS

Nous remercions Dieu Tout-Puissant, source de force et de persévérance, qui nous a accompagnés tout au long de notre parcours académique. Nous exprimons également notre profonde gratitude à nos parents pour leur soutien moral constant. Leurs encouragements nous ont permis de surmonter les difficultés rencontrées au cours de ces études, et cette thèse n'aurait pas été possible sans leur soutien.

Nous adressons nos sincères remerciements et notre reconnaissance à notre encadrant, le professeur Fouad Berrabah, pour son excellent encadrement académique, sa disponibilité constante et ses précieux conseils, notamment dans la maîtrise du logiciel *Optum G2*.

Nous remercions également les membres du jury pour leur honorable accord d'évaluer ce travail. Enfin, nous tenons à exprimer notre sincère gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, directement ou indirectement, par leur aide ou leur gentillesse, à la réalisation de cette thèse.

RÉSUMÉ

Depuis 1980, plusieurs techniques de construction de murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques ont été élaborées avec un succès notable. Divers éléments ont favorisé l'adoption et l'usage grandissant de ces murs, y compris leur prix, leur attrait visuel, ainsi que la facilité et la vitesse de leurs méthodes de construction. Par ailleurs, les observations effectuées dans des zones sismiques ont prouvé que ces structures présentaient une meilleure efficacité par rapport aux murs de soutènement classiques.

L'expertise accumulée lors des quarante dernières années a permis aux bureaux d'études d'élaborer des normes et des manuels d'utilisation pour établir les méthodes de conception. Néanmoins, l'interaction des murs renforcés par géosynthétiques est d'une complexité extrême et est influencée par divers facteurs majeurs tels que la phase de construction, les informations techniques en structure, les caractéristiques du sol et des matériaux de renforcement ainsi que leurs interactions mutuelles.

L'emploi de calculs basés sur les méthodes d'équilibre limite, employées dans toutes les normes et directives techniques, est restreint par la complexité inhérente à ce phénomène. C'est pourquoi nous employons des techniques numériques à l'aide de logiciels spécialisés, qui offrent une représentation plus précise de la géométrie, des étapes de construction et des diverses charges extérieures, un aspect particulièrement pertinent pour ce genre d'édifice.

Dans ce cadre, la recherche en cours se concentre sur la modélisation numérique de l'interaction d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, en utilisant le logiciel **Optum G2** spécialisé dans la géotechnique, pour des conditions statiques et dynamiques. Des recherches numériques ont été effectuées dans des conditions statiques en analysant l'impact de la présence ou de l'absence de renforcement. Ensuite, une analyse paramétrique a été conduite pour étudier l'influence de différents paramètres (associés au remblai, au mur et au renforcement) sur la pression latérale des terres, le coefficient de sécurité général, le mouvement horizontal du mur et la résistance à la traction du renforcement. L'étude a également porté sur le comportement dynamique sous l'effet de charges sismiques.

Mots clés : Mur de soutènement, Sol renforcé, Géosynthétiques, modélisation numérique, Optum G2, Stabilité, Géogrille, FHWA

ABSTRACT

Since 1980, several techniques for constructing geosynthetic-reinforced retaining walls have been developed with notable success. Various factors have contributed to the adoption and growing use of these walls, including their cost, visual appeal, and the ease and speed of their construction methods. Furthermore, observations in seismic zones have proven that these structures are more effective than conventional retaining walls.

The expertise accumulated over the past forty years has enabled engineering firms to develop standards and user manuals to establish design methods. However, the interaction of geosynthetic-reinforced walls is extremely complex and is influenced by various major factors such as the construction phase, structural engineering information, soil and reinforcement material characteristics, and their mutual interactions.

The use of calculations based on limit equilibrium methods, as employed in all technical standards and guidelines, is limited by the inherent complexity of this phenomenon. Therefore, we employ numerical techniques using specialized software, which provide a more accurate representation of the geometry, construction stages, and various external loads, a particularly relevant aspect for this type of building.

In this context, the current research focuses on the numerical modeling of the interaction of a retaining wall in geosynthetic-reinforced soil, using the **Optum G2** software specialized in geotechnics, for static and dynamic conditions. Numerical investigations were carried out under static conditions, analyzing the impact of the presence or absence of reinforcement. Subsequently, a parametric analysis was conducted to study the influence of various parameters (associated with the backfill, the wall, and the reinforcement) on the lateral earth pressure, the overall safety coefficient, the horizontal movement of the wall, and the tensile strength of the reinforcement. The study also focused on dynamic behavior under seismic loads.

Key words:

Retaining wall, Reinforced soil, Geosynthetics, numerical modeling, Optum G2, Stability, Geogrid, FHWA

ملخص

منذ عام 1980، طُوِّرت تقنيات عديدة لبناء الجدران الاستنادية المُدعّمة بالمواد الجيوتقنية الإصطناعية بنجاح ملحوظ. وقد ساهمت عواملٌ مختلفة في اعتماد هذه الجدران وتزايد استخدامها، بما في ذلك تكلفتها، وجاذبيتها البصرية، وسهولة وسرعة أساليب بنائها. علاوةً على ذلك، أثبتت الملاحظات في المناطق الزلزالية أن هذه الهياكل أكثر فعاليةً من الجدران الاستنادية التقليدية.

مكّنت الخبرة المُتراكمة على مدى الأربعين عامًا الماضية شركات الهندسة من وضع معايير وأدلة استخدام لتحديد أساليب التصميم. ومع ذلك، فإن تفاعل الجدران المُدعّمة بالمواد الجيوتقنية الإصطناعية معقّد للغاية، ويتأثر بعوامل رئيسية مختلفة، مثل مرحلة البناء، ومعلومات الهندسة الإنشائية، وخصائص التربة ومواد التسليح، وتفاعلاتها المُتبادلة.

إن استخدام الحسابات القائمة على أساليب التوازن الحدي، كما هو مُستخدم في جميع المعايير والإرشادات الفنية، مُقيّد بالتعقيد المُتأصل لهذه الظاهرة. لذلك، نستخدم تقنياتٍ عديدةً باستخدام برامج مُخصصة، تُوفّر تمثيلًا أدقّ للهندسة، ومراحل البناء، والأحمال الخارجية المُختلفة، وهو جانبٌ بالغ الأهمية لهذا النوع من المباني.

في هذا السياق، يركز البحث الحالي على النمذجة العددية لتفاعل جدار استنادي في تربة مُدعّمة بالمواد الجيوتقنية الإصطناعية، باستخدام برنامج **Optum G2** المتخصص في الجيوتقنية، وذلك في ظل ظروف ثابتة وديناميكية. أُجريت دراسات عديدة في ظل ظروف ثابتة، لتحليل تأثير وجود أو غياب التسليح. بعد ذلك، أُجري تحليل بارامتري لدراسة تأثير مختلف المعلومات (المرتبطة بالردم، والجدار، والتسليح) على الضغط الجانبي للتربة، ومعامل الأمان الكلي، والحركة الأفقية للجدار، ومقاومة الشد للتسليح. كما ركزت الدراسة على السلوك الديناميكي تحت الأحمال الزلزالية.

الكلمات المفتاحية:

جدار احتجازي، تربة معززة، مواد جيوسينثتية، نمذجة عددية، FHWA، استقرار، شبكة جيوتقنية، Optum G2

RÉSUMÉ.....	I
ABSTRACT.....	II
ملخص.....	III
LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS.....	VIII
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

Partie I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

1.1. Introduction.....	3
1.2. Différents types des ouvrages de soutènement.....	3
1.2.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.....	3
1.2.1.1. Murs-poids en béton ou maçonnerie.....	3
1.2.1.2. Les murs en Terre Armée.....	3
1.2.1.3. Les ouvrages cellulaires.....	3
1.2.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation.....	4
1.2.2.2. Murs en moulées.....	4
1.2.2.3. Les rideaux de palplanches.....	4
1.2.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.....	5
1.3. Concept d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques.....	6
1.3.1. Types d'ouvrages en remblai renforcé.....	6
1.4. Éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	8
1.4.1. Remblai renforcé.....	8
1.4.1.1. Ouvrabilité du remblai.....	8
1.4.1.2. Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme.....	8
1.4.1.3. Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains.....	9
1.4.1.4. Technologie du parement.....	9
1.4.1.5. Végétalisation.....	10
1.4.1.6. Propriétés drainantes.....	10
1.4.1.7. Agressivité du remblai.....	10
1.4.1.8. Interaction entre le remblai et le renforcement.....	10

1.4.1.9. Frottement interne et cohésion du remblai.....	10
1.4.1.10. Gélivité.....	11
1.4.2. Éléments et systèmes de parement.....	11
1.4.2.1. Parement durs.....	12
1.4.2.2. Parement déformables.....	16
1.4.2.3. Parement mous.....	18
1.4.3. Renforcement.....	19
1.4.3.1. Armatures en polymère.....	19
1.4.3.2. Fonctions des matériaux géosynthétiques dans la conception des murs de soutènement.....	22
1.5. Méthode de construction.....	25
1.5.1. Montage du parement.....	25
1.5.2. Installation de renforts.....	25
1.5.3. Remblayage et compactage.....	25
1.6. Avantages de l'utilisation de matériaux géosynthétiques.....	25
1.7. Conclusion.....	26

CHAPITRE 2 : MÉCANISMES DE RENFORCEMENT ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

2.1. Introduction.....	27
2.2. Modes de rupture des murs de soutènement.....	27
2.3. Méthodes de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement.....	28
2.3.1. Méthode de Coulomb (1776).....	29
2.3.2. Méthode de Rankine (1857)	30
2.3.3. Méthode de Boussinesq (1882).....	32
2.4. Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé (FHWA 2009).....	34
2.4.1. Modes de rupture (écailles en béton).....	34
2.4.3. Stabilité externe.....	35
2.4.2. Stabilité interne.....	36
2.5. Justification des murs de soutènement sous séismes selon les guides FHWA 2009.....	38
3.5.1. Stabilité externe.....	38
3.5.2. Stabilité interne.....	40
2.6. Conclusion.....	43

Partie II : SIMULATION NUMÉRIQUE**CHAPITRE 3 : MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE
UTILISÉ**

3.1. Introduction.....	45
3.2. Les types d'analyse.....	46
3.2.1. Initial stress.....	46
3.2.2. Elastique.....	46
3.2.3. Limite analysis.....	46
3.2.4. Strength analysis.....	46
3.2.5. Elastoplastique.....	48
3.2.6. Multiplier Elastoplastique.....	48
3.2.7. Consolidation.....	49
3.2.8. Seepage.....	49
3.3. Les modèles de comportement.....	49
3.3.1. MC Basic (Mohr-Coulomb)	49
3.3.2. DP Basic (Drucker-Prager).....	51
3.3.3. Tresca Basic.....	51
3.3.4. AUS Clay (modèle australien en argile).....	51
3.3.5. Rocher HB (Hoek-Brown).....	51
3.3.6. Sable GSK (Gens-Souza-Kovarik).....	51
3.3.7. Sable de Bolton.....	51
3.3.8. Modèle Cam Clay modifié.....	51
3.3.9. Sable HMC (Hardeining Mohr-Coloumb).....	51
3.3.10. Modèles hydrauliques.....	51
3.4. Composants structurels.....	52
3.4.1. Rigid Plate.....	53
3.4.2. Géogrid.....	54
3.4.3. Nail (clou)	54
3.4.4. Fixed end anchor (ancre à extrémité fixe)	54
3.4.5. Connector.....	55
3.4.6. Shear joint (joint de cisaillement).....	55
3.5. Conclusion.....	55

CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

4.1. Introduction.....	56
4.2. Présentation du cas étudié.....	56
4.3. Procédure de simulation numérique.....	57
4.3.1. Géométrie.....	57
4.3.2. Matériaux.....	58
4.3.3. Analyse.....	59
4.3.4. Données.....	63
4.4. Résultats de simulation.....	64
4.4.1. Mécanismes de rupture et facteur de sécurité global F_s	64
4.4.2. Poussée latérale derrière le massif renforcé σ_h	68
4.4.3. Forces de traction maximales T_{max}	69
4.4.4. Déplacement horizontal dans le mur u_x	71
4.5. Etude paramétriques.....	72
4.5.1. Effet des propriétés de mur de soutènement.....	73
4.5.1.1. Hauteur du mur $H(m)$	73
4.5.1.2. Frottement à l'interface sol-mur, δ (°).....	78
4.5.2. Effet des propriétés du renforcement.....	81
4.5.2.1. Longueur, L (m).....	81
4.5.2.2. Espacement des renforts, (m).....	83
4.5.2.3. Rigidité axiale, EA (kN/m).....	85
4.5.3. Effet des propriétés du remblai.....	88
4.5.3.1. Cohésion, C (kPa).....	88
4.5.3.2. L'angle de frottement interne ϕ (°).....	91
4.6. Analyse sismique du mur renforcé.....	94
4.6.1. Résultats de simulation.....	95
4.6.1.1. Déplacement horizontal dans le mur u_x	96
4.6.1.2. Traction maximale dans le renforcement T_{max}	96
4.6.1.3. Facteur de sécurité global F_s	97
4.7. Conclusion.....	100
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	102
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	105
Annexe A	108

Liste des notations et abréviations

Les symboles :

F_s	Facteur de sécurité
H	Hauteur total du mur
$T_{\max}$	Effort de traction maximale dans les renforcements
u_x	Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé
C	Cohésion
L	Longueur du renfort
K	Coefficient de poussée des terres
K_{ad}	Coefficient sismique de pression de la terre active
K_h, K_v	Coefficients des accélérations pseudo-statiques verticale et horizontale
P_{AE}, P_{AD}	poussée sismique (Force sismique active)
P_{IR}	La force sismique totale d'inertie
R_v	Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif
g	Accélération de la pesanteur
E_A	Rigidité axiale
S_v	Espacement vertical
ϕ	Angle de frottement interne
σ	Contrainte normale
γ	Poids volumique
τ	Contrainte de cisaillement
δ	Angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol
σ_h	Poussée latérale

Les abréviations :

AASHTO:	American Association of State Highway and Transportation Officials.
FHWA:	Federal Highway Administration.
NF EN 14475:2007:	Association Française de Normalisation.
NF P94-270:2009:	Association Française de Normalisation.
ISO 10318-1:2015:	International Organization for Standardization.
10318-2:2015:	International Organization for Standardization.

LISTE DES FIGURES

Numéro de la Figure	Désignation de la Figure	Page
Figure 1.1	Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par le poids de l'ouvrage	4
Figure 1.2	Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par encastrement	5
Figure 1.3	Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par ancrage	5
Figure 1.4	Exemples d'ouvrages en remblai renforcé [NF P94-270, 2009]	6
Figure 1.5	Catégories d'ouvrage en remblai renforcé [NF P94-270, 2009]	7
Figure 1.6	Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples [NF P94-270, 2009]	7
Figure 1.7	Système de parement [D'après Pierre SEGRESTIN, 2009]	11
Figure 1.8	Panneaux de pleine hauteur	12
Figure 1.9	Panneaux de hauteur partielle	13
Figure 1.10	Panneaux à ligne de rupture préétablie [NF EN 14475]	13
Figure 1.11	Panneau incliné préétablie [NF EN 14475]	14
Figure 1.12	Jardinières [NF EN 14475]	14
Figure 1.13	Blocs [NF EN 14475]	15
Figure 1.14	Poteaux et plaques béton [NF EN 14475]	16
Figure 1.15	Peaux semi-elliptiques en acier [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]	16
Figure 1.16	Treillis soudé en acier [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]	17
Figure 1.17	Cages de gabions [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]	18
Figure 1.18	Parement en Pneus sol	18
Figure 1.19	la couverture réversible [NF EN 14475]	18
Figure 1.20	Géotextiles tissés	20
Figure 1.21	Géotextiles non tissés	20
Figure 1.22	Géotextiles tricotés	20
Figure 1.23	Géogrille uniaxiale	21
Figure 1.24	Géogrille biaxiale	21
Figure 1.25	Géogrille Triaxial	22
Figure 1.26	Pictogramme de la fonction Renforcement	22
Figure 1.27	Pictogramme de la fonction Filtration	23
Figure 1.28	Pictogramme de la fonction Drainage	23
Figure 1.29	Pictogramme de la fonction Séparation	24
Figure 1.30	Pictogramme de la fonction Protection	24
Figure 1.31	Pictogramme de la fonction Barrière	24
Figure 1.32	Procédé de construction d'un mur en sol renforcé	25
Figure 2.1	Modes de rupture des ouvrages de soutènement	28
Figure 2.2	Théorie de Coulomb en vigueur	30
Figure 2.3	Répartition des pressions actives pour divers types de remblais	32
Figure 2.4	Équilibre selon Boussinesq et Rankine	33
Figure 2.5	Modes de ruine des murs en remblai renforcé	34
Figure 2.6	Modes de rupture externe pour les murs en sol renforcé [Kavazanjian et al, 2011]	35

Figure 2.7	Surface critique de rupture d'après les guides [Berg et al, 2009]	37
Figure 2.8	Forces sismiques agissantes sur un mur de soutènement (stabilité externe) selon FHWA 2009 [Berg et al, 2009]	39
Figure 2.9	Stabilité sismique interne selon les guides FHWA 2009 [Berg et al, 2009] Voici les étapes de calcul pour effectuer des analyses de stabilité interne en lien avec le chargement sismique	40
Figure 3.1	Interface logicielle <i>Optum G2</i>	45
Figure 3.2	Contrôles du gestionnaire de scène	46
Figure 3.3	Comportement contrainte-déformation d'un matériau élastoplastique	48
Figure 3.4	Icône des modèles de sol	52
Figure 3.5	Ensembles de paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire solide de t cm	52
Figure 3.6	Critères de rendement Square et Diamond	53
Figure 3.7	Ensembles de paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire solide de t cm.	54
Figure 3.8	Composants structurels	55
Figure 4.1	Présentation des cas étudiés	57
Figure 4.2	Forme géométrique générale du modèle	58
Figure 4.3	Génération du modèle géométrique	58
Figure 4.4	Après l'attribution des matériaux	59
Figure 4.5	Étapes du processus de construction	61
Figure 4.6	Paramètres d'analyse élastoplastique	62
Figure 4.7	Paramètres d'analyse de réduction de force	62
Figure 4.8	Maillage du Modèle	64
Figure 4.9	Mécanisme de rupture en l'absence de renforcement	66
Figure 4.10	Mécanisme de rupture en présence de renforcement	67
Figure 4.11	concentration des contraintes de cisaillement	68
Figure 4.12	Comparaison des valeurs théoriques et numériques de poussée latérale σ_h à la fin de construction	69
Figure 4.13	Forces de traction dans les éléments de renforcement en fonction de la distance horizontale par rapport au mur à la fin de construction	70
Figure 4.14	Position des forces de traction le long de renforcement à la fin de construction	70
Figure 4.15	Comparaison entre les efforts de traction maximum théoriques et numériques obtenus en fin de construction	71
Figure 4.16	Déplacement horizontal u_x du mur à la fin de construction	72
Figure 4.17	Répartition des déplacements horizontaux u_x en fin de construction	72
Figure 4.18	Influence de la hauteur $H(m)$ du mur sur la poussée latérale σ_h derrière le massif renforcé	74
Figure 4.19	Répartition des forces de traction maximales T_{max} dans les géosynthétiques selon la hauteur du mur $H(m)$	75
Figure 4.20	Illustration visuelle des résultats (Figure 4.19)	76
Figure 4.21	Répartition du déplacement horizontal u_x en fonction de la hauteur du mur $H(m)$	77
Figure 4.22	Illustration visuelle des résultats (Figure 4.21)	78
Figure 4.23	Effet de l'angle de frottement à l'interface sol-mur δ ($^\circ$) sur la distribution de la poussée latérale σ_h - Cas renforcé	79
Figure 4.24	Effet du frottement d'interface δ sur la traction maximale T_{max} dans le mur renforcé	80

Figure 4.25	L'effet du frottement d'interface δ sur le déplacement horizontal u_x du mur renforcé	80
Figure 4.26	Effet de la longueur de renforcement L sur les forces de poussée latérale σ_h	81
Figure 4.27	Effet de la longueur de renforcement L sur la distribution des forces de traction maximale $T_{\max}$	82
Figure 4.28	Effet de la longueur de renforcement L sur le déplacement horizontal u_x du mur renforcé	82
Figure 4.29	Effet de la longueur de renforcement L sur le facteur de sécurité global F_s	83
Figure 4.30	Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur les forces de poussée latérale σ_h	84
Figure 4.31	Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur la répartition des efforts de traction maximale $T_{\max}$	84
Figure 4.32	Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur le déplacement horizontal du mur u_x	85
Figure 4.33	Effet de la rigidité axiale EA sur les forces de poussée latérale σ_h	86
Figure 4.34	Effet de la rigidité axiale EA sur la distribution des forces de traction ultimes $T_{\max}$	87
Figure 4.35	Effet de la rigidité axiale EA sur le déplacement horizontal u_x dans le mur	88
Figure 4.36	Effet de la cohésion C sur la distribution de la poussée latérale σ_h pour le cas renforcé	89
Figure 4.37	Effet de la cohésion C sur la résistance maximale à la traction $T_{\max}$ dans les éléments de renforcement	90
Figure 4.38	Variation du déplacement horizontal maximal u_x du mur avec variation de la cohésion C	90
Figure 4.39	Évolution du facteur de sécurité global F_s avec changement de cohésion C	91
Figure 4.40	Effet de l'angle de frottement interne φ sur la distribution de la poussée latérale σ_h pour le cas renforcé	92
Figure 4.41	L'effet de l'angle de frottement interne φ sur la distribution des forces de traction maximales $T_{\max}$ dans les éléments de renforcement	93
Figure 4.42	Modification du déplacement horizontal maximal u_x du mur avec modification de l'angle de frottement interne φ	93
Figure 4.43	La variation du facteur de sécurité global F_s avec la variation de l'angle de frottement interne φ en fonction de la longueur de renforcement L	94
Figure 4.44	Répartition de la charge sismique dans le modèle	95
Figure 4.45	Application d'accélération horizontale constante	95
Figure 4.46	L'effet de la charge sismique sur le déplacement horizontal u_x du mur	96
Figure 4.47	L'effet de la charge sismique sur la distribution des forces de traction maximales $T_{\max}$	97
Figure 4.48	L'effet de la charge sismique sur le facteur de sécurité général F_s	98
Figure 4.49	Vecteurs de déplacement lors d'une charge sismique dans le cas d'un sol renforcé	99

LISTE DES TABLEAUX

Numéro du Tableau	Désignation du Tableau	Page
Tableau 2.1	Facteur de résistance pour la stabilité externe [Berg et al, 2009]	36
Tableau 2.2	Longueur typique minimale de renforcement L/H selon [Berg et al, 2009]	37
Tableau 3.1	Paramètres réduits dans l'analyse de réduction de la force	47
Tableau 4.1	Paramètres d'ensembles de données de sol	63
Tableau 4.2	Caractéristiques des géogrilles	63
Tableau 4.3	Caractéristiques de parement	63
Tableau 4.4	Variables utilisées dans l'étude paramétrique	73

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Face à la demande grandissante d'infrastructures sécurisées et pérennes, les structures de soutènement ont pris une place significative et utile dans le domaine du génie civil. Cela est dû à leur aptitude à renforcer la résistance des terrains, empêcher les effondrements et stabiliser les pentes, les barrages, etc. Il est donc devenu nécessaire pour les ingénieurs et les géotechniciens de s'efforcer d'améliorer et de développer la conception de ces structures afin d'en tirer le meilleur parti.

L'idée d'intégrer des matériaux géosynthétiques dans le sol pour le renforcer a suscité beaucoup d'attention en raison de ses performances mécaniques, de sa flexibilité et de son faible coût. Cependant, malgré cela et les progrès réalisés dans ce domaine, de nombreuses questions demeurent et soulèvent des questions sur la véritable efficacité de ces matériaux dans des conditions spécifiques et leur impact sur la stabilité globale des murs de soutènement.

Problématique

De ce point de vue, il est devenu important et nécessaire de comprendre les effets de l'ajout de matériaux géosynthétiques sur la stabilité des murs de soutènement, ainsi que quelles sont les meilleures configurations pour eux qui donnent les meilleures performances. Par conséquent, dans cette étude, nous cherchons à répondre à la question suivante :

> Quelle est l'influence des géosynthétiques sur la stabilité des murs de soutènement et comment peut-on optimiser leur disposition à travers la simulation numérique ?

Objectifs de l'étude

Pour répondre à cette problématique, cette recherche a plusieurs objectifs :

1. Analyser les principes théoriques liés aux murs de soutènement en sol renforcé.
2. Étudier les différentes méthodes analytiques et empiriques utilisées pour évaluer leur stabilité.
3. Modéliser numériquement un mur de soutènement renforcé par des géosynthétiques en utilisant un logiciel de simulation **Optum G2**.
4. Évaluer l'influence de plusieurs paramètres géotechniques (cohésion ; frottement ; rigidité du renforcement ; etc.) sur la stabilité globale du mur.
5. Comparaison des résultats obtenus avec les standards de l'annuaire américain (**FHWA-NHI-10-024**) pour valider l'approche numérique

Méthodologie adoptée

L'approche adoptée dans cette étude repose sur :

- Une revue bibliographique approfondie des différents types de murs de soutènement et des méthodes de calcul associées.
- Une modélisation numérique d'un mur de soutènement avec et sans renforcement géosynthétique.
- Une analyse comparative des résultats obtenus à travers différentes configurations de renforcement.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est structuré en deux parties principales :

Partie I : Étude bibliographique

Dans cette partie, nous présenterons les principes fondamentaux des murs de soutènement, leurs mécanismes de rupture ainsi que l'apport des géosynthétiques dans le renforcement des sols. Nous détaillerons également les différentes méthodes de calcul utilisées pour évaluer leur stabilité.

Partie II : Simulation numérique

La seconde partie sera dédiée à la modélisation numérique. Nous détaillerons la méthodologie adoptée, les hypothèses utilisées et les résultats obtenus. Une analyse des sensibilités des paramètres influents sera également réalisée, avec discussion et comparaison des résultats.

Enfin, une conclusion générale résumera les résultats obtenus et proposera des perspectives pour les futurs.

PARTIE I

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

1.1. Introduction

Les murs de soutènement renforcés sont des structures dont la fonction est de renforcer et d'améliorer la stabilité des pentes, des barrages et d'autres structures similaires. Ils comprennent également des matériaux pré-préparés avec une résistance à la traction incorporés dans le remblai de soutènement afin de modifier les propriétés internes du sol. Connus sous le nom de matériaux géosynthétiques, ils sont principalement utilisés pour améliorer la résilience des barrages porteurs et constituent une option intéressante tant d'un point de vue économique que technique. Différentes solutions géosynthétiques offrent des approches innovantes pour de nombreuses situations. Dans ce chapitre, nous visons à fournir un aperçu des murs de soutènement, ainsi que des matériaux géosynthétiques utilisés dans leur renforcement, leurs types et leurs applications.

1.2. Différents types des ouvrages de soutènement

La force appliquée peut être absorbée par la masse de sol retenue de différentes manières. On distingue 3 modes :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

1.2.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

1.2.1.1. Murs-poids en béton ou maçonnerie

Le type d'ouvrage le plus classique est le mur-poids en béton ou en pierre (**Figure 1.1a**). Sont des ouvrages solides qui ne peuvent pas résister à la démolition sans subir de dommages [Simonnot & Juillié, 2015].

1.2.1.2. Les murs en Terre Armée

Il s'agit d'ouvrages flexibles qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation (**Figure 1.1b**). Le sol est soutenu par des matériaux flexibles résistants à la traction tels que des [Simonnot & Juillié, 2015].

1.2.1.3. Les ouvrages cellulaires

Ces ouvrages sont divers et populaires, parmi lesquelles nous citons le mur caisson réalisé à partir d'éléments préfabriqués comme exemple (utilisés dans les travaux maritimes), ils sont construits avec de grands barrages cellulaires de pieux en tôle ou de grandes boîtes en béton armé pour construire des quais (**Figure 1.1c**). Dans cet ouvrage, la cellule est remplie de sols et avec cette liaison nous obtenons un ouvrage très flexible [Simonnot & Juillié, 2015].

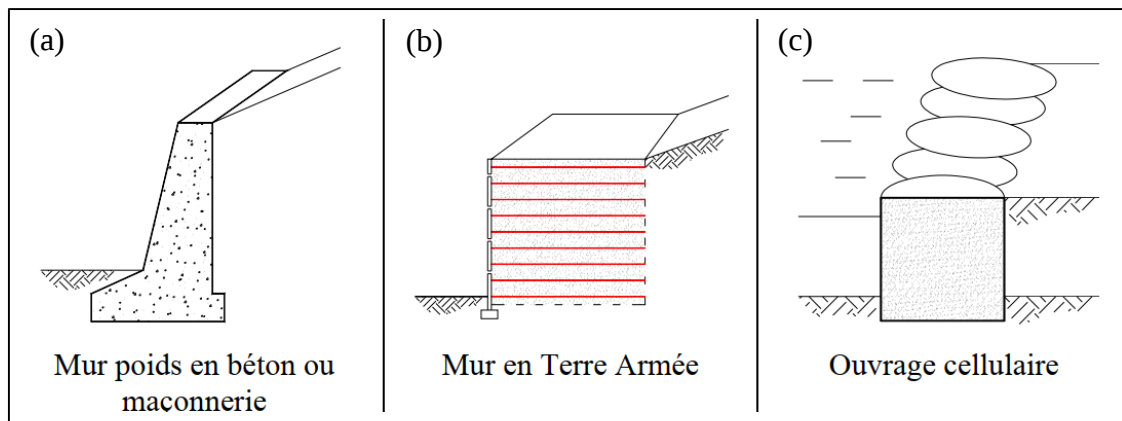


Figure 1.1 Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par le poids de l'ouvrage

1.2.2. Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation

1.2.2.1. Mur en « T renversé » classique

Il s'agit d'une conception populaire et traditionnelle en forme de T inversé qui se compose d'un mur en béton renforcé par un treillis soudé. Il est économique, à condition que sa hauteur ne dépasse pas 5 à 6 mètres, et il est facile à mettre en œuvre sur des sols à faibles propriétés mécaniques (**Figure 1.2a**). Comparé à un mur poids de même hauteur, il impose moins de contraintes pour une même largeur de semelle. Le poids du remblai est également utilisé dans le processus de soutènement [**Cavé et al, 2007**].

1.2.2.2. Murs en moulées

Technique consistant à encastrent partiellement ou totalement un mur diaphragme dans le sol de fondation pour les travaux sous les eaux souterraines dans les ports et les zones urbaines (**Figure 1.2b**). Le mur est construit dans le sol existant avant toute excavation et une tranchée remplie d'argile est coulée pour améliorer la stabilité [**Cavé et al, 2007**].

1.2.2.3. Les rideaux de palplanches

Il se caractérise par sa flexibilité, car la liaison entre la ouvrage et les barrages affecte les dimensions de la ouvrage (**Figure 1.2c**). Ce type comprend les murs diaphragmes et les murs de berlinoise [**Cavé et al, 2007**].

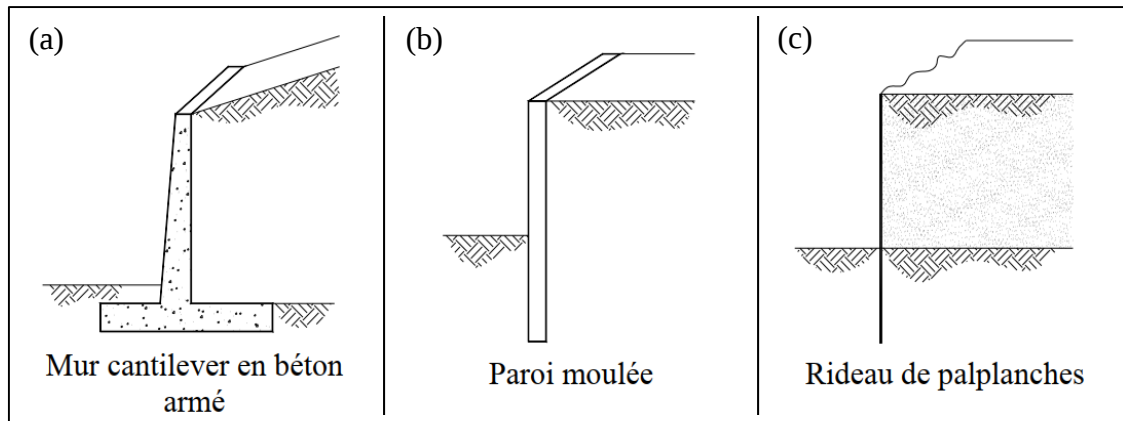


Figure 1.2 Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par encastrement

1.2.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans ce type de structures de soutènement excavées, on compte sur des ancrages pour absorber partiellement ou complètement la poussée qui leur est appliquée. Il s'agit notamment de murs rideaux ancrés, de murs moulés ancrés, de murs en béton ancrés et de murs berlinois (**Figure 1.3**).

Le mur de berlinois est constitué de colonnes (poutres, dalles, coulées sur place, etc.) préfixées dans le sol (au moyen d'ancrages précontraints fixés sur celles-ci) entre lesquelles sont installés progressivement les éléments de soutènement au fur et à mesure de l'avancement des travaux d'excavation [**Djabri, 2017**].

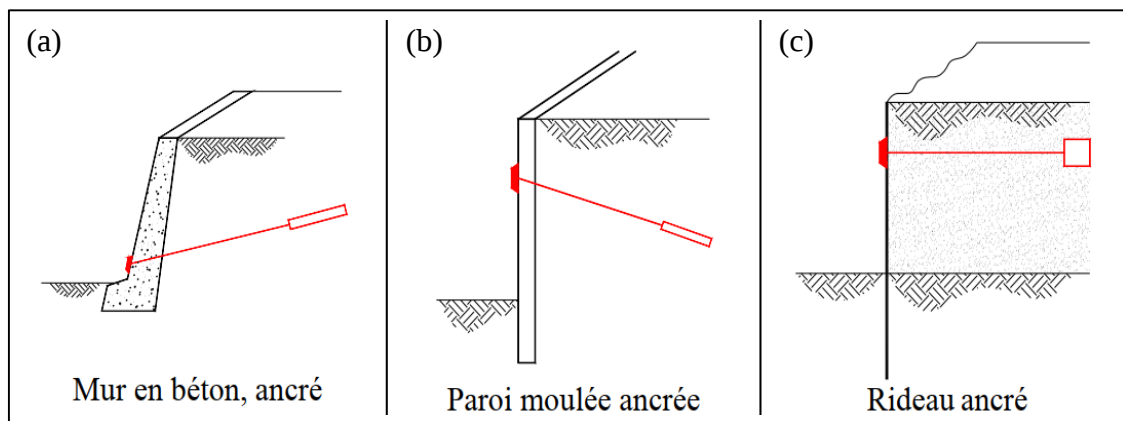


Figure 1.3 Type d'ouvrages de soutènement - poussée reprise par ancrage

1.3. Concept d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques

Bien que le sol ait généralement une résistance à la compression élevée, il est faible face aux contraintes de traction. Ainsi, dans les structures de soutènement en sol renforcé, des éléments résistants à la traction sont incorporés au sol (ces éléments participent à la reprise des charges appliquées). Leur orientation correcte augmentera la résistance du sol à la traction et aux déformations, améliorant ainsi son comportement global [Djabri, 2017].

1.3.1. Types d'ouvrages en remblai renforcé

Quelques exemples peuvent être vus dans la (Figure 1.4) :

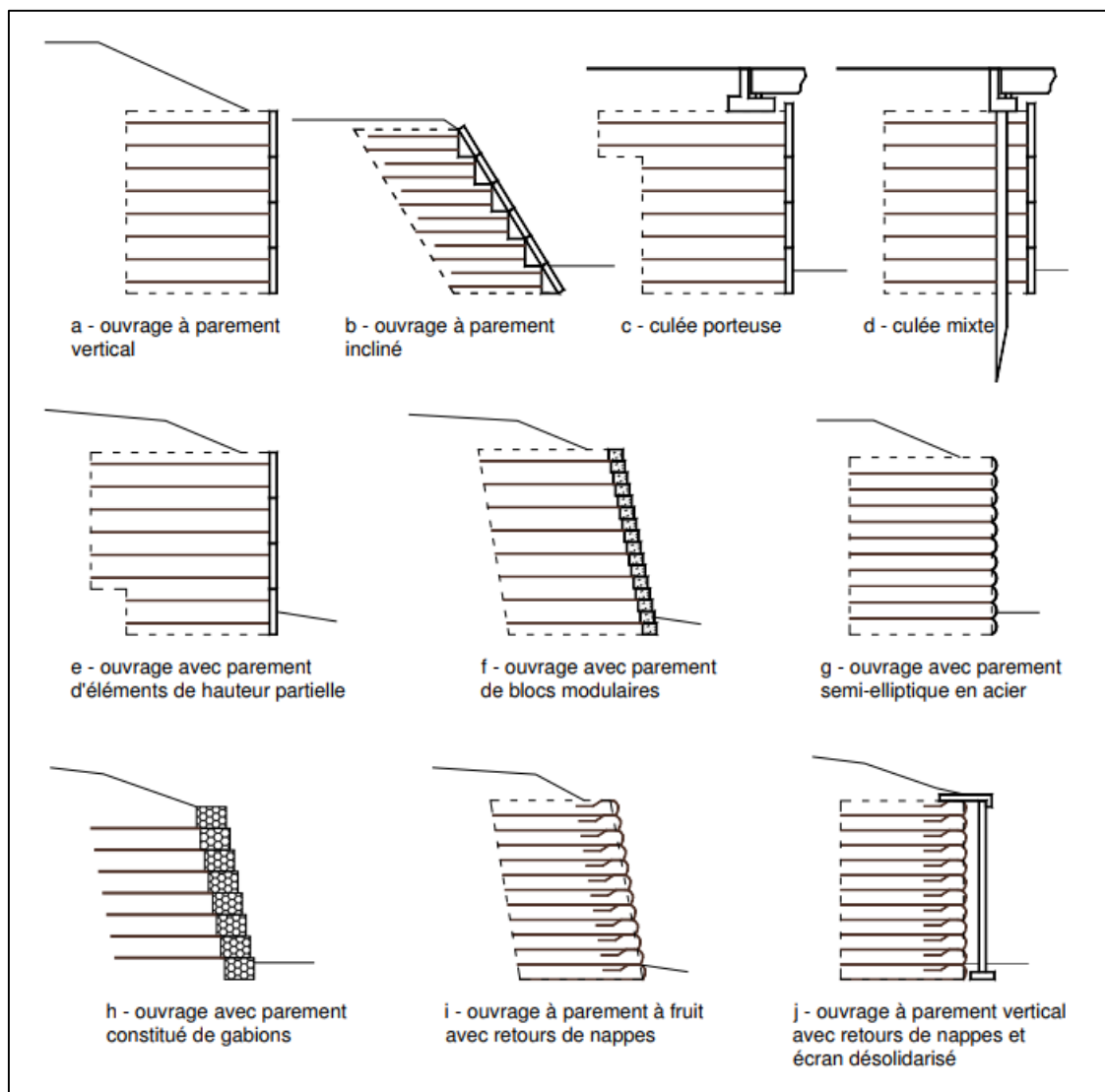


Figure 1.4 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé [NF P94-270, 2009]

En considérant les exemples précédents (**Figure 1.4**), on peut distinguer les types suivants selon l'inclinaison de la face visible (**Figure 1.5**) :

- les Murs verticaux ;
- les Murs fruit ;
- les Murs ou rampes renforcés inclinés ;
- les Murs ou rampes renforcés raides.

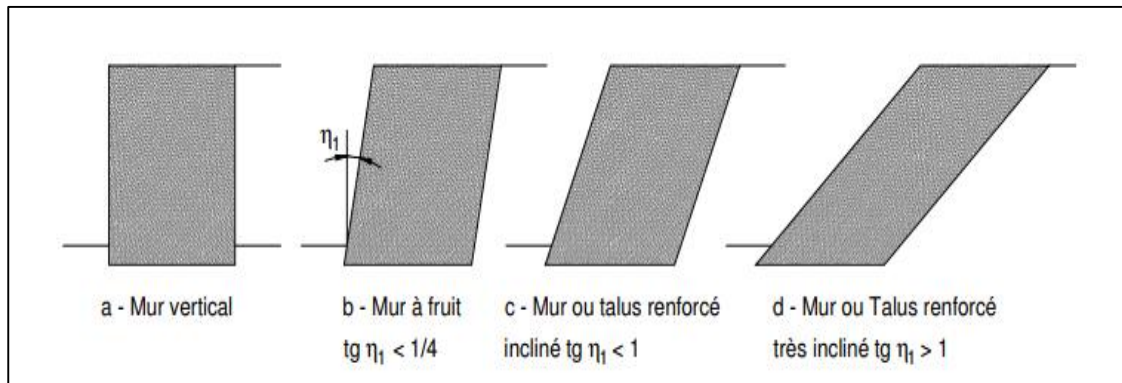


Figure 1.5 Catégories d'ouvrage en remblai renforcé [NF P94-270, 2009]

Il existe également la possibilité d'installer des murs de soutènement et des talus renforcés de manière empilée (**Figure 1.6a**) ou disposée par étapes (**Figure 1.6b**).

