

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Ref :.....



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

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

## Doctorat en Sciences en Génie Civil

Option : Géotechnique

**Étude numérique du comportement des murs en sol renforcé  
simples et superposés sous chargement statique et dynamique**

Présentée par :

**FARIK Ali**

Soutenu publiquement le 05/01/2025

**Devant le jury composé de :**

Pr. Houhou Mohamed Nabil	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. Benmebarek Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Benmoussa Samir	Maître de conférences A	Examineur	Université de Batna
Dr. Bahloul Ouassila	Maître de conférences A	Examineur	Université de Batna

## **REMERCIEMENTS**

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur, le Professeur Benmebarek Sadok, pour ses conseils avisés, son soutien constant, et sa disponibilité tout au long de ce travail de thèse. Son expertise et ses encouragements ont été essentiels à l'avancement de mes recherches.

Je souhaite également remercier chaleureusement le Professeur Houhou Mohamed Nabil, président du jury, pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider cette soutenance.

Mes remerciements s'adressent également au Docteur Benmoussa Samir, et à la Docteure Bahloul Ouassila, membres du jury, pour avoir accepté de consacrer du temps à l'évaluation de ma thèse et pour leurs précieux retours.

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude à mes amis, et en particulier au Docteur Djabri Mohamed de l'Université de Tébessa, pour son soutien constant et ses conseils précieux. Un grand merci à l'ensemble des enseignants et administratifs du département de Génie Civil et d'Hydraulique ainsi que de la faculté des Sciences et de la Technologie de l'Université de Biskra pour leur accueil et leur soutien tout au long de mon parcours.

Enfin, je suis profondément reconnaissant à ma famille pour leur soutien moral indéfectible. Leur encouragement m'a permis de surmonter les défis rencontrés tout au long de cette étude, et cette thèse n'aurait pu voir le jour sans leur soutien.

# RÉSUMÉ

Ces dernières années, les murs en sol renforcé avec des renforts géosynthétiques ou métalliques ont gagné en popularité, remplaçant de plus en plus les murs de soutènement en béton pour des ouvrages comme les culées de ponts, les soutènements routiers et les ouvrages hydrauliques. Dans de nombreux cas, notamment pour les murs de grande hauteur, ces murs sont construits en configurations à plusieurs niveaux pour leurs avantages tels que l'esthétique, la stabilité, la réduction des contraintes de construction, les économies de coûts, et l'intégration de dispositifs de drainage. Cependant, par rapport à un mur simple, ces configurations sont plus complexes, car les différents niveaux interagissent et s'influencent mutuellement. De plus, les recherches montrent que le mécanisme d'interaction entre les niveaux et le comportement des murs en sol renforcé superposés sous chargement statique et sismique n'ont pas été suffisamment explorés.

L'objectif principal de cette étude est de comprendre le comportement des murs en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés, sous des conditions statiques et sismiques, ainsi que d'optimiser la conception des murs superposés en tenant compte de leurs particularités géométriques et de leurs interactions internes. Pour atteindre ces objectifs, une étude paramétrique a été menée à l'aide du programme en éléments finis PLAXIS 2D. L'analyse a visé à comprendre l'influence de divers paramètres, tels que la géométrie des murs, la longueur et l'espacement des armatures, ainsi que les propriétés du remblai, sur leur stabilité et leur performance statique et dynamique.

Parmi les résultats de cette étude, il a été constaté que les murs en sol renforcé superposés présentent des déplacements latéraux et des forces de traction inférieurs par rapport aux murs simples, et cette réduction augmente avec l'augmentation de la distance de décalage, que ce soit sous conditions statiques ou sismiques. La distance de décalage critique déterminée dans les conditions statiques est nettement inférieure à celle recommandée par le guide FHWA (Federal Highway Administration), environ 30 % inférieure, tandis que la valeur critique obtenue en conditions sismiques correspond presque aux valeurs suggérées par la FHWA pour les conditions statiques. L'étude a également montré que la réduction de l'espacement vertical des renforts dans des zones spécifiques du mur, notamment la zone médiane, ou l'ajout de renforts secondaires adéquats ( $L_s/H \approx 0,25$ ), augmente la stabilité des murs superposés tout en optimisant l'utilisation du renforcement.

**Mots clés :** mur superposé, distance de décalage, sol renforcé, analyse numérique, chargement dynamique, performance sismique.

## ABSTRACT

In recent years, reinforced soil walls with geosynthetic or metallic reinforcements have gained popularity, increasingly replacing concrete retaining walls for structures such as bridge abutments, road supports, and hydraulic structures. In many cases, especially for tall walls, these structures are built in multi-tiered configurations due to their advantages, such as aesthetics, stability, reduced construction constraints, cost savings, and the integration of drainage systems. However, compared to a single wall, these configurations are more complex because the different tiers interact and influence each other. Moreover, research indicates that the interaction mechanism between the tiers and the behavior of multi-tiered reinforced soil walls under static and seismic loading have not been sufficiently explored.

The main objective of this study is to understand the behavior of reinforced soil walls, whether simple or multi-tiered, under static and seismic conditions, as well as to optimize the design of multi-tiered walls considering their geometric characteristics and internal interactions. To achieve these objectives, a parametric study was conducted using the finite element software PLAXIS 2D. The analysis aimed to understand the influence of various parameters, such as wall geometry, reinforcement length and spacing, and backfill properties, on their stability and static and dynamic performance.

Among the findings of this study, it was observed that multi-tiered reinforced soil walls exhibit lower lateral displacements and tensile forces in the reinforcements compared to single walls, and this reduction increases with an increase in the offset distance, whether under static or seismic conditions. The critical offset distance determined under static conditions is significantly lower than that recommended by the FHWA (Federal Highway Administration) guide, approximately 30% lower, while the critical value obtained under seismic conditions nearly matches the values suggested by the FHWA for static conditions. The study also showed that reducing the vertical spacing of the reinforcements in specific areas of the wall, particularly the middle zone, or adding adequate secondary reinforcements ( $L_s/H \approx 0.25$ ), enhances the stability of multi-tiered walls while optimizing the use of reinforcement.

**Key words:** multi-tiered wall, offset distance, reinforced soil, numerical analysis, dynamic loading, seismic performance.

## ملخص

في السنوات الأخيرة، اكتسبت الجدران الترابية المسلحة باستخدام التعزيزات الجيوسانتيكية أو المعدنية شعبية كبيرة، حيث أصبحت تحل بشكل متزايد محل الجدران الخرسانية التقليدية في المنشآت مثل دعائم الجسور، ودعائم الطرق، والمنشآت الهيدروليكية. في العديد من الحالات، وخاصة للجدران العالية، يتم بناء هذه الجدران بتكوينات متعددة المستويات نظرًا لفوائدها مثل الجمالية، والاستقرار، وتقليل القيود الإنشائية، وتوفير التكاليف، ودمج أنظمة الصرف. ومع ذلك، مقارنةً بالجدران البسيطة، فإن هذه التكوينات أكثر تعقيدًا بسبب التفاعل والتأثير المتبادل بين المستويات المختلفة. علاوة على ذلك، تشير الأبحاث إلى أن آلية التفاعل بين المستويات وسلوك الجدران الترابية المسلحة متعددة المستويات تحت تأثير الأحمال الساكنة والزلازل لم تُستكشف بشكل كافٍ.

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو فهم سلوك الجدران الترابية المسلحة، سواء كانت بسيطة أو متعددة المستويات، تحت الظروف الساكنة والزلازل، وكذلك تحسين تصميم الجدران متعددة المستويات مع مراعاة خصائصها الهندسية وتفاعلاتها الداخلية. لتحقيق هذه الأهداف، تم إجراء دراسة معلمية باستخدام برنامج العناصر المحدودة PLAXIS 2D هدفت التحليلات إلى فهم تأثير المعايير المختلفة، مثل هندسة الجدران، وطول التعزيز، والمسافات بين التعزيزات، وخصائص الردم، على استقرار وأداء الجدران تحت الأحمال الساكنة والديناميكية.

من بين النتائج التي توصلت إليها هذه الدراسة، لوحظ أن الجدران الترابية المسلحة متعددة المستويات تظهر إزاحات جانبية وقوى شد في التعزيزات أقل مقارنةً بالجدران البسيطة، وتزداد هذه التخفيضات مع زيادة مسافة الإزاحة، سواءً كانت تحت الأحمال الساكنة أو الزلزالية. كما أن مسافة الإزاحة الحرجة المحددة تحت الظروف الساكنة هي أقل بكثير من تلك الموصى بها من قبل إدارة الطرق السريعة الفيدرالية (FHWA) (أقل بحوالي 30%)، بينما القيمة الحرجة التي تم الحصول عليها في الظروف الزلزالية تكاد تطابق القيم المقترحة من قبل FHWA للظروف الساكنة. كما أظهرت الدراسة أن تقليل المسافات العمودية للتعزيزات في مناطق معينة من الجدار، وخاصة المنطقة الوسطى، أو إضافة تعزيزات ثانوية مناسبة (0,25 من ارتفاع الجدار)، يعزز من استقرار الجدران متعددة المستويات مع توفير استخدام اقتصادي للتعزيز.

**الكلمات المفتاحية :** جدار متعدد المستويات، مسافة الإزاحة، تربة معززة، تحليل عددي، تحميل ديناميكي، أداء زلزالي.

## SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	i
RESUME.....	ii
ABSTRACT .....	iii
الملخص .....	iv
SOMMAIRE .....	v
LISTE DES FIGURES .....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xvi
LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES ET ABREVIATIONS.....	xvii
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1

### PARTIE A : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

#### CHAPITRE I

##### APERÇU DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCES

I.1. INTRODUCTION.....	4
I.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES MURES DE SOUTÈNEMENT .....	4
I.3. CONCEPT D'UN OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT EN REMBLAI RENFORCE.....	6
I.4. LES COMPOSANTS D'UNE STRUCTURE DE SOUTÈNEMENT EN REMBLAI RENFORCE.....	8
I.4.1. Remblai renforcé .....	8
I.4.2. Renforcement.....	9
I.4.2. Parement .....	11
I.5. LES CATEGORIES DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN REMBLAI RENFORCE ...	12
I.6. LES APPLICATIONS PRINCIPALES DES OUVRAGES EN SOL RENFORCE.....	14
I.7. AVANTAGES ET LIMITES DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE.....	15
I.8. EXEMPLES DE REALISATIONS DE MURS EN SOL RENFORCE SUPERPOSES ..	16
I.9. CONCLUSION .....	20

**CHAPITRE II****REVUE DES PRINCIPES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES MURS EN SOLS RENFORCES**

II.1. INTRODUCTION.....	22
II.2. FONCTIONNEMENT INTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE.....	23
II.3. PRESSION LATÉRALE STATIQUE DES TERRES SUR UN MUR EN SOL RENFORCE.....	24
II.3.1. Méthode de Coulomb .....	24
II.3.1. Méthode de Rankine .....	25
II.4. PRESSION LATÉRALE DYNAMIQUE DES TERRES SUR UN MUR EN SOL RENFORCE.....	26
II.4.1. Méthode de Mononobe-Okabe (approche pseudo-statique).....	26
II.4.1. Méthode de Steedman et Zeng (approche pseudo-dynamique).....	29
II.5. STABILITÉ D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE.....	30
II.5.1. Stabilité externe .....	30
II.5.1. Stabilité interne.....	33
II.6. MURS EN SOL RENFORCE SUPERPOSES.....	36
II.6.1. Le guide FHWA .....	37
II.6.1. Le guide NCMA .....	38
II.7. REVUE DES ÉTUDES SUR LES MURS EN SOL RENFORCE SIMPLES ET SUPERPOSES .....	39
II.7.1. Études statiques .....	40
II.7.1.1. Études expérimentales.....	40
II.7.1.2. Études numériques.....	41
II.7.2. Études dynamiques .....	45
II.7.2.1. Études expérimentales.....	45
II.7.2.2. Études numériques.....	47
II.8. CONCLUSION .....	48

**PARTIE B : ETUDE NUMERIQUE****CHAPITRE III****INTRODUCTION A L'OUTIL ET A LA METHODOLOGIE DE  
SIMULATION NUMERIQUE**

III.1. INTRODUCTION .....	50
III.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS .....	50
III.2.1.Introduction à la MEF.....	50
III.2. Principe de MEF.....	51
III.3. PRÉSENTATION DE PLAXIS 2D .....	52
III.3.1.Introduction à PLAXIS 2D.....	52
III.3.2.Les avantages de PLAXIS 2D .....	53
III.3.3Éléments de maillage.....	53
III.3.4.Modèles de comportement.....	54
III.3.4.1. Modèle élastique linéaire .....	54
III.3.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb.....	55
III.3.4.3. Modèle de sol avec écrouissage .....	57
III.3.5.Eléments structurels.....	59
III.3.5.1. Eléments de parement .....	60
III.3.5.2. Renforcements .....	61
III.3.5.3. Interface .....	61
III.3.6.Calcul dynamique avec PLAXIS 2D.....	63
III.3.6.1. Équation du comportement dynamique.....	63
III.3.6.2. Amortissement.....	63
III.3.6.3. Chargement dynamique .....	65
III.3.6.4. Bandes absorbantes.....	61
III.4. CONCLUSION .....	68

**CHAPITRE IV****ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE SUPERPOSE EN  
CONDITIONS STATIQUES**

IV.1. INTRODUCTION .....	69
IV.2. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE .....	69
IV.2.1. Géométrie .....	70

IV.2.2. Propriétés des matériaux.....	70
IV.2.2.1. Le sol .....	70
IV.2.2.2. Les blocs modulaires et les renforcements .....	71
IV.2.3. Maillage et phasage de construction.....	71
IV.3. RESULTATS DU CAS DE REFERENCE ET DISCUSSIONS .....	72
IV.3.1. Maillage déformé.....	72
IV.3.2. Déplacement horizontal.....	73
IV.3.2. Forces de traction dans les renforts .....	75
IV.4. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....	75
IV.4.1. Effet de la géométrie du mur .....	76
IV.4.1.1. Effet de la distance de décalage .....	76
IV.4.1.1. Effet du nombre de niveaux .....	78
IV.4.2. Effet des propriétés du remblai sur la distance de décalage critique.....	81
IV.4.2.1. Effet de la cohésion du remblai .....	81
IV.4.2.2. Effet de l'angle de frottement du remblai .....	84
IV.4.3. Effet des paramètres de renforcement .....	87
IV.4.3.1. Effets de l'espacement vertical .....	87
IV.4.3.2. Effets de la longueur du renforcement .....	91
IV.4.3.1. Effets de renforcement secondaire .....	94
IV.5. CONCLUSIONS .....	96

## **CHAPITRE V**

### **ÉTUDE NUMÉRIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE SUPERPOSE EN CONDITIONS DYNAMIQUES**

V.1. INTRODUCTION .....	98
V.2. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE .....	99
V.2.1. Géométrie et propriétés des matériaux .....	99
V.2.2. Chargement dynamique .....	100
V.3. RESULTATS DU CAS DE REFERENCE ET DISCUSSIONS .....	100
V.4. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE.....	107
V.4.1. Effet de la distance de décalage .....	108
V.4.2. Effet du nombre de niveaux .....	111
V.4.3. Effets de la longueur du renforcement .....	112

## SOMMAIRE

---

V.4.4. Effet de l'Amplitude de l'Accélération dynamique .....	113
V.4.5. Effet de la fréquence de chargement dynamique.....	116
V.5. CONCLUSIONS .....	118
CONCLUSION GÉNÉRALE .....	120
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	124