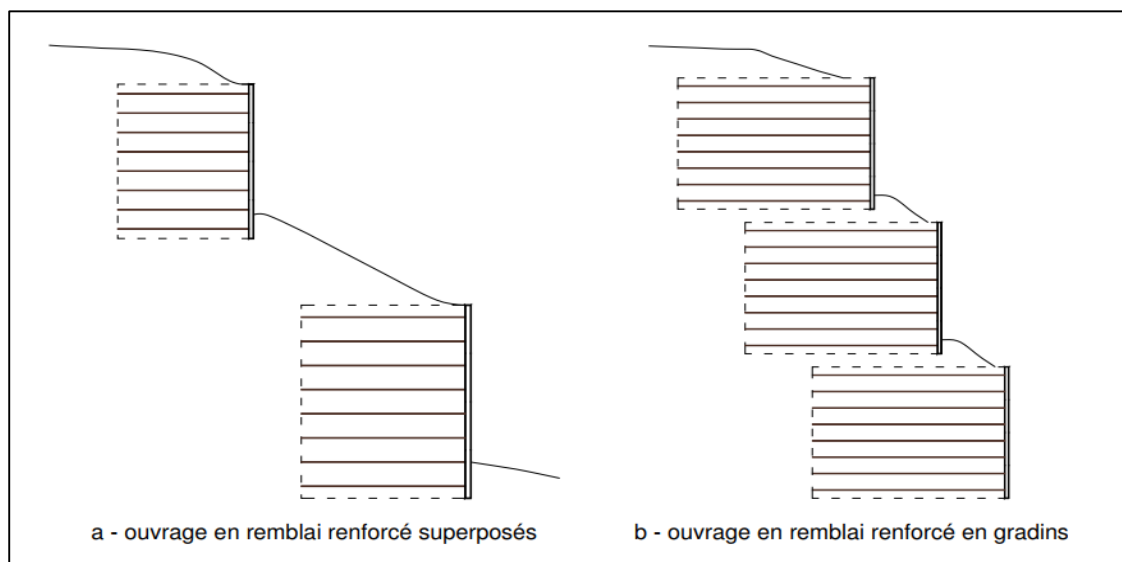


Figure 1.6 Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples [NF P94-270, 2009]

1.4. Éléments d'ouvrages de soutènement en sol renforcé

1.4.1. Remblai renforcé

Le remblai est un matériau qui peut être naturel ou artificiel, ses particules sont solides et peuvent être de nature rocheuse. Afin de réaliser un remblai technique renforcé, le remblai est mis en place sous forme de couches comprimées successives, et entre elles sont placés les éléments de renforcement. Ces éléments sont à leur tour reliés à la façade. Le choix du type de remblai ou d'éléments de renforcement est lié à des facteurs, notamment techniques et économiques [Djabri, 2017].

Conformément aux normes **NF P94-270, 2009** et **NF EN 14475, 2007** et aux recommandations du guide américain **FHWA, 2009**, nous soulignons également que le remblai doit être un matériau frottant pour assurer la meilleure liaison entre lui et l'armature à court et long terme (car le frottement de l'armature du sol fait partie de l'angle de frottement interne du remblai ϕ) et aussi cela offre une possibilité de drainage acceptable.

Conformément à la norme **NF EN 14475, 2007**, lors du choix du matériau de remblai renforcé, nous prenons en compte plusieurs facteurs, à savoir :

1.4.1.1. Ouvrabilité du remblai

- Le matériau de remblai doit être facile à manipuler, afin de pouvoir être placé et compacté pour obtenir les propriétés et les conditions requises par le projet.
- Lors du choix des matériaux de remblayage, nous devons prendre en considération les éléments suivants :
 - Conditions climatiques (pluie, chaleur, froid, etc.) ;
 - Pratiques et expériences locales antérieures (qui peuvent se situer dans la même zone ou dans les mêmes conditions), notamment en ce qui concerne la construction de murs de soutènement non renforcés.
- Lors de l'utilisation d'additifs pour améliorer le remblai (chaux ou ciment), nous devons être pleinement conscients de leur effet, surtout s'il y a des éléments de renforcement dans le remblai.
- Le remblai doit être exempt de neige, de glace ou de tout matériau affecté par le gel lorsque le temps devient froid.

1.4.1.2. Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme

- Certains types d'ouvrages ont des fonctions sensibles (culées de pont, murs de soutènement ferroviaire, bâtiments, etc.) et peuvent donc être sensibles aux tassements survenant après la fin de la construction. Par conséquent, le matériau de remblai

sélectionné doit être facile à compacter pendant la construction et avoir une faible compressibilité par la suite.

- Les caractéristiques de drainage du remblai doivent être vérifiées pour être compatibles avec l'environnement environnant et la conception (par exemple, l'installation est exposée à des inondations suivies d'une baisse rapide du niveau de l'eau).
- N'utilisez pas de matériaux biodégradables tels que de la terre friable, à moins que des études expérimentales spéciales ne soient menées pour prouver qu'il n'y a aucun risque à les utiliser, car les propriétés de ce type de remblai changent avec le temps et affectent négativement la stabilité.

1.4.1.3. Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains

- La taille maximale des particules doit permettre les éléments suivants :
 - Nivelier correctement la surface ;
 - Être proportionnel à l'épaisseur des couches de remblai compactées et être compatible avec l'épaisseur entre les éléments de renforcement et la taille des éléments de façade, le cas échéant.
- Nous prenons en compte le type de renforcement lors de la détermination de la taille maximale des particules. Si la taille des particules est grande ou pointue, elle peut endommager le renfort.
- À moins que le système de remblai ne le rende nécessaire, des matériaux de compactage plus légers doivent être utilisés par rapport au reste du remblai. Il est donc nécessaire d'utiliser des couches plus fines pour atteindre la densité spécifiée sans affecter les éléments de renforcement ou de paroi.
- Évitez complètement d'utiliser les matériaux de remblayage suivants : terre organique, matériaux décomposables ou friables ou matériaux hautement gonflants. Ces matériaux sont totalement inadaptés et entraînent des problèmes de stabilité dans le temps.

1.4.1.4. Technologie du parement

- Lors du choix du type de remblai, il faut tenir compte du type de façade utilisé en ce qui concerne les tassements lors du compactage ou après l'achèvement des travaux certaines façades sont sensibles aux différences de tassement entre elles et le remblai, ce qui peut les affecter négativement (fissures ou déformations) et la stabilité globale.

1.4.1.5. Végétalisation

- Si le plan prévoit une couverture végétale, le matériau de remblai près de la façade doit être conforme aux exigences en matière de couverture végétale.

1.4.1.6. Propriétés drainantes

- En ce qui concerne le drainage, il doit y avoir une compatibilité entre le matériau de remblai sélectionné et les propriétés de drainage et de filtration des matériaux géosynthétiques, le cas échéant.

1.4.1.7. Agressivité du remblai

- Il faut veiller à ce que les propriétés chimiques, électrochimiques et biologiques du matériau de remblai n'affectent pas négativement les éléments de renforcement ou l'interface.
- Lors de l'évaluation de l'adéquation d'un matériau de remblai aux caractéristiques mentionnées ci-dessus, nous devons prendre en compte les expériences antérieures similaires ou connexes.
- Une évaluation mécanique de l'effet des matériaux de remblai sur le renforcement ou l'interface doit être effectuée pour garantir que le matériau de remblai ne cause pas de dommages mécaniques.
- En l'absence d'expérience préalable avec le matériau de remblai utilisé, nous avons recours à des essais spéciaux sur le terrain pour évaluer l'impact lorsque cela est nécessaire.

1.4.1.8. Interaction entre le remblai et le renforcement

- Cette interaction entre le remblai et la façade doit être évaluée pour s'assurer qu'elle est cohérente avec les hypothèses du projet.
- L'interaction entre le remblai et l'interface est évaluée au moyen d'essais spéciaux (essai de cisaillement en boîte ou essai de traction) ou d'expériences similaires si disponibles.

1.4.1.9. Frottement interne et cohésion du remblai

- Il faut s'assurer que les caractéristiques de frottement interne ϕ et de cohésion C du remblai sont cohérentes avec les hypothèses.
- Lors de l'évaluation des propriétés de frottement interne ϕ et de cohésion C du remblai, l'évaluation doit refléter les conditions réelles (site d'utilisation).

- Toute expérience similaire antérieure peut être utilisée pour évaluer le drainage ou les matériaux de remblais granulaires ou ce qui est lié à la taille granulaire des matériaux de remblai.

1.4.1.10. Gélivité

- Dans certaines régions, les températures descendent en dessous de zéro, il est donc important d'utiliser des matériaux de remblai résistants au gel, qui doivent également être au moins aussi épais que la profondeur de pénétration du gel sur toute surface exposée à de basses températures. Tout cela dans le cas de l'absence d'une couche isolante.

Il existe de nombreux exemples d'utilisation de différents types de remblais selon l'application, le type de renforcement et les façades, qui peuvent être trouvés dans l'annexe A de la norme européenne **NF EN 14475, 2007**.

1.4.2. Éléments et systèmes de parement

La façade fait office de couverture, recouvrant la face visible du remblai renforcé. De cette manière, la façade peut offrir une protection contre l'érosion et la désintégration des couches de remblai renforcées. Nous pouvons remarquer les éléments de façade comme suit :

- Éléments rigides (béton, etc.) ;
- Éléments déformables (métal, treillis métallique, cages en gabion, etc.) ;
- Éléments souples (feuilles, treillis géosynthétique ou treillis métallique tressé).

En ce qui concerne le degré de flexibilité du système d'interface, nous avons trois types, comme suit (**Figure 1.7**) :

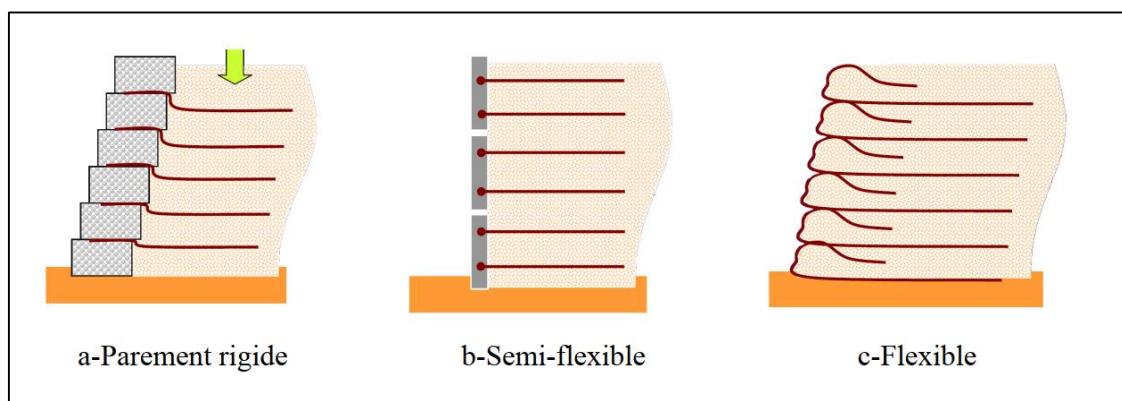


Figure 1.7 Système de parement [D'après Pierre SEGRESTIN, 2009]

Si un revêtement non flexible est utilisé, il devient très important de choisir un matériau de remplissage qui présente une faible probabilité de tassement différentiel entre lui et le revêtement. Ceci est important pour assurer la stabilité du système et éviter les fissures ou même les dommages à la façade [Attallaoui, 2010].

1.4.2.1. Parement durs

Généralement, on retrouve ces éléments constitués de béton prêt à l'emploi, qu'il soit armé ou non armé. Ce qui les distingue le plus est leur grande résistance à la flexion et leur faible pression verticale. Quant à leur forme, on peut les trouver sous forme de panneaux pleine hauteur, de panneaux standard à hauteur partielle ou de panneaux inclinés, ainsi que de bassins de plantation, de blocs et d'autres modèles spécifiquement liés à la compatibilité avec différents systèmes spéciaux.

Pour les renforts qui sont reliés à ce type de façade, ils sont reliés au moyen de dispositifs de fixation encastrés dans les éléments de façade ou peuvent également être installés entre les éléments de façade [Attallaoui, 2010].

a. Panneaux de pleine hauteur

Il est fabriqué en une seule pièce pour avoir la même hauteur que le mur de remblai renforcé requis (**Figure 1.8**). Sa largeur varie entre 1 et 3 m et son épaisseur entre 100 et 200 mm.



Figure 1.8 Panneaux de pleine hauteur

b. Panneaux de hauteur partielle

Ce type a beaucoup évolué depuis 1971 et est finalement devenu connu sous le nom de mur à coque en béton croisé (**Figure 1.9**), où des formes distinctives sont assemblées pour former un mur de 1 à 2 m de haut et de 100 à 200 mm d'épaisseur.

Le fait d'être en morceaux permet de construire des murs courbes selon les besoins et cela en fait le plus courant dans presque toutes les structures, en particulier urbaines et a la capacité d'assurer une bonne communication avec les structures voisines en termes de continuité.



Figure 1.9 Panneaux de hauteur partielle

En termes de possibilités architecturales diverses, grâce à leur fabrication à travers des moules spéciaux, ils peuvent former des têtes et des nervures, et il y a aussi ceux qui viennent avec des lignes de fracture prédéterminées (**Figure 1.10**), et cela entre dans le cadre de l'ajout d'un avantage fonctionnel ou esthétique.

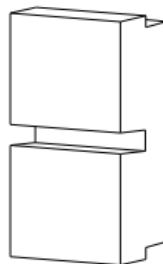


Figure 1.10 Panneaux à ligne de rupture préétablie [NF EN 14475]

c. Panneaux inclinés

Ces panneaux sont réalisés inclinés (entre 50 et 65 degrés) avec des supports ajoutés à l'intérieur qui reposent sur le remblai compacté (**Figure 1.11**). Leur longueur est généralement de 3 m avec une hauteur de 1,5 m le long de la pente. On note également que ce type contient des dispositifs de suspension intégrés aux supports.

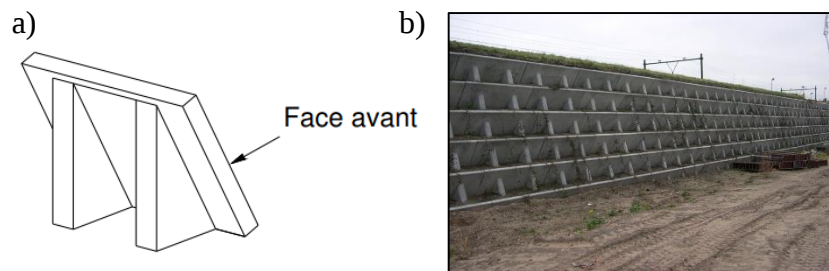


Figure 1.11 Panneau incliné préétabli [NF EN 14475]

d. Jardinières

Ce type est une dalle en béton inclinée avec des supports externes ou des rainures latérales (**Figure 1.12**). Il est généralement soutenu par un remblai compacté avec des éléments de renforcement intégrés derrière lui. Sa longueur est généralement de 2 m et sa hauteur nominale est de 0,5 à 1 m.

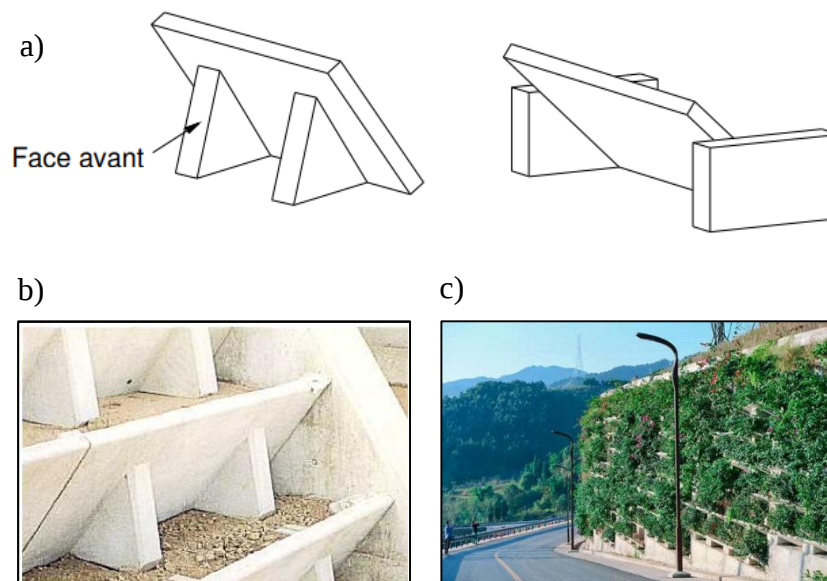


Figure 1.12 Jardinières [NF EN 14475]

e. Blocs

Bloc de béton préfabriqué non armé (creux ou plein) caractérisé par sa forme cellulaire (**Figure 1.13**). Sa masse varie de 20 kg à 50 kg, sa hauteur varie de 150 à 250 mm et sa longueur de face visible varie de 200 à 500 mm.

Dans certains cas, nous fournissons ce bloc avec des accessoires d'assemblage tels que des clous, tandis que les éléments de renfort sont installés entre les rangées successives de ces blocs architecturaux.

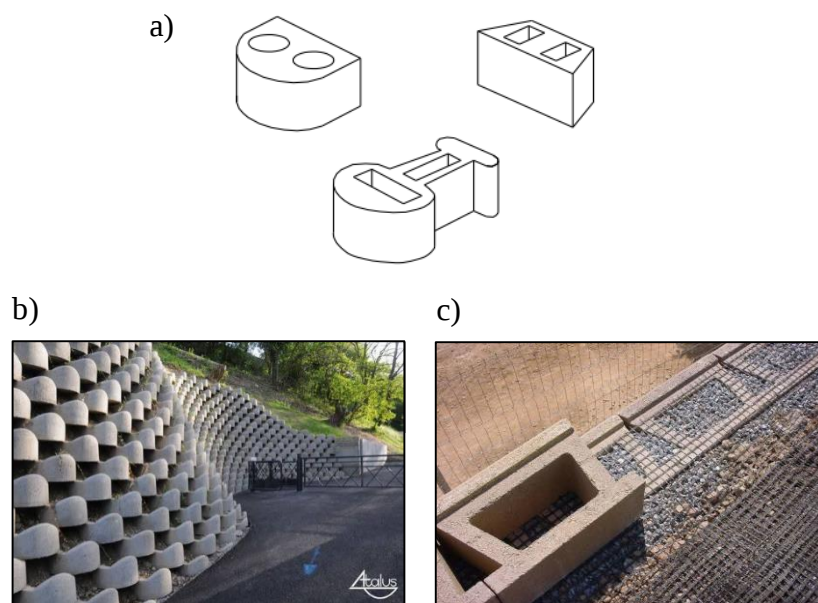


Figure 1.13 Blocs [NF EN 14475]

f. Poteaux et plaques béton (en blindage)

Il s'agit de colonne standard préinstallée entre lesquelles glissent horizontalement des dalles de béton (**Figure 1.14**). Les éléments de renforcement sont fixés soit en les reliant à une tige métallique qui passe sur les bords arrière des poteaux, soit directement entre les dalles. Dans les deux cas, il y a un verrou extérieur qui sécurise l'ensemble de la structure.

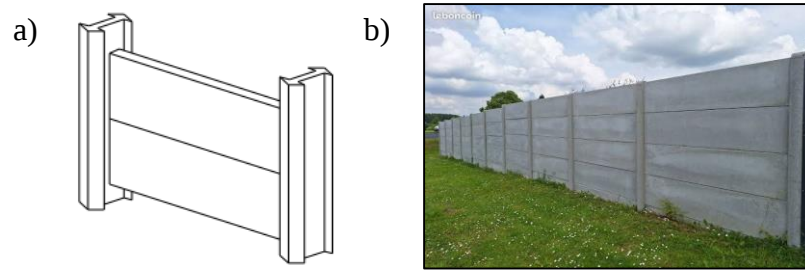


Figure 1.14 Poteaux et plaques béton [NF EN 14475]

1.4.2.2. Parement déformables

Il existe plusieurs formes, notamment un treillis en acier ou une section en acier massif préfabriquée, et il existe également un gabion rempli d'autres matériaux comme la roche et qui a une grande capacité à résister aux pressions verticales et en contrepartie une faible rigidité à la flexion.

a. Peaux semi-elliptiques en acier

Ce type est essentiellement constitué d'un cylindre métallique à sections semi-elliptiques en forme de U (**Figure 1.15**) qui a une grande capacité de déformation et en même temps n'est pas affecté par les pressions qui lui sont appliquées par le remblai.

Quant à son installation, il est installé horizontalement et en termes de ses caractéristiques, nous trouvons l'épaisseur de 2 à 4 mm et la hauteur de 250 à 400 mm, tandis que la longueur est de plusieurs mètres selon les besoins et sa connexion aux éléments de renforcement se fait par les trous dans ses bords horizontaux.

Ce qui distingue le plus ce type est la facilité de son transport et de son installation sur site, mais son utilisation est limitée aux cas où le poids des éléments de remblai est léger.

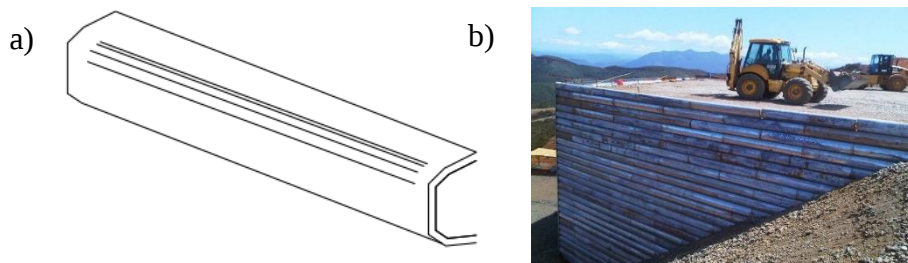


Figure 1.15 Peaux semi-elliptiques en acier [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]

b. Treillis soudé en acier

Il s'agit de panneaux de treillis soudés entre eux, à plat ou en pente, selon les besoins (**Figure 1.16**). Ces éléments servent principalement de coffrages lors de la construction et peuvent être recouverts de gravier, de pierres ou de géosynthétiques, ou encore reliés par des éléments de renforcement. Ils peuvent également être recouverts de béton (coulé ou projeté). Tout dépend du type de système. Certains types de parement sont spécifiques à certains systèmes [Attallaoui, 2017].

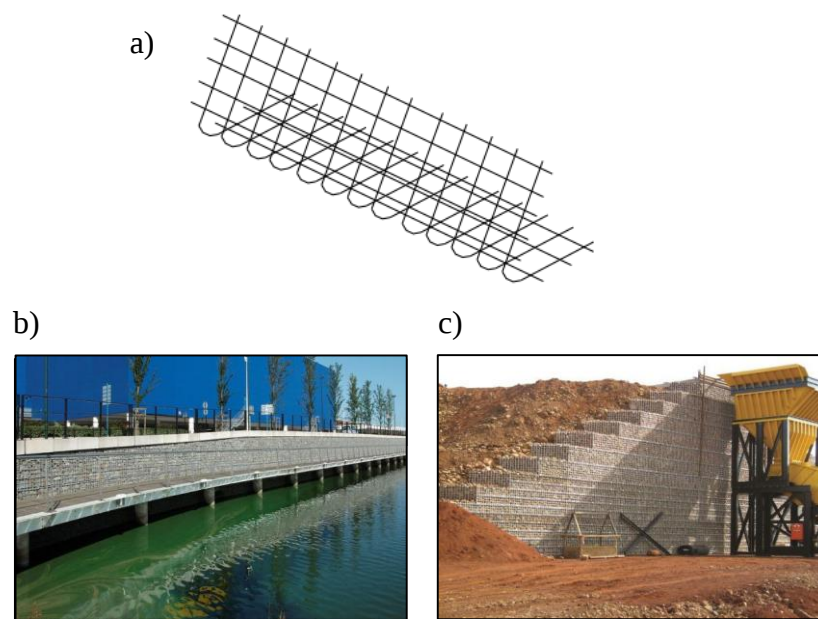


Figure 1.16 Treillis soudé en acier [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]

c. Gabions

Ce type de façade se présente sous de nombreuses formes, telles que des cages ou des barrières, qui peuvent être constituées de géogrilles, de polymères, voire de fils d'acier tressés (galvanisés ou plastifiés), ainsi que de treillis soudés galvanisés (**Figure 1.17**).

Ces cages mesurent généralement entre 0,5 et 1 m de hauteur, 2 à 3 m de largeur et 0,5 à 1 m de profondeur, et sont remplies de matériaux tels que du gravier ou des pierres concassées. Parfois, afin d'accroître la friction et de renforcer leur liaison avec l'armature principale, on ajoute une queue [Attallaoui, 2017].

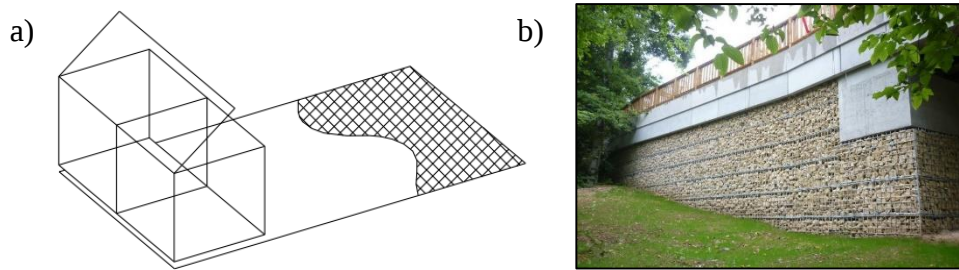


Figure 1.17 Cages de gabions [NF EN 14475] et [Geoquest Group – TerraMet™]

d. Pneus

Ces éléments se présentent sous la forme de cadres de taille égale (**Figure 1.18**) disposés les uns sur les autres de manière progressive (de la même manière que l'on place des blocs).



Figure 1.18 Parement en Pneus sol

1.4.2.3. Parement mous

Ici, le remblai est entouré d'une couverture de treillis géotechnique ou de géotextile souple. Le type le plus courant est la couverture réversible (**Figure 1.19**), où l'armature (treillis polymère, géotextile ou treillis d'acier tressé) s'étend sur toute la largeur de la face et s'étend à l'extérieur du remblai renforcé pour envelopper le périmètre de chaque couche de remblai. Souvent, pour renforcer la protection de l'armature contre la corrosion, celle-ci est peinte ou revêtue d'un géotextile.

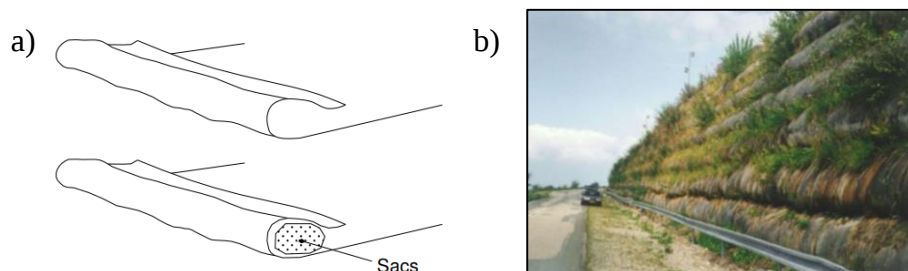


Figure 1.19 La couverture réversible [NF EN 14475]

1.4.3. Renforcement

Les renforts peuvent être classés en deux types :

- Les armatures en acier ;
- Les armatures en polymère.

Ce travail s'intéresse aux armatures en polymère.

1.4.3.1. Armatures en polymère

Également appelés géosynthétiques, ce sont des matériaux composés, en tout ou partie, de polymères synthétiques (polyéthylène, polyamide, polyester, polypropylène) ou de matériaux naturels, présentés sous forme de feuilles, de bandes ou de structures tridimensionnelles. Ils sont utilisés en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les secteurs de la géotechnique et des travaux publics. Il existe deux grandes catégories de géosynthétiques :

- Les géotextiles et matériaux similaires sont perméables ;
- Les géomembranes et matériaux similaires sont imperméables.

Les produits résultant de la combinaison industrielle de deux ou plusieurs géosynthétiques sont appelés géocomposites et remplissent de multiples fonctions [Attallaoui, 2017].

Parmi les matériaux géosynthétiques les plus utilisés pour le renforcement des sols dans les murs de soutènement, on distingue :

a. Géotextiles

Produit textile polymère perméable qui se présente sous forme de feuilles flexibles dont les propriétés varient en fonction du type de polymère [Attache, 2018]. On distingue les géotextiles dans les catégories suivantes :

a.1. Géotextiles tissés

Ces tissus sont tissés selon un procédé de tissage traditionnel utilisant des fils simples ou multiples, plusieurs faisceaux de fibres, des bandes, etc (**Figure 1.20**). Ce qui distingue le plus ce type est son module de traction élevé, sa faible déformabilité et sa taille de pores régulière, ce qui lui confère un avantage hydraulique malgré la possibilité d'une différence de niveau.



Figure 1.20 Géotextiles tissés

a.2. Géotextiles non tissés

Il s'agit d'une combinaison de fibres et de fils entrelacés, soit de manière aléatoire, soit dans une direction spécifique (**Figure 1.21**), et la connexion entre eux est soit mécanique, chimique ou thermique.



Figure 1.21 Géotextiles non tissés

a.3. Géotextiles tricotés

Géotextile fabriqué par l'entrelacement d'un ou plusieurs fils. Cet entrelacement et cette connexion se font à l'aide d'aiguilles spéciales. Ce type de géotextile se distingue par sa souplesse, sa durabilité et sa structure capable de résister aux contraintes mécaniques tout en conservant une bonne perméabilité (**Figure 1.22**). Il est couramment utilisé pour renforcer les sols, séparer les couches et protéger contre l'érosion et le drainage.

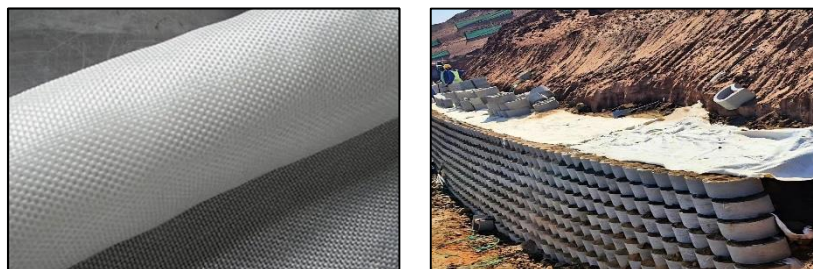


Figure 1.22 Géotextiles tricotés

b. Géogrilles

Réseau de matériaux géosynthétiques généralement utilisé pour renforcer le sol sur les pentes, les routes, les barrages, les murs de soutènement, etc. Cela est dû à sa conception, qui permet de répartir les forces sur une plus grande surface de sol [Attache, 2018]. Il est divisé en :

b.1. Géogrille uniaxiale

Il est fabriqué en polyéthylène haute densité (**HDPE**) ou en polyester enduit. En raison de sa résistance et de sa durabilité, il est utilisé dans les travaux et applications qui impliquent des charges élevées à long terme dans une direction (**Figure 1.23**). Il est également disponible dans différentes conceptions en fonction des besoins [Terrafix Geo, n.d.].

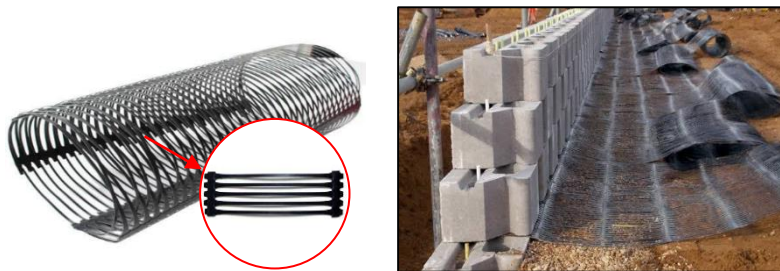


Figure 1.23 Géogrille uniaxiale

b.2. Géogrille biaxiale

Le polypropylène est fabriqué par des procédés d'Extrusion, poinçonnage et étirage et présente une résistance à la traction élevée dans les directions longitudinale et transversale, avec une rigidité supérieure des joints, ce qui en fait un excellent choix pour le renforcement des structures au sol (**Figure 1.24**), telles que les routes de tous types [GEOACE, n.d.].



Figure 1.24 Géogrille biaxiale

b.3. Géogrille Triaxial

Ce treillis est constitué de feuilles de polypropylène perforées et étirées. Elle prend finalement la forme d'une structure hexagonale avec des nervures orientées dans trois directions (**Figure 1.25**). Nous obtenons donc un réseau avec des ouvertures triangulaires et des bords rectangulaires qui sont très durable et continu jusqu'aux nœuds grâce à l'orientation moléculaire [Tensor International, 2017]

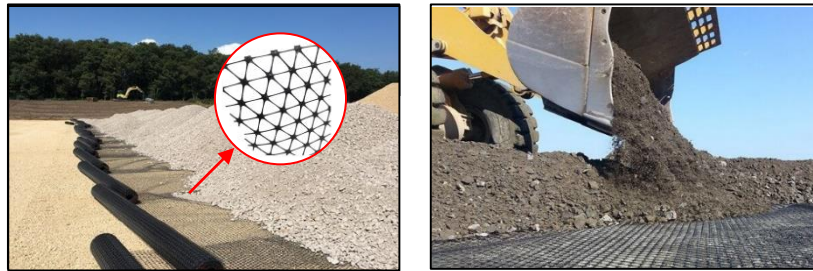


Figure 1.25 Géogrille Triaxial

1.4.3.2. Fonctions des matériaux géosynthétiques dans la conception des murs de soutènement

Dans ce contexte, nous trouvons une variété de matériaux géosynthétiques qui sont spécifiquement conçus pour remplir une fonction spécifique ou plusieurs fonctions. Par conséquent, l'Association internationale des matériaux géosynthétiques a classé ces fonctions selon la norme (ISO 10318-1), avec la normalisation des images illustratives pour chaque fonction selon la norme (ISO 10318-2). À partir de là, nous trouvons les fonctions suivantes :

a. Renforcement

Dans la fonction de renforcement, le sol est renforcé par des matériaux géosynthétiques conçus pour supporter les contraintes de traction et réduire les déformations, ce qui permet d'obtenir un matériau composite plus durable par rapport au sol non renforcé. Par exemple, les géotextiles et les réseaux géotechniques sont utilisés pour renforcer les pentes et consolider les sols fragiles afin de construire des structures au-dessus d'elles (**Figure 1.26**).

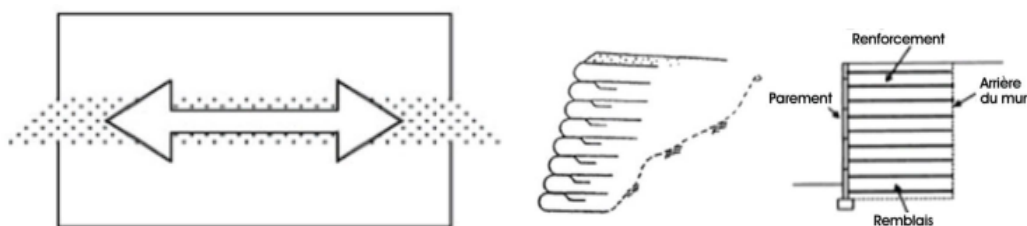


Figure 1.26 Pictogramme de la fonction Renforcement

b. Filtration

Cela signifie qu'il agit comme un filtre qui permet à l'eau de le traverser et de sortir de l'autre côté tout en empêchant la terre et d'autres particules de passer. Par exemple, nous mentionnons l'utilisation de géotextile pour empêcher la migration de terre dans les drains et les sceller tout en permettant à l'eau de passer confortablement (**Figure 1.27**).

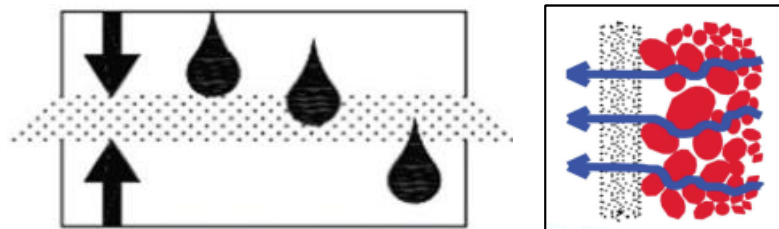


Figure 1.27 Pictogramme de la fonction Filtration

c. Drainage

Dans cette fonction, le matériau géosynthétique collecte, transporte et draine les liquides. Le drainage peut être horizontal, incliné ou même vertical, selon le lieu d'utilisation. À titre d'exemple, nous citons les barrages, où ils sont utilisés horizontalement à la base pour dissiper la pression de l'eau, comme drains inclinés sur les pentes et les bords de route, et verticalement derrière les murs de soutènement (**Figure 1.28**).

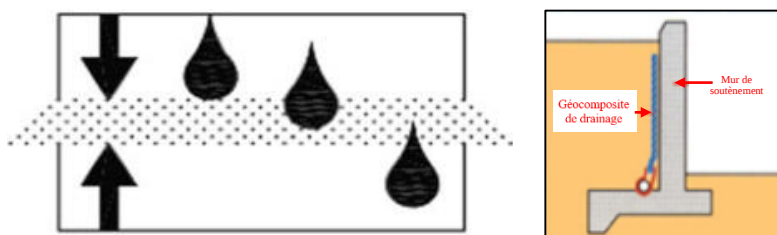


Figure 1.28 Pictogramme de la fonction Drainage

d. Séparation

L'objectif ici est d'éviter le mélange de deux matériaux de nature différente. On cite par exemple l'utilisation de géotextiles pour séparer la couche de base de la chaussée des matériaux de fondation afin de maintenir l'épaisseur nominale et la sécurité de la chaussée (**Figure 1.29**).

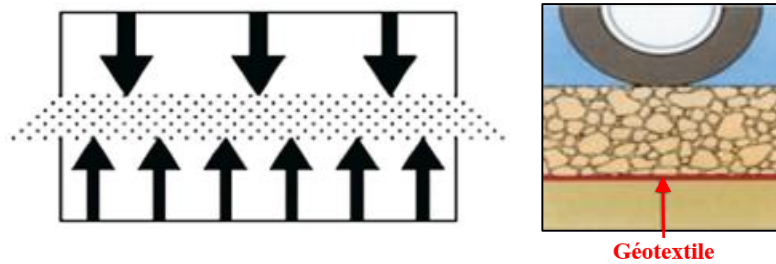


Figure 1.29 Pictogramme de la fonction Séparation

e. Protection

La fonction est de réduire les dommages locaux, partiellement ou totalement, aux éléments ou matériaux d'ingénierie en utilisant des matériaux géosynthétiques, par exemple, comme couches d'amortissement pour protéger les structures isolantes contre la perforation ou la déchirure (**Figure 1.30**).

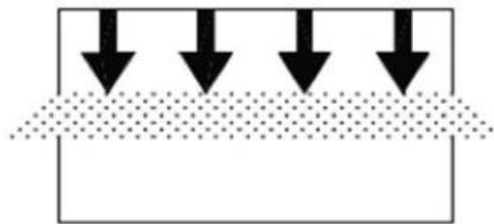


Figure 1.30 Pictogramme de la fonction Protection

f. Barrière

Ici, nous utilisons des matériaux géosynthétiques à caractère semiimperméable pour remplir la fonction de confinement. Par exemple, nous mentionnons l'utilisation de membranes géosynthétiques comme barrières pour éviter les fuites de liquides et de gaz dans les sites de confinement des déchets, les bassins et les réservoirs, et également pour isoler certaines structures telles que les fondations (**Figure 1.31**).

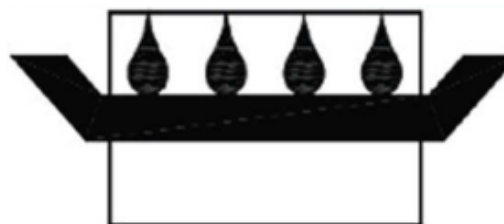


Figure 1.31 Pictogramme de la fonction Barrière

1.5. Méthode de construction

Dans les bureaux d'études, le processus de construction est divisé selon les étapes suivantes :

1.5.1. Montage du parement

On commence par placer les panneaux initiaux sur une base plane, puis progressivement au cours du processus de construction, les autres panneaux sont placés les uns sur les autres, en les fixant pour maintenir la position verticale.

1.5.2. Installation de renforts

Des renforts sont placés entre les couches de remblai compacté à une distance de **70 à 80 cm** (environ deux fois l'épaisseur des couches de remblai) et reliés à la façade.

1.5.3. Remblayage et compactage

Le remblai sera réalisé en couches mises en place et compactées à l'aide d'équipements spéciaux. L'approche de la façade du mur par des engins lourds est interdite à moins de **1,5 m** afin de maintenir la verticalité des panneaux.



Figure 1.32 Procédé de construction d'un mur en sol renforcé

1.6. Avantages de l'utilisation de matériaux géosynthétiques

- Améliorer les propriétés mécaniques du sol (cohésion C , perméabilité, frottement interne ϕ , etc.) ;
- Minimiser les interférences entre le sol et les autres matériaux existants ;
- Réduisez les mélanges de sol indésirables et réduisez les besoins en transport de matériaux ;
- Améliorer la capacité des structures routières et ferroviaires ;
- Réduire les droits de circulation ;
- Préserver le paysage naturel en donnant aux terrassements un aspect naturel, leur conférant ainsi un attrait esthétique ;

- réduction du bruit ;
- Simplicité et praticité dans la construction et gain de temps ;
- Améliorer la stabilité et la sécurité des barrages et des structures similaires -rationalisation des coûts de construction.

1.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons parlé des structures de soutènement où nous avons abordé leurs types, leurs principes de conception et leur fonctionnement, en particulier celles renforcées avec des matériaux géosynthétiques, en raison de la grande valeur apportée par ces matériaux en termes d'augmentation de la stabilité en général et de leur capacité à effectuer d'autres tâches telles que la protection, l'isolation, le drainage et autres, en plus du faible coût. Dans ce contexte, nous avons également abordé ces matériaux en termes de types, de formes et de fonctions qu'ils remplissent.

En fin de compte, ce chapitre est un point de départ pour l'étude numérique que nous aborderons plus tard dans le **chapitre 4**, où nous nous contenterons de l'étendue de l'efficacité du renforcement du sol dans les murs de soutènement dans différentes conditions à travers des modèles de simulation.