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Concept d'un mur en sol renforcé (cas d'armature métallique) .....	7
Figure I.2. Mur en sol renforcé par des armatures métalliques de 31 m de hauteur en France (Lucas et al., 2008) .....	7
Figure I.3. Mur en sol renforcé par des géogrilles (Enunlu, 2007) .....	8
Figure I.4. Extension du remblai renforcé au-delà de la zone renforcée (Berg et al., 2009) .....	9
Figure I.5. Classification des renforts selon la géométrie : (a) Bandes métalliques linéaires ; (b) Treillis métalliques ; (c) Nappes continues de géosynthétiques .....	10
Figure I.6. Classification des renforts selon le matériau: (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques .....	10
Figure I.7. Classification des renforts selon le matériau: (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques .....	12
Figure I.8. Classification des mur en remblai renforcé selon le type de parement .....	13
Figure I.9. Classification des mur en remblai renforcé selon la géométrie des murs .....	13
Figure I.10. Exemples d'applications des ouvrages en sol renforce .....	15
Figure I.11. Mur de Soumont (France): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Lucas et al., 2008) .....	17
Figure I.12. Mur de l'aéroport de Seattle-Tacoma (États-Unis): (a) Vue aérienne de l'ouvrage (montrant tous les murs), (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Mur Ouest), (c) Vue du Mur Ouest achevé (Stuedlein et al., 2012) .....	18
Figure I.13. Mur de STRIKICI (Croatie): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Lucas et al., 2008) .....	19
Figure I.14. Mur de STRIKICI (Croatie): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Frankenberger et al., 2020) .....	20
Figure II.1. mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007) .....	23
Figure II.2. Structure du massif en sol renforcé (Vidal, 1966) .....	23
Figure II.3. Principe de la stabilité interne d'un mur en sol renforcé (LCPC, 2003) .....	24
Figure II.4. Coin de rupture plan pour l'état actif (d'après la méthode de Coulomb) .....	25
Figure II.5 Pression des terres active de Rankine derrière le mur de soutènement (d'après la méthode de Rankine) .....	26
Figure II.6. Forces agissant sur un coin actif de sol pour un cas actif dans l'analyse de Mononobe-Okabe .....	27

## LISTE DES FIGURES

---

Figure II.7. Les points d'application des forces de pression des terres actives statiques et des forces de pression des terres actives dynamiques incrémentales .....	28
Figure II.8. Les distributions de pression des terres pendant le chargement dynamique selon l'approche pseudo-statique .....	29
Figure II.9. Géométrie du mur considérée dans le modèle de Steedman et Zeng (1990) .....	30
Figure II.10. Modes de rupture externe pour les murs en sol renforcé (Kavazanjian et al., 2011).....	31
Figure II.11. Les forces agissant sur le mur en sol renforcé (LCPC, 2003).....	32
Figure II.12. Ligne de rupture critique selon les recommandations du guide FHWA (2009): (a) renforts inextensibles, (b) renforts extensibles (Berg et al., 2009).....	34
Figure II.13. Ligne de rupture critique selon les recommandations du guide FHWA (2009): (a) renforts inextensibles, (b) renforts extensibles (Berg et al., 2009).....	35
Figure II.14. Modes potentiels de rupture du parement (Bathurst et Cai, 1995).....	36
Figure II.15. Classification des murs en sol renforcé à plusieurs niveaux selon les directives de la FHWA en fonction de la distance de décalage D (Berg et al., 2009).....	37
Figure II.16. Critères du guide NCMA pour l'analyse de la stabilité externe et interne basés sur la distance de décalage D (Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023) .....	39
Figure II.17. Approche de surcharge équivalente selon la directive de conception NCMA....	39
Figure II.18. Configuration l'un des modèles d'étude : (a) centrifugeuse dans les conditions initiales ; (b) configuration du modèle par éléments finis (Yoo et Jung, 2004).....	40
Figure II.19. Schémas de rupture observés : (a) D= 0,1 m (0.17H2) ; (b) D= 0,2 m (0.33H2); (c) D= 0,3 m (0.5 H2); (d) D= 0,4 m (0.67 H2) (Yoo et al., 2011).....	41
Figure II.20. Configuration l'un des modèles d'étude : (a) centrifugeuse dans les conditions initiales ; (b) configuration du modèle par éléments finis (Mohamed et al., 2014) .....	42
Figure II.21. Effet de la distance de décalage sur : (a) la force de traction maximale du renforcement ; (b) le déplacement horizontal du mur (Mohamed et al., 2014) .....	43
Figure II.22. Géométrie du modèle de référence pour les deux cas: simple et superposé (Gao et al., 2022).....	44
Figure II.23. Effet de la distance de décalage sur le déplacement latéral du mur: (a) le profil le long de la hauteur du mur ; (b) le déplacement maximal en fonction de D/H2 (Gao et al., 2022).....	44
Figure II.24. Mode de déformation de rupture expérimental et numérique pour les cas étudiés. (Safae, 2022).....	45
Figure II.25. Géométrie et disposition de l'instrumentation de: (a) mur à deux niveaux ; (b) mur simple (Yazdandoust et al., 2024).....	47

## LISTE DES FIGURES

---

Figure II.26. Maillage par éléments finis du mur en sol renforcé de référence à plusieurs niveaux. (Liu et al., 2014) .....	48
Figure II.27. Modèle d'éléments finis d'un mur en sol renforcé à deux niveaux avec une distance de décalage de 4 m. (Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023).....	49
Figure III.1. principe de discrétisation .....	52
Figure III.2. Les nœuds et les points de contrainte dans les éléments disponibles dans Plaxis 2D: (a) Triangles à 15 nœuds (a) Triangles à 6 nœuds (Plaxis 2D, 2024a) .....	54
Figure III.3. Modèle élastique linéaire (EL) .....	55
Figure III.4. Le principe du modèle élastique parfaitement plastique (Plaxis 2D, 2024b) .....	56
Figure III.5. Surface de rupture de modèle MC dans le repère des contraintes principales pour un sol pulvérulent (non cohésif) (Plaxis 2D, 2024b) .....	56
Figure III.6. Exemple de fenêtre de saisie des données de sol pour le modèle MC dans Plaxis 2D (V24). .....	57
Figure III.7. Relation contrainte-déformation hyperbolique en chargement primaire pour un essai triaxial (modèle HSM) (Plaxis 2D, 2024b) .....	58
Figure III.8. Définition de $E_{oed}^{ref}$ dans les résultats de l'essai oedométrique .....	59
Figure III.9. Surface de rupture de modèle HSM dans le repère des contraintes principales pour un sol pulvérulent (non cohésif) (Plaxis 2D, 2024b) .....	59
Figure III.10. Menus étendus pour créer des éléments structurels (Plaxis 2D, 2024a).....	60
Figure III.11. Éléments structurels utilisés dans la présente étude numérique .....	60
Figure III.12. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments géogrilles (Plaxis 2D, 2024a).....	61
Figure III.13. Répartition des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et leur connexion avec les éléments de sol (Plaxis 2D, 2024a).....	62
Figure III.14. Définition des valeurs de Rayleigh $\alpha$ et $\beta$ .....	65
Figure III.15. Définition d'un chargement harmonique (Plaxis 2D, 2024a) .....	66
Figure III.16. Fenêtre d'importation de données pour les multiplicateurs dynamiques (Plaxis 2D, 2024a).....	66
Figure III.17. Conditions aux limites pour un calcul dynamique.....	67
Figure III.18. Conditions aux limites en champ libre (Plaxis 2D, 2024a) .....	68
Figure IV.1. Géométrie du modèle numérique de référence (MC) .....	70
Figure IV.2. Maillage déformé du modèle de référence (MC) .....	73
Figure IV.3. Maillage du modèle de référence (MS) .....	73
Figure IV.4. Déplacement horizontal du modèle de référence (MC).....	74
Figure IV.5. Déplacement horizontal du modèle de référence (MS). .....	74

## LISTE DES FIGURES

---

Figure IV.6. Distribution des forces de traction dans les renforts : (a) cas de référence MC, (b) cas de référence MS .....	75
Figure IV.7. Déplacement horizontal du mur en fonction de la distance de décalage.....	77
Figure IV.8. Force de traction maximale en fonction de la distance de décalage.....	78
Figure IV.9. Géométrie du modèle de mur superposés (MC): (a) MC de trois niveaux, (b) MC de quatre niveaux .....	79
Figure IV.10. Effets de Nombre de niveaux, N, sur le déplacement horizontal maximal du mur .....	80
Figure IV.11. Effets de Nombre de niveaux, N, sur les force de traction maximale dans les renforts .....	80
Figure IV.12. Déplacement horizontal maximal du mur en fonction de la cohésion du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur .....	82
Figure IV.13. Force de traction maximale en fonction de la cohésion du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur .....	83
Figure IV.14. Déplacement horizontal maximal du mur en fonction de l'angle de frottement du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur .....	84
Figure IV.15. Force de traction maximale en fonction de l'angle de frottement du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur .....	86
Figure IV.16. Effets de l'espacement vertical sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS)et mur composé (MC) .....	88
Figure IV.17. Divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts: (a) Tous, (b) Milieu (c) N inf, (d) N sup .....	89
Figure IV.18. Déplacement horizontal du mur (MC) pour divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts .....	89
Figure IV.19. Déplacement horizontal maximal du mur (MC) pour divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts .....	90
Figure IV.20. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS)et mur composé (MC) .....	91
Figure IV.21. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal du mur pour le mur composé (MC) .....	92
Figure IV.22. Variations du déplacement horizontal maximal du mur du niveau inférieur en fonction des longueurs de renforts $L_1$ et $L_2$ .....	93
Figure IV.23. Variations du déplacement horizontal maximal du mur du niveau supérieur en fonction des longueurs de renforts $L_1$ et $L_2$ .....	93
Figure IV.24. Géométrie du modèle de mur superposés (MC)avec des renforcements secondaires .....	94

## LISTE DES FIGURES

---

Figure IV.25. Effets de longueur des renforts secondaires sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS)et mur composé (MC) .....	95
Figure IV.26. Effets de longueur des renforts secondaires sur les force de traction maximale dans les renforts pour les deux cas à mur simple (MS)et mur composé (MC) .....	96
Figure V.1. Géométrie du modèle numérique de référence (MC) pour l'étude dynamique. ...	99
Figure V.2. Excitation d'entrée du séisme de Kobe: (a) le signal d'entrée complet (b) la partie utilisée dans l'étude dans l'étude dynamique. ....	100
Figure V.3. Maillage déformé du modèle de référence en conditions dynamiques (MC).....	101
Figure V.4. Maillage déformé du modèle de référence en conditions dynamiques (MS) .....	102
Figure V.5. Déplacement horizontal résiduel du modèle de référence en conditions dynamiques (MS) .....	103
Figure V.6. Déplacement horizontal résiduel du modèle de référence en conditions dynamiques (MC): (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur.....	103
Figure V.7. Distribution des forces de traction dans les renforts du modèle de référence en conditions dynamiques (MC) .....	104
Figure V.8. Distribution des forces de traction dans les renforts du modèle de référence en conditions dynamiques (MS) .....	105
Figure V.9. Comparaison entre les déplacements horizontaux du mur simple (MS) et superposés(MC) dans les deux conditions statiques que dynamiques .....	106
Figure V.10. Comparaison entre les forces de traction maximale du mur simple (MS) et superposés(MC) dans les deux conditions statiques que dynamiques .....	107
Figure V.11. Déplacement horizontal résiduel du mur en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques .....	109
Figure V.12. Vecteur du déplacement horizontal résiduel du mur en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques .....	110
Figure V.13. Force de traction maximale en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques.....	111
Figure IV.14. Effets de Nombre de niveaux, N, sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas statique et dynamique .....	112
Figure V.15. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal résiduel maximal du mur en conditions dynamiques pour les deux cas à mur simple (MS)et mur superposé (MC).....	113
Figure V.16. Effets de l'accélération maximale, PGA (g) sur le déplacement horizontal résiduel maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS)et mur superposé (MC).....	114
Figure V.17. Evolution du déplacement horizontal au sommet de mur en fonction du temps dynamique et de l'accélération maximale pour les deux cas à mur simple (MS)et mur superposé (MC) .....	115

## LISTE DES FIGURES

---

Figure V.18. Effets de l'accélération maximale, PGA (g) sur les forces de traction maximales dans les renforts pour les deux cas à mur simple (MS)et mur superposé (MC).....	116
Figure V.19. Accélérogramme harmoniques à amplitude variable utilisés pour le chargement dynamique ( $f = 3$ Hz) .....	117
Figure V.20. Variation du déplacement horizontal résiduel en fonction de la fréquence de chargement dynamique et de la distance de décalage D .....	117

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Typologie des structures de soutènement selon leur méthode de résistance à la force de la poussée (Schlosser, 1995) .....	5
Tableau II.1. Propriétés des matériaux pour le cas de référence (Berg et al., 2009) .....	33
Tableau II.2. Valeurs de la longueur minimale de renfort recommandées par le guide FHWA (2009) .....	35
Tableau IV.1. Propriétés des matériaux pour le cas de référence .....	71
Tableau IV.2. Variables utilisées dans l'étude paramétrique statique .....	76
Tableau IV.3. Comparaison entre les valeurs de distance de décalage critique obtenues dans cette étude et celles établies par le guide FHWA .....	87
Tableau IV.1. Variables utilisées dans l'étude paramétrique dynamique.....	108

## LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES ET ABREVIATIONS

### - Les symboles

$a_h$	Accélération sismique horizontale
C	Cohésion
D	Distance de décalage entre les niveaux
$D_{cr}$	Distance de décalage critique
f	Fréquence
$F_s$	Coefficient de sécurité
g	Accélération de la pesanteur
H	Hauteur total du mur
$H_1$	Hauteur du mur du niveau supérieur
$H_2$	Hauteur du mur du niveau inférieur
$K_a, K_p$	Coefficients de pression latérale des terres active et passive
$K_{AE}, K_{PE}$	Coefficients de pression sismique active et passive des terres
L	Longueur du renfort
$L_s$	Longueur du renfort secondaire
$L_1$	Longueur des renforts du niveau supérieur
$L_2$	Longueur des renforts du niveau inférieur
MC	Mur superposé
MS	Mur simple
N	Nombre de niveaux superposés
$P_a, P_p$	Pression active et passive des terres
$P_{EA}, P_{EP}$	Pression sismique active et passive des terres
PGA	Accélération maximale
$S_v$	Espacement vertical entre les lits de renfort

$T_{\max}$	Effort de traction maximale dans les renforts
$V_s$	Vitesse d'onde de cisaillement
$\sigma$	Contrainte normale
$\gamma$	Poids volumique
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\delta$	Angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol
$\delta h$	Déplacement horizontal du mur
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\varphi$	Angle de frottement
$\psi$	Angle de dilatance

**- Les abréviations**

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials.

FHWA : Federal Highway Administration.

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussés.

NCMA : National Concrete Masonry Association.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le sol renforcé a été introduit dans le génie civil contemporain par l'ingénieur français H. Vidal à la fin des années 1950. Ce concept repose sur l'utilisation de sols combinés à des matériaux artificiels, appelés renforts, tels que des bandes métalliques, des géosynthétiques ou des grilles. Les renforts absorbent les forces résultant de la déformation latérale du corps renforcé ou des charges extérieures afin d'augmenter la stabilité structurelle. L'un des principaux avantages des structures en sol renforcé, comparé aux structures en béton armé, est leur flexibilité et leur aptitude à absorber les déformations causées par des fondations de faible portance. De plus, les observations réalisées après certains séismes, tels que le séisme de Ji-Ji à Taïwan (Ling et al., 2001) et le séisme de Hanshin-Awaji au Japon (Lee, 1997), ont révélé que la majorité des structures en sol renforcé ont résisté sans subir de dommages significatifs, ce qui démontre leur efficacité face aux actions sismiques.

Les structures en sol renforcé, considérées comme un concept émergent majeur dans le génie civil, ont progressivement remplacé les murs de soutènement traditionnels en béton armé, en raison de la diversité et de la fréquence croissante de leurs applications dans des domaines variés, tels que les murs de soutènement, les culées de pont, les barrages, les remblais, les fondations, les autoroutes, les voies ferrées, ainsi que diverses structures industrielles, côtières et militaires. De nombreux exemples de l'utilisation des structures en sol renforcé peuvent être trouvés dans les travaux de Tatsuoka et Leshchinsky (1994), Lai et al. (2001), Lucas et al. (2008), Stuedlein et al. (2012), parmi d'autres études.