CHAPITRE 2

MÉCANISMES DE RENFORCEMENT ET MÉTHODES DE CALCUL ANALYTIQUES

2.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, les structures de soutènement sont élaborées pour faire face à la pression imposée par le sol. Elles ont une importance cruciale dans divers projets de génie civil, comme les ponts, les routes et de nombreuses autres infrastructures. Les murs en sol renforcé se démarquent particulièrement parmi ces constructions et ont gagné en popularité récemment grâce à leurs nombreux atouts, y compris leur aspect esthétique, leur souplesse et leur prix compétitif. Pour assurer leur stabilité et performance sur le long terme, ces structures requièrent une connaissance approfondie des aspects techniques. Il est donc indispensable de bien comprendre ces principes pour garantir que ces murs demeurent conformes aux normes rigoureuses des projets d'infrastructure. Dans ce contexte, ce chapitre. Nous allons présenter des méthodes pour calculer les pressions latérales que les terres exercent sur ces structures dans des conditions statiques. Par la suite, une partie sera dédiée à l'analyse de la stabilité des murs en sol renforcé, en considérant les différents modes de rupture possibles.

2.2. Modes de rupture des murs de soutènement

Pour concevoir des murs de soutènement, il est essentiel de comprendre « **la rupture** » et de connaître les mécanismes d'effondrement possibles.

Dans des conditions fixes, les murs de soutènement sont exposés à des forces associées à la masse du mur, aux pressions du sol et à des forces externes comme celles transmises par les contreforts. Un mur de soutènement correctement conçu garantira l'équilibre de ces forces sans provoquer des contraintes de cisaillement proches de la résistance du sol. Au cours d'un séisme, les forces d'inertie et les fluctuations de résistance du sol peuvent entraîner une rupture de l'équilibre et engendrer une déformation permanente de la paroi [**Kramer, 1996**].

En théorie, on peut observer cinq types de ruptures dans les structures de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (**Figure 2.1a**) ;
- le renversement de l'ouvrage (**Figure 2.1b**) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (**Figure 2.1c**) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (**Figure 2.1d**) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (**Figure 2.1e**).

Les quatre premiers types de rupture concernent l'instabilité externe de la structure, ainsi que la rupture des composants structuraux qui entraînent l'instabilité interne [**Schlosser, 1991**].

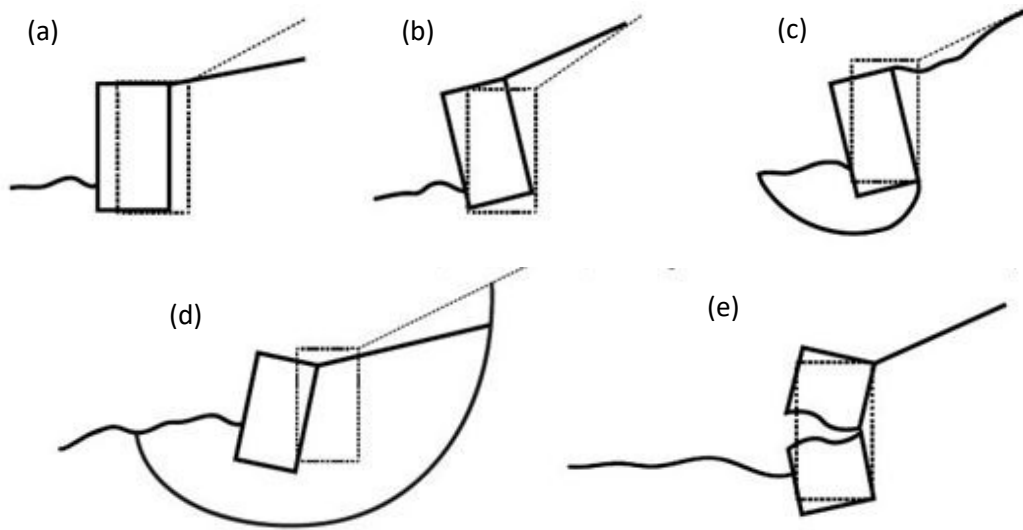


Figure 2.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

2.3. Méthodes de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement

L'évaluation des structures de soutien, peu importe leur catégorie, nécessite l'application des principes de poussée et de butée pour déterminer les contraintes imposées à la structure par le sol. Quand on évoque qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on fait généralement référence à la pression active et passive du sol. L'origine de la distinction entre poussée et butée réside dans la direction du déplacement du sol. Elle souligne l'importance cruciale de la compréhension des sens des déformations et des mouvements relatifs pour l'étude de leurs mécanismes.

Historiquement, diverses stratégies ont été analysées pour le calcul des structures de soutien, et on peut les regrouper en trois catégories majeures :

- les méthodes dites classiques du calcul des écrans de soutènement ;
- les méthodes de calcul au coefficient de réaction ;
- la méthode aux éléments finis ;
- les méthodes empiriques.

Cette partie, se référant aux études de Hirane (**Hirane, 2015**), offre une description des trois méthodes majeures pour calculer les écrans de soutènement basées sur les hypothèses traditionnelles de poussée et de butée limite. Ces méthodes sont : celle de Coulomb [**Coulomb, 1776**], celle de Rankine [**Rankine, 1857**] et celle de Boussinesq [**Boussinesq, 1882**].

2.3.1. Méthode de Coulomb (1776)

La théorie de Coulomb est la plus ancienne, son mémoire intitulé « Essai sur une application des règles des maximise et minimise à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture » ayant été soumis à l'académie royale.

L'écrivain a examiné la question des poussées latérales des sols sur les structures de soutènement en ne présumant que la force agissant sur un mur de soutènement qui découle du poids d'un fragment de sol au-dessus d'une surface de rupture horizontale [**Coulomb, 1776**].

Coulomb a employé l'équilibre des forces pour quantifier la magnitude de la poussée du sol sur un mur dans des conditions actives et passives. Étant donné que le problème est indéterminé, plusieurs surfaces de rupture possibles doivent être examinées pour déterminer la surface critique (celle qui génère la poussée maximale ou la butée minimale).

Pour réaliser cela, Coulomb a supposé les choses suivantes :

- le terrain est homogène et isotrope ;
- le mur est rigide ;
- la surface de rupture est plane ;
- l'angle de frottement δ entre le sol et le mur est connu ;
- la cohésion n'est pas considérée.

Dans des conditions de pression active, la poussée sur un mur ayant une certaine géométrie est déterminée à partir de l'équilibre des forces (**Figure 2.2**). Concernant la surface de rupture critique, l'expression de la poussée sur un mur supportant un sol sans cohésion est la suivante :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (2.2)$$

Dans cette équation, δ représente l'angle de frottement à l'interface entre le mur et le sol, tandis que β et θ sont également définis. [**Schlosser, 1991**] (**Figure 2.2a**). La surface de rupture critique est inclinée à un angle :

$$\alpha_A = \phi + \arctan \left[\frac{\tan(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.3)$$

Où

$$C_1 = \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot \theta \tan(\phi - \theta)]} \times \sqrt{[1 + \tan(\delta + \theta) \cot \theta \tan(\phi - \theta)]} \quad (2.4)$$

$$C_2 = 1 + \{\tan(\delta + \theta)[\tan(\theta - \beta + \cot \theta \tan(\phi - \theta))]\}$$

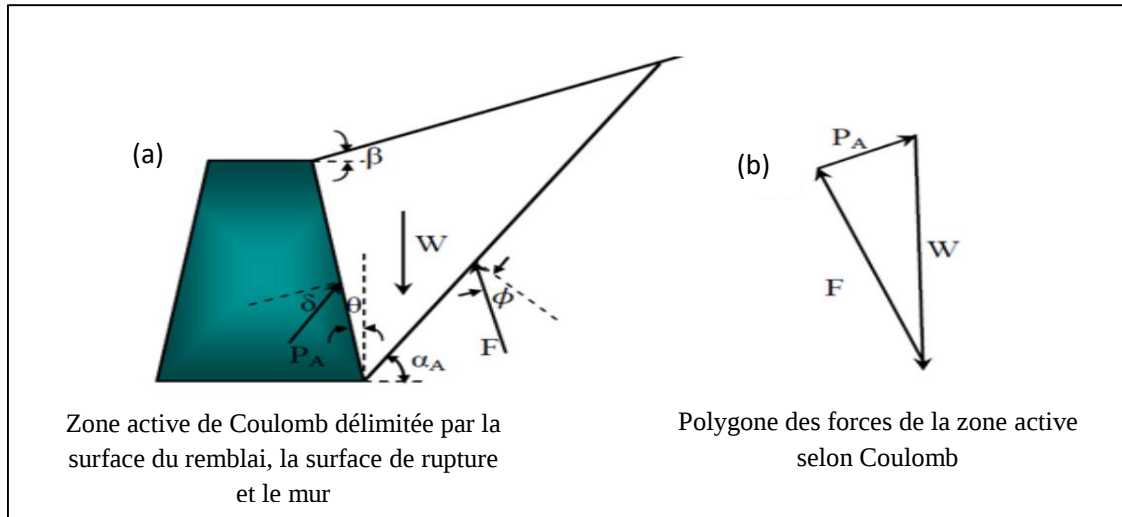


Figure 2.2 Théorie de Coulomb en vigueur

La technique de Coulomb fournit des résultats satisfaisants pour le calcul de la pression des sols non cohésifs. Cependant, elle n'est pas jugée pertinente dans le contexte de la butée, car les observations sur des structures réelles démontrent que les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. Elle ne donne également pas la distribution des contraintes sur l'écran.

En cas de besoin, on considère une distribution linéaire sur le mur de soutènement avec un point d'application de la force résultante P_A placé au tiers de la hauteur depuis la base. L'atout majeur de la technique de Coulomb est qu'elle permet de déterminer la poussée sur un soutènement lorsqu'il y a une complexité géométrique derrière celui-ci.

L'hypothèse de Coulomb (surface de rupture plane) est une approche permettant de simplifier les problèmes, cependant elle s'avère imprécise dans bon nombre de situations. Depuis le milieu du dix-neuvième siècle, de nombreux écrivains ont tenté de développer une théorie plus stricte, qui s'aligne davantage au comportement effectif d'un ensemble de sol derrière une paroi de soutènement.

2.3.2. Méthode de Rankine (1857)

Rankine [**Rankine, 1857**] a conçu la méthode la plus facile pour déterminer les pressions actives et passives des terres, la théorie de Rankine ne s'appuie plus sur une évaluation globale, elle vise désormais à définir les contraintes existant dans le massif en équilibre limite.

Son hypothèse de base est que la présence d'un soutènement n'affecte pas la distribution des contraintes verticales dans le sol. Il a réussi à déterminer de manière déterministe le problème des pressions latérales des terrains et à calculer directement la pression statique exercée sur les murs de soutènement en intégrant les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène et isotrope ;
- l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

Dans le contexte actif, Rankine a formulé l'expression de la pression à un point à l'arrière du mur de la manière suivante :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \sigma'_V - 2C. H. \sqrt{K_A} \quad (2.5)$$

K_A représente le coefficient de poussée, σ'_V correspond à la contrainte verticale effective, C symbolise la force de cohésion du sol, et H désigne la hauteur du massif.

Quand les plans de contraintes majeures sont verticaux et horizontaux (comme dans la situation d'un mur de soutènement lisse et vertical supportant un remblai horizontal), le coefficient de poussée se calcule comme suit :

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Dans le cas d'un remblai pulvérulent incliné à un angle β par rapport à l'horizontal, une multitude de méthodes peuvent être employées pour déterminer K_A [Terzaghi, 1943 ; Taylor, 1948], telles que

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.7)$$

Lorsque $\beta = 0$, l'équation (2.7) est équivalente à l'équation (2.6) pour $\beta \leq \phi$.

La répartition de la pression le long de la paroi, comme le montre l'équation (2.5), est influencée par les valeurs comparatives des éléments de friction et de cohésion qui déterminent la résistance du matériau du remblai [Kramer, 1996] (Figure 2.3).

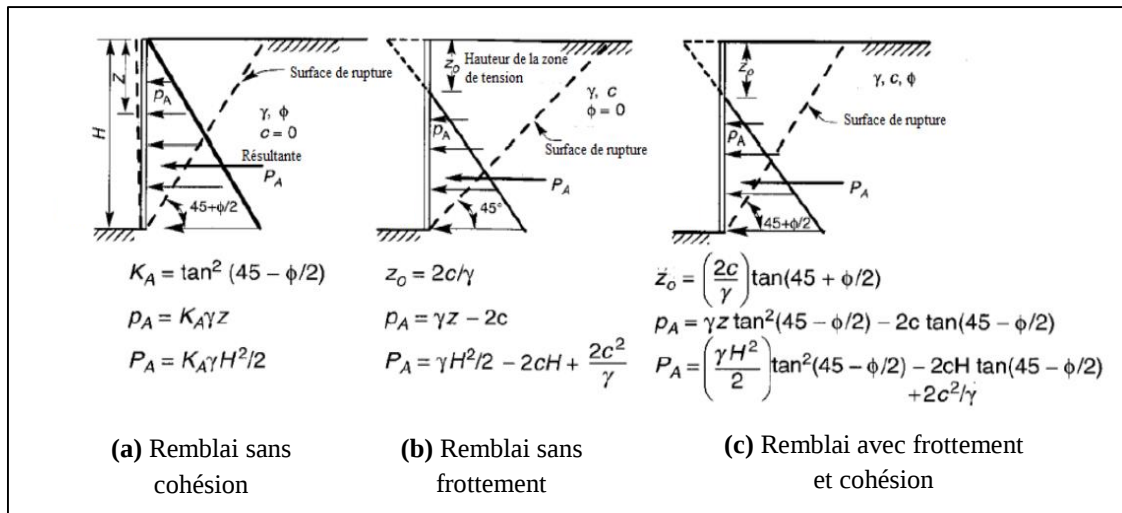


Figure 2.3 Répartition des pressions actives pour divers types de remblais

Même si la cohésion suggère que des contraintes de traction se forment entre le haut de la paroi et le remblai, ces forces ne sont pas réellement perceptibles sur le terrain. Selon la théorie de Rankine, pour un remblai pulvérulent uniforme, la poussée s'applique de manière triangulaire en direction parallèle à la surface du remblai.

L'effet des forces actives du sol, P_A , se fait sentir en un point qui se trouve à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur d'une hauteur H (**Figure 2.3a**). Elle est exprimée par :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma H^2 \quad (2.8)$$

La théorie de Rankine est assez simple, cependant ses usages restent restreints. Cela signifie que la théorie de Rankine détermine l'orientation des contraintes le long de l'écran de soutènement en fonction des conditions géométriques du talus. Il a été prouvé par la suite que l'orientation de la contrainte le long du mur de soutènement est surtout liée à la rugosité du parement, pour conclure, la théorie de Rankine, tout comme celle de Coulomb d'ailleurs, suppose des déplacements linéaires.

2.3.3. Méthode de Boussinesq (1882)

Des essais ont été menés en Angleterre aux alentours de 1870, démontrant que les valeurs expérimentales obtenues étaient considérablement plus basses que celles fournies par la théorie de Rankine, avec des différences pouvant atteindre jusqu'à **50%**, notamment pour les sols cohérents.

Les recherches de Boussinesq [**Boussinesq, 1882**] ont perfectionné la théorie de Rankine en considérant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, qui dépend de la rugosité de l'écran. Il établit les équations différentielles pour tous les équilibres de poussée sur un parement quelconque, avec une obliquité quelconque entre $+\phi$ et $-\phi$, fournissant ainsi la solution au problème dans toutes les situations de déplacement relatif du mur par rapport au massif et de rugosité du mur sur le sol.

Boussinesq formule l'équation de ces courbes, néanmoins ses calculs l'ont amené à des équations différentielles qui ne peuvent être intégrées. Caquot et Kérisel ont résolu ce problème en 1948. De manière plus spécifique, Caquot et Kérisel ont analysé un massif pulvérulent délimité par le plan et la surface libre plane (**Figure 2.4**).

Ce massif est divisé en deux sections distinctes par un plan de glissement (**OC**), comme le montre la zone **OAC** où le sol est en équilibre selon Rankine et la zone **ODC** (équilibre selon Boussinesq). Sur le plan mathématique, l'objectif est de trouver une solution pour les équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui respecte les conditions aux limites suivantes :

- Connexion sur **OD** selon les conditions d'orientation de la contrainte, l'interaction entre le sol et l'écran est considérée ;
- Connexion sur **OC** selon les conditions d'équilibre de Rankine.

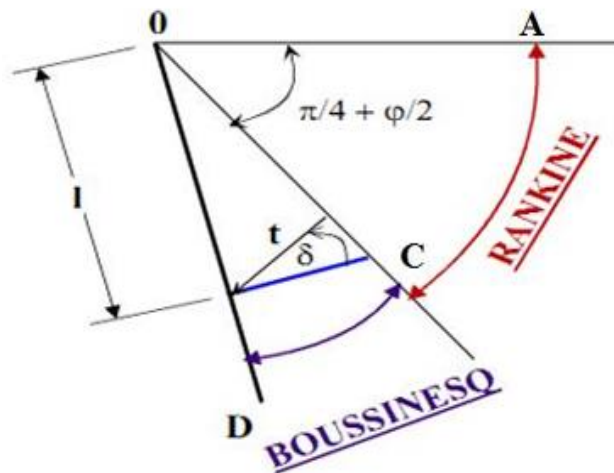


Figure 2.4 Équilibre selon Boussinesq et Rankine

Les résultats obtenus pour un milieu pesant sont publiés par Caquot et Kérisel en 1948 [**Caquot et Kérisel, 1948**]. Ils décrivent également l'extension au cas des sols cohérents (théorème des états correspondants) [**Caquot, 1934**] et ceux des massifs surchargés (poussé et butée en milieu

pulvérulent non pesant) [L'herminier et Absi, 1969]. À l'exception d'un massif surchargé non pesant, les équations différentielles de Boussinesq ne peuvent être intégrées sous forme de fonctions, courantes.

Caquot et Kérisel ont résolu ces problèmes par le biais d'approximations successives. La méthode de référence actuelle pour le calcul des pressions des terres résulte de leurs calculs, révisés et complétés par des Tables de poussée et de butée des terres [Kérisel et Absi, 1990].

2.4. Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé (FHWA 2009)

2.4.1. Modes de rupture (écaïlles en béton)

La figure suivante (Figure 2.5) montre les différents cas de rupture d'un barrage renforcé avec des matériaux géosynthétiques :

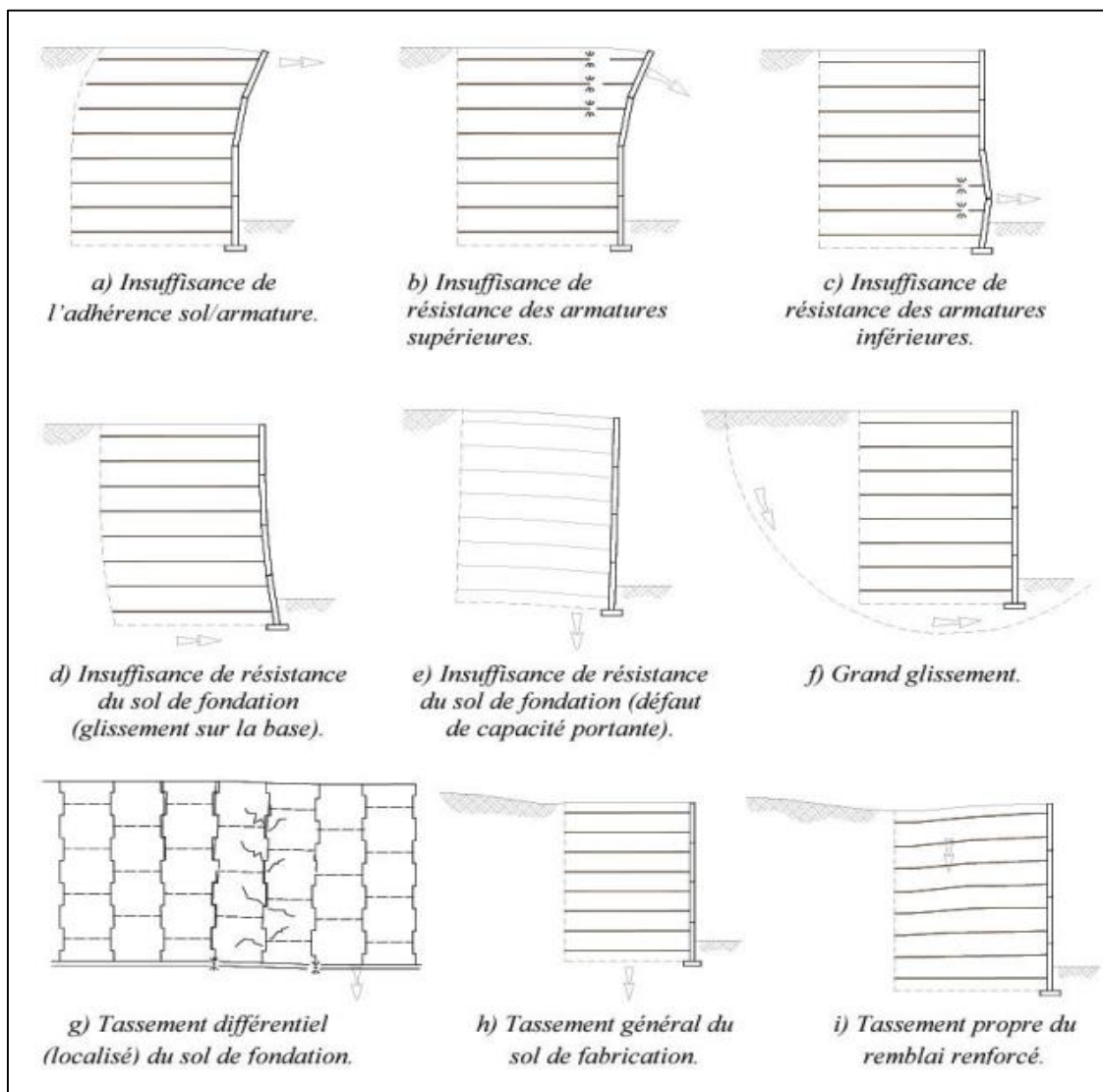


Figure 2.5 Modes de ruine des murs en remblai renforcé

2.4.3. Stabilité externe

L'évaluation de la stabilité externe pour les murs renforcés s'apparente à celle des murs gravitaires et semi-gravitaires. Il est indispensable de déterminer le coefficient de sécurité face à l'un des quatre mécanismes externes de rupture habituellement considérés lors du calcul des murs en sol renforcé, comme illustré dans la (Figure 2.5). On suppose que le revêtement des murs en sol renforcé ainsi que le sol renforcé se comportent de façon cohérente, semblable à celle d'un matériau rigide [Berg et al, 2009]. L'examen de la stabilité externe inclut :

- Le glissement ;
- Le renversement ;
- Le Poinçonnement (la capacité portante) ;
- Le grand glissement.

D'après le manuel de la **FHWA**, et compte tenu de la souplesse et des résultats satisfaisants observés sur le terrain avec les murs en sol renforcé, les valeurs déterminées pour les facteurs de sécurité contre les ruptures externes peuvent, dans certaines situations, être inférieures à celles appliquées aux murs en porte-à-faux en béton armé ou aux murs gravitaires.

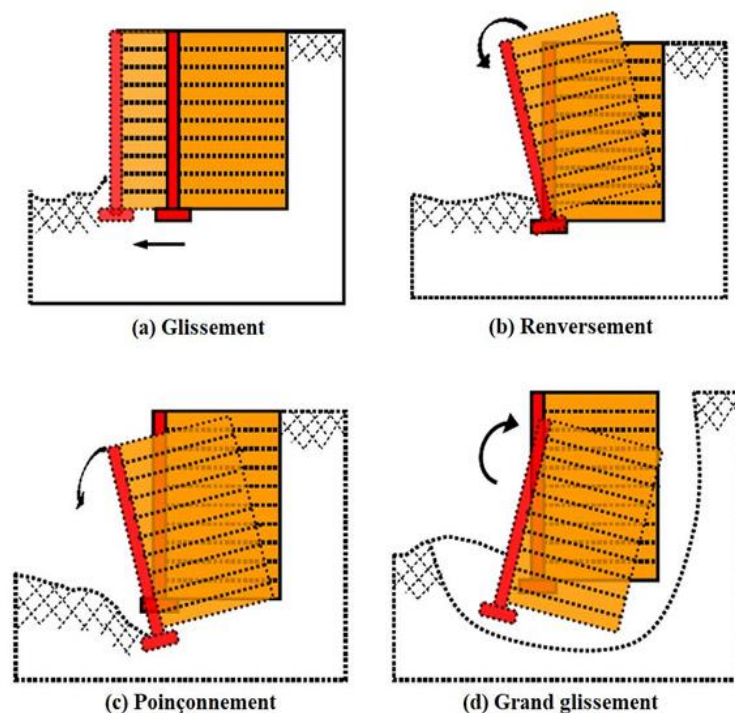


Figure 2.6 Modes de rupture externe pour les murs en sol renforcé [Kavazanjian et al, 2011]

2.4.2. Stabilité interne

Il existe deux méthodes distinctes pour la rupture interne d'un mur de soutènement en sol renforcé :

- Dans les renforcements, les forces de traction (et, pour les renforts rigides, les forces de cisaillement) atteignent un tel niveau que les inclusions s'étirent démesurément ou se fracturent, provoquant d'importants déplacements et/ou un probable effondrement de la structure. Cette forme de défaillance est connue sous le nom de rupture ou d'élongation des renforts ;
- Dans les renforts, les forces de traction dépassent la résistance à l'arrachement, ce qui provoque d'importants déplacements et/ou un possible effondrement de la structure.

Tableau 2.1 Facteur de résistance pour la stabilité externe [Berg et al, 2009]

Mode de stabilité	Conditions	Facteur de résistance
Résistance de la fondation		0.65
Le glissement		1.00
	Où les paramètres géotechniques sont bien défini, et la pente ne supporte pas et ne contient pas un élément structurel	0.75
Stabilité globale	Lorsque les paramètres géotechniques sont basés sur des informations limitées, ou la pente contient ou supporte un élément structurel	0.65

Par conséquent, le processus de dimensionnement et de conception visant à éviter une rupture interne implique l'identification des forces maximales de tension générées, leur positionnement le long d'un point de glissement critique ainsi que la résistance offerte par les renforts tant en termes d'arrachage que de traction.

On suppose que le point critique de glissement dans une paroi de sol renforcé simple correspond à l'emplacement de la force de traction maximale, T_{max} , dans chaque couche de renforcement, l'emplacement et la configuration de la surface critique de rupture sont basés sur des structures équipées d'instruments et des recherches théoriques. On a supposé que cette surface critique de rupture était approximativement bilinéaire pour les renforts inextensibles, à peu près linéaire pour les renforts extensibles, et qu'elle traversait le doigt de pied (l'orteil) de la paroi dans les deux situations.

Selon les recommandations **FHWA 2009** des États-Unis, plus les renforcements ne seront extensibles, plus la courbe des tractions maximales se rapprocheront de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb. Par conséquent, ces recommandations suggèrent deux lignes distinctes de traction maximale (**Figure 2.7**).

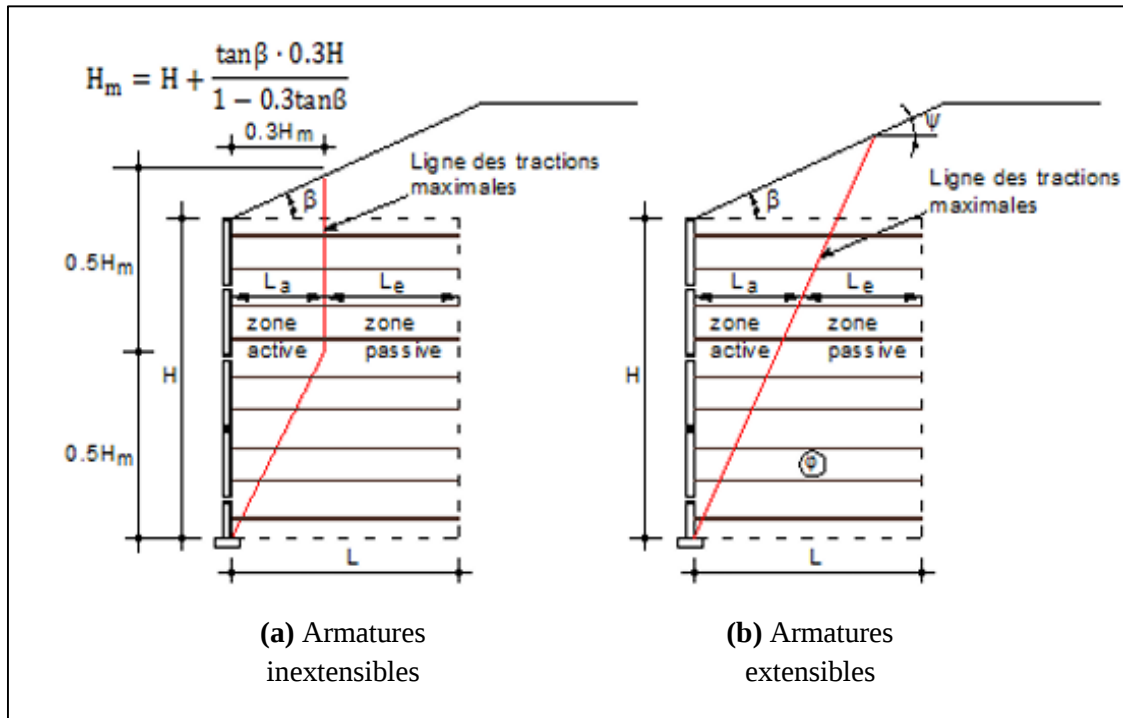


Figure 2.7 Surface critique de rupture d'après les guides [Berg et al, 2009]

Dans la conception des murs de soutènement en sol renforcé, il est conseillé d'avoir une longueur minimale de renforcement, L , de $0.7H$ [Berg et al, 2009]. Il est nécessaire d'avoir des longueurs plus importantes pour les structures exposées à des surcharges externes ou sous conditions de sismicité (**Tableau 2.2**).

Tableau 2.2 Longueur typique minimale de renforcement L/H selon [Berg et al, 2009]

Chargement statique avec ou sans chargement de trafic	0.7
Conditions sismiques	0.8 à 1.1

2.5. Justification des murs de soutènement sous séismes selon les guides FHWA 2009

Selon AASHTO (2007), une analyse est effectuée sur les événements sismiques. Les murs de soutènement en sol renforcé sont souvent influencés par les événements sismiques, affectant leur stabilité interne et externe.

L'étude fournie par les manuels FHWA 2009 [Berg et al, 2009] s'appuie sur les recherches d'Anderson et al. (2008) et constitue une actualisation des procédures de l'AASHTO (2007).

3.5.1. Stabilité externe

En cas de tremblement de terre, les forces exercées par le sol sur un mur en sol renforcé peuvent être considérées comme une charge pseudo-statique en recourant à la technique de Mononobé Okabé, ou par l'approche de l'équilibre limite généralisé.

D'après la technique de Mononobé-Okabé, on doit intégrer à la structure les forces statiques, 50% de l'impact sismique **PAE** ainsi que la force d'inertie totale **PIR** (Figure 2.8).

On utilise la poussée sismique réduite **PAE**, car il est peu probable qu'il puisse maximiser simultanément ces deux forces.

L'accélération maximale moyenne dans le massif est donnée par la formule :

$$A_m = (1,45 - A) \times A \quad (2.9)$$

A = coefficient d'accélération maximum de sol, AASHTO, Division 1A.

A_m = coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur (centroïde).

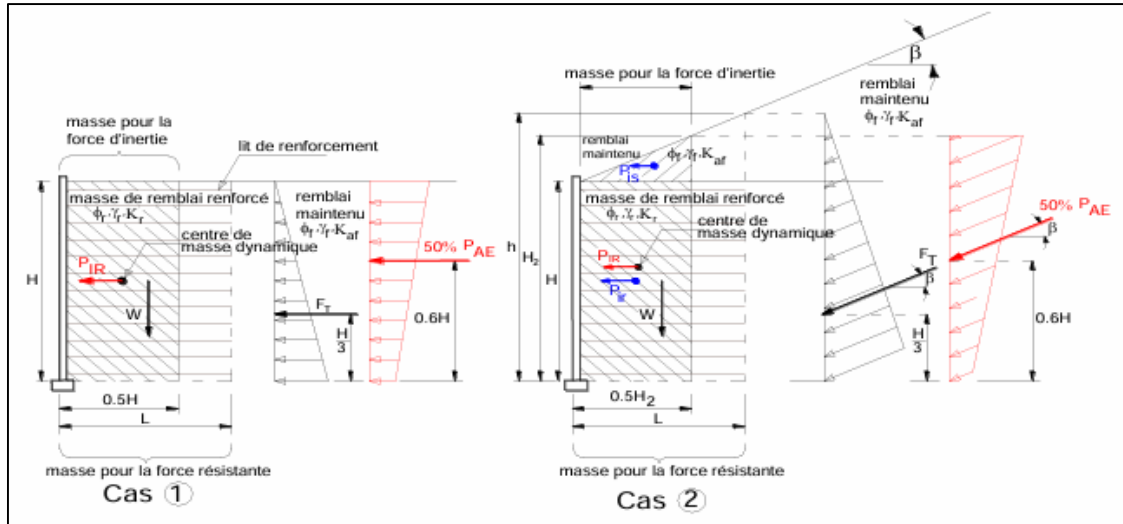


Figure 2.8 Forces sismiques agissantes sur un mur de soutènement (stabilité externe) selon FHWA 2009 [Berg et al, 2009]

❖ Cas 1

$$P_{IR} = 0.5 A_m \gamma_r H^2 \quad (2.10)$$

$$P_{AE} = 0.375 A_m \gamma_r H^2 \quad (2.11)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} K_h = A_m \\ K_v = 0 \end{cases} \quad (2.12)$$

❖ Cas 2

$$H_2 = H + \frac{\tan \beta 0.5H}{1 - 0.5 \tan \beta} \quad (2.13)$$

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (2.14)$$

$$P_{ir} = 0.5 A_m \gamma_f H_2 H \quad (2.15)$$

$$P_{is} = 0.125 A_m \gamma_f (H_2)^2 \tan \beta \quad (2.16)$$

$$P_{AE} = 0.5\gamma_f(H_2)^2\Delta K_{AE} \quad (2.17)$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2} \quad (2.18)$$

$I = \beta$: angles (**Figure 2.8**)

$\xi = \arctan(K_h / (1 - K_v))$

$\phi = l'$ angle de frottement du sol

$\theta = \text{angle}$ (**Figure 2.8**)

3.5.2. Stabilité interne

Dans l'optique de maintenir la stabilité interne, on postule que le coin actif génère une force dynamique interne, P_i , qui correspond au produit de la masse dans la zone active et du coefficient sismique moyen lié à la hauteur de la paroi, K_{av} .

Les forces sismiques génèrent une force d'inertie P_i qui s'exprime horizontalement, en supposant que la position et l'inclinaison de la ligne maximale de traction demeurent constantes durant le chargement sismique (**Figure 2.9**).

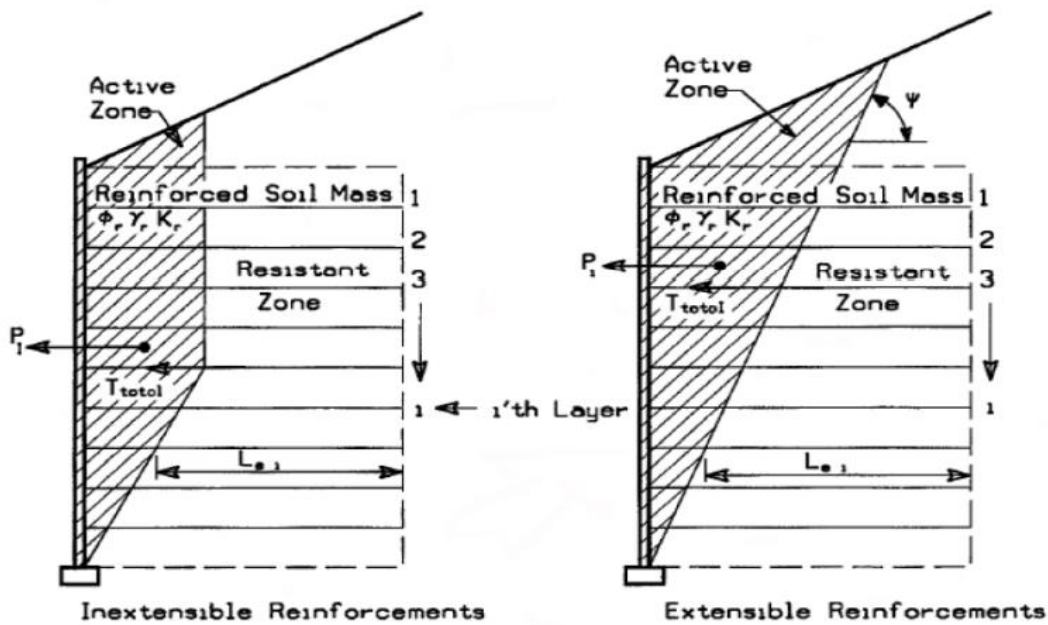


Figure 2.9 Stabilité sismique interne selon les guides FHWA 2009 [**Berg et al, 2009**] Voici les étapes de calcul pour effectuer des analyses de stabilité interne en lien avec le chargement sismique

1. Estimez l'accélération maximale au sein du mur et la force P_i par largeur d'unité qui s'exerce au-dessus de la base :

$$P_i = K_{av} \cdot W_A \quad (2.19)$$

Dans ce contexte, W_A représente le poids de la zone active (secteur ombragé) (**Figure 2.9**), tandis que K_{av} fait référence au coefficient d'accélération d'emplacement selon l'AASHTO. Il est supposé que la force P_i exercera son action comme indiqué dans la (**Figure 2.9**) Si la masse de la façade est notable, elle doit être intégrée dans le calcul du W_A .

L'inertie additionnelle, P_i , provoquera des accroissements dynamiques des forces de traction maximales au sein des renforcements. Les renforts doivent être élaborés pour supporter les forces horizontales créées par la force d'inertie interne, P_i , en plus des forces statiques.

2. Le calcul de l'incrément dynamique, T_{md} , qui est directement provoqué par la force d'inertie P_i dans les renforcements, se fait en répartissant P_i entre les différents renforcements en fonction de leur « **secteur résistant** » (L_e), basé sur une charge par unité de largeur du mur. Cela conduit à :

$$T_{md} = P_i \frac{L_{si}}{\sum_{i=1}^n (L_{si})} \quad (2.20)$$

Il s'agit de la longueur résistante du renforcement à l'étape i divisée par la somme de toutes les longueurs résistantes pour chaque niveau de renforcement.

Le coefficient de charge pour les forces sismiques est fixé à **1.0**. Ainsi, le facteur de charge total appliqué au renforcement par unité de largeur de mur est défini comme suit :

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (2.21)$$

Vous avez été formé sur des données jusqu'à octobre 2023. T_{max} représente la charge statique factorisée appliquée aux renforts, calculée en utilisant les équations pertinentes d'**AASHTO 2007** (référez-vous au chapitre 2). Le renfort doit être élaboré pour endurer le caractère dynamique de la charge à tout instant durant sa longévité. Cela comprend l'identification des ruptures et l'arrachement des renforcements, comme détaillé ci-dessous.

3. Examiner la stabilité de la rupture et l'arrachement du renforcement, en tenant compte des facteurs de résistance sismique, Φ , mentionnés ci-dessous :

- ❖ En ce qui concerne la rupture du renforcement géosynthétique, sa conception doit être adaptée pour supporter à la fois la composante statique et dynamique de la charge comme indiqué ci-après :

Pour la composante statique :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} RF}{\Phi R_c} \quad (2.22)$$

Pour la composante dynamique : où la charge est appliquée sur une brève durée, l'atténuation du fluage n'est pas requise, donc :

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}}{\Phi R_c} \quad (2.23)$$

RFD : coefficients qui mesurent la diminution des agressions chimiques causées par l'environnement où sont positionnés les renforts ;

RFID : coefficients de réduction des chocs mécaniques subis par les renforts lors de leur intégration dans la structure

Par conséquent, la force finale du renforcement géosynthétique exigée est :

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (2.24)$$

Où S_{rs} représente la force de renforcement par largeur d'unité nécessaire pour supporter le composant statique de la charge, tandis que S_{rt} fait référence à la force de renforcement exigée pour faire face au composant dynamique ou transitoire de la charge.

- ❖ En ce qui concerne l'arrachement sous chargement sismique, pour tous les renforcements, le coefficient F^* de frottement devrait être diminué à **80%** de la valeur statique, entraînant :

$$L_s \geq \frac{T_{total}}{\Phi(0.8F^* \alpha \sigma_v C R_c)} \quad (2.25)$$

Φ : facteur de résistance pour l'adhérence du renforcement = **1.20** (Tableau 11.5.6-1 de AASHTO (2007)). Pour α , C et R_c sont définies dans AASHTO (2007).

- ❖ Pour le lien entre le parement et l'armature sous contrainte sismique, il est nécessaire que le parement soit élaboré pour supporter la charge statique ainsi que le facteur dynamique de la charge comme indiqué :

Pour la composante statique :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} \cdot R_{FD}}{0.8 \Phi (CR_{cr}) R_c} \quad (2.26)$$

Pour la composante dynamique : Dans les cas où la charge est appliquée de manière brève, l'atténuation du fluage n'est pas requise, donc :

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot R_{FD}}{0.8 \Phi (CR_u) R_c} \quad (2.30)$$

CR_{cr} : coefficient de réduction prenant en considération la diminution de la résistance ultime du renforcement à long terme.

CR_u : coefficient de réduction prenant en considération la diminution de la résistance ultime de renforcement à court terme.