Au fil des années, diverses méthodes ont été développées pour la conception des structures en sol renforcé, prenant en compte des facteurs tels que la géométrie de l'ouvrage, la distribution de la pression latérale des sols, les systèmes de parement et le type de renforcement. Cependant, des recherches montrent que les différentes méthodes et directives de conception actuelles peuvent produire des résultats variés et parfois divergents (Hung, 2008; Gao et al., 2022).

Lorsque la hauteur d'un mur renforcé est importante, ou pour d'autres raisons, telles que des restrictions de construction et des considérations esthétiques, la construction est souvent réalisée à l'aide de plusieurs murs disposés avec un certain décalage  $D$  entre les faces, formant ainsi un mur en sol renforcé superposé ou multi-niveaux. Cependant, par rapport à un mur simple, les murs construits selon une disposition à plusieurs niveaux sont plus complexes car les niveaux supérieurs et inférieurs interagissent et s'influencent mutuellement. Ces murs sont considérés comme l'une des structures les plus complexes, au même titre que les murs en sol renforcé dos à dos et les culées de pont en sol renforcé.

Malgré les avantages de ces structures, elles n'ont pas fait l'objet d'études suffisantes, qu'elles soient expérimentales ou numériques, notamment sous l'effet des charges sismiques. De plus, les directives de conception actuelles, telles que la FHWA (2009) ou la NCMA (2010), manquent de nombreux détails sur ces structures, rendant nécessaires des études

supplémentaires approfondies sur le comportement de ces murs sous les conditions statiques et dynamiques.

Au cours des dernières décennies, l'analyse numérique utilisant la méthode des éléments finis (MEF) s'est imposée comme la méthode d'analyse la plus couramment utilisée. Cette approche est particulièrement importante pour les murs en sol renforcé, car elle permet de simuler la construction par étapes, une caractéristique cruciale pour ces structures. En conséquence, les logiciels MEF capables de reproduire cette spécificité sont souvent choisis pour étudier ces murs, permettant ainsi une meilleure compréhension de leur comportement, en particulier sous l'effet des charges dynamiques.

Dans cette thèse, le programme PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis, a été utilisé pour étudier de manière approfondie les performances des murs en sol renforcé, en comparant les configurations à un seul niveau (murs simples) et à plusieurs niveaux (murs superposés). L'étude a également porté sur l'analyse de l'influence de divers paramètres sur le comportement de ces structures sous sollicitations statiques et dynamiques, dans le but d'aider les concepteurs à choisir les valeurs optimales de ces paramètres en fonction de leurs exigences, tout en tenant compte des cas statiques et sismiques.

Pour atteindre les objectifs de ce travail, cette thèse est organisée en deux parties principales, réparties sur cinq chapitres, en plus de l'introduction générale et de la conclusion générale. Les chapitres se déclinent comme suit:

**La première partie**, dédiée à l'étude bibliographique, explore divers aspects théoriques et pratiques des ouvrages en remblais renforcés sous plusieurs configurations. Elle comprend deux chapitres :

**Chapitre I** : Une exploration approfondie des murs en sol renforcé, débutant par une présentation générale des ouvrages de soutènement. Ce chapitre introduit le concept fondamental et les éléments constitutifs des structures en sol renforcé, puis analyse les différentes catégories de murs en remblai renforcé ainsi que leurs domaines d'application. Les avantages et inconvénients de cette technologie par rapport aux solutions de soutènement conventionnelles sont également discutés. Afin d'illustrer l'efficacité et la pertinence des murs en sol renforcé, et plus particulièrement des murs superposés, des exemples de projets réalisés à travers le monde sont présentés, mettant en lumière les performances exceptionnelles de ces structures dans divers contextes géotechniques.

**Chapitre II** : Ce chapitre se penche sur les principes de fonctionnement interne des murs de soutènement en sol renforcé, décrivant la relation complexe entre les remblais et les armatures qui assurent la résistance et la stabilité de ces murs. Il examine les méthodes de calcul des pressions latérales des sols sous conditions statiques et dynamiques, et propose une analyse de la stabilité des murs en tenant compte des différents modes de rupture potentiels. Les spécificités des murs en sol renforcé superposés sont également abordées, avec un accent particulier sur les défis de conception qu'ils posent. Enfin, une revue des études récentes sur les murs simples et superposés est fournie, offrant une vue d'ensemble des connaissances actuelles et des recommandations pour les futures pratiques.

**La deuxième partie** se focalise sur l'application de l'outil numérique et les analyses numériques réalisées, englobant les trois derniers chapitres de ce travail:

**Chapitre III** : Ce chapitre introduit l'utilisation de PLAXIS 2D, un logiciel de référence dans l'analyse géotechnique par la méthode des éléments finis, avec un accent particulier sur sa version V24, qui intègre des fonctionnalités avancées et améliorées pour la modélisation des sols renforcés. Après une brève introduction à la méthode des éléments finis, les fonctionnalités spécifiques de PLAXIS 2D sont explorées, mettant en lumière les modèles de comportement des sols disponibles, tels que les modèles Mohr-Coulomb et Hardening Soil (HSM), qui sont adaptés à l'analyse des sols granulaires. Les avantages de PLAXIS, comme sa capacité à modéliser les interactions sol-structure et à effectuer des analyses dynamiques complexes, sont également discutés. Une section est dédiée aux éléments structurels intégrés dans PLAXIS. Enfin, les aspects critiques du calcul dynamique avec PLAXIS 2D sont abordés, incluant les méthodes et paramètres nécessaires pour réaliser des analyses dynamiques fiables.

**Chapitre IV** : Ce chapitre présente une étude détaillée des murs en sol renforcé géosynthétique sous des conditions statiques, réalisée avec PLAXIS 2D. L'objectif est d'approfondir la compréhension de la performance de ces murs en comparant différents types de configurations, y compris les murs à un seul niveau (simples) et à plusieurs niveaux (superposés). Après avoir défini deux cas de référence, une étude paramétrique est menée pour examiner l'influence de divers paramètres sur le comportement de ces structures. Ces paramètres incluent la géométrie des murs (telle que la distance de décalage entre les niveaux et le nombre de niveaux), les propriétés du remblai (comme la cohésion et l'angle de frottement interne), ainsi que les caractéristiques du renforcement (telles que la longueur des renforts, l'espacement vertical des renforcements, et l'inclusion de nappes de renfort secondaires). Les résultats de ces analyses permettent de proposer des recommandations pour optimiser la conception des murs en sol renforcé sous des charges statiques.

**Chapitre V** : Ce dernier chapitre se concentre sur l'étude numérique des murs en sol renforcé simple et superposés sous des conditions dynamiques, notamment sismiques, en utilisant également PLAXIS 2D. L'objectif principal est d'évaluer la performance sismique de ces structures complexes et de comparer leur comportement avec celui des configurations à un seul niveau. Les résultats des deux cas de référence, simulés sous l'effet de séismes réels, sont d'abord présentés et comparés aux résultats obtenus dans le cadre de l'étude statique du chapitre précédent. Par la suite, une étude paramétrique est menée pour explorer l'effet de divers paramètres, tels que la distance de décalage entre les niveaux, le nombre de niveaux, la longueur des renforts, ainsi que l'amplitude et la fréquence des charges sismiques. Cette analyse approfondie permet de mieux comprendre les mécanismes de déformation sous charges dynamiques et de formuler des recommandations pour améliorer la conception des murs superposés afin d'assurer leur stabilité dans des zones à risque sismique.

# CHAPITRE I

## APERÇU DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

### I.1. INTRODUCTION

L'histoire du sol renforcé, qui remonte à des millénaires, témoigne d'une évolution remarquable, passant de techniques rudimentaires à des solutions modernes complexes. Des structures anciennes, telles que la Grande Muraille de Chine, qui subsiste encore aujourd'hui grâce à des mélanges d'argile et de gravier renforcés par des branches datant d'environ 200 avant J.-C. (Jones, 1996), aux innovations du 20<sup>e</sup> siècle par Henry Vidal, inventeur de la Terre Armée avec des bandes d'acier dans les années 1960, ce concept de sol renforcé a traversé les âges et s'est perfectionné avec l'introduction des géosynthétiques. Aujourd'hui, les murs en sol renforcé atteignent des hauteurs impressionnantes, comme le mur de 45,7 mètres de l'aéroport de Seattle-Tacoma ou l'un des plus hauts murs en Terre Armée au monde, mesurant 74 mètres et construit en Inde (Berg et al., 2009), et continuent de se développer à travers le monde.

Ce développement a conduit au remplacement progressif des murs de soutènement traditionnels par des murs en sol renforcé, qui ont gagné en popularité au cours des dernières décennies grâce à leur efficacité dans des conditions géotechniques difficiles, leur capacité à supporter des charges importantes, ainsi que leur flexibilité et leur coût réduit.

Ce chapitre propose d'explorer en détail les différents aspects des murs en sol renforcé, après une présentation générale des ouvrages de soutènement. Nous commencerons par une présentation du concept fondamental et des éléments constitutifs de ces structures. Nous aborderons également les diverses catégories de murs en remblai renforcé, leurs domaines d'application, ainsi que les avantages et les limites de cette technologie par rapport aux solutions de soutènement conventionnelles.

Enfin, nous illustrerons l'efficacité et la pertinence des murs en sol renforcé, notamment des murs en sol renforcé superposés, à travers une série d'exemples de projets réalisés à travers le monde, mettant en lumière les performances exceptionnelles de ces structures dans divers contextes. Cette introduction permettra de situer l'importance des murs en sol renforcé dans le paysage actuel du génie civil, tout en préparant le terrain pour les analyses approfondies des chapitres suivants.

### I.2. GÉNÉRALITÉS SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT

Les structures de soutènement jouent un rôle crucial dans de nombreux projets de génie civil, en particulier pour maintenir les sols en place et prévenir les glissements de terrain. Ces ouvrages sont indispensables pour assurer la stabilité des terrains en pente, soutenir les routes, les voies ferrées, et d'autres infrastructures critiques. Elles se classent en plusieurs catégories selon divers

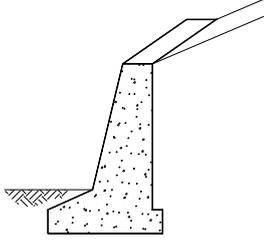
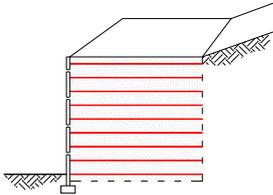
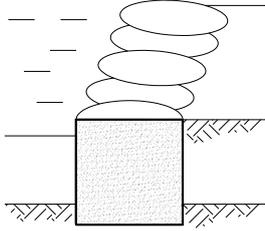
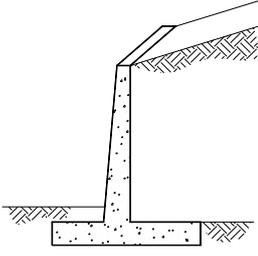
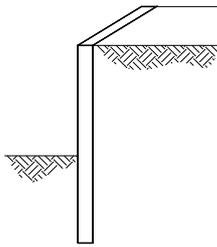
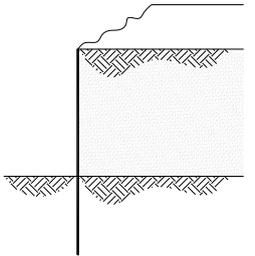
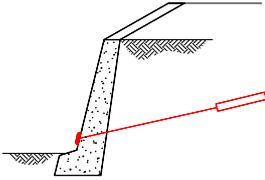
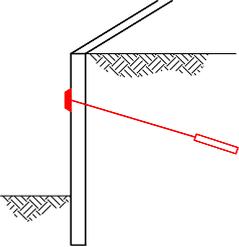
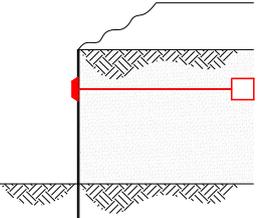
critères, tels que la géométrie, les matériaux utilisés, et le mode de reprise de la poussée et de la butée.

Les types de structures de soutènement varient largement en fonction des matériaux de construction et de la conception. On trouve ainsi des murs en béton armé, des murs en pierre, des murs en gabions, et des murs en sol renforcé. Ces derniers, combinant des matériaux de remplissage avec des renforts comme des géogrilles ou des bandes métalliques, sont de plus en plus prisés pour leur flexibilité et leur efficacité sur des sols moins stables.

En ce qui concerne la reprise de la poussée, on distingue trois principaux modes (Tableau I.1) :

- Par le poids de l'ouvrage : où la stabilité est assurée par le poids de la structure, comme c'est le cas pour les murs en sol renforcé.
- Par encastrement : où la base du mur est ancrée dans le sol pour contrer la poussée des terres, typique des murs cantilever en béton armé.
- Par ancrages : où des ancrages fixés dans le sol contribuent à la reprise de la poussée, comme dans le cas d'un rideau ancré.

**Tableau I.1.** Typologie des structures de soutènement selon leur méthode de résistance à la force de la poussée (Schlosser, 1995)

Méthode de reprise de la poussée	Structures de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="507 1317 753 1373">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="842 1317 1070 1346">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1177 1317 1390 1346">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="501 1659 759 1715">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="884 1659 1050 1688">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1155 1659 1410 1688">Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="523 1995 737 2024">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="849 2002 1072 2031">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1209 2002 1353 2031">Rideau ancré</p>

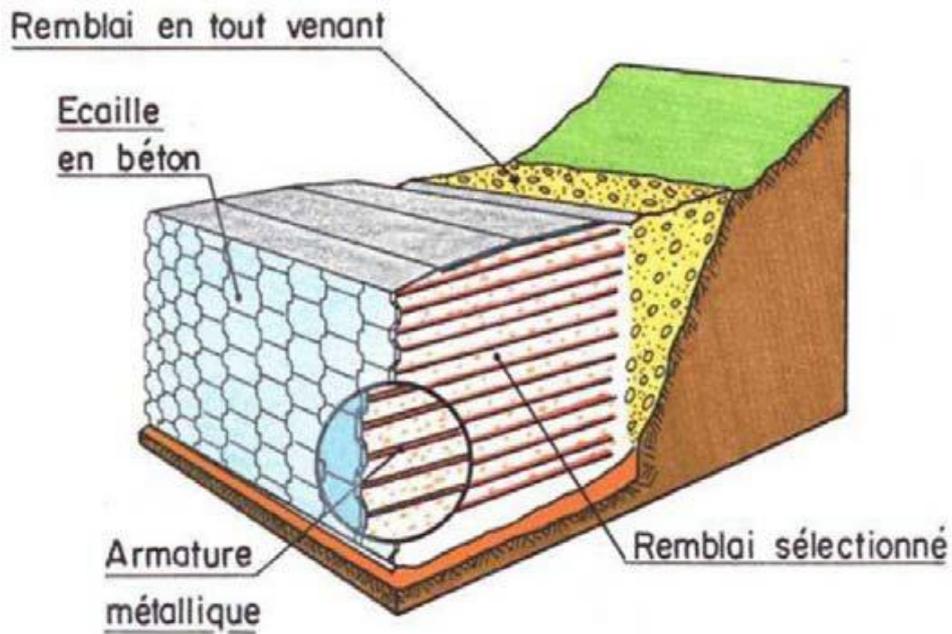
Le choix d'une structure dépend de plusieurs facteurs, tels que les conditions du site, les coûts, et les exigences en matière de durabilité et d'esthétique.

### **I.3. CONCEPT D'UN OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT EN REMBLAI RENFORCE**

Les sols renforcés sont des matériaux composites qui combinent les forces distinctes de deux matériaux pour minimiser leurs faiblesses respectives. Le matériau du sol, disponible à faible coût et en grandes quantités, est relativement résistant à la contrainte de cisaillement et à la compression. En revanche, le renforcement, tel que les géosynthétiques, est un matériau plus coûteux, mais doté d'une résistance élevée à la traction. La combinaison de ces deux matériaux améliore ainsi les propriétés globales du matériau composite.