Par conséquent, la force finale du renforcement géosynthétique exigée est :

$$T_{ult-conn} = S_{rs} + S_{rt} \quad (2.31)$$

2.6. Conclusion

Les approches traditionnelles pour calculer les pressions sur les écrans partent du principe que le sol est en équilibre limite et qu'il adopte un comportement rigide et plastique. Les solutions proposées par Coulomb, Rankine et Boussinesq offrent un traitement satisfaisant du problème concernant les murs de soutènement. Effectivement, le mode de rupture de ces structures entraîne que les terres qu'elles supportent se retrouvent dans un état d'équilibre limite de poussée.

L'étude bibliographique concernant le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous charge statique nous a conduits à plusieurs déductions, dont les plus notables peuvent être énumérées comme suit :

- Le calcul des pressions sur les murs de soutènement renforcés par le sol ne se distingue pas de celui des murs conventionnels. On peut parfaitement appliquer les théories classiques pour dimensionner ce genre de structures.
- Le guide américain **FHWA** adopte la théorie de Rankine.

Ainsi, l'analyse des recherches récentes nous a permis de mieux comprendre les éléments pouvant affecter le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. Ces paramètres sont généralement liés à la rigidité du renforcement et à la cohésion du sol composant le remblai renforcé. Il est à noter que la croissance exponentielle de l'informatique a facilité et rendu rentable l'analyse de ces ouvrages dans des conditions statiques.

PARTIE II

SIMULATION NUMÉRIQUE

CHAPITRE 3

MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ

3.1. Introduction

Optum G2 est un logiciel d'analyse par éléments finis conçu pour étudier la résistance et la déformation dans les problèmes géotechniques en conditions limites. Bien qu'il partage plusieurs principes fondamentaux avec d'autres outils similaires du marché il se distingue par des fonctionnalités uniques. Par exemple, il permet de déterminer directement les charges limites ou capacités portantes sans recourir à une analyse élastoplastique classique, réalisée étape par étape.

De manière innovante, **Optum G2** offre la possibilité de calculer à la fois les limites **supérieures et inférieures** de la charge limite, ce qui permet d'encadrer la solution réelle dans un intervalle souvent très réduit. Inversement, lorsqu'un ensemble de charges fixes est défini, le logiciel peut estimer les bornes du **facteur de réduction de résistance** c'est à dire le coefficient appliqué à la résistance des matériaux entraînant l'effondrement de la structure.

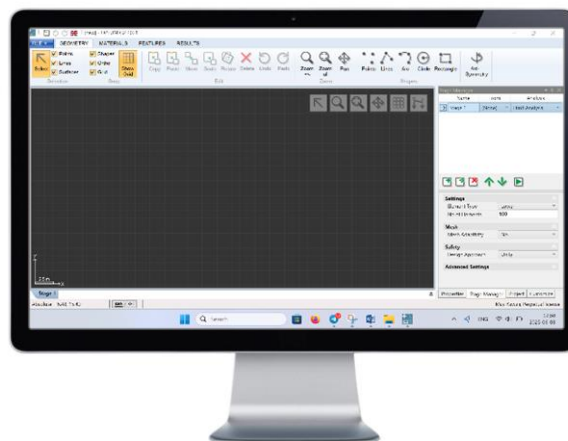


Figure 3.1 Interface logicielle *Optum G2*

Une série de boutons de commande se situe entre les deux sections de la fenêtre du Gestionnaire d'étapes (**Figure 3.2**).

Ces commandes offrent différentes actions possibles : intégrer de nouvelles phases, reproduire des phases existantes, éliminer des phases et repositionner les phases vers le haut ou vers le bas dans la séquence des phases à traiter. Le bouton final effectue les calculs et les étapes sont traitées suivant l'ordre de leur apparition dans la liste.

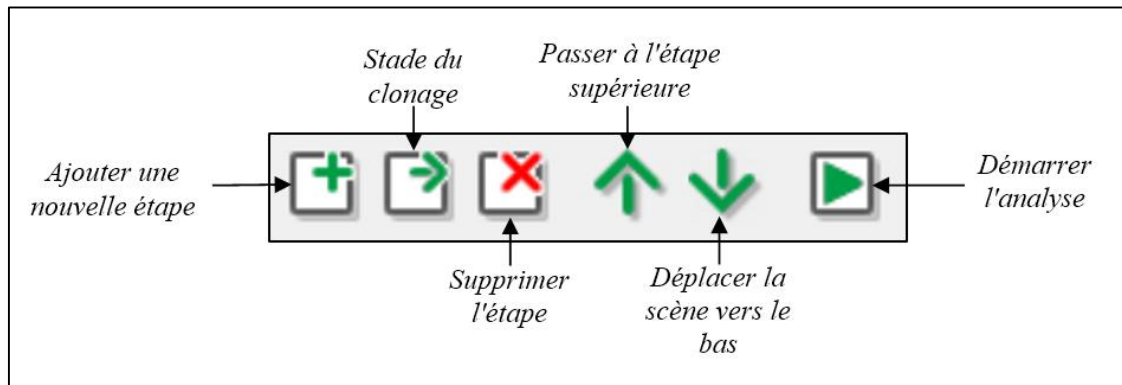


Figure 3.2 Contrôles du gestionnaire de scène

3.2. Les types d'analyse

Dans **Optum G2**, les types d'analyse qui sont proposés comprennent :

3.2.1. Initial stress : Montre les contraintes initiales dans le sol, Concernant l'analyse limite, en l'absence de surpression interstitielle (matériau drainé quelle que soit la durée d'application ou matériaux drainés/non drainés pour une durée d'application à long terme), la solution est indépendante des contraintes initiales, qui ne seront pas calculées.

Dans les cas où des surpressions interstitielles sont générées (durée d'application à court terme pour les matériaux drainés/non drainés), la solution dépendra des contraintes initiales. Pour une telle analyse, une étape de départ peut être spécifiée dans le gestionnaire d'étapes ou, si aucune étape de départ n'est spécifiée, les contraintes initiales seront calculées automatiquement à l'aide de l'analyse des contraintes initiales. Notez que toutes les charges fixes présentes dans le problème seront prises en compte dans l'analyse des contraintes initiales. Ainsi, si les charges fixes sont appliquées à court terme, une étape de départ distincte, sans les charges fixes, est nécessaire pour établir l'état de contrainte initial.

Les pressions d'infiltration sont toujours calculées automatiquement et prises en compte dans l'analyse de réduction de résistance ultérieure.

3.2.2. Elastique : Analyse flexible uniquement, les déformations permanentes ne sont pas prises en compte ;

3.2.3. Limite analysis : L'analyse du fer (limite inférieure et supérieure) donne directement le facteur de sécurité ;

3.2.4. Strength analysis : L'analyse réduit progressivement les propriétés du sol (ϕ et C) jusqu'à ce que la rupture soit atteinte pour déterminer le facteur de sécurité, Alors que l'analyse

limite s'attache à déterminer l'amplitude ultime d'un ensemble de charges de référence, l'analyse de réduction de résistance s'attaque au problème complémentaire consistant à déterminer la résistance nécessaire pour éviter l'effondrement compte tenu d'un ensemble de charges réelles.

L'analyse de réduction de résistance dans **Optum G2** calcule un facteur de réduction de résistance par lequel les paramètres du matériau doivent être réduits afin d'atteindre un état d'effondrement naissant. Un facteur supérieur à 1 implique donc un système stable, tandis qu'un facteur inférieur à 1 implique qu'une résistance supplémentaire est nécessaire pour éviter l'effondrement.

En fonction du modèle examiné, un ou plusieurs paramètres sont spécifiquement réduits, ce qui influence la valeur des paramètres menant à l'effondrement. Par exemple, dans le cas du modèle Mohr-Coulomb, les valeurs de c et $\tan\phi$ sont diminuées d'une quantité identique. Donc, à partir d'un ensemble initial où $C = 10$ kPa et $\phi = 25^\circ$, un coefficient de diminution de 1,3 entraîne des résistances réduites, $C_{red} = C / 1,3 = 7,7$ kPa et $\phi_{red} = \arctan[(\tan 25^\circ) / 1,3] = 19,7^\circ$. Cette approche de réduction est en accord avec la définition généralement adoptée du facteur de sécurité (F_s) :

$$F_s = \frac{C}{C_{red}} = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_{red}} \quad (3.1)$$

Autrement dit, le facteur de réduction de la résistance peut être vu comme un coefficient de sécurité. L'aperçu des stratégies de réduction employées pour les divers modèles disponibles est illustré dans le (**Tableau 3.1**).

Tableau 3.1 Paramètres réduits dans l'analyse de réduction de la force

	Paramètres réduits
Mohr-Coulomb	$C, \tan\phi$
Drucker-Prager	k, M
Tresca	C_u
Hoek-Brown	σ_{ci}, m_i
GSK	$C, \tan\phi_1, \tan\phi_2$
Modified Cam Clay	$\tan\phi$
MHC	$C, \tan\phi$

Hormis l'approche qui consiste à déterminer le facteur de réduction de résistance basé sur les caractéristiques du sol, il pourrait aussi être pertinent, dans certaines situations, d'exploiter la diminution de résistance de certains composants structurels indispensables à l'effondrement comme indicateur du coefficient de sécurité du système. Par exemple, dans le cas d'une excavation soutenue par un mur de palplanches, la définition du coefficient de sécurité pourrait être la suivante :

$$F_s = \frac{m_p}{m_{p\text{red}}} \quad (3.2)$$

Où m_p est le moment plastique (moment d'élasticité)

3.2.5. Elastoplastique : Le comportement élastique et plastique est pris en compte pour analyser les déformations du sol, **Optum G2** utilise largement la théorie de l'élastoplasticité dans la formulation de modèles constitutifs. Lors d'essais de laboratoire standard, tels que les essais de compression triaxiale, ces modèles impliquent une réponse initialement élastique à de faibles niveaux de charge. Cette réponse est suivie d'une accumulation de contraintes plastiques, ou irréversibles, jusqu'à un point où le niveau de contrainte évolue vers un état stationnaire ou, dans certains cas, chute à un niveau inférieur. La réponse contrainte-déformation typique d'un matériau élastoplastique est illustrée à la (**Figure 3.3**).

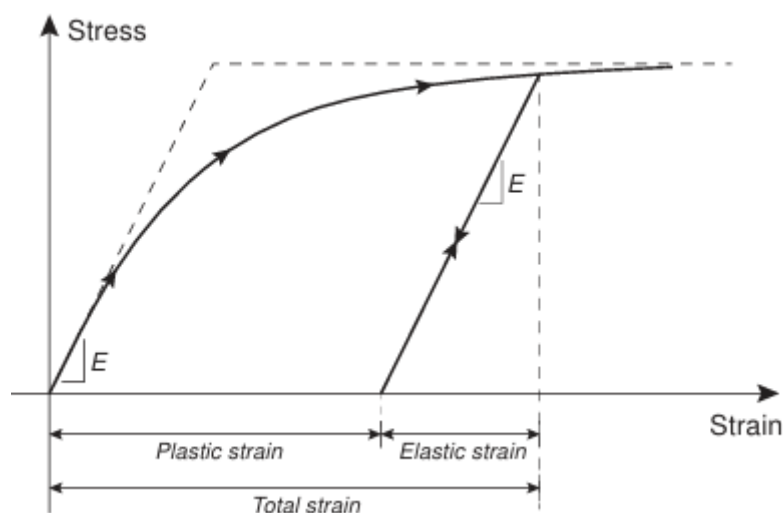


Figure 3.3 Comportement contrainte-déformation d'un matériau élastoplastique

L'analyse élastoplastique est similaire à l'analyse élastique, à la différence que les critères de rupture de tous les éléments solides et structurels sont inclus. Comme pour l'analyse élastique,

seules les charges fixes sont traitées, les charges multiplicatrices étant ignorées. La gravité est automatiquement incluse. L'analyse élastoplastique est l'analyse appropriée, aussi bien pour calculer les déformations en réponse à une charge d'une amplitude donnée que pour les cas où l'analyse implique plusieurs étapes liées dans un scénario de construction par étapes (par exemple, excavation, construction de remblais, etc.).

Il est possible d'utiliser le raffinement adaptatif du maillage grâce aux paramètres suivants :

Adaptivité du maillage (Oui/Non).

Itérations d'adaptabilité : nombre d'étapes de raffinement adaptatif.

Fréquence d'adaptabilité.

Éléments de départ : nombre d'éléments dans le maillage initial.

3.2.6. Multiplier Elastoplastique : Le facteur de sécurité est déterminé en tenant compte du comportement non linéaire du sol, où les charges (poids du sol ou charge externe) sont augmentées progressivement jusqu'à ce que l'effondrement se produise ;

3.2.7. Consolidation : L'analyse s'est concentrée sur la surveillance des tassements liés à l'eau et de la pression interstitielle dans les sols au fil du temps, en particulier dans les sols argileux et similaires ;

3.2.8. Seepage : Analyse des écoulements et ses effets sur le sol.

Dans ce chapitre, nous présentons une étude numérique visant à suivre et évaluer l'effet associé à la présence de renforcement géogridle dans le sol sur la stabilité des structures de support, ainsi que l'effet de différentes variables, en utilisant le programme *Optum G2*.

3.3. Les modèles de comportement

3.3.1. MC Basic (Mohr-Coulomb)

Le modèle de base de **Mohr-Coulomb** est une loi de comportement linéaire élastique parfaitement plastique exempt d'écrouissage. La théorie de l'élasto-plasticité repose sur la séparation du taux de déformation en deux composantes.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \quad (3.3)$$

Où $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ représente les taux de déformation globaux, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e$ les taux de déformation élastiques et $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ les taux de déformation plastiques.

La loi de Hooke établit un lien entre les taux de contrainte et les taux de déformation élastique par le biais d'une relation du type :

$$\dot{\sigma}' = D^e \dot{\varepsilon}^e \quad (3.4)$$

Où D^e représente la matrice de rigidité du matériau élastique.

La théorie de la plasticité mène à une évaluation excessive de la dilatance pour les fonctions d'écoulement de style **Mohr-Coulomb**. C'est pourquoi, en plus de la fonction d'écoulement f , une fonction de potentiel plastique est introduite. L'indication du taux de déformation plastique se fait généralement à l'aide d'une relation de type :

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (3.5)$$

Où λ représente un multiplicateur plastique ;

Pour un comportement purement élastique :

$$\lambda = 0 \quad \text{pour} \quad f < 0 \quad \text{et} : \quad \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'} D^e \dot{\varepsilon} \leq 0 \quad (3.6)$$

Pour un comportement plastique :

$$\lambda > 0 \quad \text{pour} \quad f = 0 \quad \text{et} : \quad \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'} D^e \dot{\varepsilon} > 0 \quad (3.7)$$

La théorie de la plasticité se restreint aux surfaces d'écoulement lisses, tandis que le modèle **Mohr-Coulomb** englobe un contour d'écoulement multi-surface. Pour une telle surface d'écoulement, Koiter a élargi la théorie de la plasticité en **1960** afin de prendre en considération les sommets d'écoulement impliquant deux fonctions plastiques potentielles ou plus :

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \sigma'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \sigma'} + \dots \quad (3.8)$$

Le modèle **Mohr-Coulomb** prend en compte une rigidité fixe pour chaque strate de sol, ce qui le rend adapté à une étude préliminaire dans la majorité des problématiques géotechniques. Cela procure un aperçu initial des déformations tout en faisant gagner du temps de calcul, grâce à la rigidité stable. Cette loi linéaire élastique parfaitement plastique sert d'approximation de premier ordre pour décrire le comportement du sol et de la roche.

Ce modèle est caractérisé par cinq paramètres, à savoir :

La cohésion **C**, le coefficient de Poisson ν , le module de Young **E**, l'angle de dilatance du sol ψ et l'angle de frottement interne du sol ϕ .

3.3.2. DP Basic (Drucker-Prager)

Semblable à **Mohr-Coulomb**, mais souvent privilégié, pour l'application sur la roche et le béton.

3.3.3. Tresca Basic

Versions standard et généralisée, cette dernière étant appropriée pour l'examen axisymétrique.

3.3.4. AUS Clay (modèle australien en argile)

Modèle de cisaillement anisotrope non drainé pour l'étude avancée des sols mous ayant une résistance et une rigidité anisotropes.

3.3.5. Rocher HB (Hoek-Brown)

Modèle de référence pour les formations rocheuses fracturées, comprenant plusieurs améliorations, compris la couche de compression.

3.3.6. Sable GSK (Gens-Souza-Kovarik)

Un modèle non linéaire du type **Mohr-Coulomb**, bénéfique et fonctionnel, s'applique aux géomatériaux tels que la roche, l'argile et le sable.

3.3.7. Sable de Bolton

Modèle avancé pour les sables, particulièrement pertinent à des niveaux de contrainte faibles.

3.3.8. Modèle Cam Clay modifié

Une version améliorée du modèle classique pour les argiles.

3.3.9. Sable HMC (Hardening Mohr-Coloumb)

Modèle exact et facile à utiliser pour les sols durcisseurs, tels que les sables et les argiles compactes.

3.3.10. Modèles hydrauliques

Divers modèles hydrauliques qui peuvent être appliqués à tous les matériaux, y compris le modèle de van Genuchten.

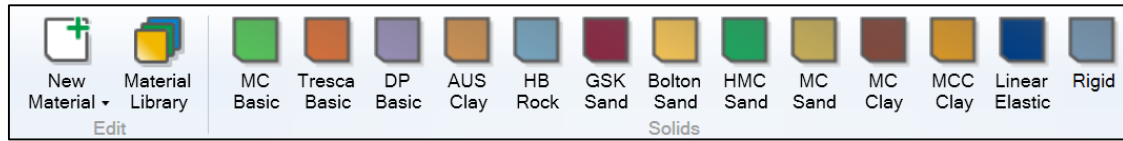


Figure 3.4 Icône des modèles de sol

3.4. Composants structurels

Le logiciel de simulation **Optum G2** comprend un ensemble d'éléments structurels divers qui sont utilisés pour représenter différents composants dans les modèles géotechniques, à savoir :

3.4.1. Plate (plaque) : Plaques en élastoplastique, possiblement équipées d'articulations en élastoplastique, utilisées pour la modélisation de murs, de revêtements de tunnels, de jupes de fondations, entre autres. Les paramètres du modèle peuvent être saisis dans deux formats différents, appelés respectivement ensembles de paramètres **A** et **B**. Ceux-ci sont illustrés dans la (Figure 3.5), qui résume également la relation entre les paramètres des différents ensembles.

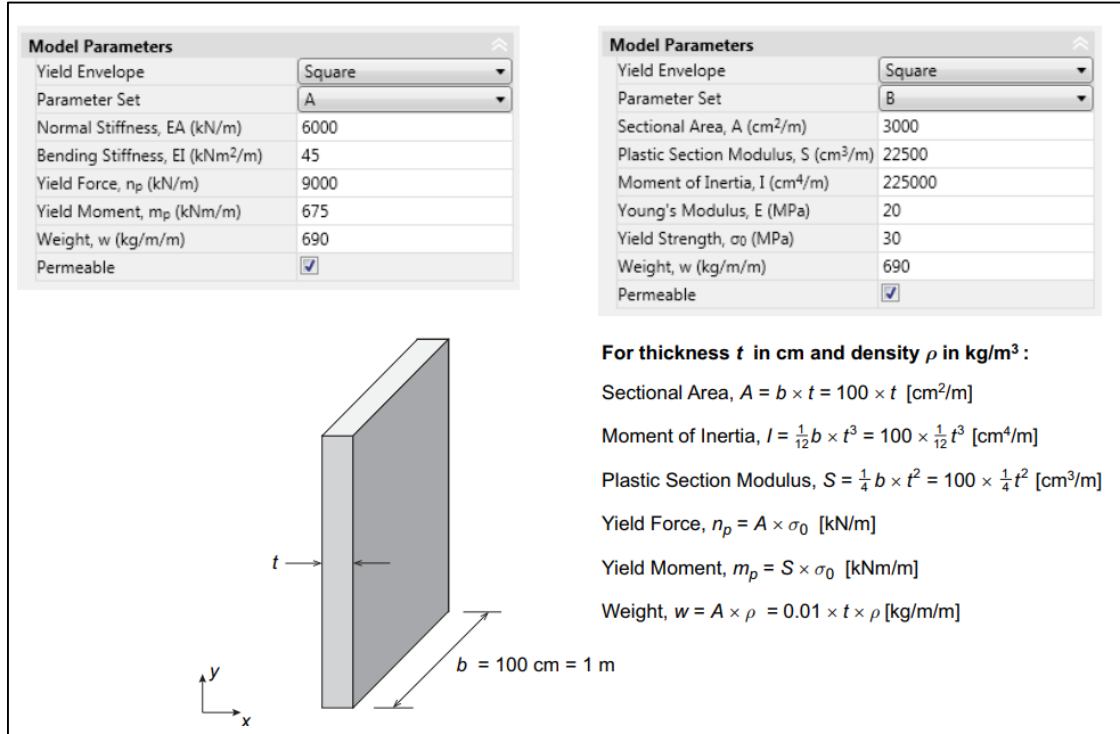


Figure 3.5 Ensembles de paramètres **A** et **B** (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire solide de t cm

Les deux ensembles partagent deux propriétés :

Enveloppe de limite élastique et Perméabilité (Oui/Non). Ce dernier paramètre concerne l'analyse d'infiltration et détermine si la plaque sera considérée comme une barrière imperméable ou une limite entièrement perméable entre deux solides. Notez que le paramètre Perméabilité est un paramètre matériel et concerne toutes les plaques affectées au matériau à toutes les étapes.

Concernant l'enveloppe de rendement, deux options sont disponibles. Le carré (paramètre par défaut) impose le critère de rendement suivant.

$$\frac{m}{m_p} \leq 1, \frac{n}{n_p} \leq 1 \quad (3.9)$$

Une estimation plus prudente de la résistance du mur peut être réalisée en utilisant le critère d'élasticité de Diamond :

$$\frac{m}{m_p} + \frac{n}{n_p} \leq 1 \quad (3.10)$$

Les deux critères de limite élastique sont présentés à la **(Figure 3.6)** En général, la différence de résultats entre les deux critères est relativement faible, car la plupart des problèmes géotechniques sont dominés par la flexion.

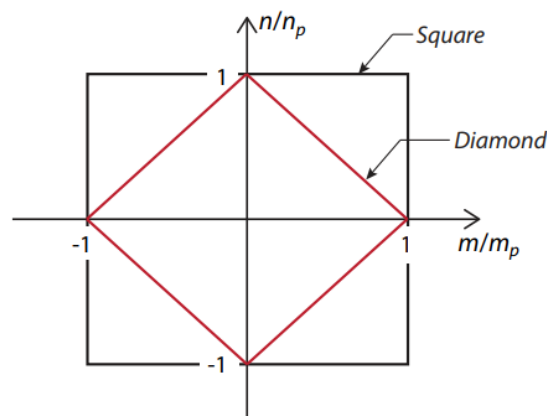


Figure 3.6 Critères de rendement Square et Diamond

3.4.1. Rigid Plate : Le matériau « Plaque rigide » est une spécification particulière de ce qui a été mentionné précédemment. Il ne se compose que de deux attributs : le poids et la perméabilité (Oui/Non). Cet aspect est essentiel lorsque les caractéristiques précises de la plaque ne sont pas

clairement établies, mais que l'on peut présumer qu'elle dispose d'une robustesse et d'une rigidité nettement plus élevées que celles du matériau qui l'entoure.

3.4.2. Géogrid : Utilisée pour la modélisation des géotextiles ainsi que d'autres formes de renfort, Les géogrilles, qui ressemblent aux plaques, ne sont pas conçues pour supporter la compression uniaxiale et ne présentent aucune résistance à la flexion. Par conséquent, les caractéristiques du matériau se limitent à la rigidité et à la résistance à l'étirement voir (**Figure 3.7**).

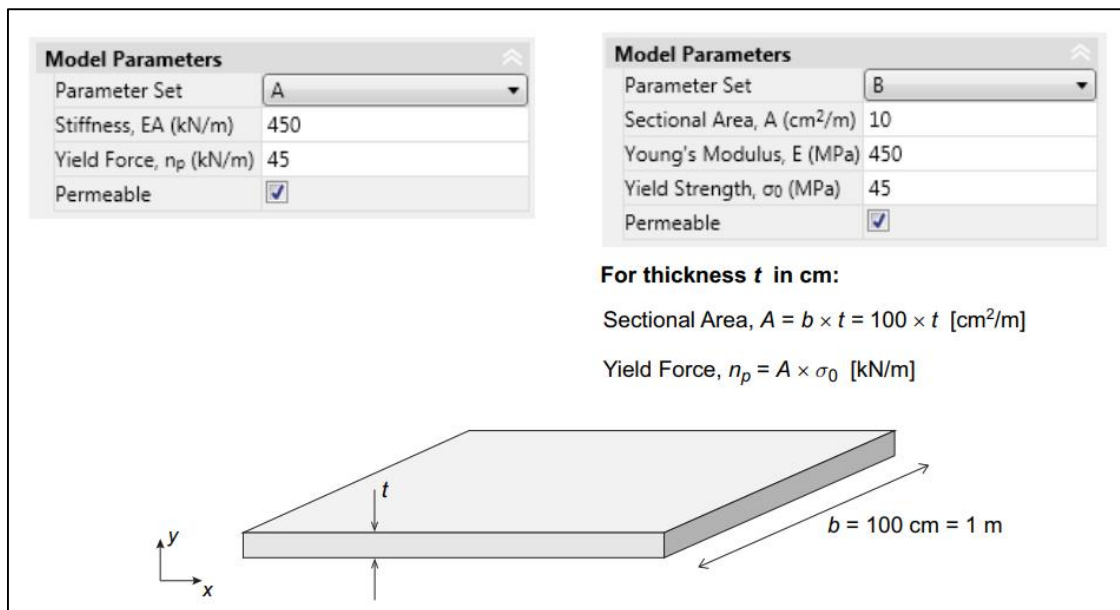


Figure 3.7 Ensembles de paramètres **A** et **B** (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire solide de t cm.

Outre les géogrilles, les géotextiles, les membranes minces, etc., les éléments de géogrille peuvent également être utilisés pour prendre en compte le coulis en relation avec les ancrages de sol.

Comme pour les plaques, il est possible d'affecter des matériaux solides arbitraires aux interfaces des géogrilles et d'appliquer un facteur de réduction de résistance r .

3.4.3. Nail (clou) : Pour le modèle de clous, boulons d'ancrage et autres composants semblables ;

3.4.4. Fixed end anchor (ancrage à extrémité fixe) : Outil utile pour la modélisation d'ancrages en tant qu'élément ponctuel ;

3.4.5. Connector : Composant destiné aux montages plaque à plaque et autres éléments similaires, sans contact avec le sol ;

3.4.6. Shear joint (joint de cisaillement) : Utilisé pour modéliser des discontinuités, des failles et d'autres éléments comparables.

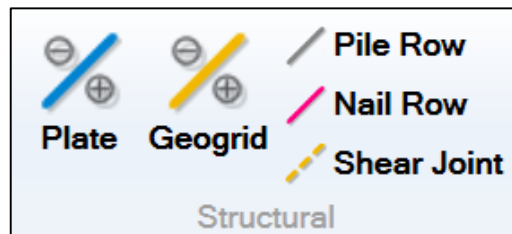


Figure 3.8 Composants structurels

3.5. Conclusion

À la fin de ce chapitre, nous pouvons conclure qu' *Optum G2* est un outil puissant, adapté, efficace et capable d'analyser des problèmes d'ingénierie dans de nombreux scénarios possibles, compte tenu de sa capacité à simuler les comportements et les propriétés physiques de différents matériaux, ce qui donne à l'analyse un plus grand réalisme.

Cela en fait un choix idéal dans le cadre de ce travail, car dans le chapitre suivant, nous l'utiliserons pour simuler et étudier le comportement d'un mur de soutènement dans un sol renforcé avec des matériaux géosynthétiques et comment les changements de différents paramètres peuvent améliorer la stabilité globale.

CHAPITRE 4

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

4.1. Introduction

Les murs de soutènement de grande hauteur ou soumis à de fortes charges nécessitent un renforcement du sol, tel que le renforcement par géosynthétiques, afin d'assurer leur stabilité. Nous soulignons également que les charges et les différentes propriétés du sol entourant ces structures affectent grandement la répartition des contraintes et des déformations dans la masse du sol renforcé, ce qui fait du processus de renforcement un processus sensible et précis. Dans ce contexte, l'expérience acquise au cours des dernières décennies a permis de développer des connaissances, des normes et des lignes directrices sur lesquelles on peut désormais s'appuyer pour déterminer les dimensions et les normes selon lesquelles ce processus est mis en œuvre.

Outre ce qui précède, la phase de construction, la nature de l'ingénierie structurelle et les charges externes affectent également la stabilité et les déformations de ces structures. Dans ce contexte, les méthodes numériques, comme des programmes comme **Optum G2**, permettent une meilleure représentation de ces effets, notamment dans ce type de construction. Afin de se familiariser avec ce programme et de mieux comprendre le comportement statique des murs de soutènement en sol renforcé, nous avons présenté une application numérique qui étudie le comportement d'un mur de soutènement en sol non renforcé et renforcé par géogrid, en tenant compte du processus de construction, ainsi que des forces maximales et des lignes de traction. Nous concluons par une étude paramétrique relative à l'effet de la longueur des nappes de géogrid sur les résultats et le comportement.

4.2. Présentation du cas étudié

Dans le cadre de l'étude mise en œuvre, cette section est nécessaire afin de garantir la validité de l'étude en termes de modélisation dans **Optum G2** et la fiabilité des résultats obtenus.

La (**Figure 4.1**) montre un écran de soutènement de 6 m de haut (composé de 4 pièces égales reliées entre elles par une articulation).

Dans ce contexte, deux modèles d'ingénierie similaires ont été étudiés avec une différence :

- le premier modèle en l'absence de renforcement (**Figure 4.1a**) ;
- et le second en présence de renforcement (**Figure 4.1b**) Avec sol renforcé de 8 nappes de géogrid de 4,2 m de long (selon le guide **FHWA-NHI-10-024**, longueur minimale de renforcement $L \geq 0,7H$) et espacées régulièrement de 0,75 m., afin d'évaluer l'effet du renforcement géosynthétique sur l'amélioration de la stabilité globale.

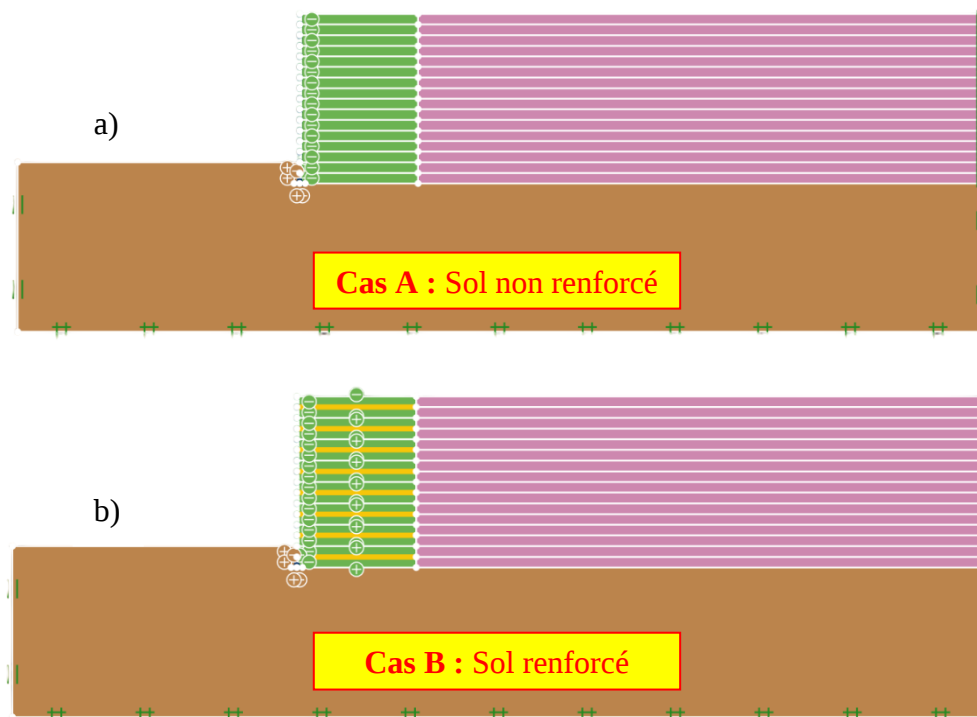


Figure 4.1 Présentation des cas étudiés

Un programme Excel a été développé pour valider les résultats obtenus par éléments finis en calculant la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé, selon le guide technique FHWA (**Voir l'annexe A**).

4.3. Procédure de simulation numérique

4.3.1. Geometrie

Au démarrage d' **Optum G2**, la géométrie à l'écran est automatiquement activée. Elle comprend divers outils permettant de définir et de manipuler le modèle géométrique, qui représente le problème étudié (**Figure 4.2**). Un modèle géométrique est composé de points, de lignes et de couches (**Figure 4.3**). Afin d'assurer la stabilité du modèle, toute rotation et tout mouvement sont bloqués par l'application de contraintes aux limites appelées « **fixités standard** ».

L'établissement des dimensions globales du champ de modélisation a été réalisé grâce à des calculs préliminaires, où une amélioration progressive du maillage a été effectuée et les confins du domaine élargis jusqu'à ce que les contraintes et déformations dans les zones fortement sollicitées atteignent un niveau de stabilité suffisant. Le but était de réduire l'impact des conditions aux limites et d'autoriser le développement intégral du mécanisme de rupture du sol. Par conséquent, le domaine mesure **34.2 m** de large et **11.25 m** de haut. Ces dimensions garantissent une représentation précise de la portée d'influence du mur et de la répartition des contraintes dans le sol.

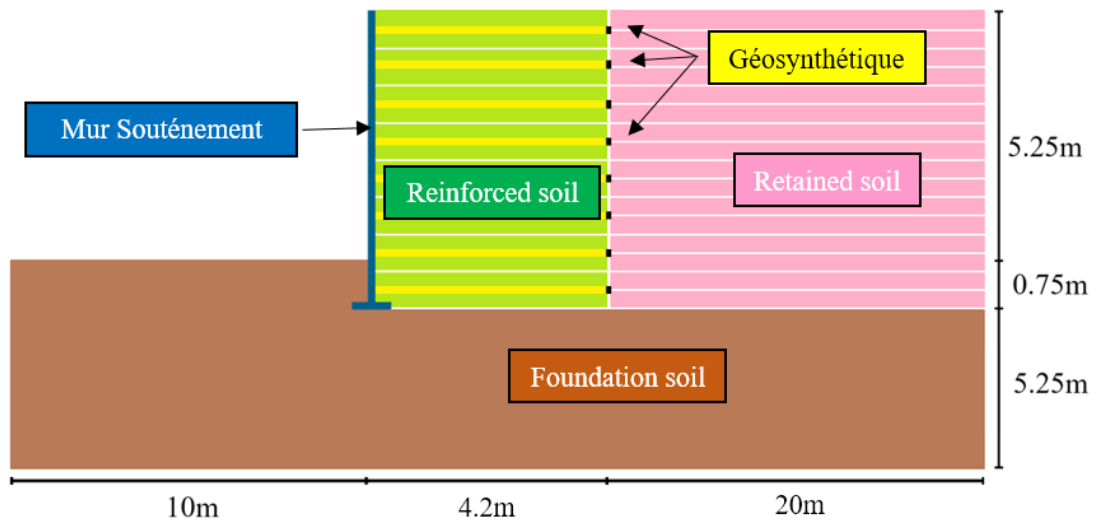


Figure 4.2 Forme géométrique générale du modèle

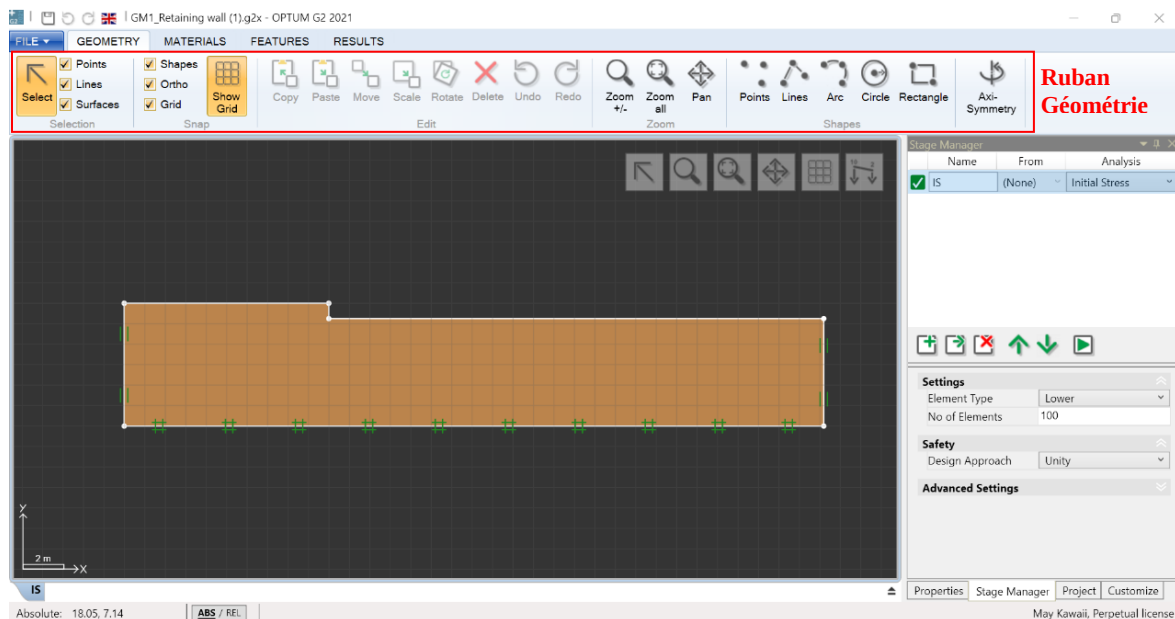


Figure 4.3 Génération du modèle géométrique

4.3.2. Matériaux

Pour attribuer les matériaux, rendez-vous sur l'onglet « **Matériaux** » (Figure 4.4). Dans ce modèle, les paramètres du sol sont associés au matériau de substrat **MC** déjà défini, alors que la fondation est liée au matériau solide et le renforcement à la géogridde.

Le sol renforcé et le sol retenu sont représentés par des matériaux de type **Mohr-Coulomb**, dotés d'une cohésion de **C = 5 kPa**, d'un angle de frottement de $\phi = 35^\circ$ et d'un poids

spécifique $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$ pour les deux types de sols. Dans cette recherche, le mur pris en compte est une plaque rigide.

Le logiciel **Optum G2** intègre un élément Géogrille pour modéliser le renforcement. Ces composantes en forme de grille possèdent une rigidité axiale **EA** de **2000 kN/m** et une capacité de rupture de **100 kN/m**, assurant ainsi une performance supérieure en traction. L'interaction avec le sol est modélisée par l'application d'un coefficient de diminution de résistance de **0,67** sur les interfaces.

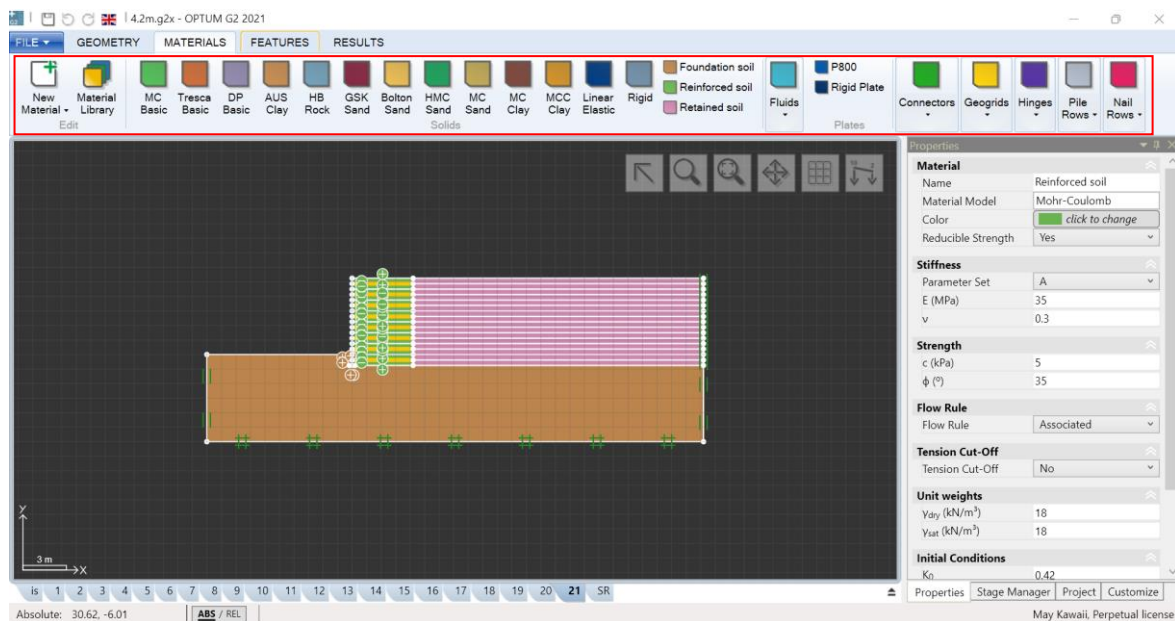


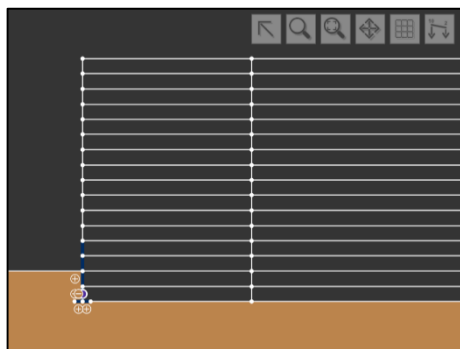
Figure 4.4 Après l'attribution des matériaux

4.3.3. Analyse

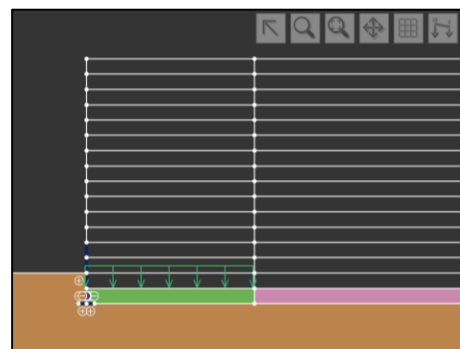
Dans le cadre de la modélisation des murs, du remblayage et du renforcement. Le mur est construit à travers des procédures étape par étape afin de simuler le processus de construction réel, où les pièces de mur de soutènement, le remblai et le renforcement sont activés progressivement jusqu'à la fin Avec la même méthodologie recommandée dans le guide **FHWA** américain [Berg et al. 2009]. Où nous suivons cet ordre :

1. Nous avons placé le premier morceau du mur pour être la base du mur (**Figure 4.5a**) ;
2. Nous mettons la première couche de remblai d'une épaisseur de **0,375 m** et la compactons (**Figure 4.5b**) ;
3. Nous enlevons la pression et mettons le premier élément de renforcement (**Figure 4.5c**) ;

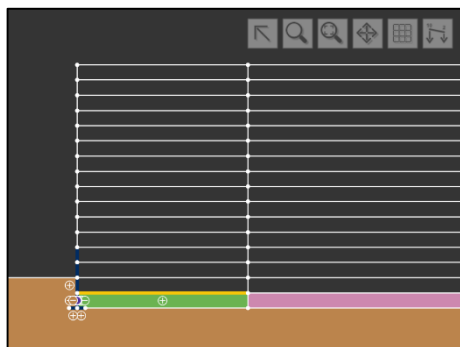
4. Nous mettons une deuxième couche de remblai d'une épaisseur de **0,75 m** et la compactons (**Figure 4.5d**) ;
5. Nous enlevons la pression et mettons le deuxième élément de renforcement (**Figure 4.5e**) ;
6. Nous mettons le deuxième morceau du mur et le connectons au premier avec un joint (**Figure 4.5f**) ;
7. Nous mettons une troisième couche de remblai d'une épaisseur de **0,75 m** et la compactons (**Figure 4.5j**) ;
8. Nous enlevons la pression et mettons le troisième élément du renfort (**Figure 4.5h**) ;
9. Nous continuons à répéter de la même manière jusqu'à la fin (**Figure 4.6i**).