Le concept de sol renforcé est, à certains égards, similaire à celui du béton armé. Dans un sol renforcé, les éléments de renforcement intégrés dans la masse de sol jouent un rôle crucial en résistant aux contraintes de traction, de la même manière que l'acier dans le béton armé. Toutefois, des différences importantes existent entre le sol renforcé et le béton armé. Outre les différences évidentes dans les matériaux de base (sol non lié contre agrégat et ciment liés) et dans les matériaux de renforcement (géosynthétiques ou autres matériaux à haute résistance en traction contre barres d'armature), le mécanisme de renforcement diffère également. Dans le béton armé, les barres d'armature se lient aux agrégats lorsque le béton durcit, permettant une déformation conjointe du renforcement et du béton tant que la compatibilité des déformations est maintenue. En revanche, dans le sol renforcé, la liaison entre le matériau de remplissage et le renforcement géosynthétique repose principalement sur le frottement, qui dépend fortement de la contrainte normale. De plus, le rôle du renforcement dans le sol renforcé va bien au-delà de la simple résistance à la traction, contribuant de manière significative à l'amélioration globale de la stabilité et de la performance de la structure. Lorsqu'un matériau géosynthétique est utilisé comme renforcement du sol, ce type de mur de soutènement est appelé mur de soutènement en sol renforcé géosynthétique.

Un aperçu général d'une structure de soutènement réalisée avec le sol renforcé est illustré dans la Figure I-1.



*Figure I.1. Concept d'un mur en sol renforcé (cas d'armature métallique)*

En plaçant des éléments de renforcement en traction dans le sol, la résistance de celui-ci peut être considérablement améliorée. De plus, en utilisant un système de parement, il est possible de prévenir l'éboulement du sol entre les éléments de renforcement. Cela permet de construire en toute sécurité des pentes très raides et des murs verticaux. Une représentation d'un mur de soutènement en sol renforcé, atteignant 31 mètres de hauteur et utilisant des armatures métalliques, est présentée dans la Figure I.2, tandis qu'un mur renforcé par des géosynthétiques, en cours de construction, est illustré dans la Figure I.3.



*Figure I.2. Mur en sol renforcé par des armatures métalliques de 31 m de hauteur en France (Lucas et al., 2008)*



Figure I.3. Mur en sol renforcé par des géogrids (Enunlu, 2007).

## I.4. LES COMPOSANTS D'UNE STRUCTURE DE SOUTÈNEMENT EN REMLAI RENFORCE

Les murs en sol renforcé sont construits sur le sol de fondation et sont composés de trois éléments principaux: (a) le remblai renforcé, (b) le renforcement du sol et (b) les éléments de parement, comme illustré dans la Figure I.1.

### I.4.1. Remblai renforcé

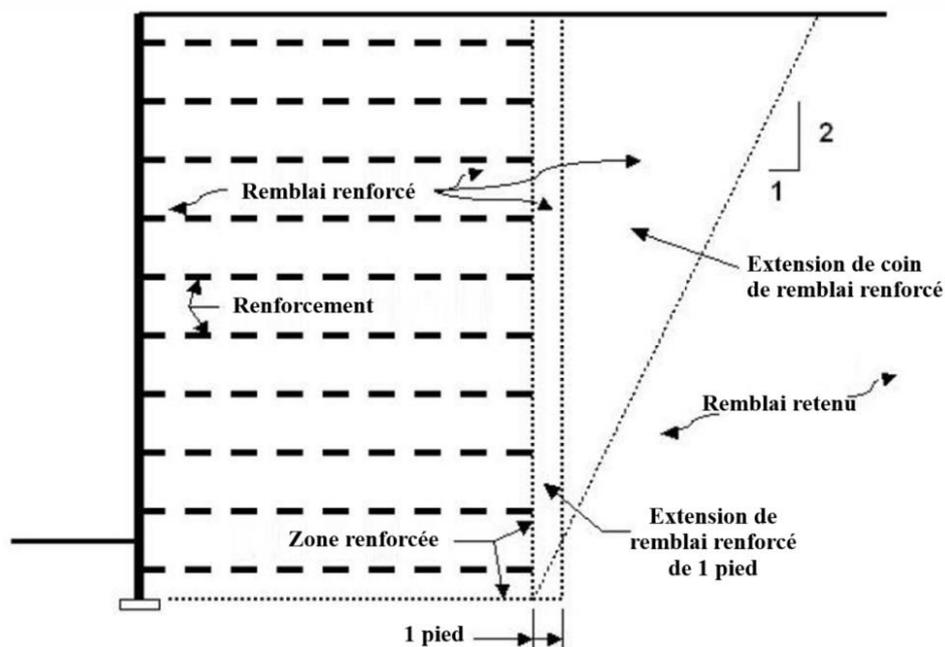
Le matériau de remblai, qui joue un rôle crucial dans la résistance des ouvrages en sol renforcé, peut provenir de diverses sources, telles que des sols naturels, des matériaux industriels. Sur le plan géotechnique, ses caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure. L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, NCMA, FHWA, etc.) indique des critères granulométriques stricts pour assurer un frottement sol-armature adéquat. Ces critères précisent que les matériaux de remblai doivent contenir moins de 15 % de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ , sans fragments dépassant 250 mm, tout en maintenant un coefficient d'uniformité adapté.

En ce qui concerne la mise en œuvre, un bon compactage et une application correcte sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage, avec un taux de compactage minimal de 95 % de l'Optimum Proctor Normal. Il est également essentiel d'interdire la circulation des engins lourds à moins de 1m des parements pour ne pas compromettre leur verticalité (Berg et al., 2009), tout en limitant le passage direct des engins sur les armatures.

Sur le plan chimique et électrochimique, la durabilité des armatures métalliques est directement influencée par la nature du sol, la résistivité, le pH et la teneur en sels solubles, des facteurs qui déterminent la vitesse de corrosion des armatures. Pour les armatures synthétiques, seul le critère

de pH doit être rigoureusement contrôlé, en évitant les environnements où le pH est inférieur à 4 ou supérieur à 11,5, conformément aux normes en vigueur, pour garantir la longévité des ouvrages renforcés (Norme Pr NF P 94-270).

Par ailleurs, la longueur du remblai renforcé doit être soigneusement considérée dans de nombreuses applications. En général, la longueur de la zone renforcée est d'environ  $0,8 H$  (Bowles, 1996). Toutefois, il est parfois recommandé d'étendre le remblai au-delà de la longueur des armatures. Dans la plupart des applications, à l'exception des murs dos à dos, il est préférable de prolonger le remblai de 0,3 m au-delà de la longueur des armatures, et dans certaines applications, un coin situé derrière la zone renforcée est rempli pour améliorer la stabilité (voir Figure I.4) (Berg et al., 2009).



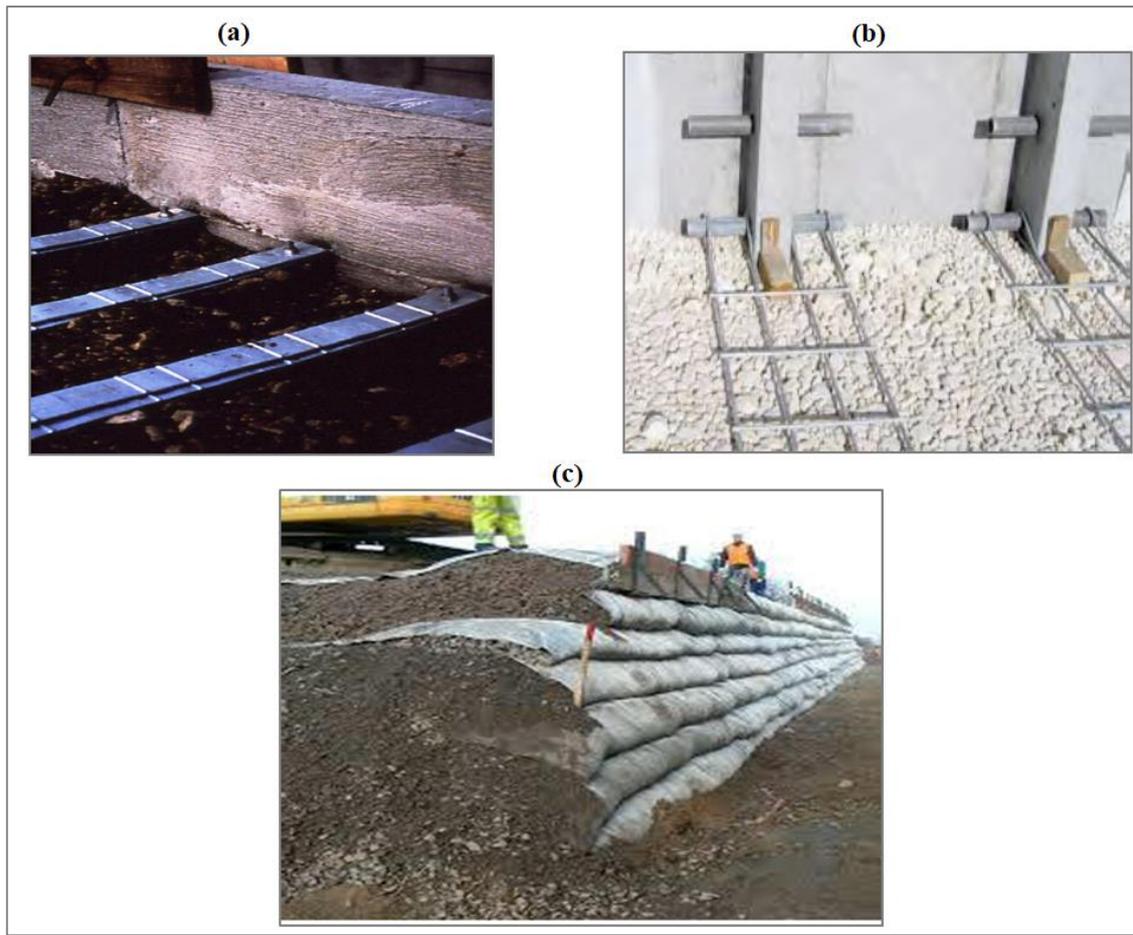
*Figure I.4. Extension du remblai renforcé au-delà de la zone renforcée (Berg et al., 2009)*

### I.4.2. Renforcement

Les armatures utilisées dans les murs en sol renforcé sont classées en fonction de leur géométrie, de leur matériau et de leur extensibilité (Berg et al., 2009).

#### ❖ Classification selon la géométrie (Figure I.5):

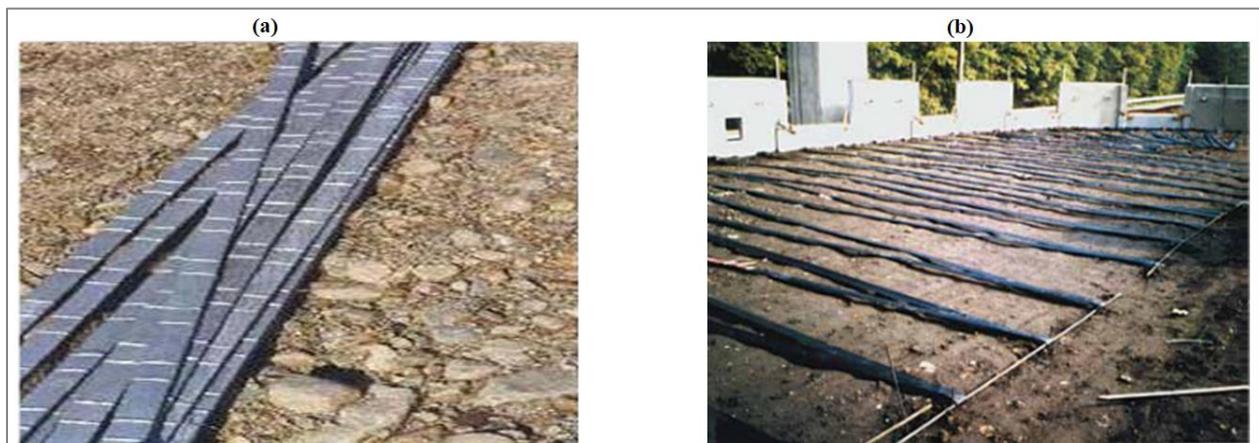
- Armatures linéaires unidirectionnelles: Bandes en acier ou bandes géosynthétiques revêtues.
- Grilles ou treillis de barres : Caractérisées par un espacement supérieur à 150 mm, ces armatures sont classées comme composites unidirectionnels.
- Nappes continues : Géosynthétiques, treillis soudés, ou treillis métalliques tissés avec un espacement des éléments inférieur à 150 mm, classées comme planaires bidirectionnelles.



**Figure I.5.** Classification des renforts selon la géométrie : (a) Bandes métalliques linéaires ; (b) Treillis métalliques ; (c) Nappes continues de géosynthétiques.

❖ **Classification selon le matériau (Figure I.6):**

- Armatures métalliques : Typiquement en acier doux, généralement galvanisé.
- Armatures non métalliques : Généralement composées de matériaux polymériques tels que le polyester ou le polyéthylène.



**Figure I.6.** Classification des renforts selon le matériau: (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques

**❖ Classification selon l'extensibilité:**

- Armatures inextensibles : La déformation à la rupture est bien inférieure à celle du sol, comme c'est le cas pour les bandes d'acier et les treillis de barres.
- Armatures extensibles : La déformation à la rupture est comparable ou supérieure à celle du sol, par exemple avec les géogrilles.

**I.4.3. Parement**

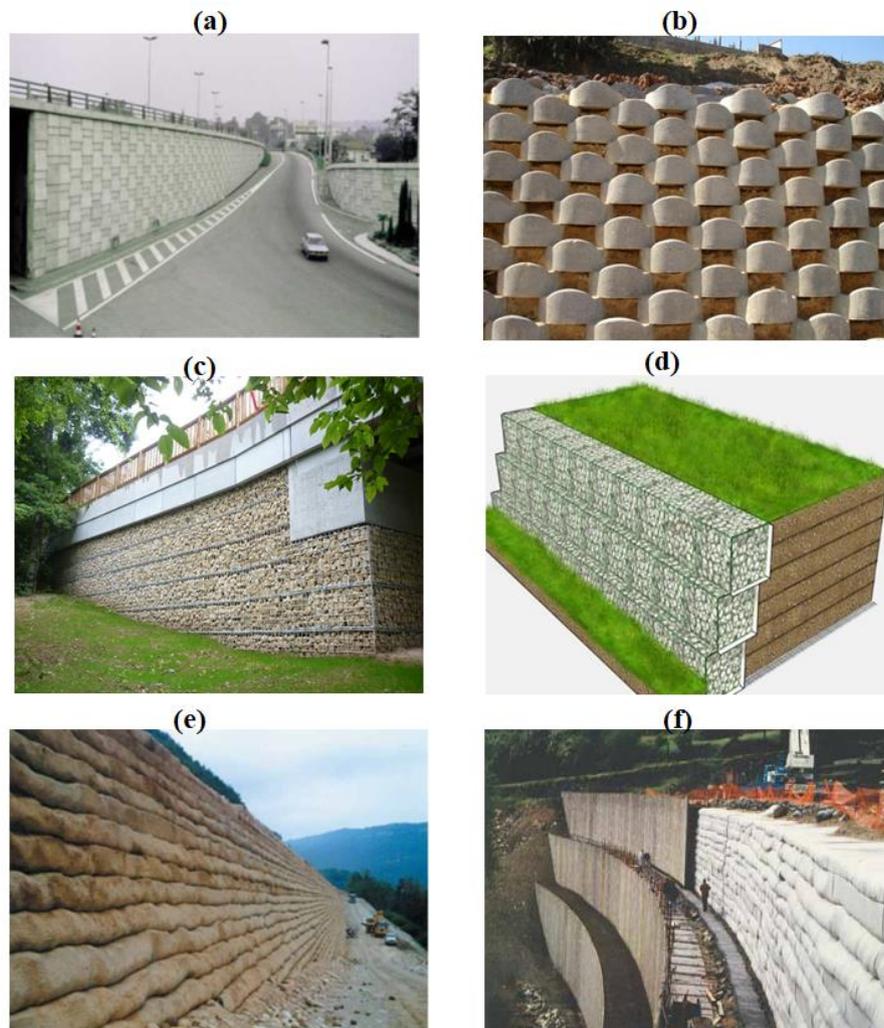
Les types d'éléments de parement utilisés dans les différents systèmes de soutènement en sol renforcé déterminent l'esthétique de la structure, car ils sont les seules parties visibles une fois l'ouvrage achevé. Une large gamme de finitions et de couleurs peut être proposée pour le parement. De plus, le parement offre une protection contre l'affaissement et l'érosion du remblai, et dans certains cas, il peut également fournir des voies de drainage. Selon les critères de conception, les unités de parement peuvent être flexibles ou rigides, les deux options étant acceptables à condition qu'elles soient correctement conçues pour la connexion au renforcement et qu'elles soient suffisamment rigides pour retenir le sol.