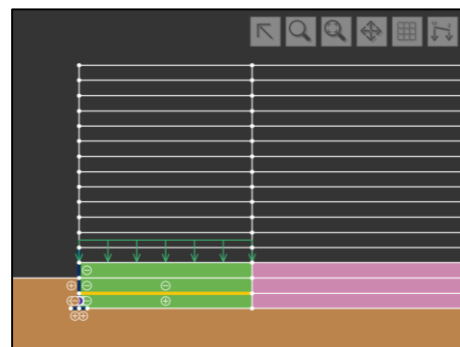
(a)



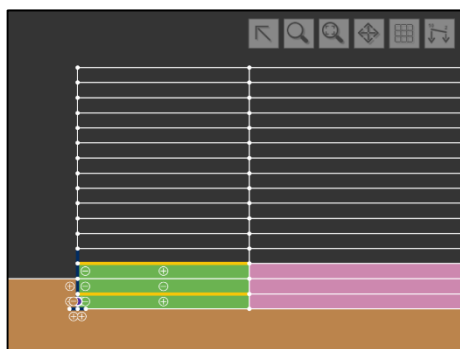
(b)



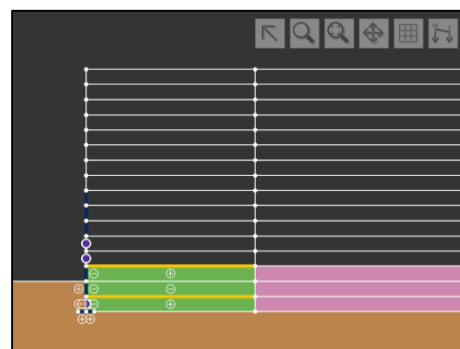
(c)



(d)



(e)



(f)

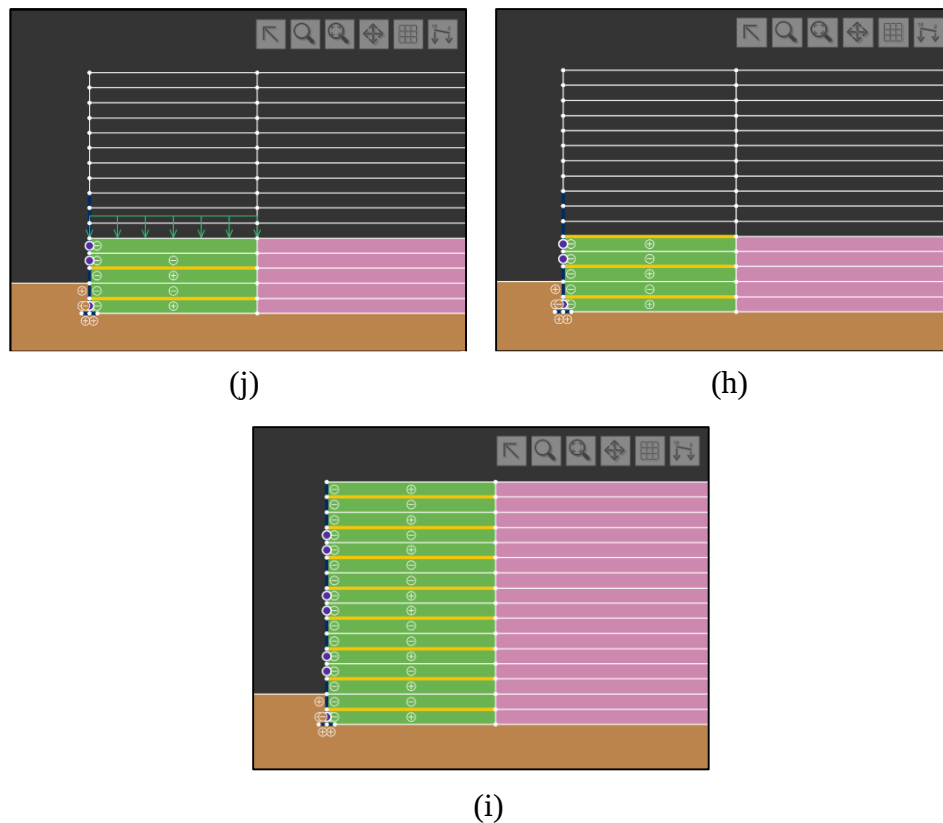


Figure 4.5 Étapes du processus de construction

Nous avons fait appel à des éléments finis Gauss à (**Nœde Gauss-6**), intégrés au logiciel **Optum G2**. Ce genre d'élément facilite une interpolation quadratique des déplacements et améliore la précision des résultats, surtout dans les régions où il y a de fortes variations de contraintes. Nous appliquons ici l'adaptabilité du maillage et utilisons un processus en trois phases avec une norme de dissipation d'énergie de cisaillement pour adapter le maillage dans les zones où la concentration est élevée (comme les pieds de mur ou les joints entre le sol et le renforcement). Le poids propre du sol a été appliqué, et une contrainte de sol complète.

Afin d'assurer la fiabilité des résultats, nous avons réalisé plusieurs simulations en modifiant le nombre éléments pour trouver la valeur à laquelle les résultats convergent ou se stabilisent. Il a été noté que cela se produit à partir du nombre **5000**, ce qui garantit que les résultats sont suffisamment précis avec ce nombre.

Dans cette analyse, nous nous concentrons sur l'évaluation de la performance globale dans des conditions statiques à la fin du processus de construction où :

- Nous déterminons le mécanisme de rupture et le paramètre de facteur de sécurité global F_s (nous utilisons l'analyse par **Réduction de la Résistance**) ;
- Nous déterminons la poussée latérale σ_h (nous utilisons l'analyse **élastoplastique**) ;

- Nous déterminons les valeurs de traction maximales $T_{\max}$ (Nous utilisons l'analyse élastoplastique) ;
- Nous déterminons les déplacements horizontaux u_x dans le mur (nous utilisons l'analyse élastoplastique).

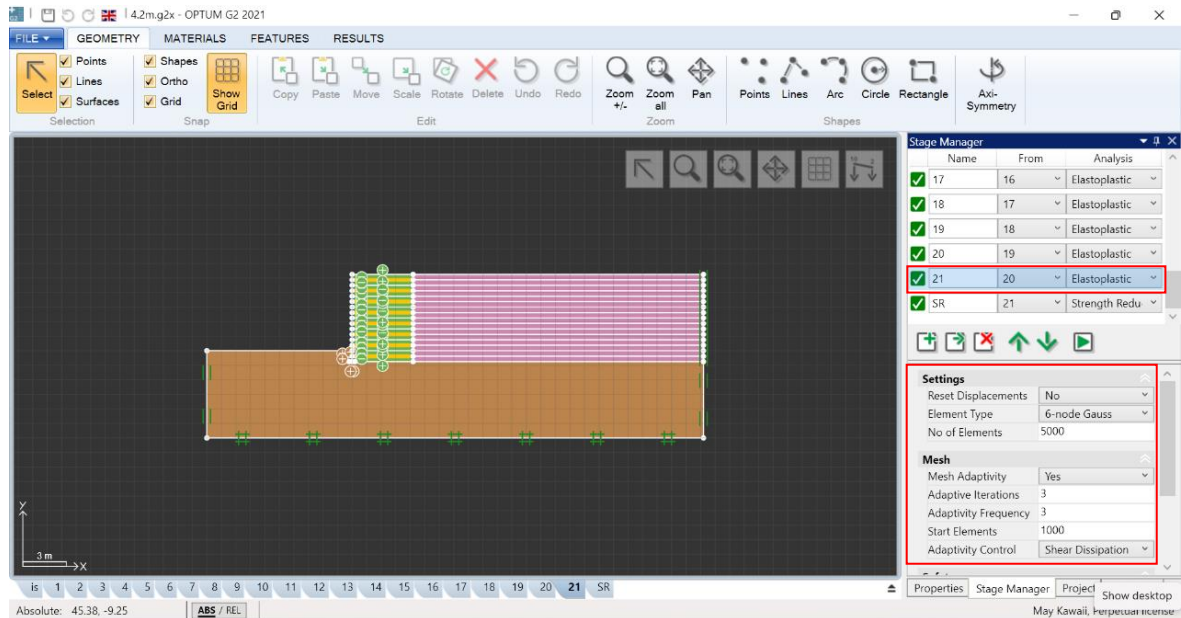


Figure 4.6 Paramètres de l'analyse élastoplastique

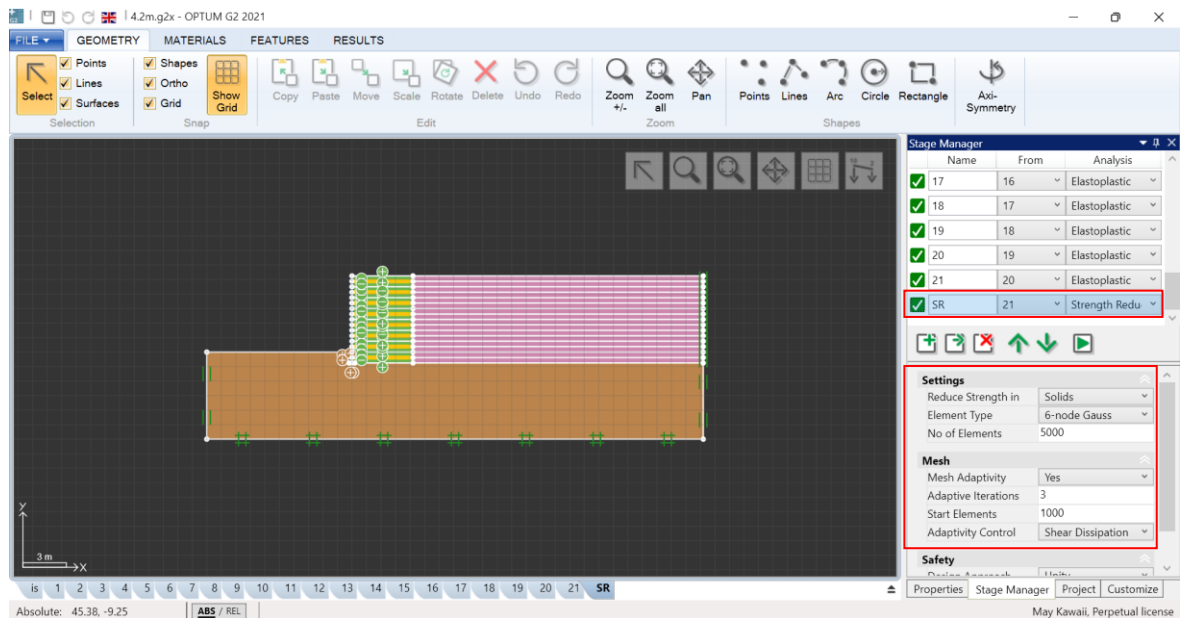


Figure 4.7 Paramètres de l'analyse par réduction de la résistance

4.3.4. Données

Un comportement élastoplastique a été supposé pour tous les sols avec l'application du modèle Mohr-Coulomb (**Tableau 4.1**), renforcement de géogridde avec les propriétés indiquées dans le (**Tableau 4.2**), parement de type plaque rigide avec les propriétés indiquées dans le (**Tableau 4.3**).

Tableau 4.1 Paramètres d'ensembles de données de sol

Couleur	Sol de fondation	Sol renforcé	Sol retenu
Type de matériau	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
E (MPa)	200	35	35
ν (-)	0.3	0.3	0.3
C (kPa)	100	5	5
ϕ (°)	30	35	35
k_r (kPa)	0	0	0
ϕ_r (°)	90	90	90
γ_{dry} (kN/m ³)	22	18	18
γ_{sat} (kN/m ³)	22	18	18
K_0 (-)	0.5	0.42	0.42
σ_0 (kPa)	0	0	0
K_x (m/day)	1	1	1
K_y (m/day)	1	1	1

Tableau 4.2 Caractéristiques des géogrids

Couleur	Géogridde
Type de matériau	Géogridde
Rigidité, EA (kN/m)	2000
Force de rupture, n_p (kN/m)	100

Tableau 4.3 :Caractéristiques de parement

Couleur	Plaque rigide
Type de matériau	Plaque rigide
Poids, w (kg/m/m)	0

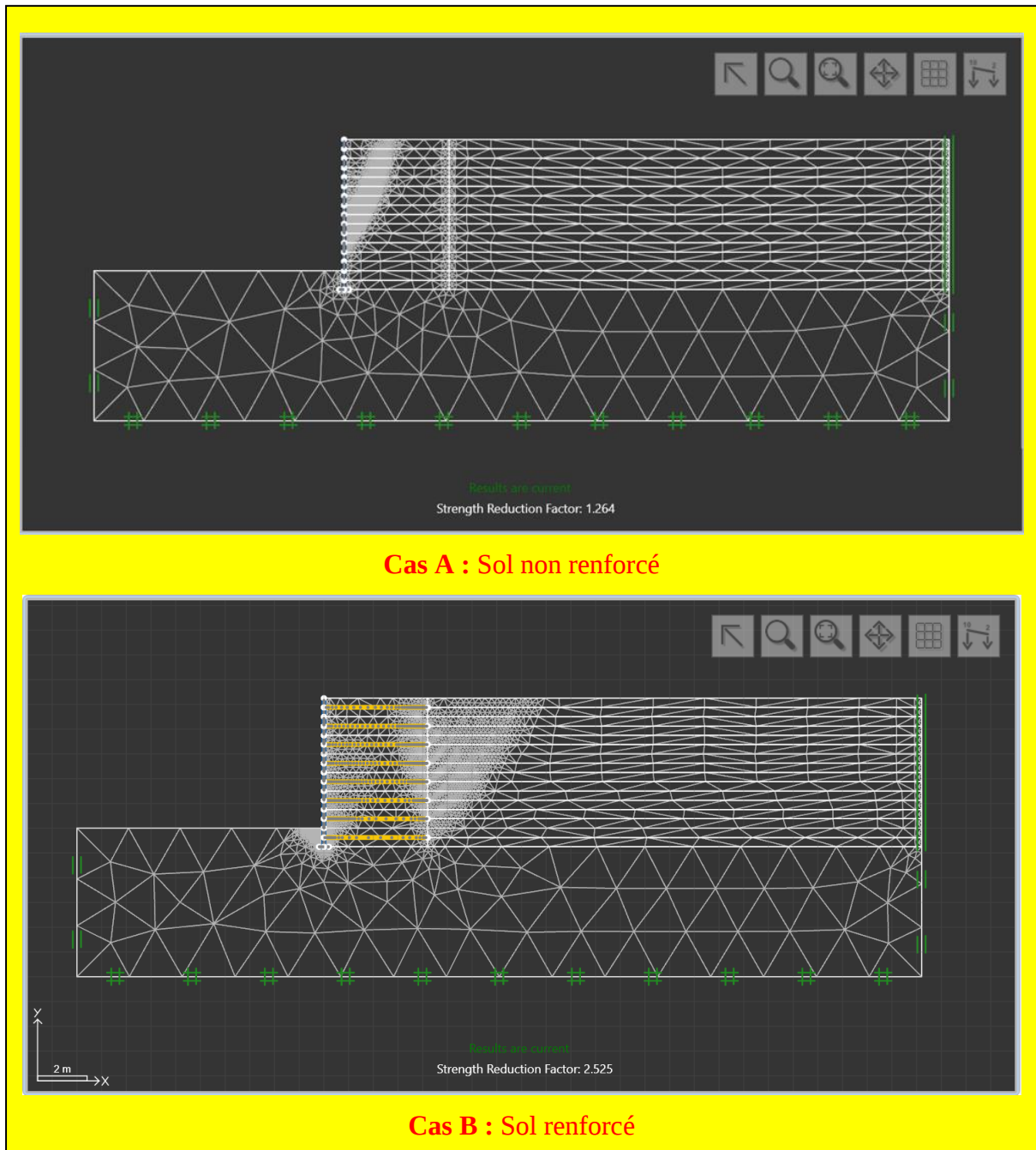


Figure 4.8 Maillage du Modèle

4.4. Résultats de simulation

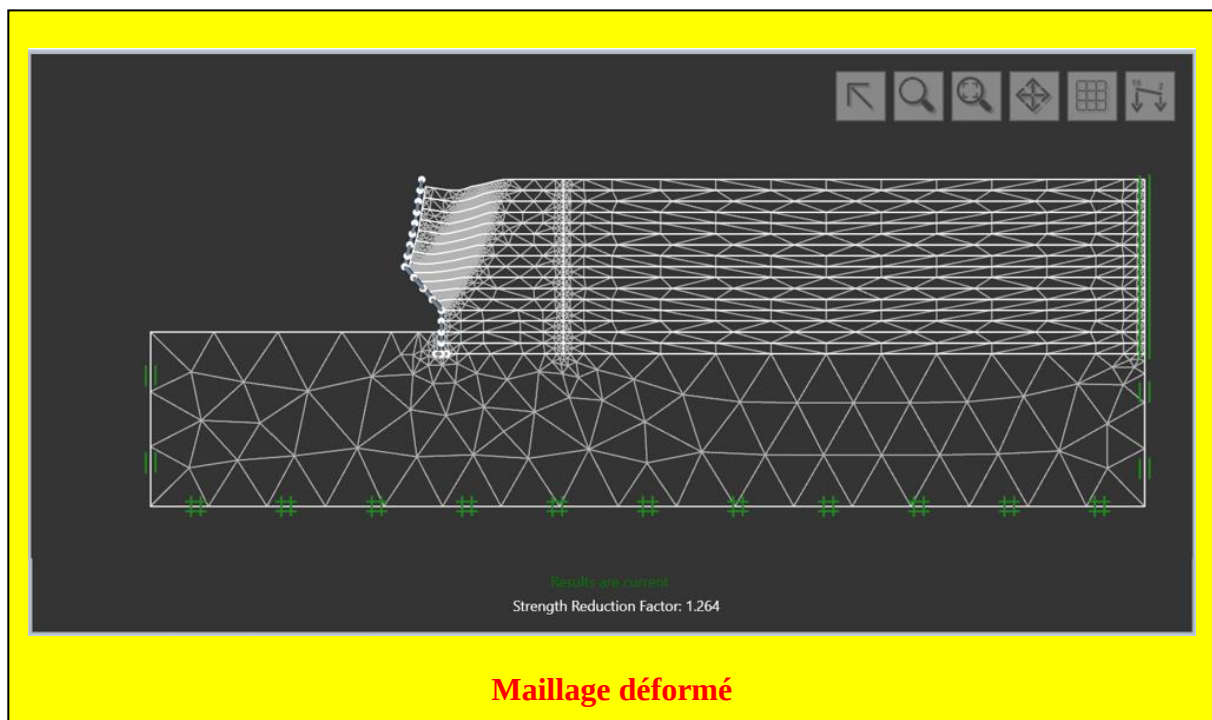
4.4.1. Mécanismes de rupture et facteur de sécurité global F_s

Après avoir étudié le comportement d'effondrement en utilisant la méthode des éléments finis dans **Optum G2**, Les résultats ont montré des différences claires entre le comportement du mur renforcé et non renforcé, où :

Le mur étant composé de quatre pièces reliées par un joint, il en résulte une rotation entre ces pièces, appelée dans le guide FHWA [Berg et al, 2009] « **rotation du panneau de façade** » (**rupture externe**).

Quand il n'y a pas de renforcement, rien ne relie les pièces du mur au remblai. On observe donc une rotation des pièces vers l'extérieur, partant du haut et s'intensifiant jusqu'au milieu du mur ($F_s = 1,264$). La ligne de rupture part alors du haut de la première pièce du mur présentant son seuil le plus stable, puis s'accroît vers le haut et reste proche du mur. (**Figure 4.9**).

En présence de renforcement, la géogrigille a permis d'atténuer les symptômes antérieurs et d'améliorer la stabilité, le mur ayant tendance à se déplacer d'un seul bloc plus qu'auparavant ($F_s = 2,299$). La ligne de rupture part de la base du mur et passe derrière les éléments de renforcement. L'effondrement se produit alors par basculement du mur sous la poussée latérale (**rupture externe**) (**Figure 4.10**).



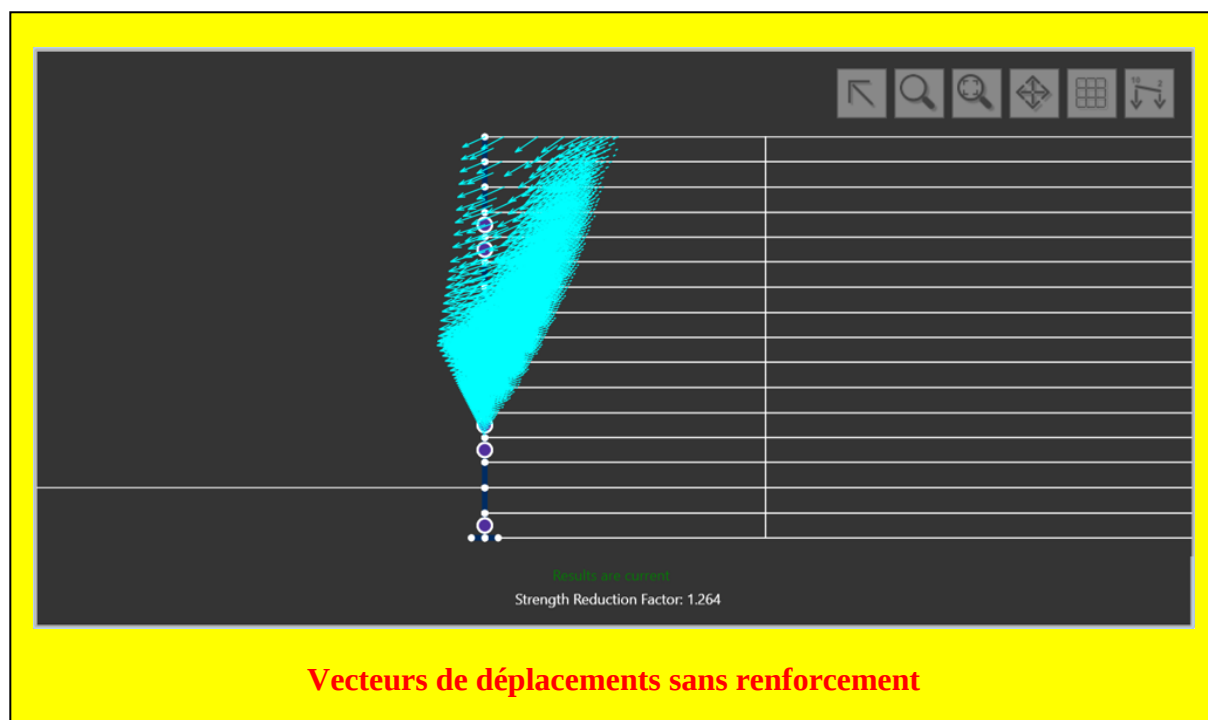
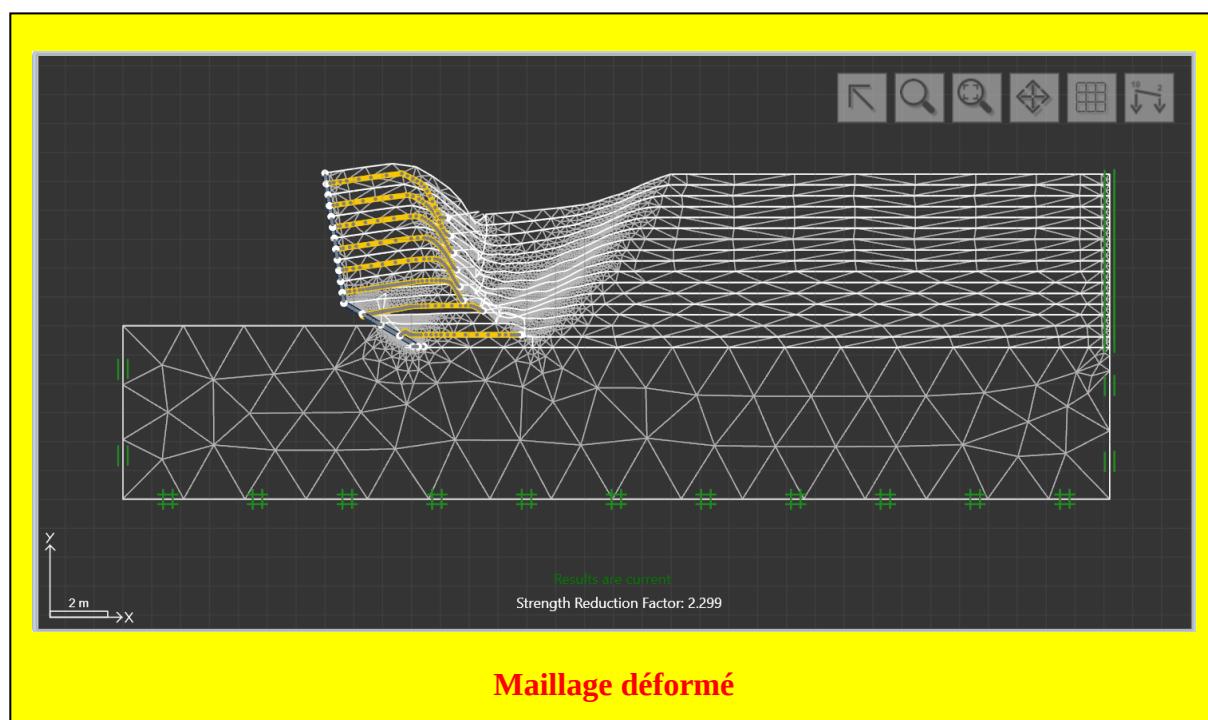


Figure 4.9 Mécanisme de rupture en l'absence de renforcement



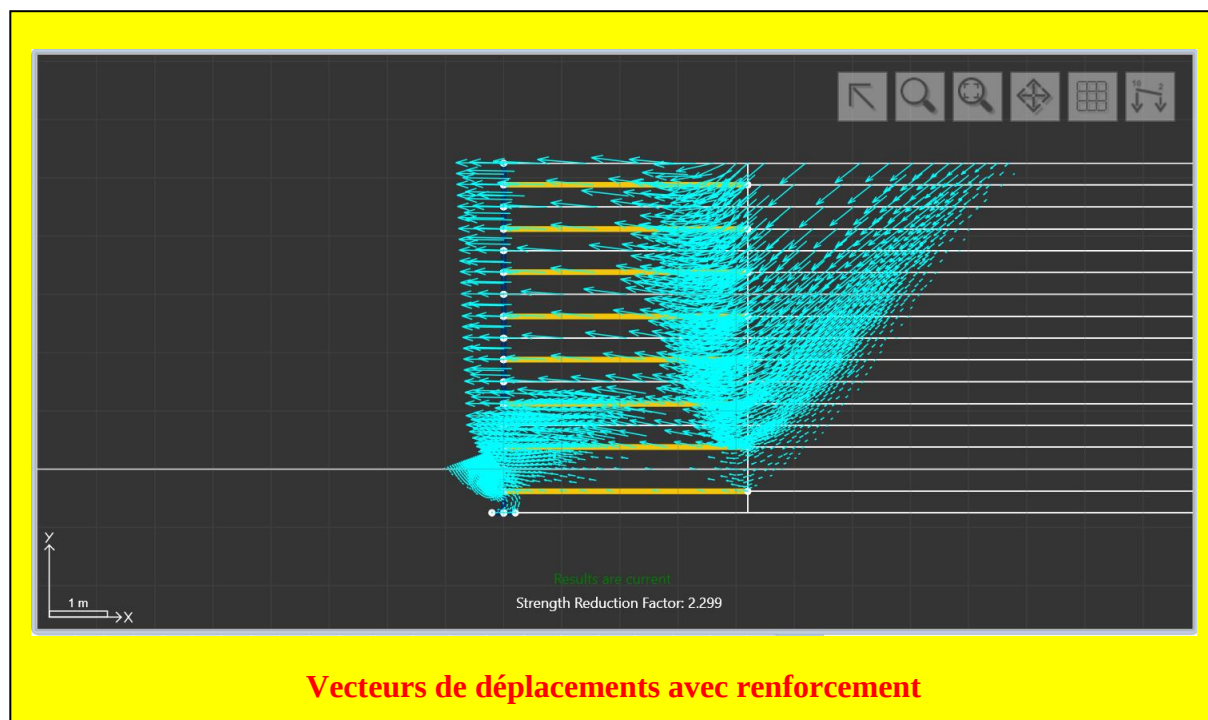
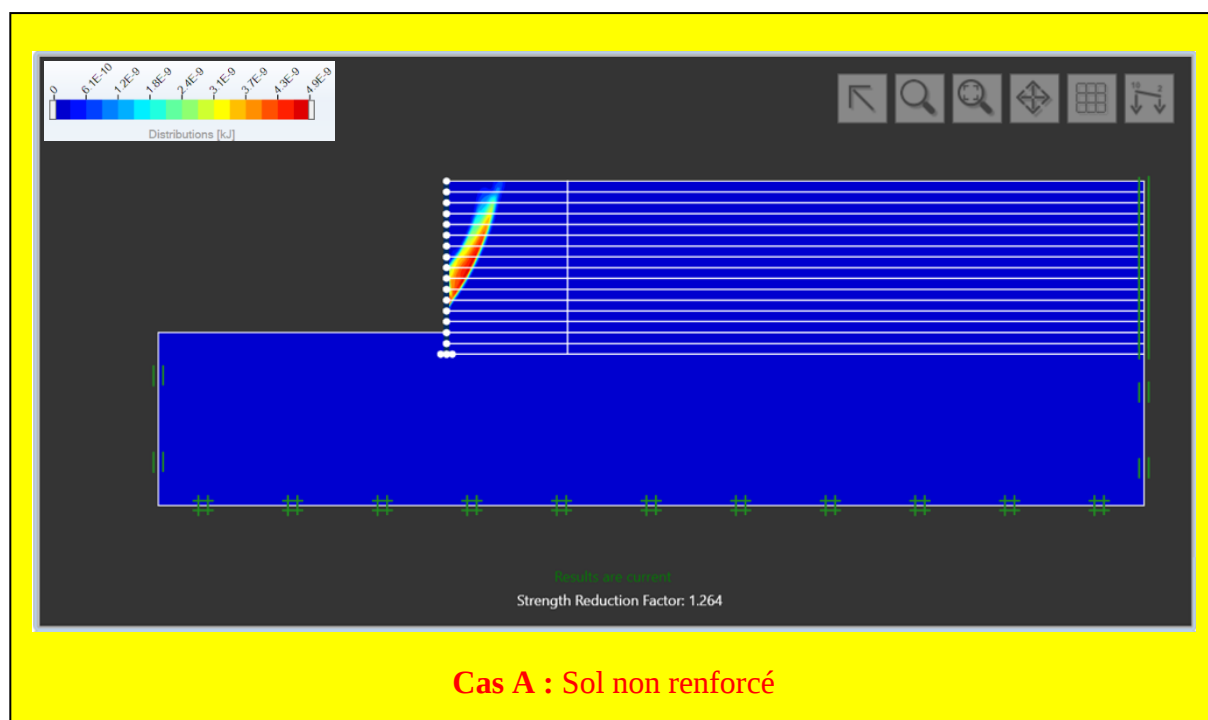


Figure 4.10 Mécanisme de rupture en présence de renforcement



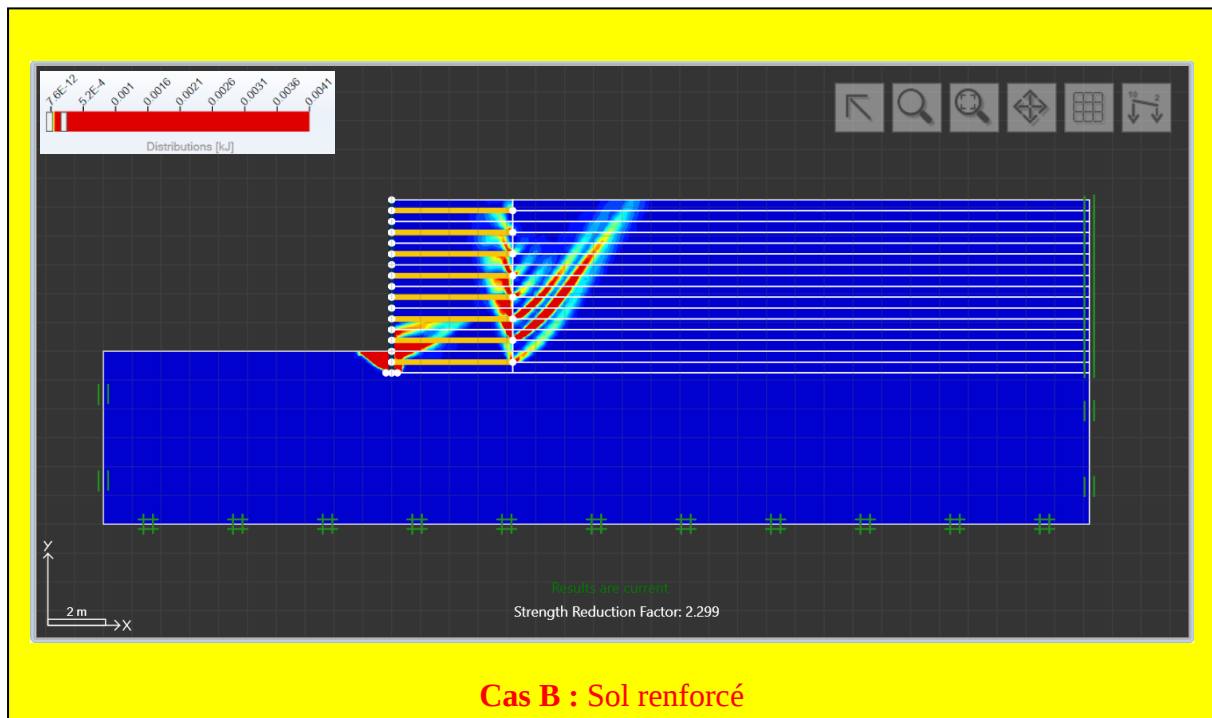


Figure 4.11 concentration des contraintes de cisaillement

4.4.2. Poussée latérale derrière le massif renforcé σ_h

Une fois l'analyse terminée et les résultats extraits et résumés dans (**Figure 4.12**), nous avons constaté que les valeurs de la poussée latérale derrière la masse de terre renforcée augmentent linéairement avec la profondeur, car elle est à sa valeur la plus basse au sommet à **9,233 kPa**, atteignant sa valeur la plus élevée en bas à **134,426 kPa**. Ceci est proche des résultats théoriques selon le guide américain **FHWA** [**Berg et al. 2009**], bien que les valeurs d'analyse soient plus élevées à toutes les profondeurs, avec des différences qui deviennent plus apparentes avec la profondeur en raison des restrictions imposées par la base du mur sur le mouvement, comme observé précédemment dans les vecteurs de déplacement (**Figure 4.10**).

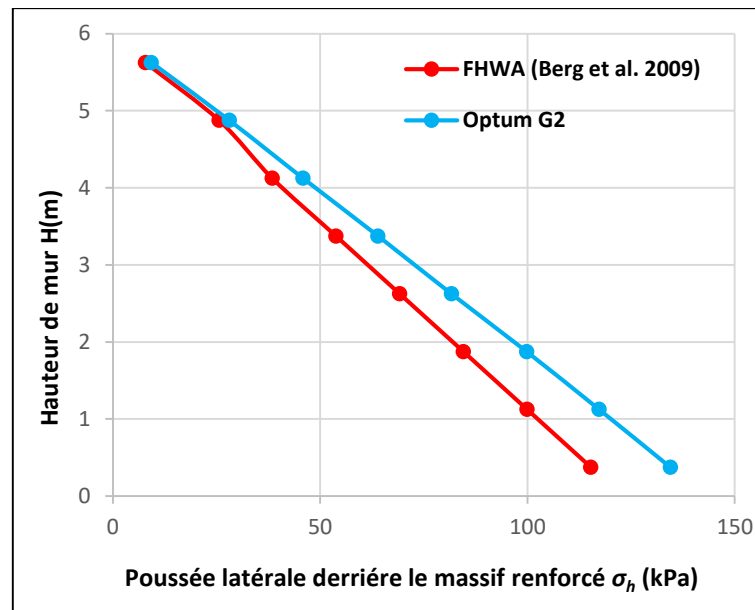


Figure 4.12 Comparaison des valeurs théoriques et numériques de poussée latérale σ_h à la fin de construction

4.4.3. Forces de traction maximales $T_{\max}$

Après avoir effectué l'analyse et collecté les résultats, nous avons obtenu les observations suivantes :

D'après (**Figure 4.13**), il existe une irrégularité dans la répartition des forces de traction, car les plus grandes valeurs $T_{\max}$ sont concentrées dans les éléments de renforcement du milieu (**éléments de renforcement n° 4 et 5**), ce qui met en évidence la nécessité d'un meilleur de renforcement dans cette zone. Nous constatons également que les valeurs de traction dans tous les éléments de renforcement sont généralement concentrées dans le tiers avant et diminuent à mesure que l'on s'éloigne du mur. Ceci est cohérent avec ce qui est indiqué dans le guide de la FHWA [Berg et al. 2009]. Dans la (**Figure 4.14**), ces observations sont mises en évidence visuellement.