Les parements les plus courants incluent les blocs modulaires en béton préfabriqué, les panneaux en béton, les tôles et plaques métalliques, les gabions, les treillis métalliques soudés, le béton projeté, les madriers en bois et panneaux, ainsi que les feuilles de géosynthétiques enveloppées. Par exemple, dans les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, les blocs modulaires, utilisés pour retenir le remblai, contribuent à l'intégration et à la stabilisation du système grâce à l'interaction entre les blocs, entre les blocs et le remblai, ainsi qu'entre les blocs et les couches de géosynthétiques. Les unités de blocs modulaires sont généralement connectées aux couches de renforcement géosynthétiques à l'aide de dispositifs de connexion mécaniques et/ou frictionnels tels que des broches polymériques, des inserts, des clips, ou des clés en béton. De plus, le poids mort des blocs modulaires améliore la performance de la stabilité globale des murs en sol renforcé.

Les six principaux types de parements préférés pour diverses applications sont présentés ci-dessous avec quelques informations sur chacun :

- Les panneaux préfabriqués en béton segmentaire nécessitent relativement moins de temps de construction et sont rigides avec moins de béton.
- Les unités de mur modulaire en béton à moulage à sec sont de petits blocs de béton carrés, comme illustré à la Figure I.7. Elles existent en différents types, bien que les plus courantes pèsent entre 15 et 50 kg. Leurs hauteurs varient de 10 à 30 cm et leurs longueurs de face de 20 à 45 cm.
- Le treillis métallique soudé est utilisé pour former le parement du mur en le pliant au niveau de la face du mur.
- Le parement en gabions offre une stabilité à la structure tout en fournissant une perméabilité supplémentaire.
- Le parement en géosynthétique est constitué en bouclant le renforcement pour former la face. La végétation est importante pour prévenir l'exposition aux rayons ultraviolets du renforcement.

- Le parement post-construction est une méthode dans laquelle le parement est construit par projection de béton, béton coulé en place, gunitage ou une procédure similaire (Berg et al., 2009).

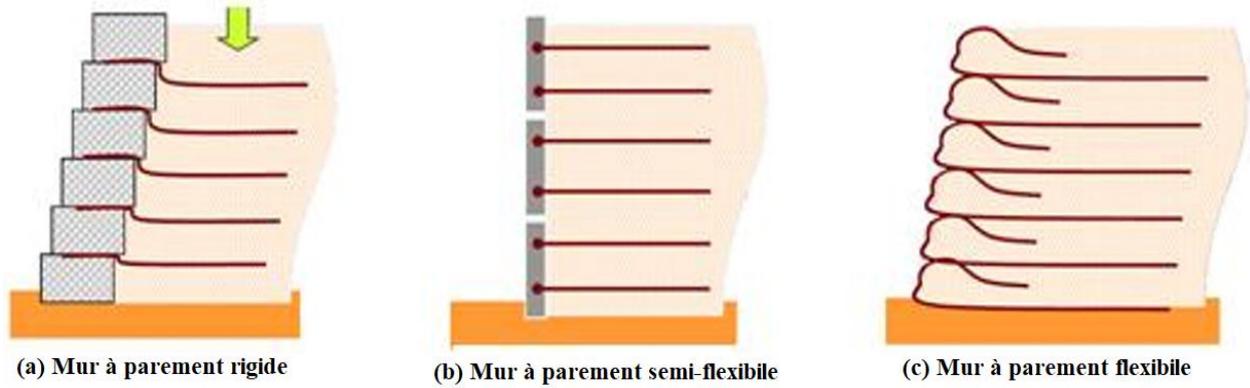


**Figure I.7.** Classification des renforts selon le matériau: (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques (a) Bandes métalliques; (b) Bandes géosynthétiques

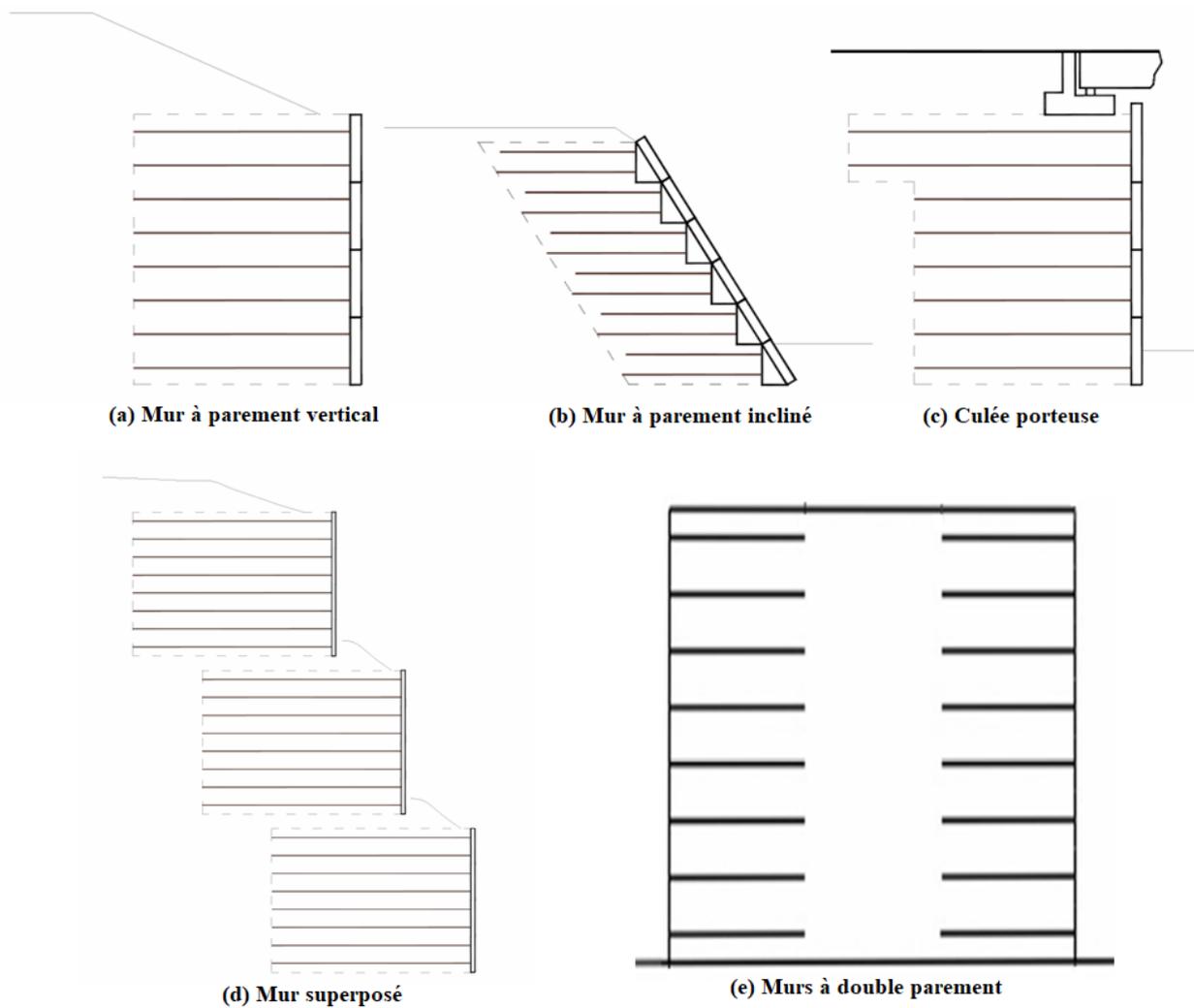
## I.5. LES CATEGORIES DE MURS DE SOUTÈNEMENT EN REMBLAI RENFORCE

Les murs de soutènement en remblai renforcé peuvent être classés selon plusieurs critères. Premièrement, en fonction des matériaux de renforcement, on distingue les murs renforcés avec des armatures métalliques, comme l'acier galvanisé, et ceux utilisant des matériaux non métalliques, tels que les géosynthétiques (géogrilles, géotextiles). Deuxièmement, selon le type de parement (Figure I.8), on peut classer les murs en trois catégories : les murs à parement rigide, souvent réalisés en panneaux préfabriqués en béton (panneaux de pleine hauteur) ; les murs à parement semi-rigide, généralement composés de blocs modulaires préfabriqués articulés entre eux ; et les murs à parement souple ou flexible, où des matériaux tels que les gabions, les treillis métalliques ou les faces enveloppées sont utilisés. Enfin, une troisième classification est

basée sur la géométrie des murs (Figure I.9) : on trouve des murs à parement vertical, des murs à parement incliné, des murs superposés (recommandés pour les structures de grande hauteur et qui constituent l'objet de cette thèse), des murs à double parement, et les culées porteuses utilisées dans les infrastructures de ponts.



*Figure I.8. Classification des mur en remblai renforcé selon le type de parement*



*Figure I.9. Classification des mur en remblai renforcé selon la géométrie des murs*

## **I.6. LES APPLICATIONS PRINCIPALES DES OUVRAGES EN SOL RENFORCE**

La technique du sol renforcé a transformé de manière significative les méthodes de construction modernes, et elle est aujourd'hui largement adoptée comme solution pour un grand nombre d'applications. Le coût avantageux et la flexibilité des murs en sol renforcé ont largement contribué à leur adoption dans divers domaines du génie civil à l'échelle mondiale. Les plus essentielles de ces utilisations sont décrites dans cette section (Figure I.10).

### **i. Infrastructures routières**

La principale utilisation des murs en sol renforcé se trouve dans la construction de soutènements pour les routes et autoroutes, particulièrement dans les zones à fort dénivelé. On les retrouve notamment sous forme de murs de soutènement pour chaussées simples ou étagées, de culées porteuses, de culées mixtes et de murs de rampes.

### **ii. Infrastructures ferroviaires**

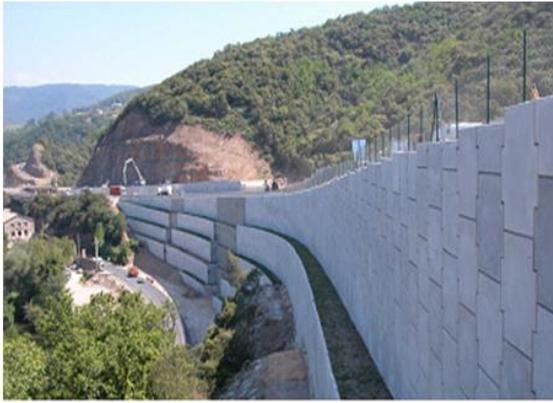
Dans de nombreux pays, les murs en sol renforcé sont utilisés pour la construction de chemins de fer et de lignes de métro. Bien que cette technique soit similaire à celle employée pour les infrastructures routières, les ouvrages ferroviaires requièrent souvent des normes de sécurité plus strictes, ce qui se traduit par une durée de vie prolongée et des coefficients de sécurité accrus.

### **iii. Applications industrielles**

Les murs en sol renforcé sont largement utilisés dans divers contextes industriels, qu'il s'agisse de sites classiques ou spécifiques, tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, ainsi que les installations de criblage et de concassage.

### **iv. Structures hydrauliques**

Les murs en sol renforcé sont particulièrement adaptés aux environnements hydrauliques, grâce à leur capacité à résister à des conditions extrêmes telles que les inondations, les marées hautes, les vagues, les tempêtes, les forces de la glace et les impacts divers. Leur rapidité de mise en œuvre, notamment dans les zones soumises aux marées, où le remblai peut être réalisé simultanément, les rend très utiles dans les contextes fluviaux et maritimes. L'intégration d'armatures géosynthétiques résistantes à la corrosion et la possibilité de construire des murs de quai en sol renforcé entièrement sous l'eau ont permis l'expansion de cette technique dans les environnements salins et maritimes, tels que les marinas et les ports de pêche.



(a) Ouvrages routières



(b) Ouvrages ferroviaires



(c) Applications industrielles



(d) Ouvrages hydrauliques

*Figure I.10. Exemples d'applications des ouvrages en sol renforcé*

## I.7. AVANTAGES ET LIMITES DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE

Les murs en sol renforcé offrent des avantages techniques significatifs par rapport aux structures de soutènement en béton armé conventionnelles, notamment sur des sites aux conditions de fondation médiocres. Comparés aux murs de soutènement en béton armé classiques, ces murs peuvent supporter des déplacements plus importants grâce à leur comportement flexible. De plus, dans de tels cas, le coût réduit des murs en sol renforcé par rapport à la construction traditionnelle, ainsi que l'élimination des coûts liés aux améliorations des fondations, comme les pieux et les têtes de pieux nécessaires pour soutenir des structures conventionnelles, entraînent des économies substantielles. Dans les situations où une pente raide renforcée peut remplacer un mur conventionnel, les économies de coûts peuvent atteindre 70 % ou plus (Enunlu, 2007).

Les avantages des murs en sol renforcé peuvent être énumérés comme suit:

- La procédure de construction est simple et ne nécessite pas une grande quantité d'équipements, ni un opérateur qualifié et expérimenté.
- Ils ne nécessitent pas beaucoup d'espace devant la structure.
- La préparation du site ne prend pas beaucoup de temps.
- La construction est relativement bon marché et rentable.

- Ils possèdent une flexibilité et une capacité à tolérer les déformations, même sous des conditions de fondation médiocres.
- Ils offrent une résistance accrue aux activités sismiques.
- Ils apportent un aspect esthétique grâce aux diverses unités de parement disponibles .