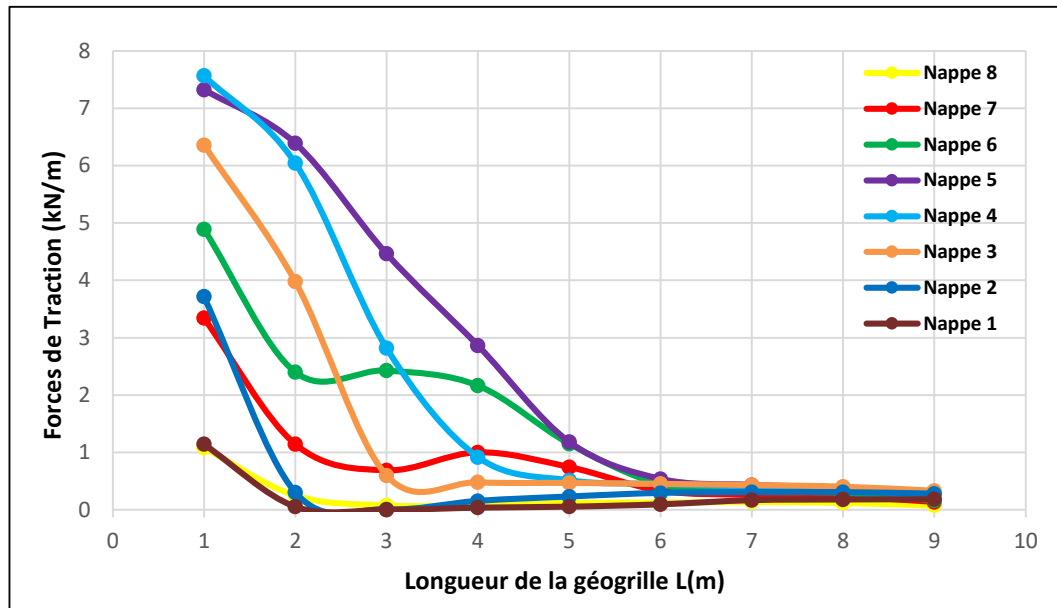


Figure 4.13 Forces de traction dans les éléments de renforcement en fonction de la distance horizontale par rapport au mur à la fin de construction

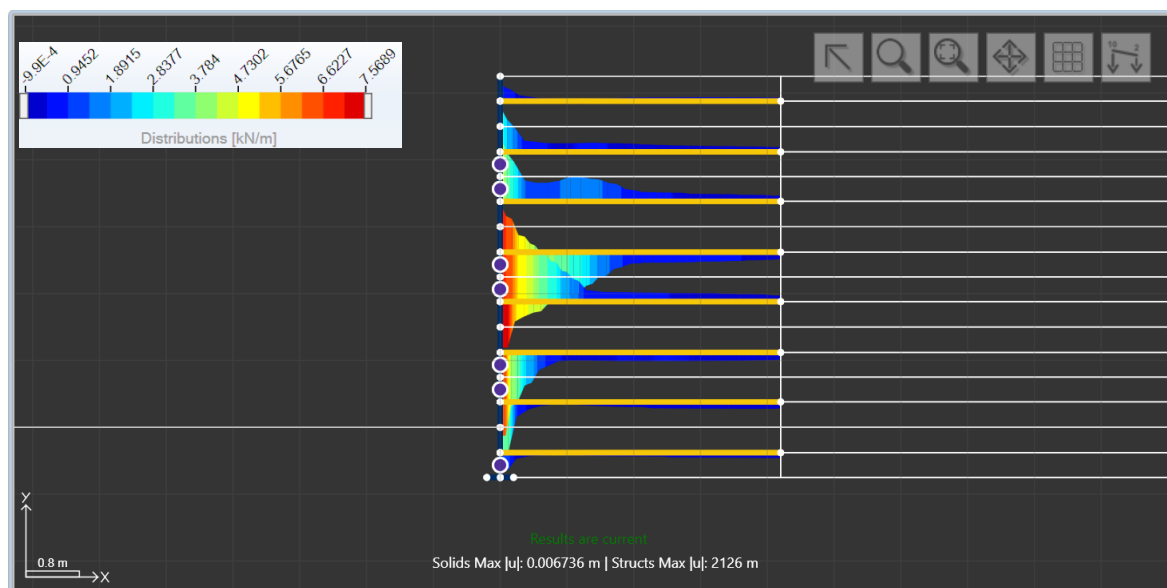


Figure 4.14 Position des forces de traction le long de renforcement à la fin de construction

En comparant les valeurs numériques maximales de traction $T_{\max}$ avec les valeurs théoriques du guide FHWA (**Figure 4.15**), on peut observer des différences claires qui deviennent plus évidentes avec la profondeur. Les valeurs théoriques sont beaucoup plus élevées, atteignant $T_{\max} = 17,834 \text{ kN/m}$ et situées en bas (**élément de renforcement n° 2**), tandis que les valeurs numériques atteignent $T_{\max} = 7,568 \text{ kN/m}$ et sont situées dans la région médiane (**élément de**

renforcement n° 4). Cette différence peut s'expliquer par le caractère conservateur des méthodes théoriques, contrairement à la modélisation analytique, qui est plus réaliste.

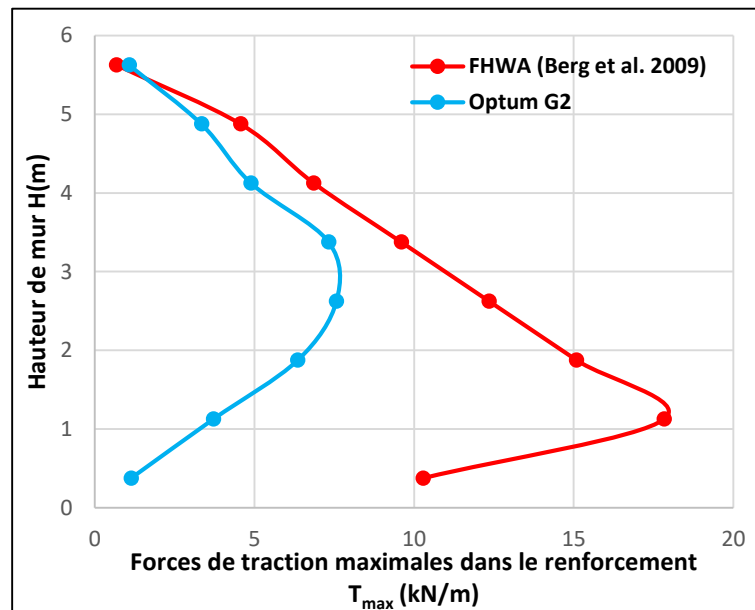


Figure 4.15 Comparaison entre les efforts de traction maximum théoriques et numériques obtenus en fin de construction

4.4.4. Déplacement horizontal dans le mur u_x

Après avoir effectué l'analyse et extrait les valeurs de déplacement horizontal u_x pour le mur à plusieurs hauteurs (**Figure 4.16**), nous avons remarqué que :

Lors de la réalisation d'une analyse étape par étape en l'absence de renforcement, une augmentation rapide et significative des valeurs de déplacement horizontal u_x a été enregistrée, provoquant l'arrêt de l'analyse en raison d'une perte de stabilité numérique.

En présence de renfort les plus grandes valeurs de déplacement horizontal u_x sont concentrées au milieu du mur, atteignant **4,8 mm**, ce qui rend cette zone plus vulnérable au mouvement, et elle diminue à mesure que l'on s'éloigne du milieu, en raison des restrictions imposées au mouvement de la base en bas et du renfort en haut.

Ce contraste démontre le rôle crucial du renforcement dans la réduction des distorsions et l'augmentation de la stabilité pendant le processus de construction.

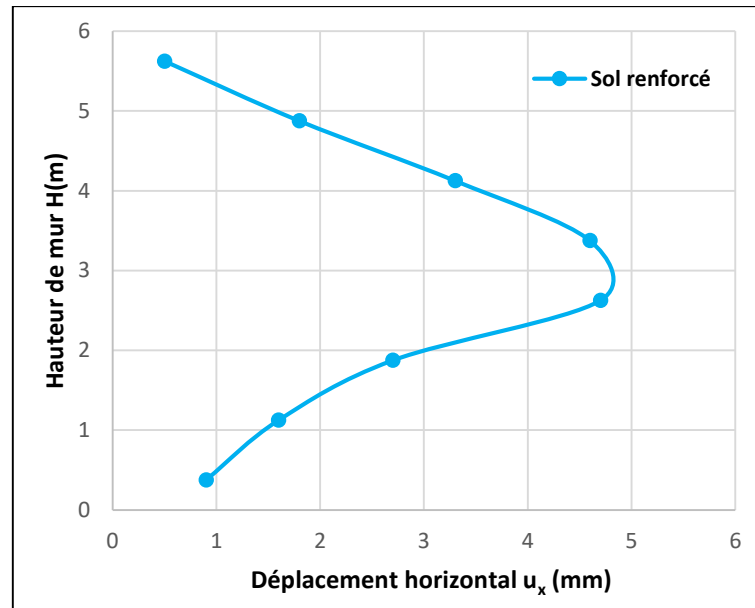


Figure 4.16 Déplacement horizontal u_x du mur à la fin de construction

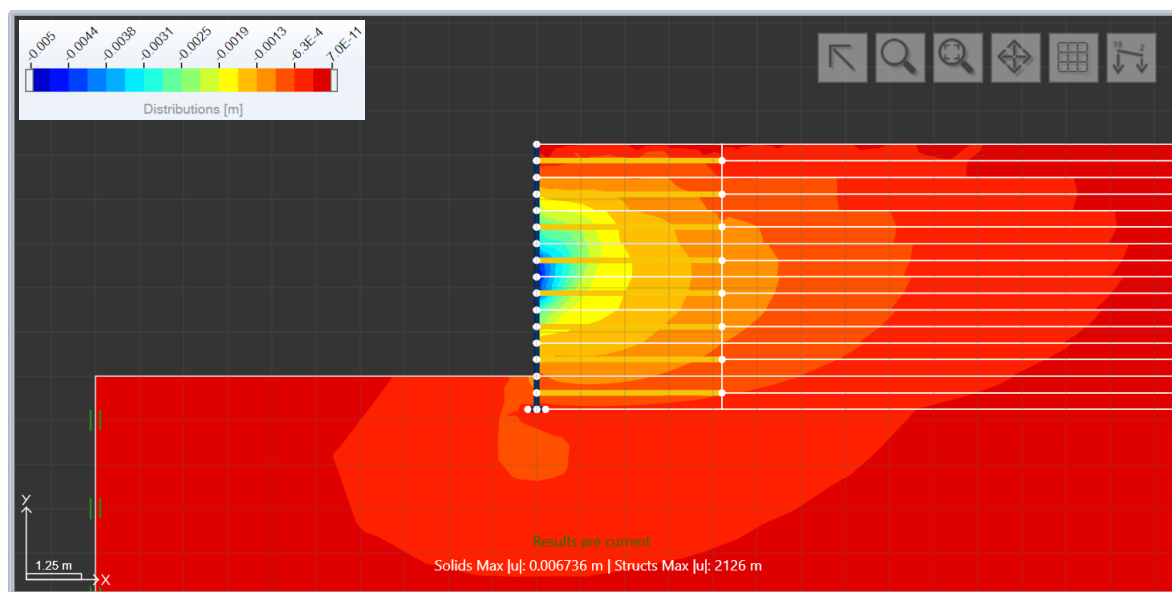


Figure 4.17 Répartition des déplacements horizontaux u_x en fin de construction

4.5. Etude paramétriques

Dans cette partie, le modèle de référence mentionné précédemment sera utilisé pour mener une étude paramétrique afin de surveiller et d'évaluer l'effet de la modification de diverses propriétés sur le modèle à la fin du processus de construction. Cette étude est basée sur les données de référence mentionnées précédemment avec un changement d'un paramètre dans

chaque étude afin de surveiller exactement l'effet de ce paramètre et de le comparer avec ses autres valeurs. Cette étude comprend :

- Effet des propriétés de mur de soutènement ;
- Effet des propriétés du renforcement ;
- Effet des propriétés du remblai ;

Tableau 4.4 Variables utilisées dans l'étude paramétrique

Matériaux	Paramètres (unité)	Valeurs
Mur de soutènement	Hauteur de mur $H(m)$	3m ; 6m ; 9m
	Frottement à l'interface sol-mur, δ (°)	$\delta=0$; $\delta=2/3\varphi$; $\delta=\varphi$
Renforcement	Longueur, L (m)	2 ; 4.2 ; 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14
	Espacement des renforts, (m)	0.5 ; 0.75 ; 1
	Rigidité axiale, EA (kN/m)	200 ; 500 ; 1000 ; 2000 ; 4000 ; 6000 ; 8000 ; 10000
Remblai	Cohésion, C (kPa)	1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10
	Angle de frottement interne, φ (°)	30 ; 35 ; 40 ; 45

4.5.1. Effet des propriétés de mur de soutènement

Dans cette section, nous étudierons l'effet de deux variables liées au mur **la hauteur du mur $H(m)$** et le **frottement entre le mur et le sol renforcé δ (°)**. Nous nous intéresserons en particulier à l'effet sur les déplacements horizontaux u_x et les efforts de traction maximale dans le renforcement T_{max} et poussée latérale σ_h ainsi que sur le facteur de sécurité global F_s .

Nous étudierons comment ces variables affectent les résultats et comment elles peuvent améliorer les performances et la stabilité globale du mur.

4.5.1.1. Hauteur du mur $H(m)$

Pour étudier l'effet de la hauteur du mur, nous avons modifié la hauteur **$H(m)$** dans cette étude pour trois cas : **$H=3m$** , **$H=6m$** et **$H=9m$** , respectivement. Les résultats ont été les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

Après avoir comparé les trois cas, nous constatons à partir de la courbe (**Figure 4.18**) que les valeurs de la poussée latérale σ_h derrière la masse de sol renforcée augmentent à mesure que la hauteur du mur $H(m)$ augmente en tous points. Cela est dû à l'accumulation qui se produit sous le poids du sol. Nous notons également que le changement de hauteur ne modifie pas la tendance de l'évolution des valeurs de la poussée latérale, car elles évoluent selon une tendance quasi-linéaire pour atteindre leurs valeurs maximales en bas.

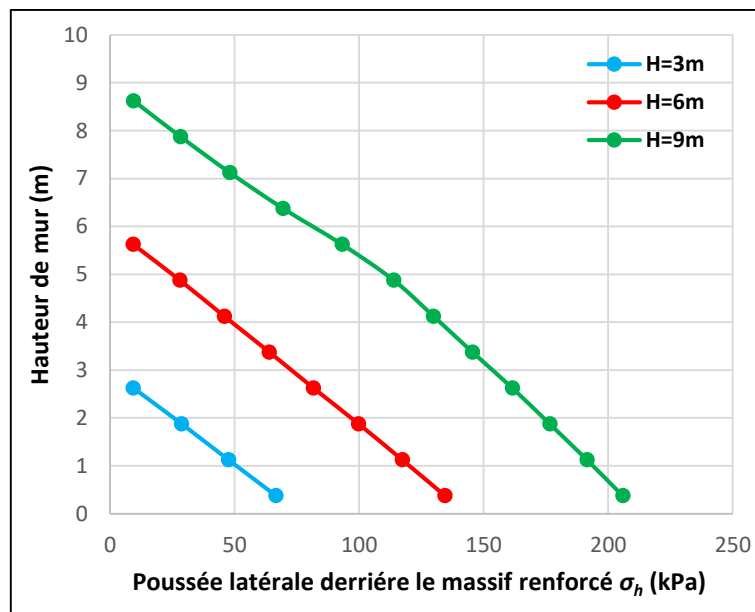


Figure 4.18 : Influence de la hauteur $H(m)$ du mur sur la poussée latérale σ_h derrière le massif renforcé

b. Traction maximale dans le renforcement T_{max}

Nous voyons sur la courbe (**Figure 4.19**) que l'augmentation de la hauteur H augmente clairement les valeurs maximales de traction T_{max} dans tous les éléments de renforcement et élargit également la distribution de ces forces. Cela est dû au fait que la poussée latérale σ_h augmente également avec la hauteur, comme nous l'avons noté précédemment.

L'emplacement des renforcements soumises aux valeurs de traction les plus élevées ne change pas beaucoup, car elles sont concentrées dans les éléments de renforcement situés au milieu de la hauteur pour le cas de $H=3m$ et $H=6m$ et légèrement plus près de la base pour le cas de $H=9m$.

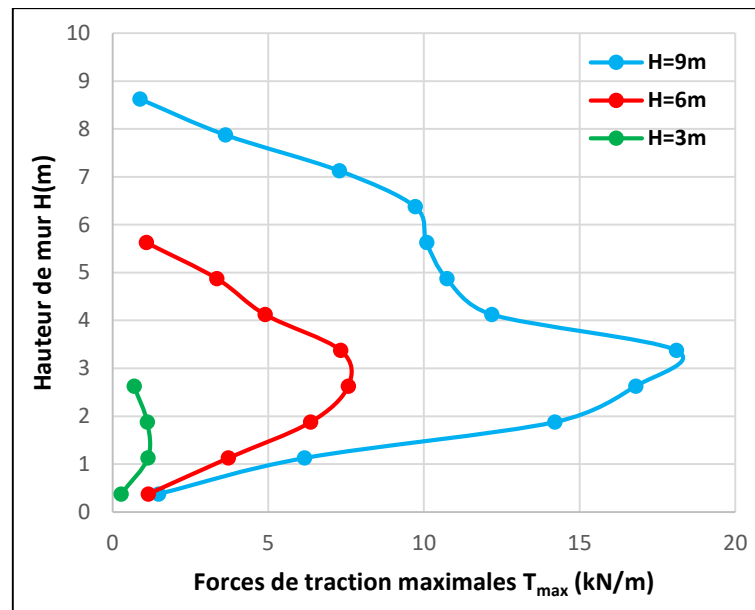


Figure 4.19 Répartition des forces de traction maximales T_{max} dans les géosynthétiques selon la hauteur du mur $H(m)$



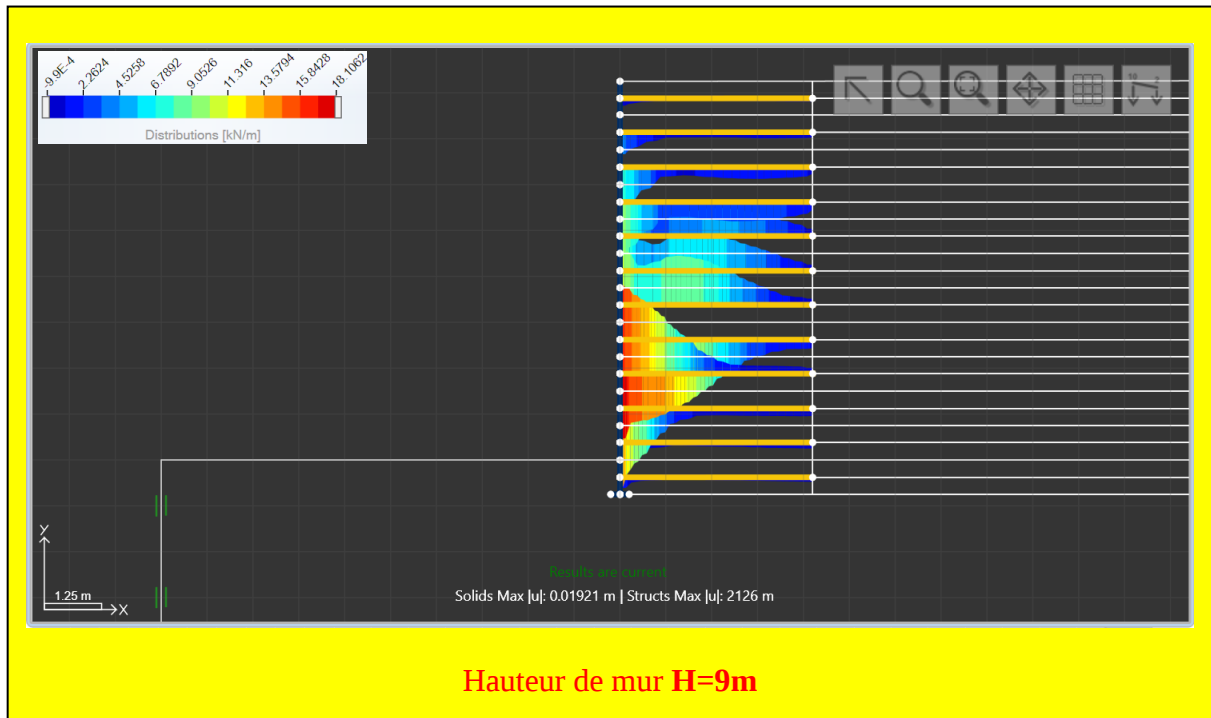


Figure 4.20 Illustration visuelle des résultats (**Figure 4.19**)

c. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (**Figure 4.21**) montrent que l'augmentation de la hauteur du mur H augmente à son tour clairement les valeurs du déplacement horizontal u_x en tous points du mur. Ceci est logique au vu des observations précédentes, comme nous le constatons, la concentration des plus grands déplacements horizontaux se situe approximativement au milieu de la hauteur du mur dans le cas de $H=9m$ et $H=6m$, et elle tend à se concentrer près de la base lorsque la hauteur du mur est plus basse, ce qui est plus évident dans le cas de $H=3m$.

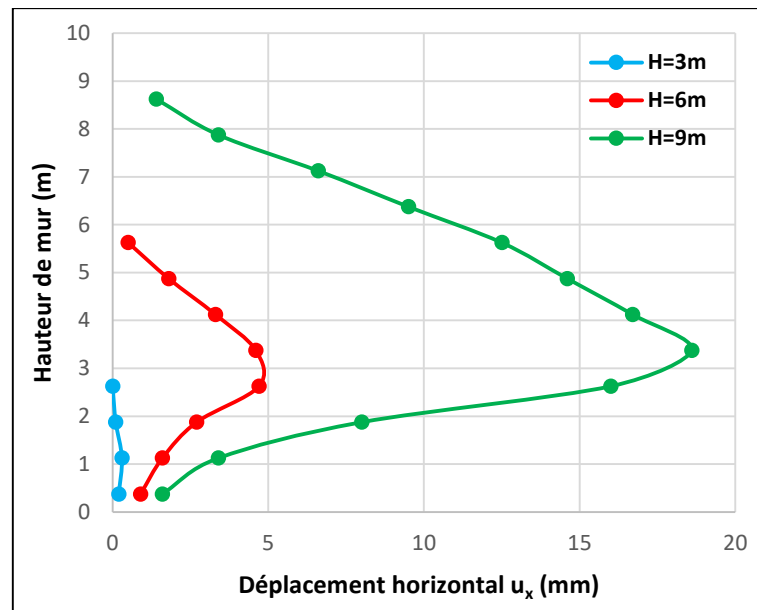
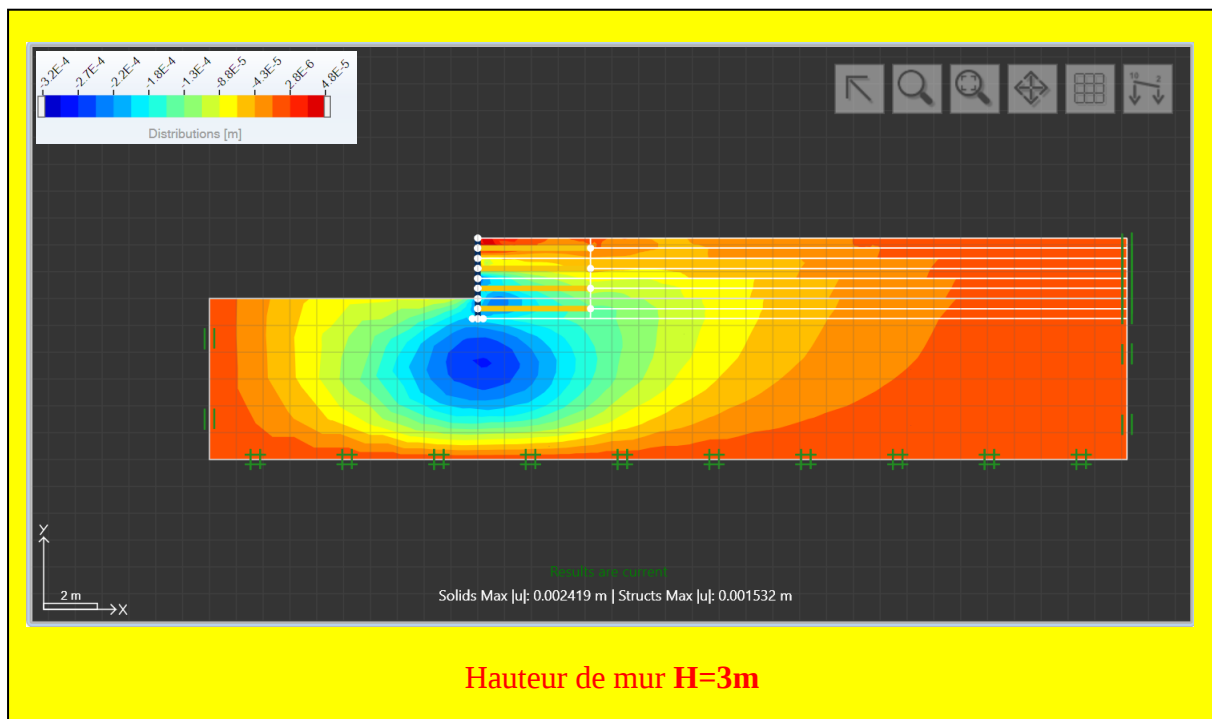


Figure 4.21 Répartition du déplacement horizontal u_x en fonction de la hauteur du mur $H(m)$



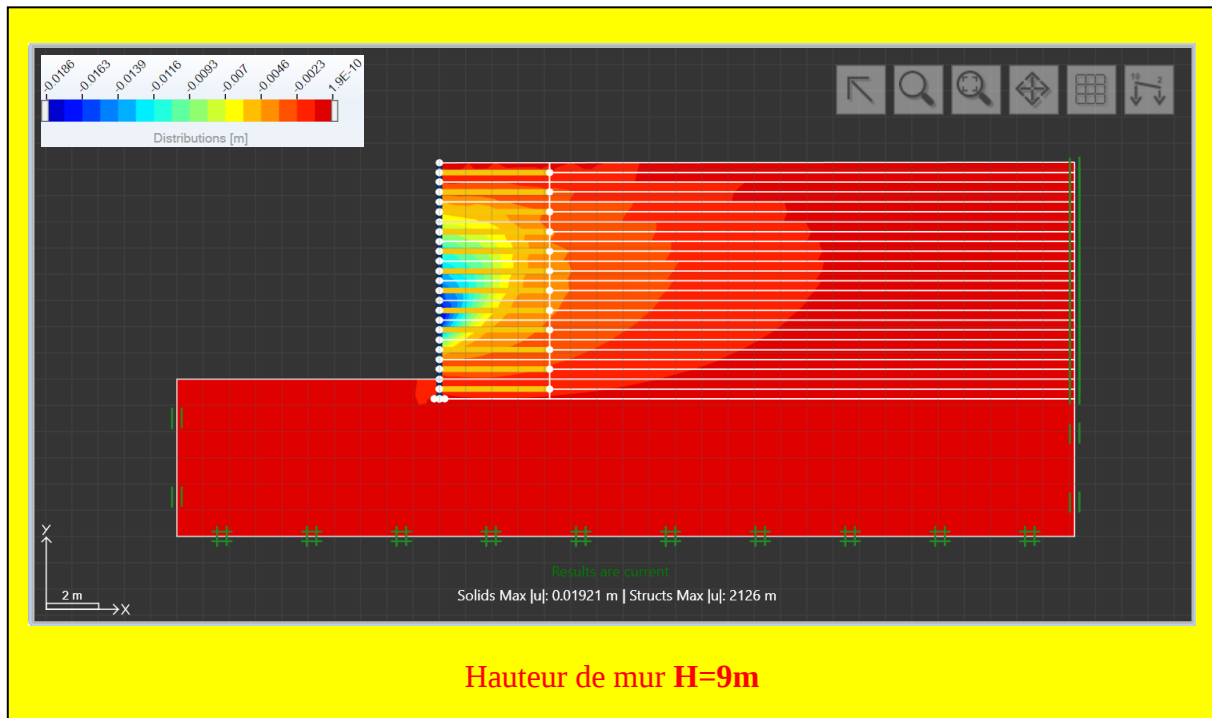


Figure 4.22 : Illustration visuelle des résultats (**Figure 4.21**)

d. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le facteur de sécurité global F_s diminue à mesure que la hauteur du mur H augmente, où :

$$F_s(H=3\text{m}) = 4.756$$

$$F_s(H=6\text{m}) = 2.299$$

$$F_s(H=9\text{m}) = 1.695$$

Compte tenu des résultats précédents, cette baisse est logique. Nous notons également que le facteur de sécurité global F_s est toujours acceptable même à $H=9\text{m}$.

4.5.1.2. Frottement à l'interface sol-mur, δ (°)

Pour étudier l'effet de la nature de l'interface paroi nous avons modifié la valeur du frottement δ (°) dans cette étude pour trois cas : $\delta=0$, $\delta=2/3\phi$ et $\delta=\phi$ respectivement. Les résultats ont été les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (**Figure 4.23**), on constate que les résultats des trois cas de la valeur de δ (°) sont presque identiques, ce qui indique que l'effet du frottement à l'interface du mur sur la poussée latérale σ_h dans le cas d'un mur renforcé est faible et limité. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que la présence de renfort limite la contribution du frottement d'interface δ (°) à l'équilibre global et à la stabilité du modèle. Ceci peut être considéré comme un point

positif car cela confirme à nouveau la valeur apportée par le renforcement et réduit également la sensibilité du modèle par rapport au frottement d'interface avec le remblai renforcé δ ($^\circ$).

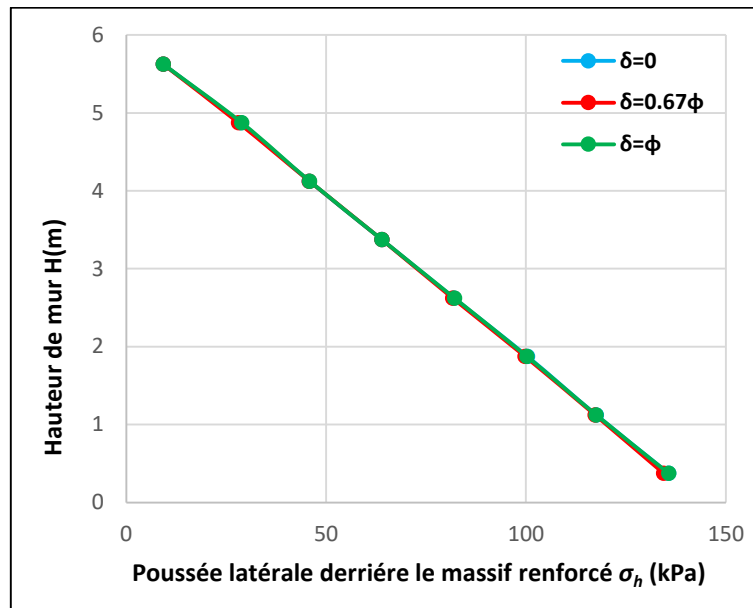


Figure 4.23 Effet de l'angle de frottement à l'interface sol-mur δ ($^\circ$) sur la distribution de la poussée latérale σ_h - Cas renforcé

b. Traction maximale dans le renforcement T_{max}

D'après les résultats (**Figure 4.24**), nous constatons que lorsque le mur est lisse ($\delta = 0$), les valeurs de traction maximales T_{max} sont à leurs valeurs les plus basses en tous points, et lorsque le mur est rugueux ($\delta = 0,67 \phi$), les valeurs de traction maximales T_{max} montent à leurs valeurs les plus élevées en tous points, et lorsque le mur est très rugueux ($\delta = \phi$), les valeurs de traction maximales T_{max} diminuent pour se stabiliser entre les deux cas précédents.

Bien que l'augmentation du frottement δ améliore l'interaction entre le mur et le sol, un mur très rugueux ($\delta = \phi$) réduit le besoin d'une plus grande tension dans le renforcement car le sol transfère une plus grande partie des charges au mur, et il existe donc une certaine valeur de frottement δ à laquelle les valeurs de traction maximales atteignent leurs valeurs les plus élevées.

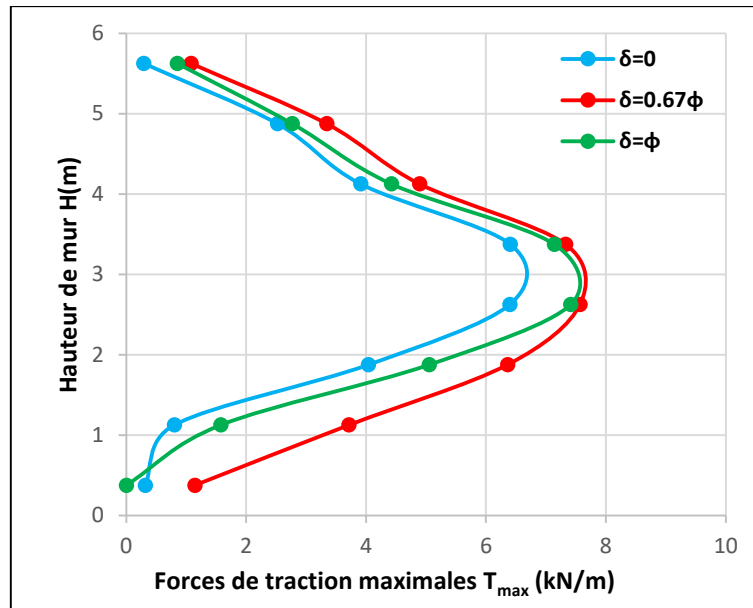


Figure 4.24 Effet du frottement d'interface δ sur la traction maximale $T_{\max}$ dans le mur renforcé

c. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (**Figure 4.25**) montrent que plus le frottement d'interface δ n'est élevé, moins la paroi devient susceptible de se déplacer, ce qui conduit à son tour à une nette diminution des valeurs de déplacement horizontal u_x en tous points de la paroi. Nous voyons que la concentration des plus grands déplacements horizontaux u_x se situe toujours au milieu de la hauteur du mur dans les trois cas.

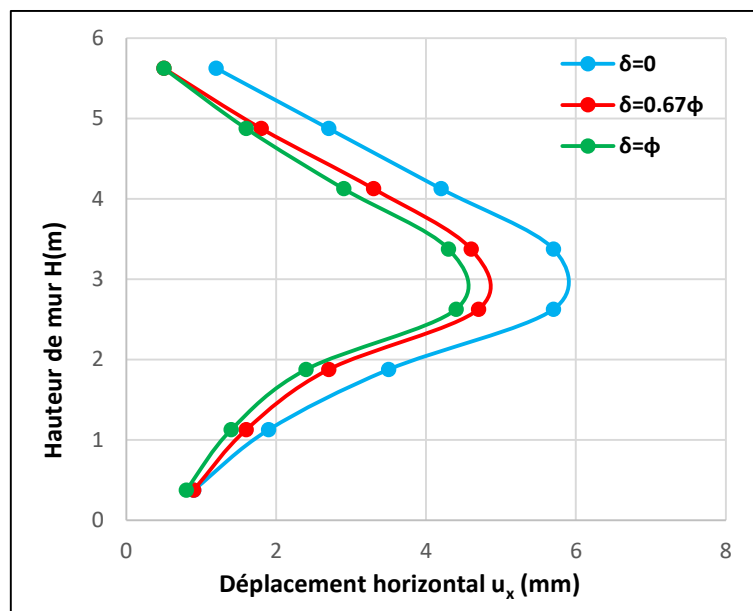


Figure 4.25 : L'effet du frottement d'interface δ sur le déplacement horizontal u_x du mur renforcé

d. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le facteur global de sécurité F_s augmente avec l'augmentation de la valeur du frottement de l'interface sol-mur, δ (°) où :

$$F_s(\delta = 0) = 2.194$$

$$F_s(\delta = 0.67 \varphi) = 2.299 ; \text{ (Une nette augmentation par rapport à la condition précédente)}$$

$$F_s(\delta = \varphi) = 2.326 ; \text{ (Une légère augmentation par rapport au cas précédent, ce qui indique que l'effet du frottement d'interface } \delta \text{ (°) commence à diminuer à des valeurs supérieures à } \delta$$

4.5.2. Effet des propriétés du renforcement

4.5.2.1. Longueur, L (m)

Pour étudier l'effet de la longueur de renforcement L (m), nous avons modifié la valeur de L dans cette étude à 2, 4.2, 6, 8, 10, 12 et 14 m, respectivement. Les résultats sont les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (**Figure 4.26**), nous voyons que les résultats pour les longueurs étudiées sont proches avec de légères différences en bas, indiquant que l'effet de la longueur du renforcement L sur la poussée latérale σ_h dans le cas du mur renforcé est faible et limité.

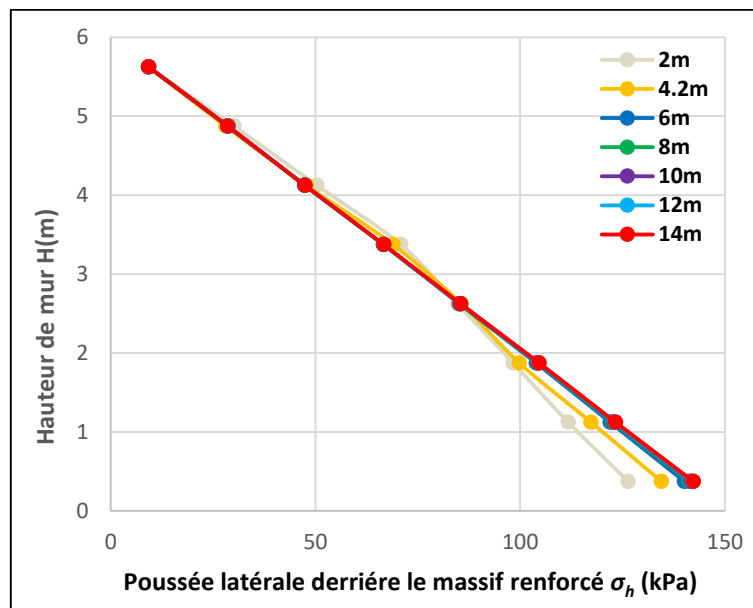


Figure 4.26 Effet de la longueur de renforcement L sur les forces de poussée latérale σ_h

b. Traction maximale dans le renforcement $T_{\max}$

D'après les résultats (**Figure 4.27**), nous constatons que la Traction maximale $T_{\max}$ augmente avec la longueur de renforcement et se stabilise après que la longueur de renforcement dépasse $L=6m$, de sorte que les résultats de la tension $T_{\max}$ deviennent proches, car tout ajout

après cette longueur n'a pas beaucoup d'effet, et donc la longueur de 6m est plus que suffisante.

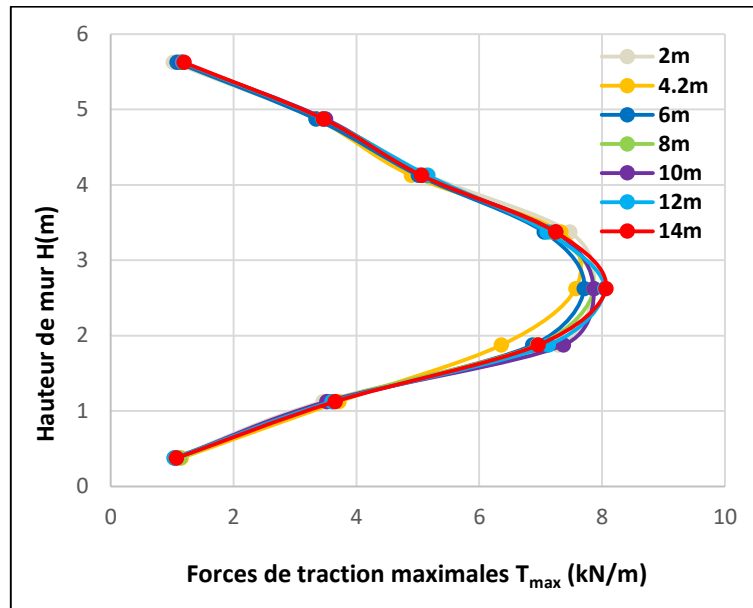


Figure 4.27 Effet de la longueur de renforcement L sur la distribution des forces de traction maximale $T_{\max}$

c. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (**Figure 4.28**) montrent que l'augmentation de la longueur du renfort réduit les déplacements latéraux u_x , mais après une certaine longueur ($L=4,2$) les résultats deviennent identiques.

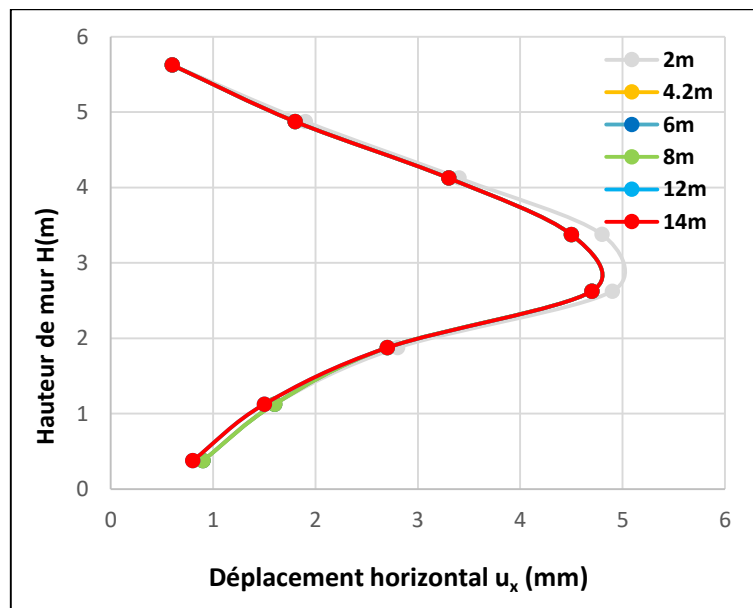


Figure 4.28 Effet de la longueur de renforcement L sur le déplacement horizontal u_x du mur renforcé

d. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le facteur de sécurité global F_s augmente avec l'augmentation de la longueur de renforcement L (Figure 4.29).

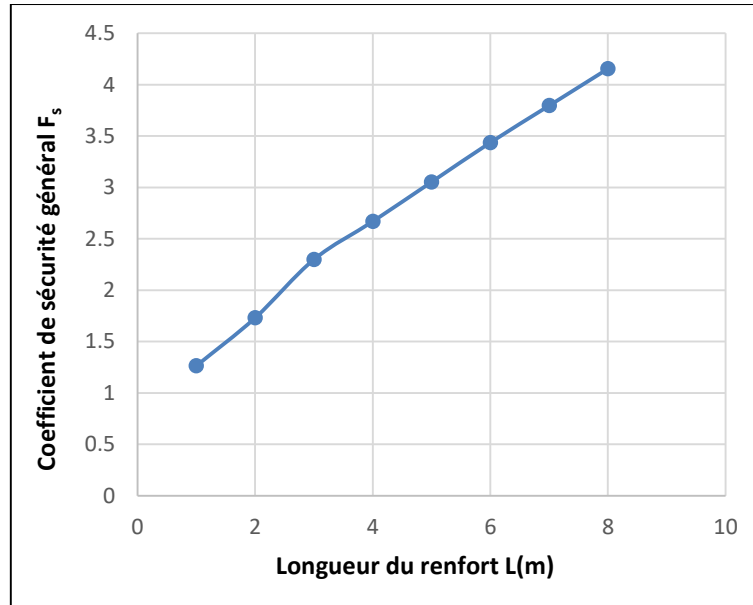


Figure 4.29 Effet de la longueur de renforcement L sur le facteur de sécurité global F_s

4.5.2.2. Espacement des renforts, (m)

Pour étudier l'effet de l'espacement entre les éléments de renforcement, nous avons modifié les valeurs d'espacement de cette étude à **0.5**, **0.75** et **1m** respectivement. Ce changement affecte directement le nombre d'éléments de renforcement, nous avons donc :

- Espacement (**0,5 m**) = **12 éléments de renforcement** ;
- Espacement (**0,75 m**) = **8 éléments de renforcement** ;
- Espacement (**1 m**) = **6 éléments de renforcement**.