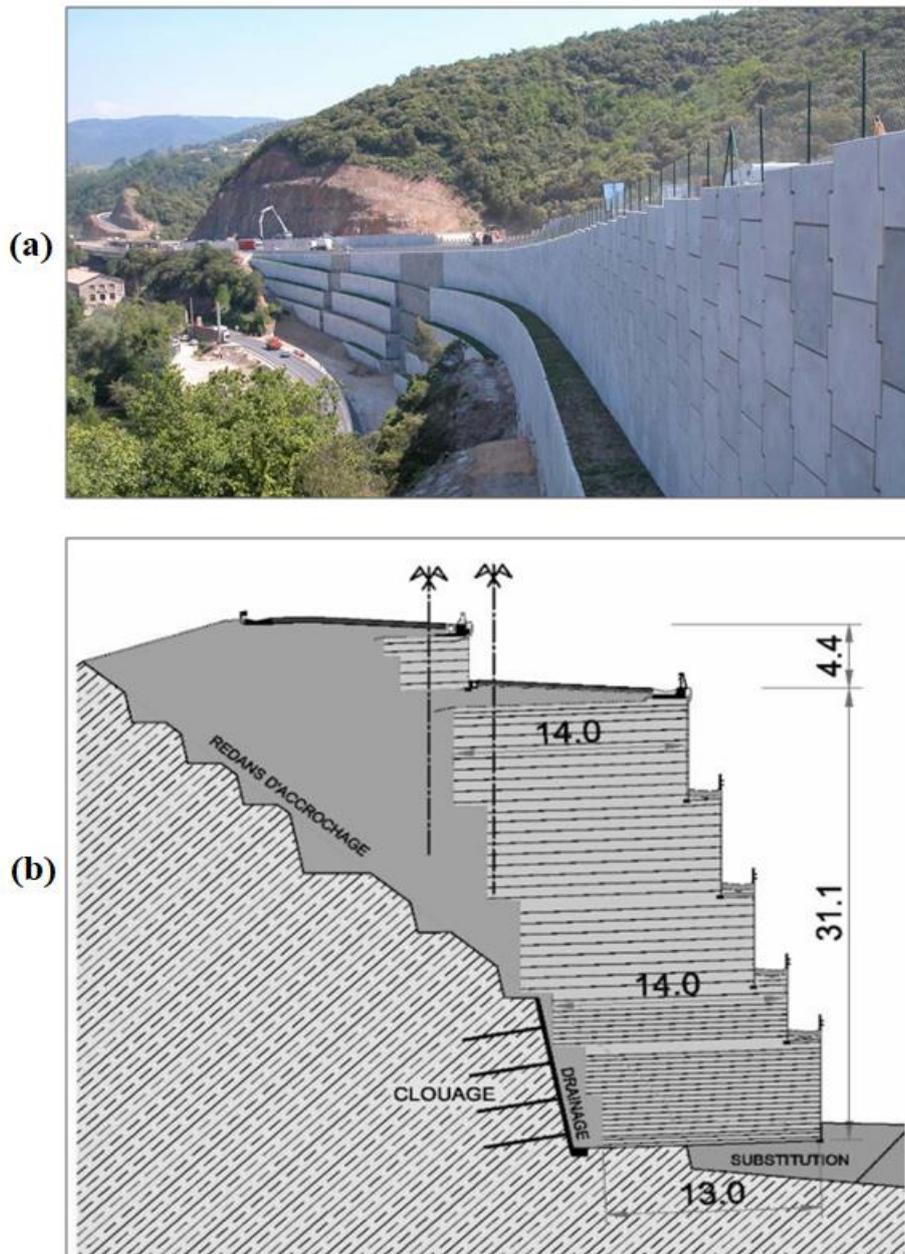
Cependant, malgré ces nombreux avantages, les murs en sol renforcé peuvent présenter les inconvénients suivants, qui peuvent varier en fonction des conditions du projet :

- Pour assurer la stabilité interne et externe, une grande surface est nécessaire derrière le mur.
- Répondre aux besoins en remblai granulaire peut, dans certains cas, s'avérer difficile et coûteux.
- Elles nécessitent généralement un système de drainage pour les ancrages au sol, ce qui peut être difficile à construire et à entretenir.
- Des précautions supplémentaires peuvent être nécessaires contre les rayons ultraviolets pour éviter la dégradation potentielle des renforts en polymère .
- Un autre inconvénient des armatures métalliques dans les murs en sol renforcé est le vieillissement dû principalement à la corrosion, ce qui peut réduire la durabilité des structures renforcées au fil du temps.

## **I.8. EXEMPLES DE REALISATIONS DE MURS EN SOL RENFORCE SUPERPOSES**

### **❖ Mur de Soumont de l'autoroute A75 à Lodève, France (achevé en 2005)**

Ce projet, visant à développer le réseau routier de l'autoroute A75 autour de la ville de Lodève en France, a été achevé en mars 2005. Le projet de soutènement comporte six murs superposés, atteignant une hauteur de 35 mètres (Figure I.11), conçus pour éviter la construction d'un viaduc dans le talweg. Bien que ce mur soit d'une hauteur exceptionnelle, il n'a pas présenté de difficultés géotechniques majeures, à l'exception d'une substitution locale au fond du talweg. Du côté sud, le mur repose sur un éperon rocheux stabilisé par clouage. Le parement est réalisé avec des éléments cruciformes TERRACLASS, renforcés par des armatures en acier galvanisé atteignant 14 m de longueur. Le remblai a été soigneusement sélectionné pour garantir un compactage optimal, et le mur en aval a été segmenté en sections successives, séparées par des risbermes végétalisées.

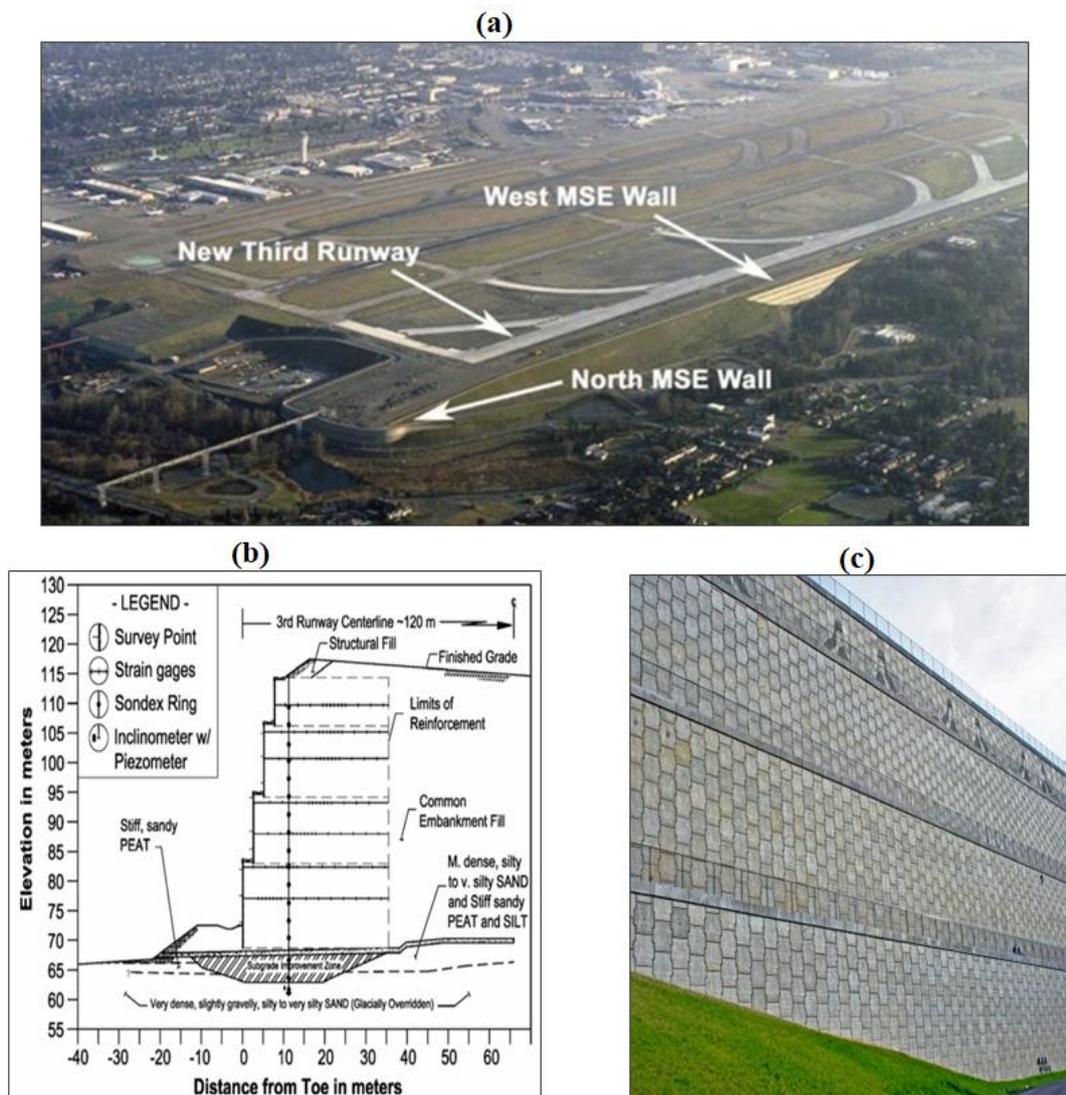


**Figure I.11.** Mur de Soumont (France): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Lucas et al., 2008)

#### ❖ Mur de l'aéroport de Seattle-Tacoma aux États-Unis (achevé en 2005)

L'expansion de l'aéroport international de Seattle-Tacoma, dans l'État de Washington (États-Unis), a nécessité la construction d'une troisième piste, impliquant un important volume de remblai compacté pour élever le sol jusqu'à 50 mètres afin d'atteindre le niveau de la piste existante. Pour éviter que les pentes de remblai n'envahissent les zones humides existantes, une série de murs en sol renforcé à simple face et à plusieurs niveaux a été construite. Le plus haut de ces murs, appelé le Mur Ouest, est une structure à quatre niveaux, d'une longueur de 436 m et atteignant une hauteur maximale de 45,7 m, dont 41,9 m sont exposés, sans inclure le talus de sol non renforcé de 4,5 m au-dessus du sommet du mur (Figure I.12). Une configuration à plusieurs niveaux a été utilisée principalement pour des raisons esthétiques. Les bandes d'acier nervurées

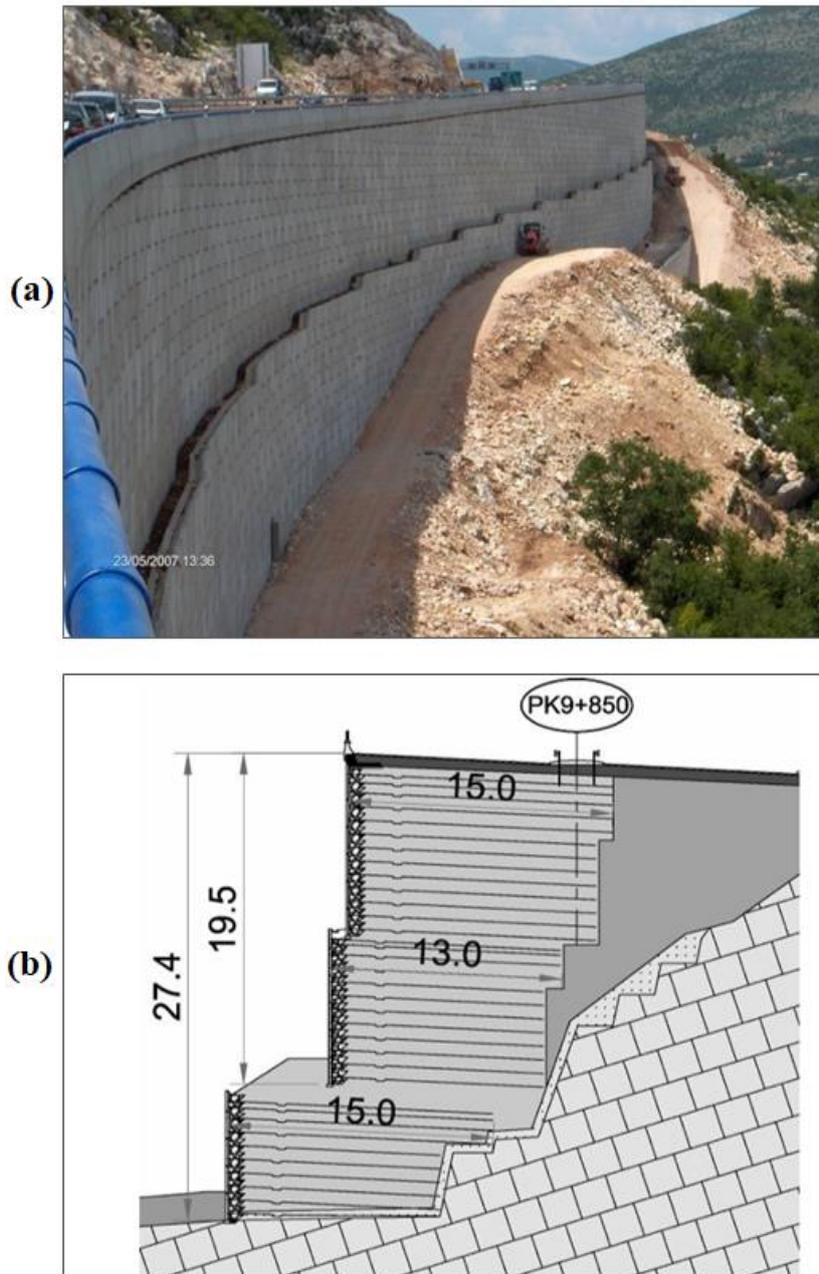
utilisées pour le renforcement ont été dimensionnées pour assurer la stabilité interne, avec des longueurs variant de 28 m à 35,4 m, et maintenues à un minimum de 70 % de la hauteur du mur sus-jacent. Les spécifications du remblai renforcé exigeaient un matériau granulé bien classé, sans fines plastiques, respectant une gamme granulométrique définie.



**Figure I.12.** Mur de l'aéroport de Seattle-Tacoma (États-Unis): (a) Vue aérienne de l'ouvrage (montrant tous les murs), (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Mur Ouest), (c) Vue du Mur Ouest achevé (Stuedlein et al., 2012)

#### ❖ Mur de STRIKICI, Croatie (achevé en 2008)

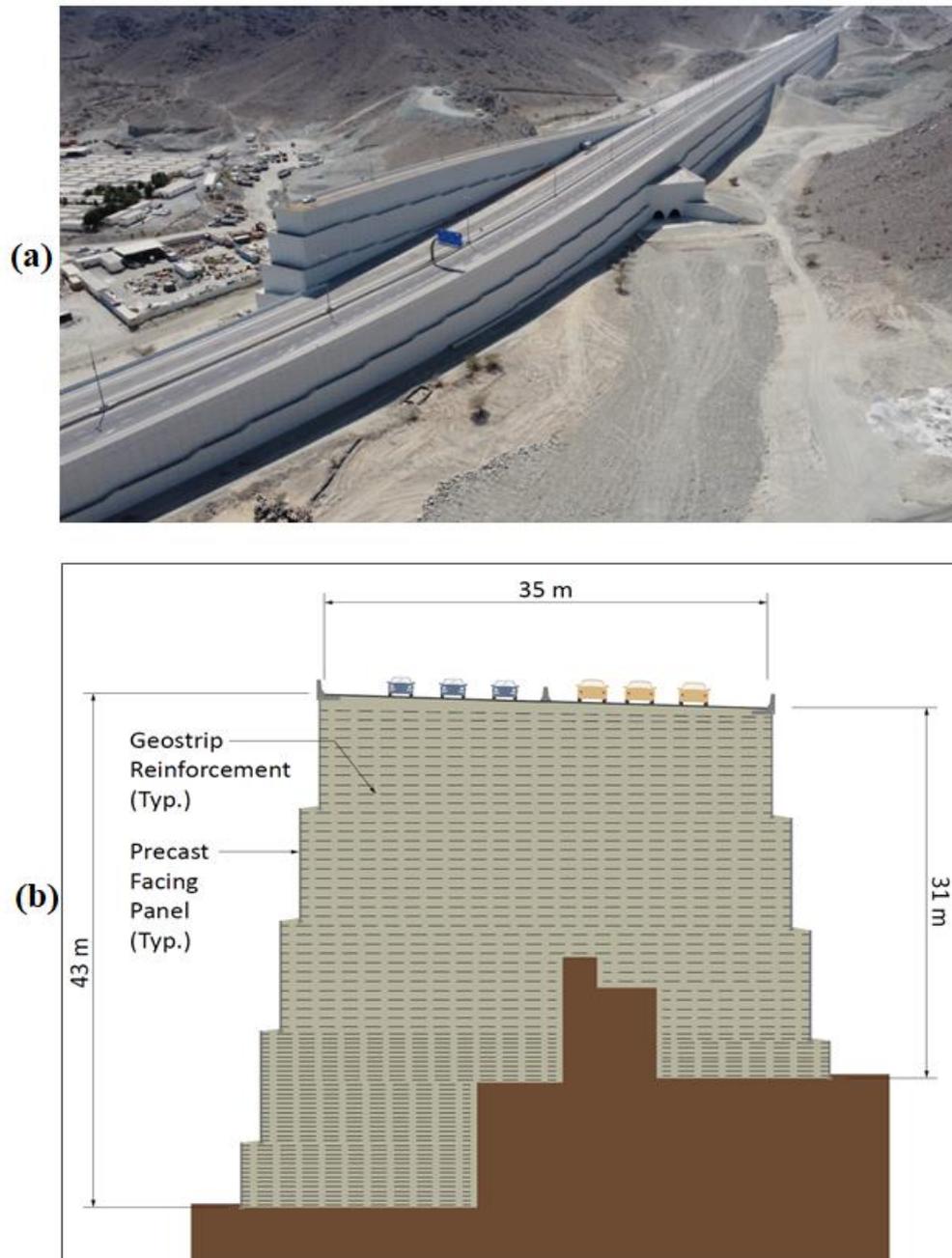
Dans le cadre de l'autoroute Zagreb-Split-Dubrovnik, un mur de soutènement a été construit à Strikici, en remplacement de la construction de deux viaducs initialement prévus sur la section Dugopolje-Bisko. Ce mur, d'une hauteur maximale de 27,4 mètres et d'une longueur de 508 mètres (Figure I.13), repose sur un substrat rocheux. Le parement est constitué d'éléments en béton de 3,2 m<sup>2</sup> (2,0 m x 1,6 m) et d'une épaisseur de 14 à 16 cm, reliés à des armatures géosynthétiques (bandes de 9 cm de largeur). L'ouvrage, segmenté en trois murs superposés pour limiter les tassements, a été vérifié pour sa stabilité sismique avec une accélération nominale de 2,9 m/s<sup>2</sup>.