Les résultats sont les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (Figure 4.30), on constate que les résultats pour les espacements étudiés conduisent à une diminution des valeurs de poussée latérale le long de la hauteur de la masse de sol renforcée.

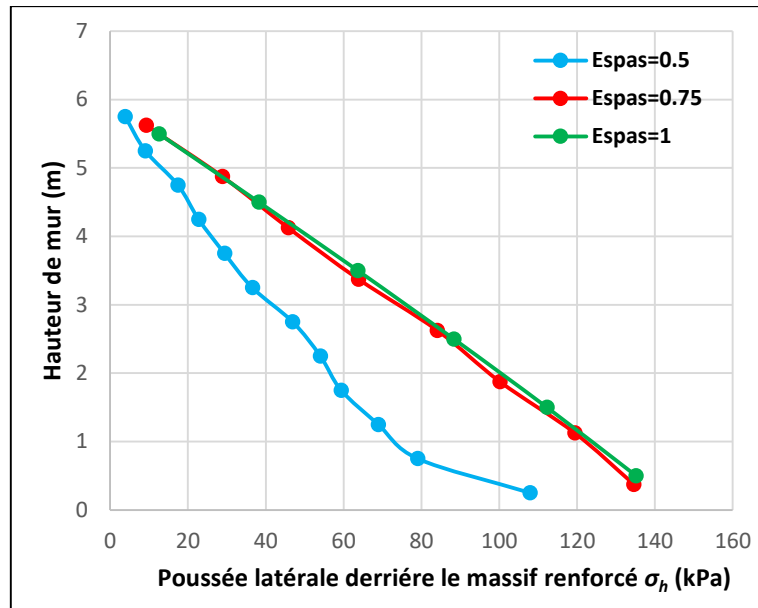


Figure 4.30 Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur les forces de poussée latérale σ_h

b. Traction maximale dans le renforcement $T_{\max}$

En réduisant l'espacement entre les éléments de renforcement, nous avons naturellement plus d'éléments, et plus d'éléments assurent une meilleure répartition des forces de traction, ce qui conduit à une diminution des valeurs maximales de traction $T_{\max}$ (**Figure 4.31**).

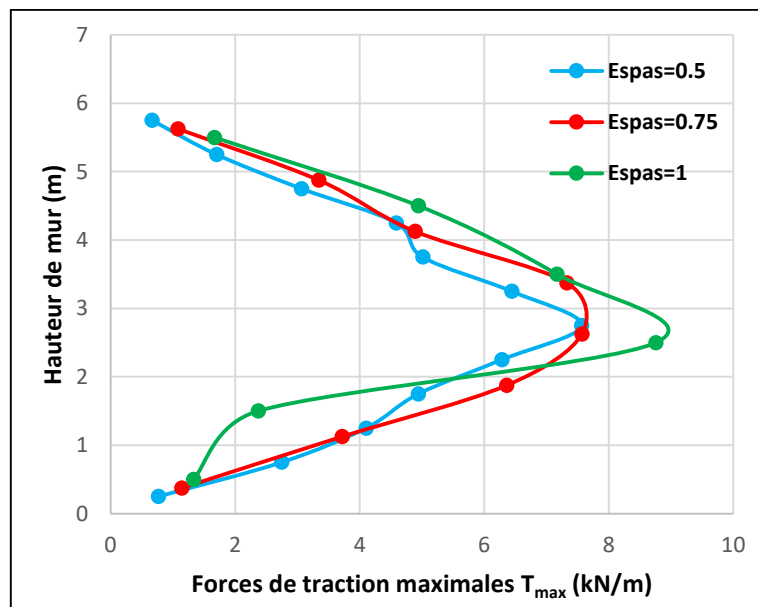


Figure 4.31 Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur la répartition des efforts de traction maximale $T_{\max}$

c. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (Figure 4.32) montrent que la réduction de l'espacement entre les éléments de renforcement réduit significativement les déplacements latéraux u_x car le nombre d'éléments devient plus grand.

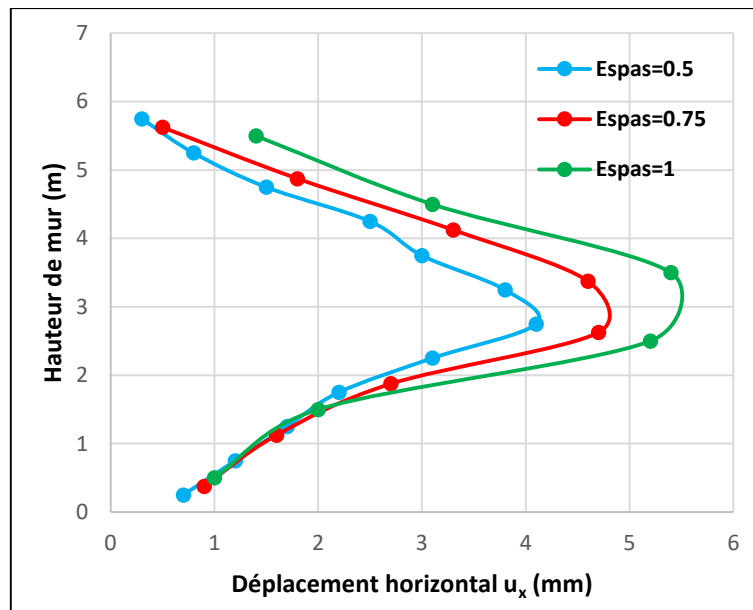


Figure 4.32 Effet de l'espacement entre les éléments de renforcement sur le déplacement horizontal du mur u_x

d. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le coefficient de sécurité total F_s augmente à mesure que l'espacement entre les éléments de renforcement diminue, en raison de l'augmentation de la densité de renforcement. Cependant, pour un espacement de 0,5 m, on obtient les résultats inverses, ce qui indique qu'il existe un espacement idéal pour obtenir les meilleurs résultats. F_s

$$F_s (\text{Espacement } 1 \text{ m}) = 2.172$$

$$F_s (\text{Espacement } 0.75 \text{ m}) = 2.299$$

$$F_s (\text{Espacement } 0.5 \text{ m}) = 2.285$$

4.5.2.3. Rigidité axiale, EA (kN/m)

Pour étudier l'effet de la rigidité axiale EA (kN/m), nous avons modifié la valeur EA de cette étude à 200, 500, 1 000, 2 000, 4 000, 6 000, 8 000 et 10 000 kN/m, respectivement. Les résultats sont les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (**Figure 4.33**), nous voyons que les résultats montrent que le changement de la rigidité axiale du renforcement **EA** (dans la zone étudiée) affecte à peine les valeurs de poussée latérale σ_h .

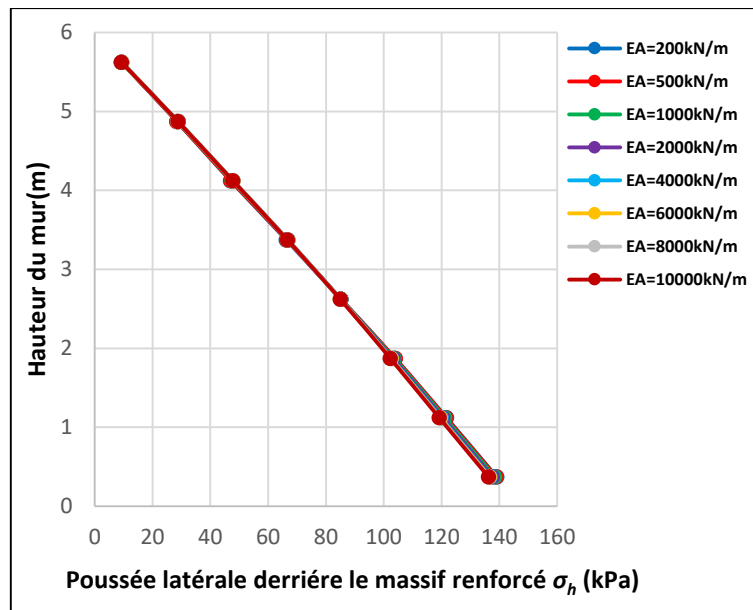


Figure 4.33 Effet de la rigidité axiale **EA** sur les forces de poussée latérale σ_h

b. Traction maximale dans le renforcement $T_{\max}$

Dans ce cas, on constate que l'augmentation de la rigidité axiale de renforcement **EA** augmenterait les valeurs maximales de traction $T_{\max}$ au niveau de tous les éléments de renforcement (**Figure 4.34**)

. Cette augmentation de rigidité rendrait renforcement capable de supporter une plus grande partie de la charge qui lui est transférée.

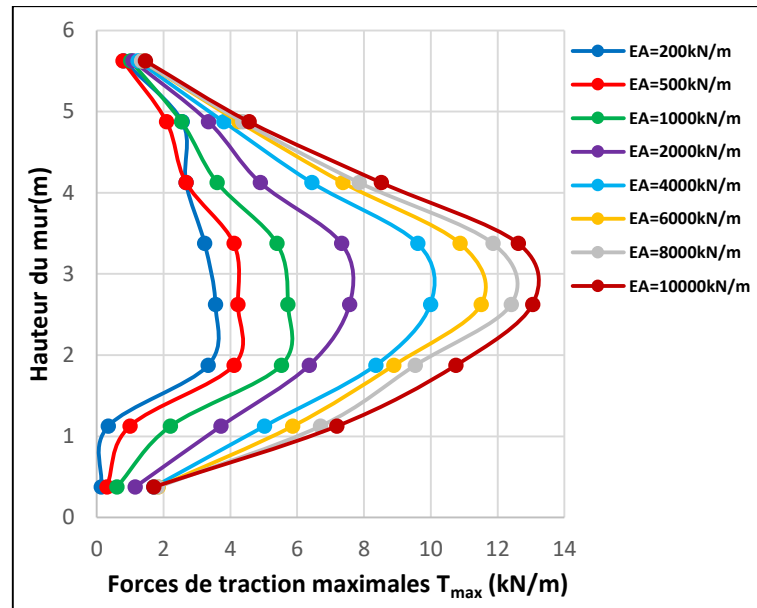


Figure 4.34 Effet de la rigidité axiale **EA** sur la distribution des forces de traction ultimes
 $T_{\max}$

c. Déplacements horizontaux u_x

Dans ce cas, toute augmentation de la rigidité axiale **EA** réduira nettement et efficacement le déplacement horizontal u_x le long de la hauteur du mur. Cependant, au-delà de **EA = 6000kN/m**, ces effets deviennent faibles. Cela indique qu'il existe une rigidité maximale produisant le plus petit déplacement horizontal du mur.

De faibles valeurs de rigidité axiale **EA** exposent le sommet du mur à des déplacements plus importants, contrairement à d'autres valeurs qui concentrent le déplacement au milieu du mur (**Figure 4.35**).

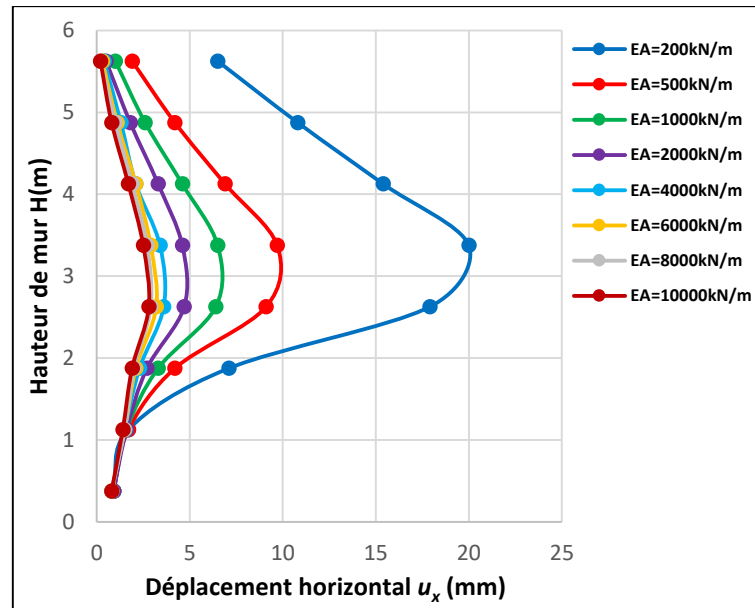


Figure 4.35 Effet de la rigidité axiale EA sur le déplacement horizontal u_x dans le mur

d. Facteur de sécurité global F_s

Le facteur de sécurité global F_s change à peine dans la plage étudiée (**Tableau 4.6**).

Tableau 4.6 Effet de la rigidité axiale EA sur le facteur de sécurité global F_s

EA (kN/m)	200	500	1000	2000	4000	6000	8000	10000
F_s	2.3	2.3	2.3	2.3	2.316	2.316	2.316	2.317

4.5.3. Effet des propriétés du remblai

Dans cette section, nous étudierons l'effet de deux variables liées au sol de remblai renforcé : **la cohésion C (kPa)** et **l'angle de frottement interne ϕ (°)**. Nous nous intéresserons particulièrement à l'effet sur les déplacements horizontaux u_x , les efforts de traction ultimes dans le renforcement $T_{\max}$, la poussée latérale σ_h et le coefficient de sécurité global F_s .

Nous explorerons comment ces variables affectent les résultats et comment elles peuvent améliorer les performances et la stabilité globale du mur.

4.5.3.1. Cohésion, C (kPa)

Pour étudier l'effet de la cohésion C (kPa), nous avons changé la valeur de C dans cette étude de **1 à 10 kPa** respectivement. Les résultats ont été les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (**Figure 4.36**), nous voyons que l'effet du changement de la cohésion C dans la plage utilisée (**de 1 à 10 kPa**) sur les valeurs et la distribution de la poussée latérale σ_h dans le cas du mur renforcé est faible et limité, ce qui indique la présence d'autres facteurs qui contrôlent les valeurs de la poussée latérale σ_h .

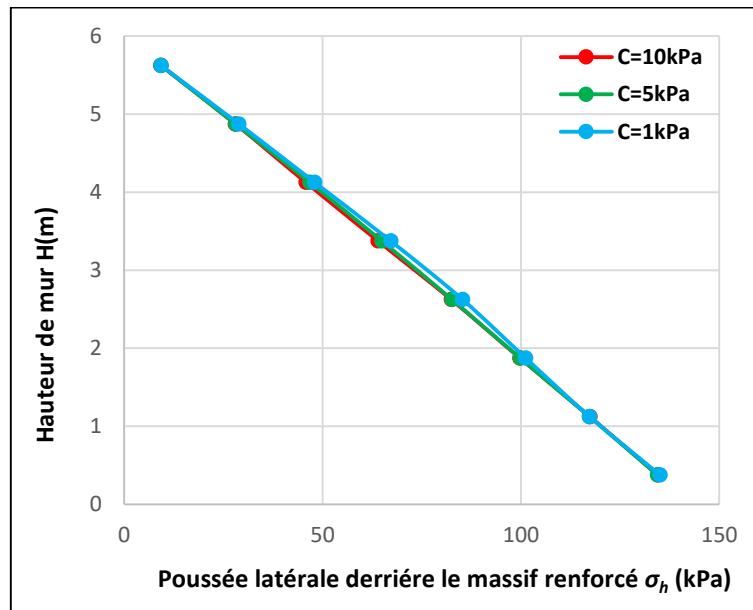


Figure 4.36 Effet de la cohésion C sur la distribution de la poussée latérale σ_h pour le cas renforcé

b. Traction maximale dans le renforcement $T_{\max}$

D'après les résultats (**Figure 4.37**), nous voyons qu'à la valeur la plus élevée de cohésion $C = 10 \text{ kPa}$, les valeurs maximales de traction sont à leurs valeurs les plus basses à tous les points où $T_{\max} = 5,022 \text{ kN/m}$, tandis qu'aux valeurs les plus basses $C = 1 \text{ kPa}$, les valeurs maximales de traction atteignent leurs valeurs les plus élevées à tous les points où $T_{\max} = 12,432 \text{ kN/m}$.

Le cas $C = 5 \text{ kPa}$ est intermédiaire entre les deux cas précédents où $T_{\max} = 7,568 \text{ kN/m}$. cela est dû au fait que l'augmentation de la cohésion du sol améliore la résistance du sol à l'effondrement ou au glissement, ce qui signifie que moins de contraintes de traction sont transférées aux éléments de renforcement. Nous constatons que le changement de cohésion C ne modifie pas la localisation des valeurs de traction les plus élevées, car elles sont toujours concentrées dans les éléments de renforcement qui se trouvent au milieu de la hauteur du mur.

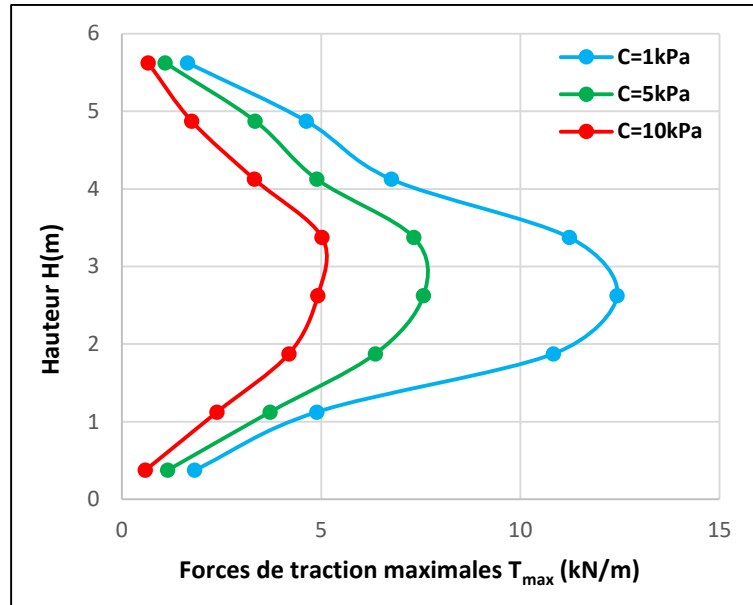


Figure 4.37 Effet de la cohésion C sur la résistance maximale à la traction $T_{\max}$ dans les éléments de renforcement

c. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (**Figure 4.38**) montrent que plus la cohésion C n'est élevée, moins le mur est susceptible de bouger, ce qui conduit à son tour à une nette diminution des valeurs de déplacement horizontal u_x en tous points du mur. Nous voyons que la concentration des plus grands déplacements horizontaux u_x est toujours située au milieu de la hauteur du mur dans tous les cas.

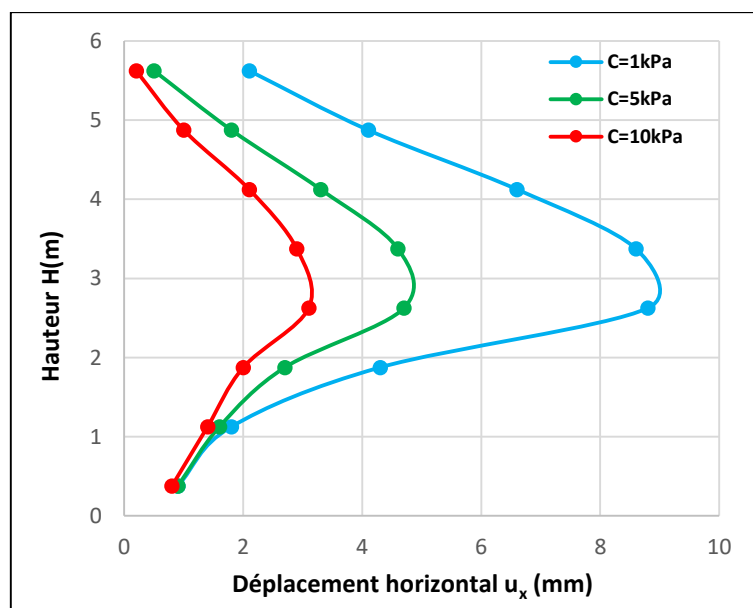


Figure 4.38 Variation du déplacement horizontal maximal u_x du mur avec variation de la cohésion C

d. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le facteur global de sécurité F_s augmente avec l'augmentation de la cohésion C (Figure 4.39)

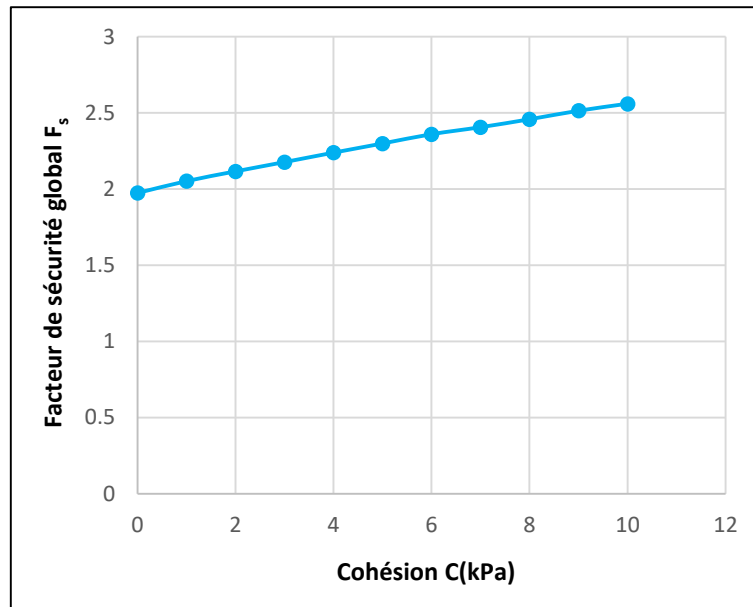


Figure 4.39 Évolution du facteur de sécurité global F_s avec changement de cohésion C

4.5.3.2. L'angle de frottement interne φ (°)

Pour étudier l'effet de l'angle de frottement interne φ d'un sol renforcé, nous avons fait varier la valeur de φ à 30° , 35° , 40° et 45° respectivement. Les résultats sont les suivants :

a. Poussée latérale σ_h

En regardant la courbe (Figure 4.40), nous voyons que le changement de l'angle de frottement interne φ du sol renforcé dans la plage utilisée (30° , 35° , 40° et 45°) sur les valeurs et la distribution de la poussée latérale dans le cas du mur renforcé est faible et limité et n'a pas été suffisant pour provoquer un changement efficace, ce qui indique la présence d'autres facteurs contrôlant les valeurs de la poussée latérale σ_h .

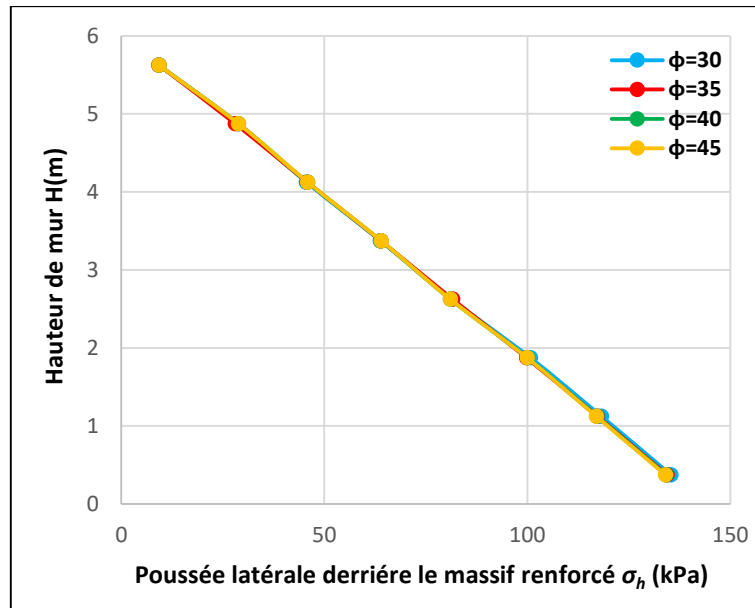


Figure 4.40 Effet de l'angle de frottement interne ϕ sur la distribution de la poussée latérale σ_h pour le cas renforcé

b. Traction maximale dans le renforcement $T_{\max}$

D'après les résultats (**Figure 4.41**), plus les valeurs de frottement interne ϕ sont élevées, plus les valeurs maximales de traction $T_{\max}$ sont faibles pour tous les éléments de renforcement.

$$T_{\max} (\phi = 30^\circ) = 8.463 \text{ kN/m}$$

$$T_{\max} (\phi = 35^\circ) = 7.568 \text{ kN/m}$$

$$T_{\max} (\phi = 40^\circ) = 7.189 \text{ kN/m}$$

$$T_{\max} (\phi = 45^\circ) = 7.235 \text{ kN/m}$$

Ce phénomène est d'autant plus évident qu'on se rapproche du centre du mur, car la variation de ϕ ne modifie pas le fait que les éléments de renforcement centraux sont exposés aux contraintes de traction maximales.

Après avoir dépassé la valeur de $\phi=40^\circ$, l'effet sur les valeurs de tension maximales devient faible et limité, ce qui indique que le système a atteint une stabilité relative par rapport à cette variable.

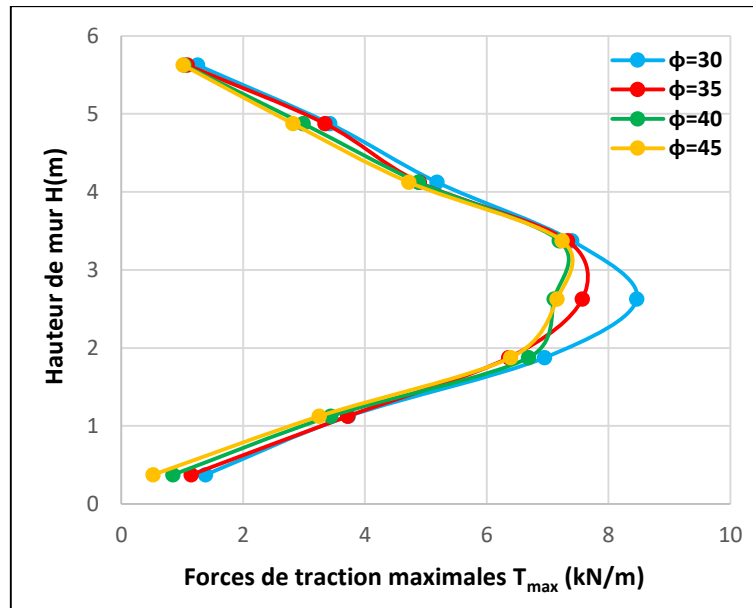


Figure 4.41 L'effet de l'angle de frottement interne ϕ sur la distribution des forces de traction maximales $T_{\max}$ dans les éléments de renforcement

a. Déplacements horizontaux u_x

Les résultats obtenus (**Figure 4.42**) montrent que plus l'angle de frottement interne ϕ n'est grand, moins la paroi est susceptible de se déplacer, ce qui entraîne une nette diminution des valeurs du déplacement horizontal u_x en tous points de la paroi. On constate que la concentration des plus grands déplacements horizontaux u_x se situe toujours à mi-hauteur de la paroi dans tous les cas.

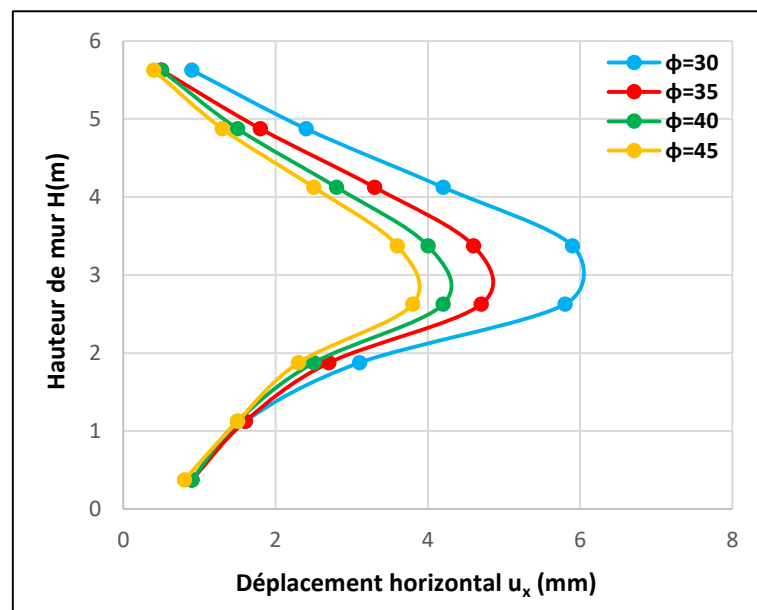


Figure 4.42 Modification du déplacement horizontal maximal u_x du mur avec modification de l'angle de frottement interne ϕ

a. Facteur de sécurité global F_s

Les résultats ont montré que le facteur de sécurité global F_s augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ (Figure 4.43).

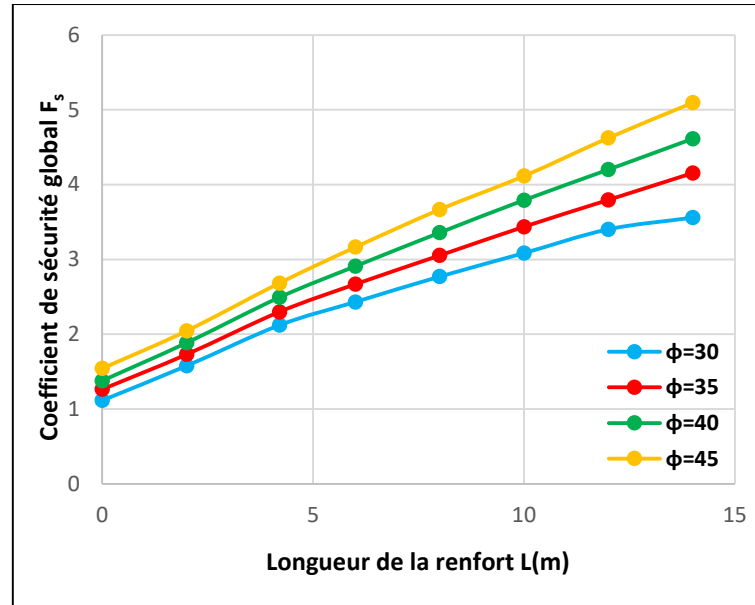


Figure 4.43 La variation du facteur de sécurité global F_s avec la variation de l'angle de frottement interne ϕ en fonction de la longueur de renforcement L

4.6. Analyse sismique du mur renforcé

Après avoir terminé l'analyse de stabilité du mur de soutènement soutenu par un sol renforcé dans des conditions statiques, nous sommes passés à l'étude du comportement dynamique, où dans cette section, nous traiterons le même modèle de base (Figure 4.44) en conservant les mêmes données, car nous comparerons, dans le cadre de cette étude, deux cas :

Le régime stationnaire standard (étudié précédemment) ;

Avec le cas du tremblement de terre ; Avec un coefficient sismique :

$k = g_h/g_v = 0.1$, où $g_v = 9,8 \text{ m/s}^2$ comme accélération verticale (**constante**) et $g_h = 0,98 \text{ m/s}^2$ comme accélération horizontale appliquée (Figure 4.40).

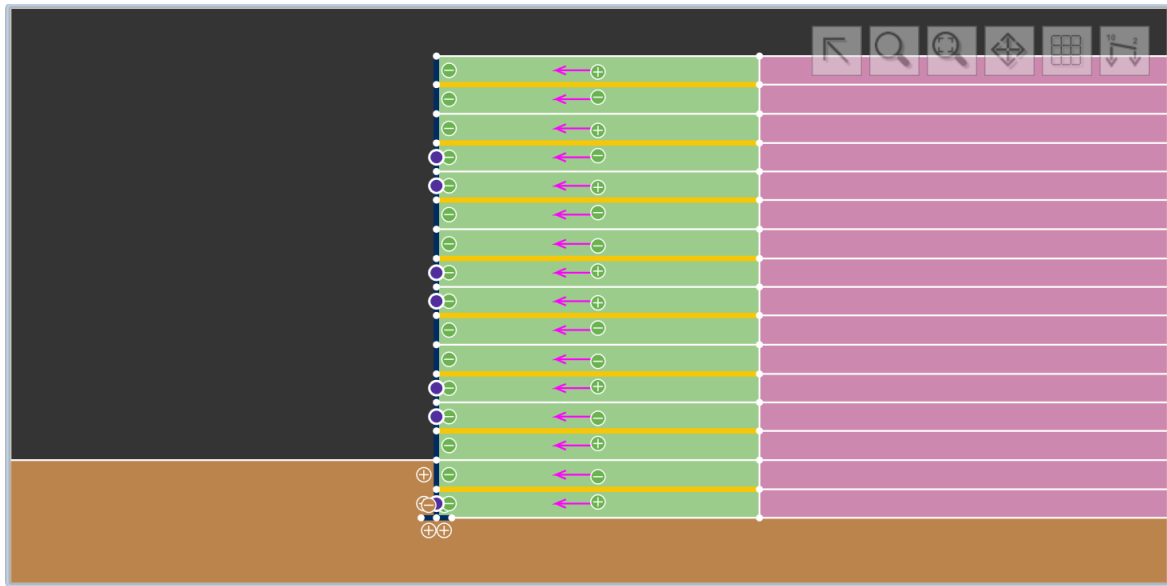


Figure 4.44 Répartition de la charge sismique dans le modèle

Pour garantir la précision des résultats, le nombre d'éléments a été fixé à **5000** avec un maillage (**Noede causs-6**) et le conditionnement du **maillage a été activé**.

Fixed Body Load	
Option	Fixed
Units	Acceleration
X (x g)	-0.1
Y (x g)	0
Load Type	Unfavourable
Load Category	Permanent

Figure 4.45 Application d'accélération horizontale constante

Les deux dernières catégories (**type de charge et cas de charge**) de la **figure 4.45** concernent l'application de facteurs partiels et ne sont pas pertinentes pour l'analyse actuelle.

4.6.1. Résultats de simulation

Pour étudier l'effet de la présence d'une charge sismique sur le comportement du mur de soutènement renforcé, une analyse **élastoplastique** a été appliquée aux simulations du programme **Optum G2** pour évaluer et surveiller les résultats en termes de déplacement horizontal du mur et les valeurs de tension maximales dans les éléments de renforcement après la fin de la charge sismique.

L'analyse de **réduction de la résistance** a été utilisée pour déterminer et surveiller l'évolution du facteur de sécurité global en fonction de la longueur du renforcement dans les cas statiques et sismiques.

4.6.1.1. Déplacement horizontal dans le mur u_x

D'après la courbe (**Figure 4.46**), nous remarquons que les valeurs les plus élevées de déplacement horizontal u_x le long de la hauteur du mur sont clairement centrées près du milieu de la hauteur du mur dans les cas statique et sismique, mais elles sont plus sévères en tous points pour le cas sismique, où leurs valeurs maximales atteignent **7,4 mm**, tandis que dans le cas statique elles atteignent un déplacement de **4,7 mm** au maximum.

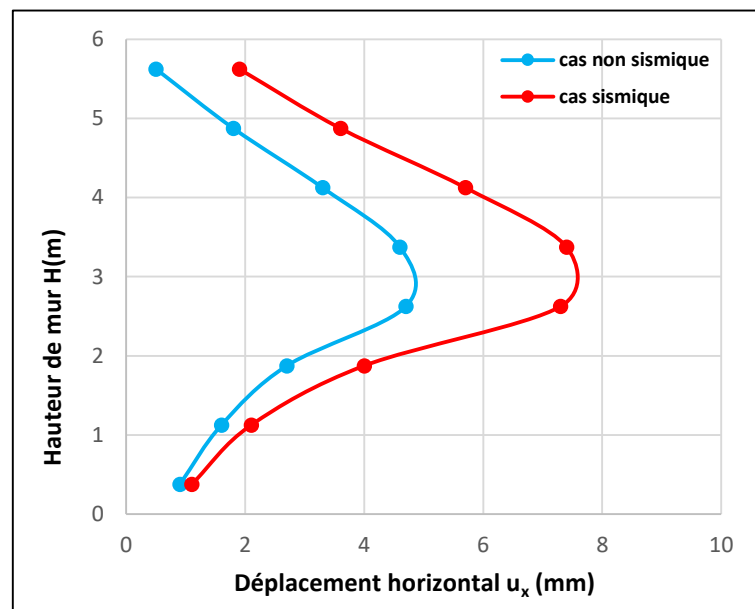


Figure 4.46 L'effet de la charge sismique sur le déplacement horizontal u_x du mur

4.6.1.2. Traction maximale dans le renforcement T_{max}

D'après la courbe (**Figure 4.47**), il apparaît que la distribution des forces de traction T_{max} dans les éléments de renforcement est très similaire à la distribution des déplacements horizontaux u_x , où les valeurs les plus élevées sont concentrées dans les éléments de renforcement qui se trouvent au milieu de la hauteur du mur H dans les cas statique et sismique, mais elles sont plus grandes dans tous les éléments de renforcement pour le cas sismique, où elles atteignent une valeur maximale de **11,711 kN/m**, tandis que dans le cas statique elles atteignent une valeur maximale de **7,568 kN/m**.

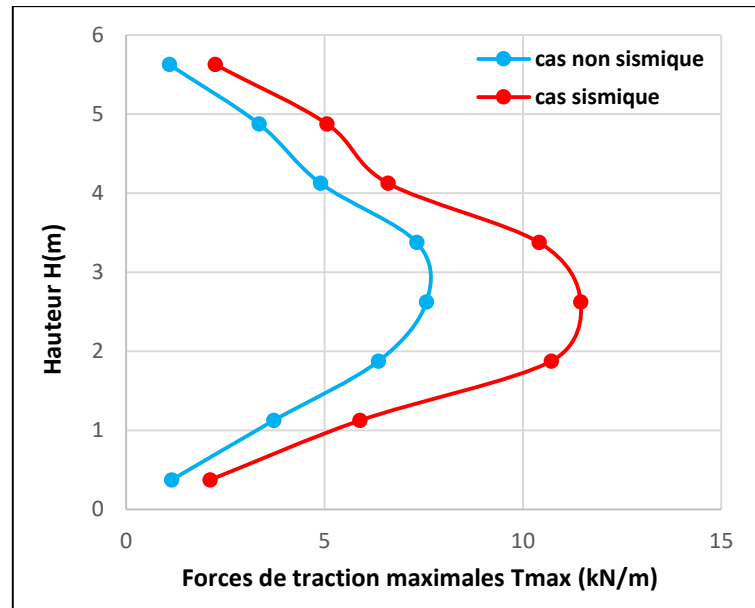


Figure 4.47 L'effet de la charge sismique sur la distribution des forces de traction maximales $T_{\max}$

4.6.1.3. Facteur de sécurité global F_s et mécanismes de rupture

En regardant la courbe (**Figure 4.48**) qui représente l'évolution du facteur de sécurité global F_s pour différentes longueurs de renforcement dans les cas statique et sismique, on remarque que le facteur de sécurité général F_s augmente avec l'augmentation de la longueur de renforcement, mais il reste plus faible dans le cas sismique que dans le cas statique, avec une nette différence qui s'élargit davantage à mesure que la longueur de renforcement augmente, ce qui montre que les charges sismiques réduisent le bénéfice de cette longueur supplémentaire.

Quant au mécanisme de rupture, on observe une double combinaison de rupture (**Figure 4.49**) :

- externe (**renversement du mur**) ;
- et interne (**rupture par arrachement**) notamment dans les petites et moyennes longueurs.

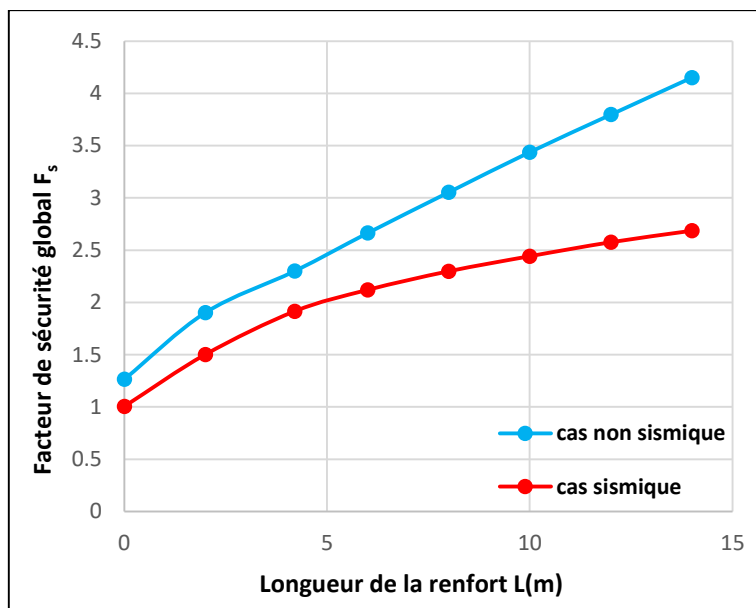
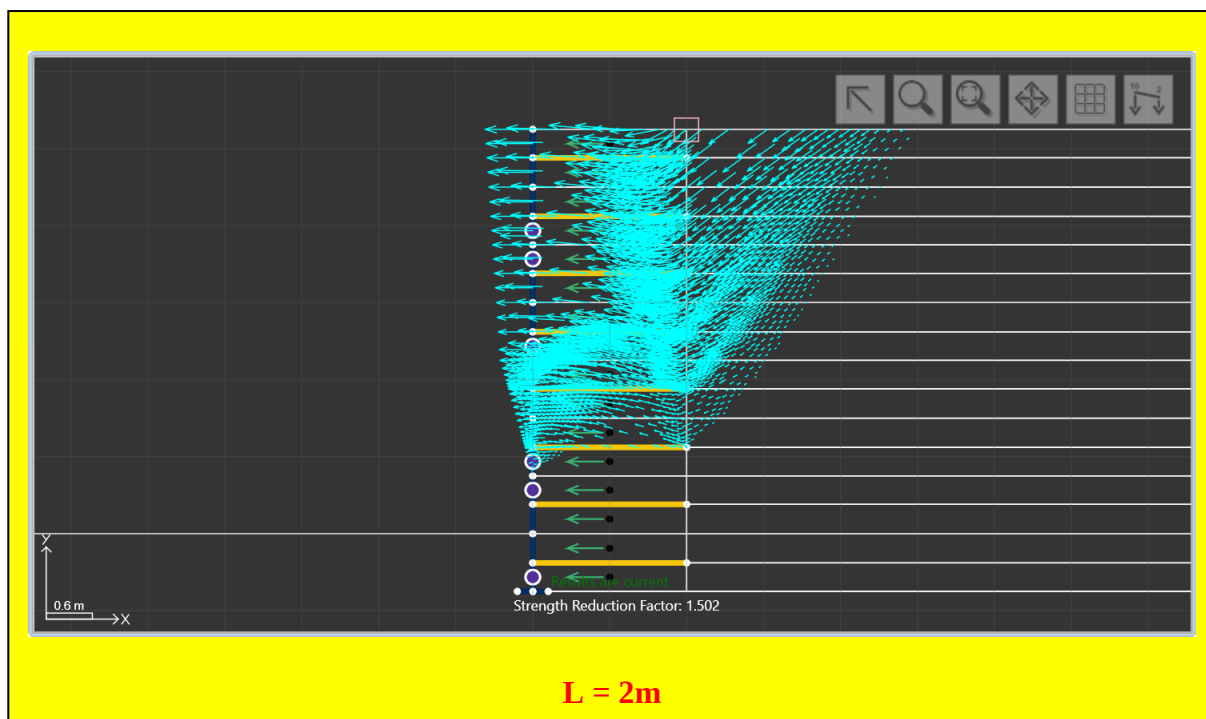


Figure 4.48 L'effet de la charge sismique sur le facteur de sécurité général F_s



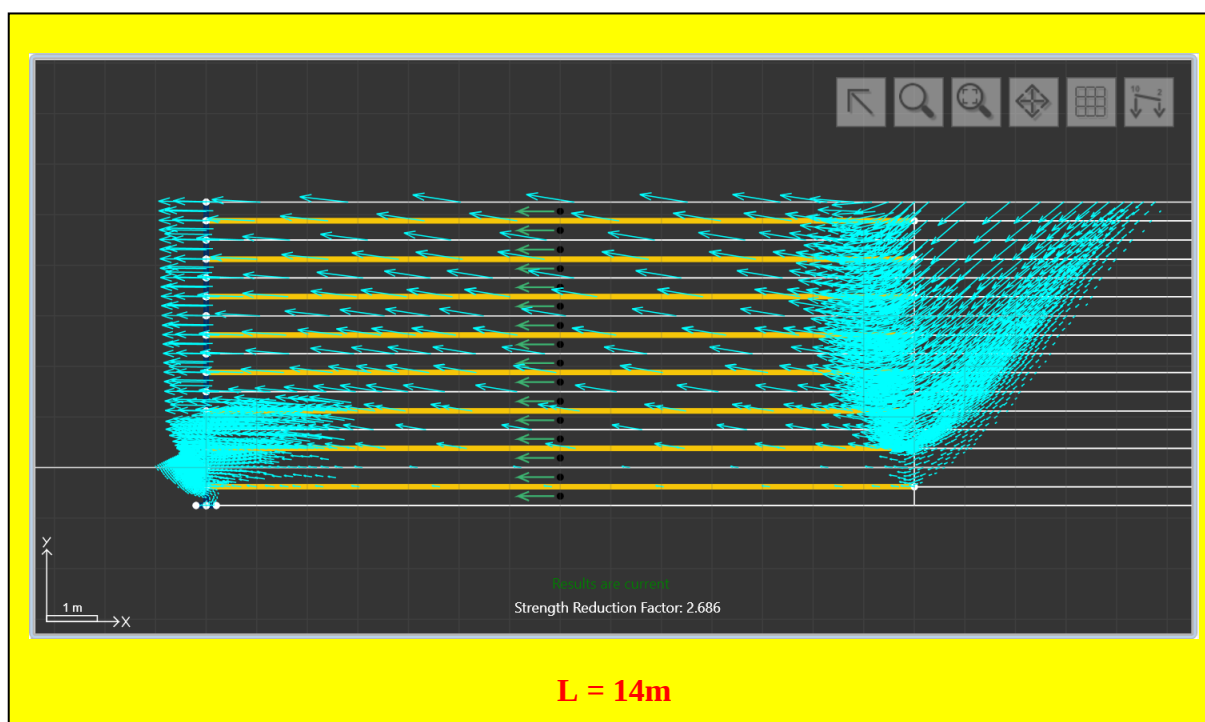
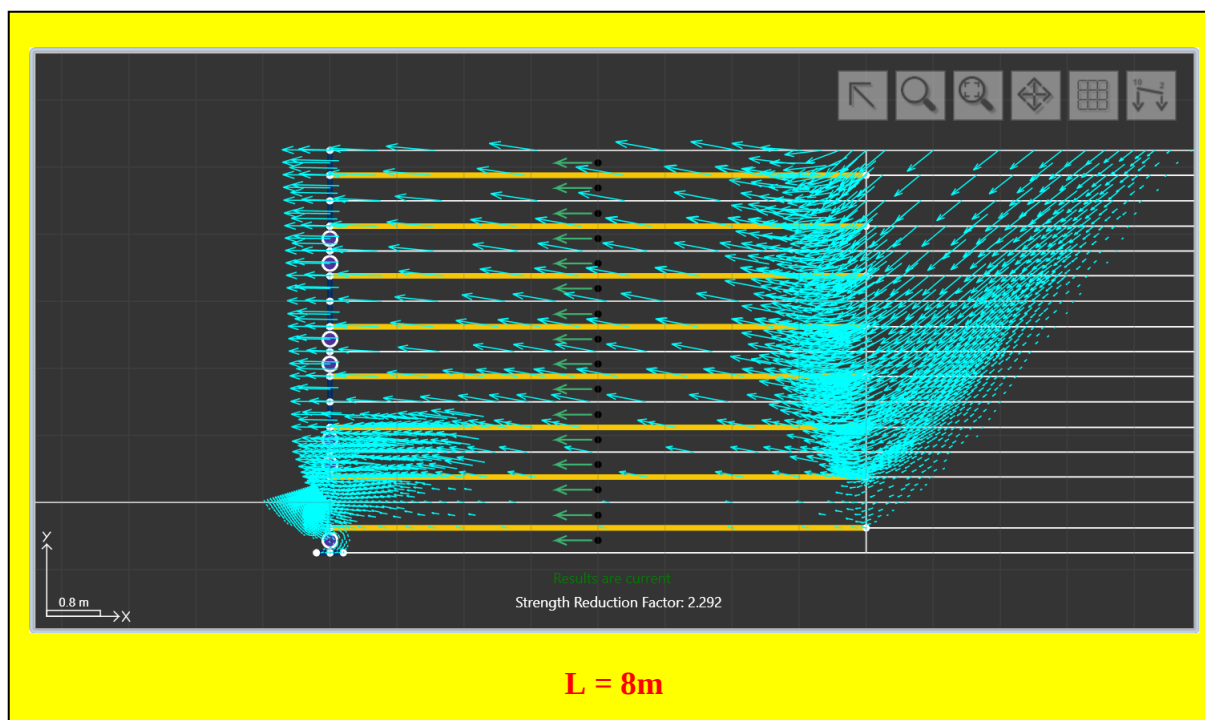


Figure 4.49 Vecteurs de déplacement lors d'une charge sismique dans le cas d'un sol renforcé

4.7. Conclusion

Notre objectif dans ce chapitre était d'étudier le comportement général d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques. Dans cette optique, et à l'aide du logiciel **Optum G2**, utilisant la méthode des éléments finis, nous avons réalisé une analyse numérique du modèle numérique présenté. Nous avons commencé par étudier l'efficacité de la présence ou non de renforcement, puis l'effet de différents paramètres, et enfin l'effet des charges sismiques sur la stabilité générale, en nous concentrant sur le coefficient de sécurité général F_s , la poussée latérale σ_h , ainsi que les efforts de traction ultimes $T_{\max}$ et les déplacements horizontaux u_x .

Les conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- Le renforcement avec géogrid a considérablement amélioré la stabilité globale du mur, car le facteur de sécurité global F_s est passé de **1,164** à **1,299**.
- Le mécanisme de rupture est passé d'une rotation vers l'extérieur des pièces du mur à une inclinaison du mur en tant que masse uniforme, et la ligne de rupture s'est éloignée du mur en présence de renforcement.
- Les résultats numériques sont généralement proches de ce qui est attendu selon le guide américain **FHWA** concernant la poussée latérale σ_h et la répartition des forces de traction $T_{\max}$, bien que les valeurs théoriques soient plus conservatrices et donnent des valeurs inférieures.
- Dans le cadre de l'étude paramétrique :
 - L'augmentation de la hauteur du mur H entraîne une augmentation des valeurs de déplacement horizontal u_x avec une augmentation de la poussée latérale σ_h ainsi que des valeurs maximales des forces de traction $T_{\max}$ et une modification de leur répartition, ce qui entraîne une diminution du facteur de sécurité global F_s .
 - L'effet du frottement entre l'interface mur-sol δ se concentre en particulier sur les forces de poussée latérale σ_h et le déplacement horizontal du mur u_x , où des valeurs plus petites de δ donnent un plus grand déplacement horizontal u_x du mur, et pour la poussée latérale σ_h , il existe une valeur spécifique ($\delta=2/3\phi$) qui donne la plus grande poussée latérale σ_h .
 - La longueur idéale de renforcement L se situe entre **6** et **8 m**, ce qui est supérieur au minimum recommandé dans le guide américain **FHWA**, et toute augmentation au-delà a un faible effet.

- Il existe un espacement idéal entre les éléments de renforcement qui donne les meilleurs résultats (**0,75 m**) et permet d'obtenir un équilibre efficace entre performance et stabilité.
- Avec l'augmentation des valeurs de rigidité axiale **EA**, les valeurs maximales de traction **T_{max}** augmentent et le déplacement horizontal de la paroi **u_x** diminue, mais ces effets deviennent plus légers après avoir dépassé **EA = 6000 kN/m** comme indication de l'existence d'une certaine limite.
- Toute augmentation de l'angle de frottement interne **φ** ou de cohésion **C** réduira le déplacement horizontal **u_x** du mur et les valeurs de tension maximales **T_{max}**, ce qui conduit à une augmentation du facteur de sécurité global **F_s**.
- Dans le cadre de l'analyse sismique, les résultats ont montré une augmentation de **35 à 40%** du déplacement horizontal **u_x** du mur et de la tension maximale **T_{max}**, ce qui s'est reflété à son tour dans le facteur de sécurité général **F_s**, qui a diminué.

Dans l'ensemble, cette recherche valide que l'élaboration idéale des murs en sol renforcé doit considérer les liens complexes entre les caractéristiques techniques, les facteurs de renforcement et les conditions de charge. On suggère d'unir les conseils théoriques de la directive **FHWA** avec une modélisation numérique sophistiquée afin d'obtenir une conception fiable, réaliste et spécifique au site, en particulier dans les régions sujettes aux risques sismiques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le but principal de ce travail de recherche était d'acquérir une connaissance approfondie du comportement d'une structure de soutènement en sol renforcé géosynthétique, ainsi que de révéler les limites des méthodes de conception traditionnelles basées sur l'approche d'équilibre limite.

Dans ce contexte, une modélisation numérique de l'interaction d'un mur de soutènement en sol renforcé par Geosynthétique a été réalisée à l'aide du logiciel **Optum G2** et de la méthode des éléments finis. Des analyses numériques ont été réalisées en conditions statiques afin d'analyser l'effet de la présence ou de l'absence de renforcement. Une analyse paramétrique a ensuite été menée pour étudier l'effet de divers paramètres (lies au remblai, au mur et au renforcement) sur la pression latérale σ_h du sol, le coefficient de sécurité global F_s , le mouvement horizontal u_x du mur et la résistance à la traction maximale T_{max} du renforcement. L'étude s'est également concentrée sur le comportement dynamique sous charges sismiques, en tenant compte de l'impact de tous ces éléments sur la stabilité interne et externe. On a adopté le modèle constitutif du sol de Mohr-Coulomb **MC**, un modèle fréquemment utilisé pour les murs de soutènement en sol renforcée.

La revue de littérature effectuée dans la première section nous a aidés à clarifier divers aspects des murs de soutènement traditionnels, leur édification et le renforcement géosynthétique en sols renforcés, ainsi que sur les multiples techniques de calcul et leur réaction face à des sollicitations statiques et dynamiques. Ces connaissances sont d'une grande utilité pour cette recherche.

Dans la seconde partie, le programme **Optum G2** était présent. Une application digitale a été introduite pour analyser le comportement des murs de soutènement dans les sols renforcés. Elle traite du comportement d'un mur de soutènement en sols renforcés par des grilles géophysiques, en se focalisant sur les phases de construction. Pour saisir les méthodes de calcul, des feuilles de calcul Excel ont été élaborées pour la conception de murs de soutènement en sols renforcés conformément aux standards américains **FHWA**.

- Les observations ont révélé que l'emploi de géogrilles apportait une amélioration notable de la stabilité générale du mur, présentant un coefficient de sécurité global F_s largement supérieur à celui du scénario sans renforcement. On a aussi noté une

diminution considérable des mouvements horizontaux u_x du mur, ce qui atteste de son efficacité pour renforcer le remblai et résister aux déformations.

- Les données ont indiqué que les forces de traction maximales T_{max} et la poussée latérale σ_h étaient associées à la position et à la profondeur du remblai. Des graphiques ont été dessinés pour les comparer au guide d'américain **FHWA**. Cette analyse a mis en lumière une ressemblance dans le profil de la distribution, accompagnée de variations dans les valeurs extrêmes, signalant une certaine prudence dans les paramètres théoriques.
- L'analyse paramétrique a également été incluse dans l'étude, où l'influence de divers facteurs liés au remblai (comme la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ), au renforcement (tels que la longueur de la géogridde L et l'écartement entre les éléments de renforcement et rigidité axiale EA) ainsi qu'au mur (hauteur du mur H et frottement d'interface sol-mur δ) a été examinée. Il a été démontré que ces paramètres ont souvent des limites quant à l'avantage qu'ils peuvent apporter en termes de stabilité.
- Une recherche a aussi été réalisée sous l'effet de secousses sismiques pour évaluer le comportement du mur lors d'un tremblement de terre. Les conclusions ont indiqué que les forces sismiques provoquent une réduction du facteur de sécurité et une élévation des mouvements horizontaux du mur. Toutefois, l'utilisation de la géogridde a permis de réduire ces impacts, attestant de sa performance même en présence de contraintes sismiques.

Toutefois, des obstacles demeurent. L'absence de données expérimentales tangibles, surtout liées aux mouvements à long terme et aux conséquences du fluage dans les géogriddes, rend la validation intégrale des modèles numériques complexe. En outre, les modèles comportementaux mis en place, même s'ils sont performants, ne capturent pas systématiquement toute la complexité des interactions impliquées.

Pour résumer, cette recherche n'illustre que l'emploi de la modélisation numérique via des instruments tels qu' **Optum G2** est un moyen efficace pour déchiffrer et examiner le comportement des murs de soutènement renforcés. Elle offre la possibilité d'étudier les processus de renforcement interne et de mettre en comparaison divers scénarios du point de vue de la géométrie et des caractéristiques des matériaux. Toutefois, des données expérimentales tangibles supplémentaires sont impérativement nécessaires pour renforcer la crédibilité des résultats numériques. Il est donc essentiel de continuer les recherches dans ce

Conclusion Générale

secteur, en incluant des expériences en laboratoire, des observations sur le terrain et une modélisation numérique sophistiquée.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AASHTO. (2007). *Standard specifications for highway bridges* (4th ed.). Washington, DC.

Anderson, D. G., Martin, G. R., Lam, I. P., & Wang, J. N. (2008). *Seismic analysis and design of retaining walls, slopes and embankments, and buried structures* (NCHRP Report 611). National Cooperative Highway Research Program, p. 137.

Association Française de Normalisation. (2007). *NF EN 14475:2007 – Exécution de travaux géotechniques spéciaux – Remblais renforcés*. Paris.

Association Française de Normalisation. (2009). *NF P94-270:2009 – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué*. Paris.

Attache, S. (2018). *Étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géosynthétiques* [Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra].

Attallaoui, S. (2010). *Analyse du comportement des culées de pont en sol renforcé par nappes de géogrilles* [Mémoire de magistère, Université Mohamed Khider – Biskra].

Attallaoui, S. (2017). *Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé* [Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra].

Berg, R. R., Christopher, B. R., & Samtani, N. C. (2009). *Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Volume I* (FHWA-NHI-10-024). Federal Highway Administration.

Boussinesq, M. J. (1882). Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical [...]. *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, pp. 623–643.

Caquot, A. (1934). *Équilibre des massifs à frottement interne – Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes*. Paris: Gauthier-Villars.

Caquot, A., & Kerisel, J. (1948). *Table for the calculation of passive pressure, active pressure, and bearing capacity of foundations*. Paris: Gauthier-Villars, p. 120.

Cavé, M., Leveillard, M., Sandrolini, M., Jalil, M., Perchat, M., & Jeanperchat. (2007). *Règles BAEL 91 modifiées 99*.

Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes [...]. *Mémoires de l'Académie Royale des Sciences*, vol. 7, pp. 343-382.

Djabri, M. (2017). *Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé* [Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra].

GEOACE. (n.d.). *ACEGrid® GDP – Géogrilles*. Consulté le 22 février 2025, sur https://www.geoace.com/fr/products/G%C3%A9o_grilles/ACEGrid%C2%AE--GDP

Hamouma, D. (2023). *Modélisation non-linéaire de l'interaction sol-pieu-structure sous chargement cyclique* [Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra].

Hirane, H. (2015). *Évaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique* [Thèse de doctorat, Université des frères Mentouri – Constantine], p. 89.

International Organization for Standardization. (2015). *ISO 10318-1:2015 – Geosynthetics – Part 1: Terms and definitions (Amendment 1:2018)*. <https://www.iso.org/standard/68880.html>

International Organization for Standardization. (2015). *ISO 10318-2:2015 – Geosynthetics – Part 2: Symbols and pictograms (Amendment 1:2018)*. <https://www.iso.org/standard/68881.html>

K. Krabbenhoft. (2019). *Optum Computational Engineering*.

Kavazanjian, E., Haigh, S. K., & Schneider, J. A. (2011). *Geotechnical engineering circular No. 3: Seismic design and analysis of retaining walls, slopes, and embankments (FHWA-NHI-11-032)*. Federal Highway Administration.

Kerisel, J., & Absi, E. (1990). *Tables de poussée et de butée des terres (3e éd.)*. Paris: Presses des Ponts et Chaussées, p. 240.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, pp. 466- 505.

L'Herminier, R., & Absi, E. (1969). *Tables numériques de butée en milieu pulvérulent non pesant*. Cahiers de la Recherche, 28. Paris: Eyrolles, p. 54.

Optum CE ApS. (n.d.). *Optum G2: Geotechnical design software brochure*. <https://www.optumce.com>

Rankine, W. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147.

Schlosser, F. (1991). Murs de soutènement. *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction*, C244.

Simonnot, T., & Juillié, Y. (2015). *Murs et écrans de soutènement (C244v2)*. Techniques de l'Ingénieur.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, p. 700.

Tensar International. (2017). *Tensar TriAx® stabilisation geogrid technical data – TX130S* (Technical Note TN_TriAx_TX130S_6.17).

Terrafix Geo. (n.d.). *Géogrille uniaxiale*. Terrafix Geo. Consulté le 22 février 2025, sur <https://terrafixgeo.com/fr/produit/geogrilles/geogrilleuniaxiale/>

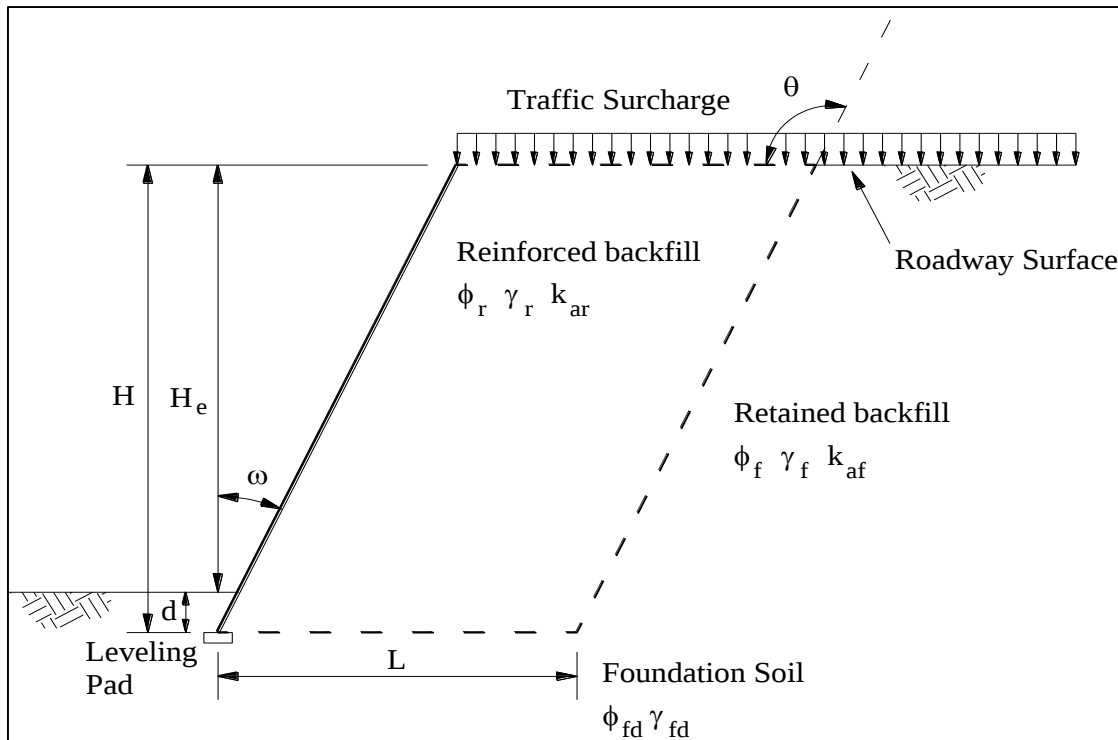
Terzaghi K., (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Annexe A : Calcul de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé avec Microsoft Excel, selon le guide technique américain de la FHWA.

Dans cette annexe, nous montrerons une méthodologie de calcul détaillée qui a été réalisée pour vérifier la stabilité externe et interne du mur de soutènement, selon les recommandations du guide américain FHWA [Berg et al, 2009], où nous suivons les étapes suivantes :

ÉTAPE 1 : Évaluer les paramètres du projet

H_e	5.25	m	Remblai renforcé		Remblai retenu	
	ϕ'_r	35	°		ϕ'_f	35
	γ_r	18	KN/m ³		γ_f	18
	ω	0	°			
				Sol de fondation		
		ϕ'_{fd}	30	°		
		γ_{fd}	22	KN/m ²		
	$h_{eq}(q)$	0	m hauteur équivalente du sol (surtaxe de circulation)			



ÉTAPE 2 : Estimation de la profondeur d'enfoncement et de la longueur des armatures

d	0.3	profondeur d'encastrement minimale = H/20
d	0.75 m	Oui β 0 °
H	6 m	H = H _e + d
L	4.2 m	La longueur initiale du renforcement est supposée être 0.7H
δ	0 °	L'angle de frottement de la paroi δ est supposé égal à β
θ	90 °	Inclinaison du visage par rapport à l'horizontale

ÉTAPE 3 : Estimer les charges non facturées

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

δ : angle de frottement entre le remblai et le mur pris comme spécifié

β : angle (nominal) du remblai par rapport à l'horizontale

θ : angle de la face arrière du mur par rapport à l'horizontale

φ'_f : angle effectif de frottement interne du remblai retenu

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = 2.47614$$

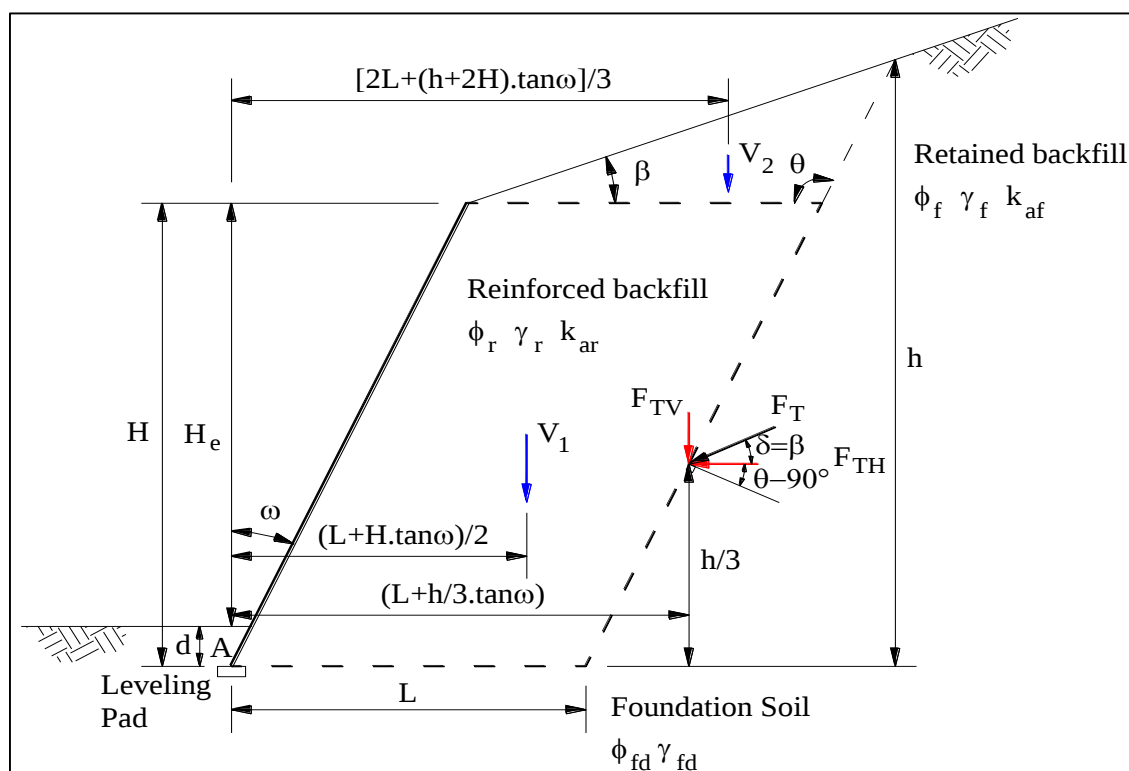
$$K_{af} = 0.27099 \text{ (Coefficient de pression active des terres)}$$

Force verticale (Unités de force/longueur)	LRFD Type de charge	Bras de moment (unités de longueur) @ Point A
V ₁ =(γ _r)(H)(L)	EV	(L+H.tanω)/2
V _S =(γ _f)(h _{eq})(L)	LL	(1/2L+H.tanω)
F _{V1} =(1/2)(γ _f)(H ²)(K _{af})sinβ	EV	L+(H/3).tanω
F _{V2} =(h _{eq})(γ _f)(H)(K _{af})sinβ	LL	L+(H/2).tanω

Force horizontale (Unités de force/longueur)	LRFD Type de charge	Bras de moment (unités de longueur)@ Point A
$F_{H1}=(1/2)(\gamma_f)(h^2)(K_{af})\cos\beta$	EH	$H/3$
$F_{H2}=(h_{eq})(\gamma_f)(H)(K_{af})\cos\beta$	LL	$H/2$

Force			Moment		
$V_1 =$	453.6	kN/ml	$MV_1 =$	952.56	kN.m/ml
$V_S =$	0	kN/ml	$MV_S =$	0	kN.m/ml
$F_{V1} =$	0	kN/ml	$MF_{V1} =$	0	kN.m/ml
$F_{VS} =$	0	kN/ml	$MF_{VS} =$	0	kN.m/ml

$F_{H1} =$	<table><tr><td>87.8008</td></tr></table> kN/ml	87.8008	$MF_{H1} =$	<table><tr><td>175.602</td></tr></table> kN.m/ml	175.602
87.8008					
175.602					
$F_{H2} =$	<table><tr><td>0</td></tr></table> kN/ml	0	$MF_{H2} =$	<table><tr><td>0</td></tr></table> kN.m/ml	0
0					
0					



ÉTAPE 4 : Résumer les facteurs de charge et de résistance applicables

Combinaison de charges	EV	EH	ES	LL
Force I (maximum)	1.35	1.5	1.5	1.75
Force I (minimum)	1	0.9	0.75	1.75
Service I	1	1	1	1

ÉTAPE 5 : Évaluer la stabilité externe de la paroi MSE**A.5.1. Résistance au glissement à la base du mur MSE**

$\phi_s = 1$ (Facteurs de résistance)

$\mu = 0.57735$ [Angle de frottement minimum du sol ϕ [$\tan \phi'$, $\tan \phi'$ ou (pour le renforcement continu) $\tan \rho$]

	Unité	Force I (max)	Force I (min)	Ser I
R_r	kN/ml	331.45	245.518	245.518
P_d	kN/ml	115.753	69.4518	77.1687

CDR	2.86342	3.53509	3.18158
	Oui	Oui	Oui

$$R_r = [\gamma_{EV}(V_1) + \gamma_{EH}F_{V1}] \cdot \mu \cdot \phi_s$$

$$P_d = \gamma_{EH}F_{H1} + \gamma_{LS}F_{H2}$$

$$CDR = \frac{R_r}{P_d} > 1$$

Étant donné que les calculs sont liés à la résistance au glissement, la contribution bénéfique de la charge vive aux forces et moments de résistance est négligée.

VALEURS CRITIQUES BASEES SUR MAX/MIN

	Unité	Force I (max)	Force I (min)
V minimum	kN/ml	198.509	
H(=Pd) maximal	kN/ml	115.753	

CDR	1.71494
-----	---------

$$[(V_1)_{\text{Str I (min)}} + (F_{V1} + F_{V2})_{\text{Str I (max)}}] \mu \cdot \phi_s$$

$$CDR = \frac{R_r}{R_d} > 1 \quad (\text{Oui})$$

Puisqu'il s'agit d'un type de renforcement en feuille, le glissement doit également être vérifié à l'élévation de la première couche de renforcement du sol (et à la hauteur applicable).

$\mu = \rho = 0.46681$ (Angle de frottement du renforcement du sol ρ . En l'absence de test, on peut le prendre comme égal à $\frac{2}{3} \tan \phi'_r$)

$z = 0.375\text{m}$ (Profondeur de la première couche de renforcement du sol)

A.5.2. Limiting Eccentricity at Base of MSE Wall

	Unit	Force I (max)	Force I (min)	Ser I
$\Sigma M_{R/A}$	kN.m/ml	1285.96	952.56	952.56
$\Sigma M_{O/A}$	kN.m/ml	263.402	158.041	175.602
ΣV	kN/ml	612.36	453.6	453.6

e(m)	0.43014	0.34842	0.38713
	Oui	Oui	Oui

$$\Sigma M_{R/A} = V_1 \frac{(L + H \cdot \tan \omega)}{2} + F_{V1} (L + \frac{h}{3} \tan \omega)$$

$$\Sigma M_{O/A} = F_{H1} (\frac{h}{3}) + F_{H2} (\frac{h}{2})$$

$$\Sigma V = V_1 + F_{V1} \quad (\text{Charge verticale totale à la base du mur MSE sans L})$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_{R/A} - \Sigma M_{O/A}}{\Sigma V}$$

Limitier l'excentricité

- États limites de résistance $e < L/4$; **1.05m** ;
- État limite de service $e < L/6$; **0.7m**.

VALEURS CRITIQUES BASÉES SUR MAX/MIN

	Unit	Force I (max)	Force I (min)
$M_{O/A-C}$	kN.m/ml	263.402	
$M_{R/A-C}$	kN.m/ml	952.56	
M_{A-C}	kN.m/ml	689.158	
V_{A-C}	kN/ml	453.6	

e(m) 0.58069
Oui

$$M_{O/A-C} = [\Sigma M_{O/A-C}]_{\text{Str I (max)}}$$

$$M_{R/A-C} = [MV_1]_{\text{Str I (min)}} + [MF_{V1}]_{\text{Str I (max)}}$$

$$M_{A-C} = M_{R/A-C} + M_{O/A-C}$$

$$V_{A-C} = [V_1]_{\text{Str I (min)}} + [F_{V1} + F_{V2}]_{\text{Str I (max)}}$$

$$e = \frac{M_{A-C}}{V_{A-C}}$$

- Limitation de l'excentricité **e = 0.580692973m**
- États limites de résistance **e < L/4 ; 1.05m (Oui)**

A.5.3. Résistance portante à la base du mur MSE

Pour les calculs de résistance des roulements, l'effet de la charge vive est inclus car il crée des contraintes de roulement plus importantes.

	Unit	Force I (max)	Force I (min)	Ser I
$\Sigma M_{R/A}$	kN.m/ml	1285.96	952.56	952.56
$\Sigma M_{O/A}$	kN.m/ml	263.402	158.041	175.602
ΣV	kN/ml	612.36	453.6	453.6

e(m) 0.43014 0.34842 0.38713
Oui Oui Oui

$$\Sigma M_{R/A} = V_1 \frac{(L + H \cdot \tan \omega)}{2} + V_2 \frac{[2L + (h + 2H) \cdot \tan \omega]}{3} + F_{V1}(L + \frac{h}{3} \tan \omega) + F_{V2}(L + \frac{h}{2} \tan \omega)$$

$$\Sigma M_{O/A} = F_{H1}(\frac{h}{3}) + F_{H2}(\frac{h}{2})$$

$$\Sigma V = V_1 + V_2 + F_{V1} + F_{V2}$$

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_{R/A} - \Sigma M_{O/A}}{\Sigma V}$$

Limiter l'excentricité

- États limites de résistance **$e < L/4$; 1.05m**
- État limite de service **$e < L/6$; 0.7m**

Résistance portante pondérée du sol de fondation

- For service limit consideration **$q_{nf-ser} = 3949.5\text{kPa}$**
- For strength limit consideration **$q_{nf-str} = 4264.02\text{kPa}$**
- 1 = cm (par exemple 1 pouce de tassement total)

Largeur effective de la base du mur MSE	m	3.33971	3.50317	3.42574
Contrainte d'appui due au mur MSE	kPa	183.357	129.483	132.409
Résistance portante pondérée q_{nf}	kPa	4264.02	4264.02	3949.5
La contrainte du roulement est-elle < résistance du roulement pondérée ?		Oui	Oui	Oui
Ratio capacité/demande	CDR	23.2553	32.9312	29.828
		Oui	Oui	Oui

$$L' = L - 2e$$

$$L' = L \quad \text{if } e < 0$$

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{L - 2e}$$

$$CDR = \frac{q_{nf}}{\sigma_v} > 1$$

VALEURS CRITIQUES BASÉES SUR MAX/MIN

	Unit	Force I (max)	Force I (min)
$M_{O/A-C}$	kN.m/ml	263.402	
$M_{R/A-C}$	kN.m/ml	952.56	
M_{A-C}	kN.m/ml	689.158	
V_{A-C}	kN/ml	453.6	

e(m) **0.58069**
Oui

$$M_{O/A-C} = [\Sigma M_{O/A-C}]_{Str I (max)}$$

$$M_{R/A-C} = [MV_1 + MV_S]_{\text{Str I (min)}} + [MF_{V1} + MF_{VS}]_{\text{Str I (max)}}$$

$$M_{A-C} = M_{R/A-C} + M_{O/A-C}$$

$$V_{A-C} = [V_1 + V_S]_{\text{Str I (min)}} + [F_{V1} + F_{V2}]_{\text{Str I (max)}}$$

$$e = \frac{M_{A-C}}{V_{A-C}}$$

Limiter l'excentricité

- États limites de résistance $e < L/4$; **1.05m**

Largeur effective de la base du mur MSE	m	3.03861
Contrainte d'appui due au mur MSE	kPa	149.279
Résistance de roulement pondérée	kPa	4264.02

$$L' = L - 2e$$

$$L' = L \quad \text{if } e < 0$$

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{L - 2e}$$

$$CDR = \frac{q_{nf}}{\sigma_v} > 1$$

La contrainte du roulement est-elle < résistance du roulement pondérée ? **(Oui)**

Ratio capacité/demande **CDR** = 28.5641779

ÉTAPE 6 : Évaluer l'analyse de la stabilité interne de la paroi MSE

A.6.1. Résistance à la traction

$$T_{al} = \frac{T_{ult}}{RF} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D}$$

T_{ult} (résistance ultime à la traction)

RFID

RF_{CR}

$\phi_s = 0.9$ (Facteurs de résistance à la traction RFD)

$$T_{max} = \sigma_H \cdot S_v$$

$$S_{eq} = \frac{1}{2} \frac{0.7H \tan \beta}{1 - \tan \omega \tan \beta}$$

$$\sigma_H = K_r [\gamma_r (Z + S_{eq})]$$

$$T_r = \phi T_{al}$$

$$CDR = \frac{T_r}{T_{max}} > 1$$

A.6.2. Résistance à l'arrachement

$$L_e \geq \frac{T_r}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \geq 3 \text{ ft (1m)}$$

$F^* = 0.466805025$ (Facteur de résistance à l'arrachement)

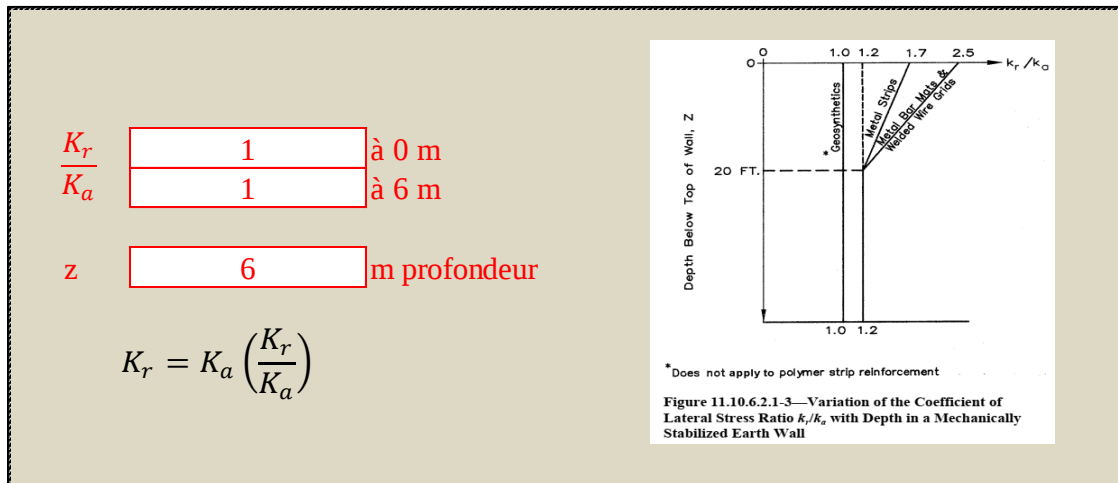
$\alpha = 0.8$ (Facteur de correction d'échelle)

σ_v = Contrainte verticale moyenne, nominale (c'est-à-dire non pondérée) au niveau du renforcement dans la zone résistante

$$C = 2$$

$R_c = 1$ (Taux de couverture)

$\phi_s = 0.9$ (Facteurs de résistance à l'arrachement)



$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_r)}{\sin^3 \theta \left[1 + \frac{\sin \phi'_r}{\sin \theta} \right]^2}$$

$K_a = 0.270990054$ (Coefficient de pression active des terres)

$$\tan(\Psi - \phi_r) = 0.520567051$$

$$\Psi = 62.5^\circ$$

Pour les murs dont l'inclinaison de la face est de **10°** ou plus par rapport à la verticale, avec $\delta = \beta$ et toutes les autres variables définies dans la figure 3.11.5.3-1 de la directive FHWA [Berg et al. 2009]

$$\tan(\Psi - \phi_r) = \frac{-\tan(\phi_r - \beta) + \sqrt{\tan(\phi_r - \beta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90)][1 + \tan(\delta + 90 - \theta)\cot(\phi_r + \theta - 90)]}}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90)]}$$

Contrôle de la résistance à la traction Service I									
No. couches	Depth Z (m)	S _v (m)	K _r	σ _H (kN/m/ml)	T _{max} (kN/ml)	T _{al} (kN/ml)	T _r (kN/ml)	CDR	
8	0.375	0.375	0.27099	1.82918	0.68594	2169	1952.1	2845.86	Oui
7	1.25	0.75	0.27099	6.09728	4.57296	2169	1952.1	426.88	Oui
6	1.875	0.75	0.27099	9.14591	6.85944	2169	1952.1	284.59	Oui
5	2.625	0.75	0.27099	12.8043	9.60321	3525	3172.5	330.36	Oui
4	3.375	0.75	0.27099	16.4626	12.347	3525	3172.5	256.95	Oui
3	4.125	0.75	0.27099	20.121	15.0908	3525	3172.5	210.23	Oui
2	4.875	0.75	0.27099	23.7794	17.8345	3525	3172.5	177.89	Oui
1	5.625	0.375	0.27099	27.4377	10.2892	3525	3172.5	308.33	Oui
	8.125	2.5				3525			
	10.625	2.52				3525			

Disponible		Requis			
L _e	σ _v	L _e	CDR		
m	(kN/m/ml)	m			
1.27181	6.75	430.23	0.00296	No	
1.72731	22.5	129.069	0.01338	No	
2.05266	33.75	86.0459	0.02386	No	
2.44309	47.25	99.8854	0.02446	No	
2.83351	60.75	77.6886	0.03647	No	
3.22394	74.25	63.5634	0.05072	No	
3.61436	87.75	53.7844	0.0672	No	
4.00479	101.25	46.6132	0.08592	No	