**Figure I.13.** Mur de STRIKICI (Croatie): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Lucas et al., 2008)

#### ❖ Ouvrage de l'Autoroute de Wadi Al Qawr (Émirats Arabes Unis)

Dans le cadre d'un important projet autoroutier reliant Wadi Al Qawr à la route entre Al Hibab et Nazwa, au nord-est des Émirats, 113 000 m<sup>2</sup> de murs de soutènement ont été réalisés. Des murs en sol renforcé, atteignant jusqu'à 43 mètres de hauteur, se sont avérés être la solution la plus viable comparée aux viaducs surélevés. Ce projet figure parmi les plus hauts murs en sol renforcé géosynthétique soutenant une autoroute. Des murs dos à dos de plus de 40 mètres de hauteur ont été construits sous forme de structures à cinq niveaux, avec une distance de décalage de 1,5 mètre entre chaque niveau (Figure I.14).



**Figure I.14.** Mur de STRIKICI (Croatie): (a) Vue de l'ouvrage achevé, (b) Coupe transversale de la section de plus grande hauteur (Frankenberger et al., 2020)

Les structures en sol renforcé ont été édifiées avec une variété de matériaux de remblai, dont la teneur en fines varie de 5 à plus de 50 %. Le renforcement du sol consistait en des bandes géosynthétiques d'une résistance à la traction de 50 kN, avec un espacement vertical aussi faible que 40 cm. Ces bandes sont composées de fils multi-filaments en polyester à haute ténacité, placés sous tension et recouverts de polyéthylène à faible densité linéaire.

## I.9. CONCLUSION

Ce chapitre a offert un aperçu des différents types de structures de soutènement, en mettant particulièrement l'accent sur les murs en sol renforcé. Il a abordé les classifications des ouvrages

de soutènement, puis s'est concentré sur les murs en sol renforcé, en examinant leur principe de fonctionnement, leurs composants spécifiques, et leurs domaines d'application.

L'importance croissante de ces structures dans le domaine du génie civil mérite d'être soulignée. Grâce à leur flexibilité, leur adaptabilité et leur efficacité, les murs en sol renforcé se sont imposés comme une solution viable pour des projets complexes, souvent marqués par des conditions géotechniques difficiles. Leur capacité à résister aux sollicitations statiques et dynamiques, combinée à un coût avantageux et à une facilité de mise en œuvre, en fait un choix privilégié pour diverses applications, allant des infrastructures routières aux ouvrages hydrauliques et industriels.

Ce chapitre a également présenté quelques grands projets réalisés à travers le monde, illustrant la supériorité des murs en sol renforcé, notamment dans des configurations superposées, par rapport aux solutions classiques en termes de coût, de sécurité et d'esthétique.

Cette évolution impose la nécessité de développer des méthodes de conception fiables et pratiques pour ces structures. Les chapitres suivants aborderont en détail les méthodes de conception de ces ouvrages, ainsi que les recherches antérieures menées dans ce domaine. En outre, une analyse plus approfondie sera menée dans le cadre de cette thèse pour étudier, de manière numérique, le comportement des murs en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés, sous des charges statiques et dynamiques, afin d'évaluer leur performance et leur durabilité.

## **CHAPITRE II**

# **REVUE DES PRINCIPES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES MURS EN SOLS RENFORCES**

### **II.1. INTRODUCTION**

En géotechnique, les structures de soutènement sont conçues pour résister à la pression exercée par le terrain. Elles jouent un rôle essentiel dans diverses applications de génie civil, telles que les ponts, les routes, et bien d'autres infrastructures. Parmi ces structures, les murs en sol renforcé se distinguent particulièrement et ont gagné en popularité ces dernières années en raison de leurs nombreux avantages, notamment leur esthétique, leur flexibilité et leur coût compétitif.

Ces structures nécessitent une maîtrise précise des aspects techniques pour garantir leur stabilité et leur performance durable. Une compréhension approfondie de ces principes est donc essentielle pour s'assurer que ces murs continuent de répondre aux exigences strictes des projets d'infrastructure. À cet égard, ce chapitre vise à explorer les principes fondamentaux qui régissent la conception et le calcul des murs en sol renforcé.

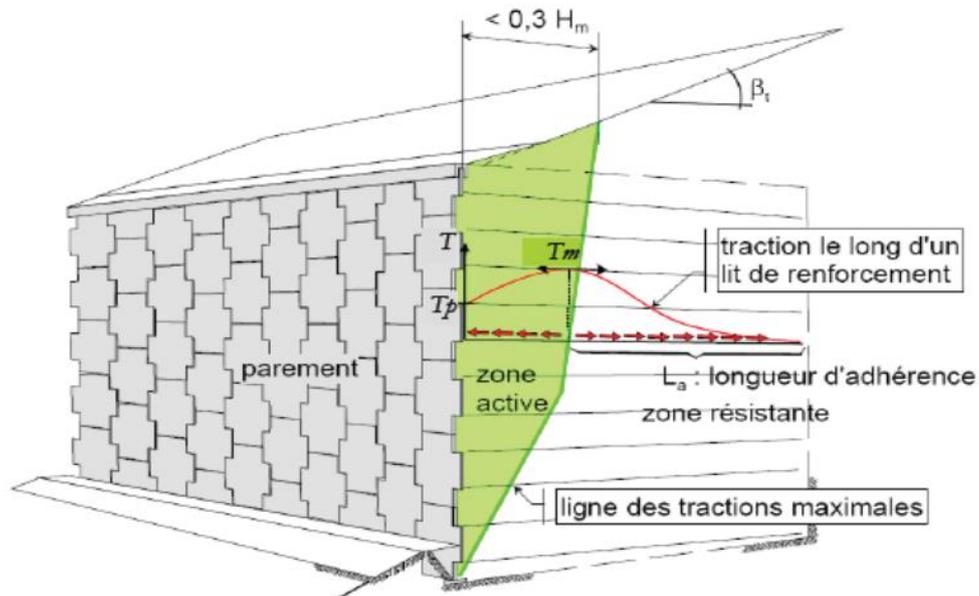
Dans un premier temps, nous aborderons le principe de fonctionnement interne d'un mur de soutènement en sol renforcé, en présentant la relation entre les remblais et les armatures qui confèrent à ces murs leur résistance. Nous poursuivrons par une présentation des méthodes de calcul des pressions latérales exercées par les terres sur ces structures en conditions statiques et dynamiques.

Ensuite, une section sera consacrée à la stabilité des murs en sol renforcé, en prenant en compte les divers modes de rupture potentiels. Les spécificités des murs en sol renforcé superposés seront également discutées, en tenant compte des particularités de leur conception. Enfin, ce chapitre se conclura par une revue des dernières études existantes sur les murs en sol renforcé, tant pour les configurations simples que superposées, offrant ainsi une vue d'ensemble des connaissances actuelles et des recommandations.

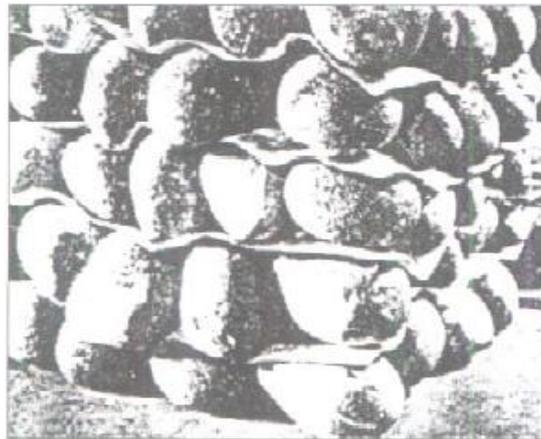
### **II.2. FONCTIONNEMENT INTERNE D'UN MUR DE SOUTENEMENT EN SOL RENFORCE**

Le massif de sol renforcé (voir la Figure II.1) est créé en combinant des sols de remblai avec des éléments de renforcement. Ce concept repose sur une idée simple : établir une liaison durable entre les deux composants grâce aux forces de frottement qui se forment aux points de contact entre le sol et les renforts. Lorsque le massif de mur en sol renforcé est soumis à des sollicitations, les renforts, par l'intermédiaire du frottement, entrent en tension et confèrent au sol une cohésion anisotrope. Il en résulte un matériau composite (voir la Figure II.2) innovant

qui présente de nombreux avantages par rapport aux matériaux conventionnels utilisés en génie civil.



**Figure II.1.** Mur en sol renforcé (Reiffsteck, 2007)



**Figure II.2.** Structure du massif en sol renforcé (Vidal, 1966)

Le sol renforcé est ainsi constitué de deux zones distinctes (Figure II.3) : d'une part, une zone active où les efforts de cisaillement appliqués par le sol sur les renforts sont orientés vers le parement ; d'autre part, une zone résistante où ces mêmes efforts sont dirigés vers l'intérieur du massif. Ce principe de fonctionnement constitue la base des méthodes de calcul de la stabilité interne des murs en sol renforcé.

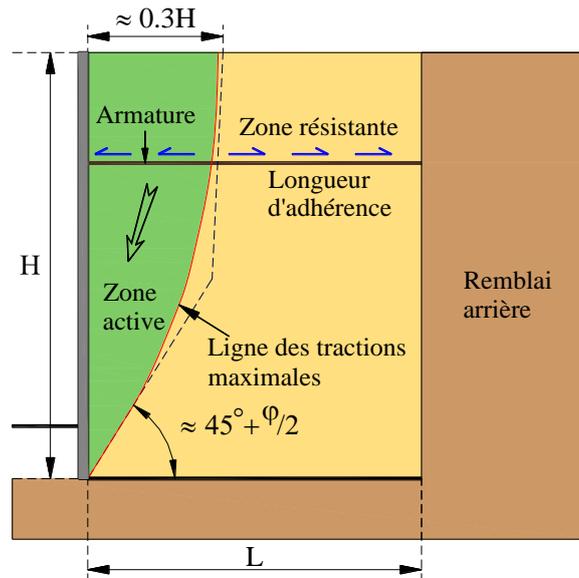


Figure II.3. Principe de la stabilité interne d'un mur en sol renforcé (LCPC, 2003)

### II.3. PRESSION LATÉRALE STATIQUE DES TERRES SUR UN MUR EN SOL RENFORCE

La vérification de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé nécessite de déterminer l'amplitude et la direction des pressions des terres latérales qui agissent sur ces structures. En conditions statiques, les pressions des terres latérales peuvent être calculées pour trois cas différents: actif, passif ou à l'état de repos. Pour estimer les pressions latérales actives sur les murs en sol renforcé, deux théories couramment utilisées sont celles de Coulomb (1776) et de Rankine (1857).

#### II.3.1. Méthode de Coulomb

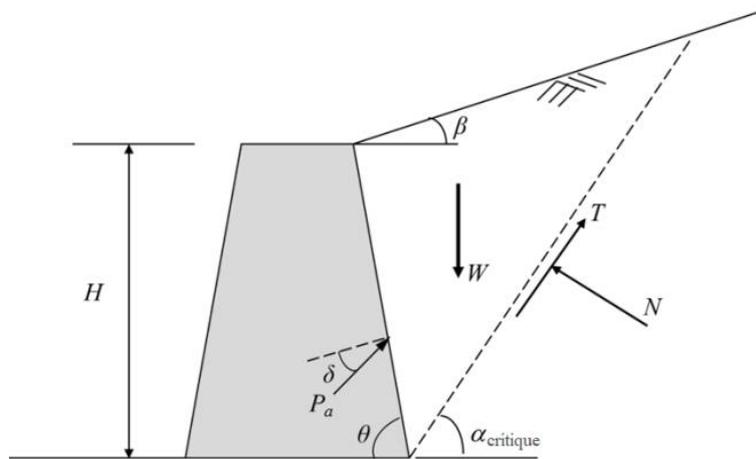
La méthode de Coulomb, développée en 1776, est une théorie universellement utilisée pour estimer les pressions actives et passives des terres sur les murs de soutènement. Elle repose sur deux hypothèses principales : le sol se rompt le long d'une surface plane de rupture, et la force agissant sur le mur a une direction connue, tenant compte de l'angle de frottement à l'interface entre le sol et la structure. Cette méthode utilise l'équilibre limite pour déterminer la pression latérale des terres, comme illustré à la Figure II.4. La poussée active  $P_a$  exercée sur un mur supportant un sol sans cohésion et le coefficient de pression latérale des terres actif  $K_a$  peuvent être exprimés comme suit :

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

Et

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]} \quad (II.2)$$

où,  $\theta$  = inclinaison du mur de soutènement par rapport à l'horizontale,  $\varphi$  = angle de frottement du remblai,  $\delta$  = angle de frottement entre le mur de soutènement et le sol de remblai, et  $\beta$  = inclinaison de la surface du sol de remblai par rapport à l'horizontale.



**Figure II.4.** Coin de rupture plan pour l'état actif (d'après la méthode de Coulomb)

### II.3.2. Méthode de Rankine

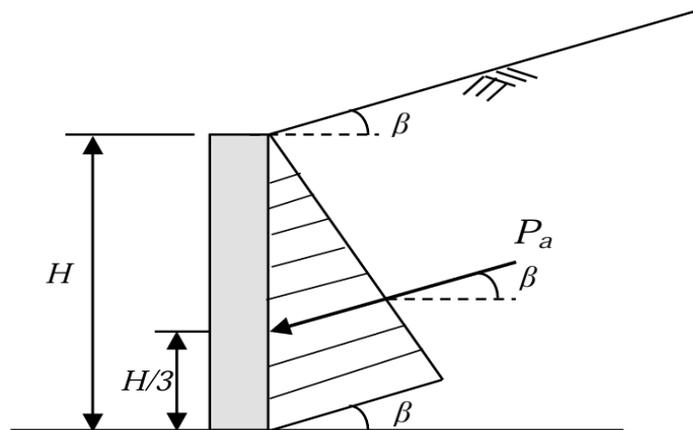
Rankine (1857) a développé une solution de champ de contraintes pour le calcul des pressions des terres actives et passives. Dans sa solution, il a supposé que l'arrière du mur de soutènement est lisse, sans friction, et vertical. La surface de rupture du sol est plane. La Figure II.5 illustre la pression des terres actives qui se développe derrière le mur de soutènement selon la solution de Rankine pour un sol non cohérent. Pour le cas d'un sol cohérent et d'un massif à surface inclinée par un angle  $\beta$ , le coefficient de pression des terres actives et la poussée active  $P_a$  exercée sur le mur sont fournis par les équations suivantes :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (II.3)$$

Et

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (II.4)$$

Où,  $\varphi$  = angle de frottement du remblai et  $\beta$  = inclinaison de la surface du sol de remblai par rapport à l'horizontale.



**Figure II.5** Pression des terres active de Rankine derrière le mur de soutènement (d'après la méthode de Rankine)

## II.4. PRESSION LATÉRALE DYNAMIQUE DES TERRES SUR UN MUR EN SOL RENFORCE

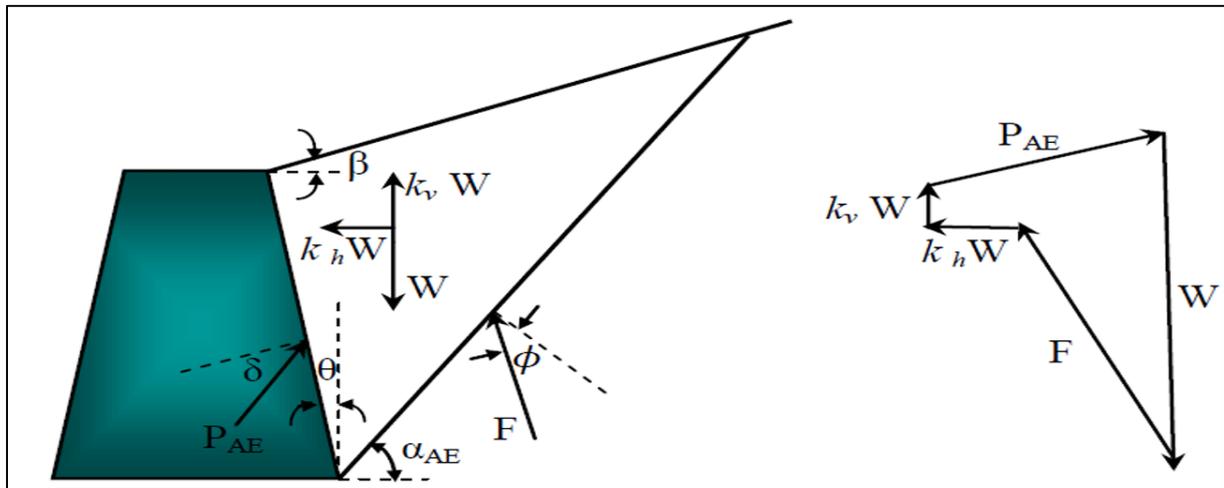
Les méthodes actuelles utilisées pour le calcul de la pression des terres sur les murs de soutènement sous l'effet du chargement sismique (pression dynamique), en plus des analyses numériques, peuvent être classées en deux groupes : les méthodes d'état limite, qui impliquent un mouvement significatif entre le mur et le sol dans le calcul, et les méthodes élastiques, où le mouvement entre le sol et le mur est supposé limité, ce qui fait que le sol se comporte comme un matériau élastique linéaire. Pour chaque groupe de ces méthodes de calcul, plusieurs approches analytiques ont été développées par les chercheurs afin de fournir une conception sûre des murs de soutènement en cas de scénario sismique. Les sections suivantes aborderont brièvement les deux méthodes couramment utilisées, à savoir l'approche pseudo-statique (méthode de Mononobe-Okabe) et l'approche pseudo-dynamique (méthode de Steedman et Zeng).

### II.4.1. Méthode de Mononobe-Okabe (approche pseudo-statique)

Okabe (1926) ainsi que Mononobe et Matsuo (1929) ont étendu la théorie de Coulomb sur les pressions des terres actives et passives statiques pour inclure les effets des pressions dynamiques des terres sur les murs de soutènement. La théorie de Mononobe-Okabe, qui a posé les bases de l'analyse pseudo-statique des pressions sismiques sur les structures de soutènement, intègre les effets des tremblements de terre en introduisant une accélération horizontale constante en unités de  $g$ ,  $a_h = k_h \cdot g$ , et une accélération verticale constante en unités de  $g$ ,  $a_v = k_v \cdot g$ , appliquées à la masse de sol formant le coin actif (ou passif) de Coulomb dans le remblai, comme illustré à la Figure II.6.

Le terme  $K_h$  représente la fraction de l'accélération horizontale (coefficient d'inertie horizontale ou coefficient sismique),  $K_v$  est la fraction de l'accélération verticale (coefficient d'inertie verticale ou coefficient sismique), et  $g$  est l'accélération de la gravité. L'accélération de la masse dans les directions des accélérations horizontale et verticale entraîne les forces d'inertie  $k_h \cdot W$  et  $k_v \cdot W$ , comme montré dans La figure II.6, où  $W$  est le poids du coin de sol. Ces forces d'inertie agissent dans le sens opposé à celui de l'accélération de la masse. La

figure 2.24 montre les forces agissant sur le coin de remblai sec et sans cohésion. Ce type d'analyse est décrit comme une méthode d'analyse pseudostatique, où l'effet du tremblement de terre est modélisé par un ensemble supplémentaire de forces statiques,  $k_h \cdot W$  et  $K_v \cdot W$ .



**Figure II.6.** Forces agissant sur un coin actif de sol pour un cas actif dans l'analyse de Mononobe-Okabe

La force totale due à la pression sismique active ( $P_{EA}$ ) ou passive ( $P_{EP}$ ) des terres peut être calculée de manière similaire à celle déterminée par la méthode de Coulomb :

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE,AP} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \mp K_v) \tag{II.5}$$

Où  $\gamma$  est le poids volumique du sol,  $H$  : est la hauteur du mur,  $K_v$  est le coefficient de l'accélération sismique verticale.

$K_{AE}$  et  $K_{PE}$  sont respectivement les coefficients de pression sismique active et passive des terres, et ils peuvent être calculés par:

$$K_{AE,PE} = \frac{\cos^2(\varphi \mp \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta \pm \theta + \psi) \left[ 1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi \mp \beta - \psi)}{\cos(\delta \pm \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \tag{II.6}$$

Où  $\theta$  = inclinaison du mur de soutènement par rapport à l'horizontale,  $\varphi$  = angle de frottement du remblai,  $\psi$  = angle de frottement entre le mur de soutènement et le sol de remblai, et  $\beta$  = inclinaison de la surface du sol de remblai par rapport à l'horizontale, et l'angle d'inertie sismique,  $\psi$ , qui représente l'angle selon lequel la résultante de la force de gravité et des forces d'inertie a tourné par rapport à la verticale, est égal à :

$$\psi = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \tag{II.7}$$

Où  $K_v$  et  $K_h$  sont respectivement le coefficient de l'accélération sismique verticale et horizontale.

La surface de glissement plane s'étend vers le haut à partir du talon du mur à travers le remblai et est inclinée à un angle  $\alpha_{AE}$  (ou  $\alpha_{PE}$ ) par rapport à l'horizontale. Selon Zarrabi et Kashani (1979),  $\alpha_{AE}$  et  $\alpha_{PE}$  sont donné par l'expression suivante :

$$\alpha_{AE,PE} = \pm\varphi \mp \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{\mp \tan(\varphi \mp \psi \mp \beta) \mp C_{1E,3E}}{C_{2E,4E}} \right] \quad (II.8)$$

Les facteurs  $C_{1E,3E}$  et  $C_{2E,4E}$  sont définis dans les équations suivantes :

$$C_{1E,3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi \mp \beta) [\tan(\varphi - \psi \mp \beta) + \cot(\varphi - \psi \mp \theta)]} \sqrt{1 + \tan(\delta + \psi \pm \theta) + \cot(\varphi - \psi \mp \theta)} \quad (II.9)$$

Et

$$C_{2E,4E} = 1 + \langle \tan(\delta + \psi \pm \theta) [\tan(\varphi - \psi \mp \beta) + \cot(\varphi - \psi \mp \theta)] \rangle \quad (II.10)$$

Seed et Whitman (1970) ont présenté une procédure simplifiée pour calculer la pression active dynamique des terres sur un mur vertical retenant un remblai sec. Ils ont considéré un groupe de structures composé d'un mur vertical ( $\theta=0$ ) retenant un remblai horizontal granulaire ( $\beta=0$ ) avec un angle de frottement  $\phi$  égal à 35 degrés,  $\delta=\phi/2$  et  $k_v$  égal à zéro.  $P_{AE}$  est défini comme la somme de la force initiale de pression des terres active statique  $P_A$  et de l'incrément de la force de pression des terres active dynamique  $\Delta P_{AE}$ .

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (II.11)$$

Où

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (II.12)$$

Le coefficient de pression des terres active dynamique  $K_{AE}$  est égal à

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (II.13)$$

Et

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad (II.14)$$

En utilisant cette procédure simplifiée,  $K_A$  est calculé à l'aide de l'équation de la méthode de Coulomb (cas statique) II.2, et  $\Delta K_{AE}$  est calculé à l'aide de l'équation II.6. Toutes les forces agissent à un angle  $\delta$  par rapport à la normale à l'arrière du mur, comme illustré à la Figure II.7. De plus, la Figure II.8 montre en détail les distributions de pression des terres agissant sur le mur

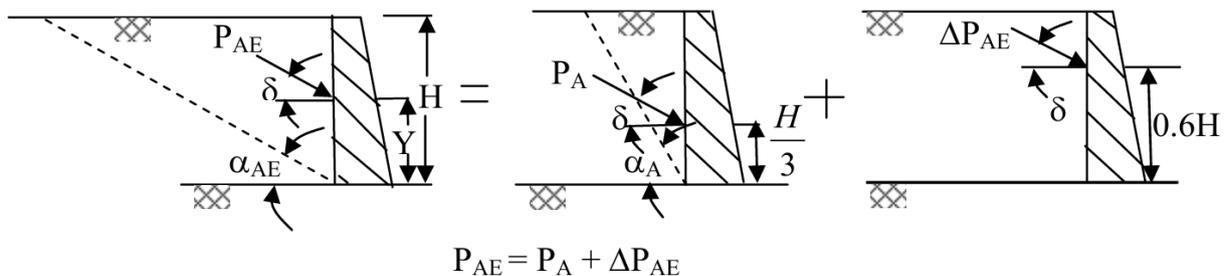


Figure II.7. Les points d'application des forces de pression des terres actives statiques et des forces de pression des terres actives dynamiques incrémentales

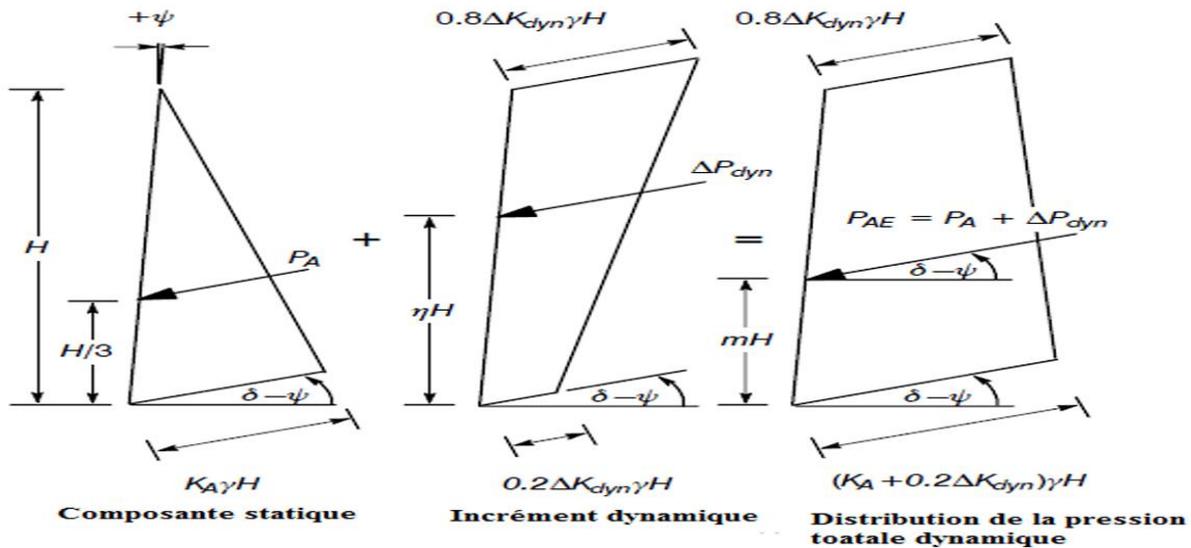


Figure II.8. Les distributions de pression des terres pendant le chargement dynamique selon l'approche pseudo-statique

### II.4.2. Méthode de Steedman et Zeng (approche pseudo-dynamique)

Pour surmonter les limitations inhérentes des méthodes pseudo-statiques, telles que l'ignorance de la nature dynamique du chargement sismique, la réponse dynamique de la couche de remblai, la différence de phase et les effets d'amplification au sein du sol de remblai, Steedman et Zeng (1990) ont tenté de proposer une nouvelle méthode pour estimer la pression des terres sismique en prenant en compte la différence de phase due à la propagation finie des ondes de cisaillement dans le sol de remblai derrière une structure de soutènement.

Steedman et Zeng (1990) ont supposé qu'un mur en porte-à-faux vertical à base fixe de hauteur  $H$  est supposé soutenir un matériau de remblai sans cohésion avec un frottement défini du sol, comme illustré à la Figure II.9. Dans cette analyse, le sol de remblai est considéré comme horizontal. La base du sol de remblai est supposée être soumise à une accélération horizontale harmonique d'amplitude  $a_h$ . L'accélération sismique horizontale agissant dans le sol de remblai n'est pas constante, mais dépend du temps, de la fréquence et de la différence de phase d'une onde de cisaillement ( $v_s$ ) se propageant verticalement dans le sol de remblai. L'accélération sismique horizontale à une profondeur  $z$  sous la surface du sol à un moment donné peut être exprimée comme suit :

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[ \omega \left( t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \tag{II.15}$$

où  $t$  représente le temps,  $\omega$  la fréquence angulaire de l'accélération sismique sinusoïdale,  $H$  la hauteur du mur et  $V_s$  la vitesse d'onde de cisaillement.

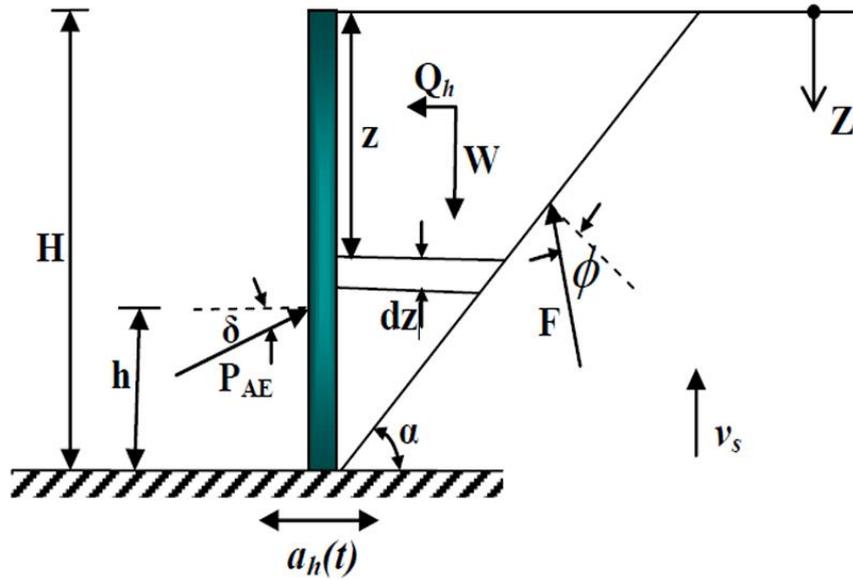


Figure II.9. Géométrie du mur considérée dans le modèle de Steedman et Zeng (1990)

La poussée totale des terres (statique + sismique) peut être obtenue en résolvant les forces sur le coin de sol et peut être exprimée comme suit :

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \tag{II.16}$$

où,  $W$  est le Poids du coin de rupture,  $\alpha$  = Angle d'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale et  $Q_h$  est la Force d'inertie horizontale due aux accélérations sismiques, qui est égal à :

$$Q_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^4 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)] \tag{II.17}$$

Où :

$$\xi = 1 - \frac{H}{V_s} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega}$$

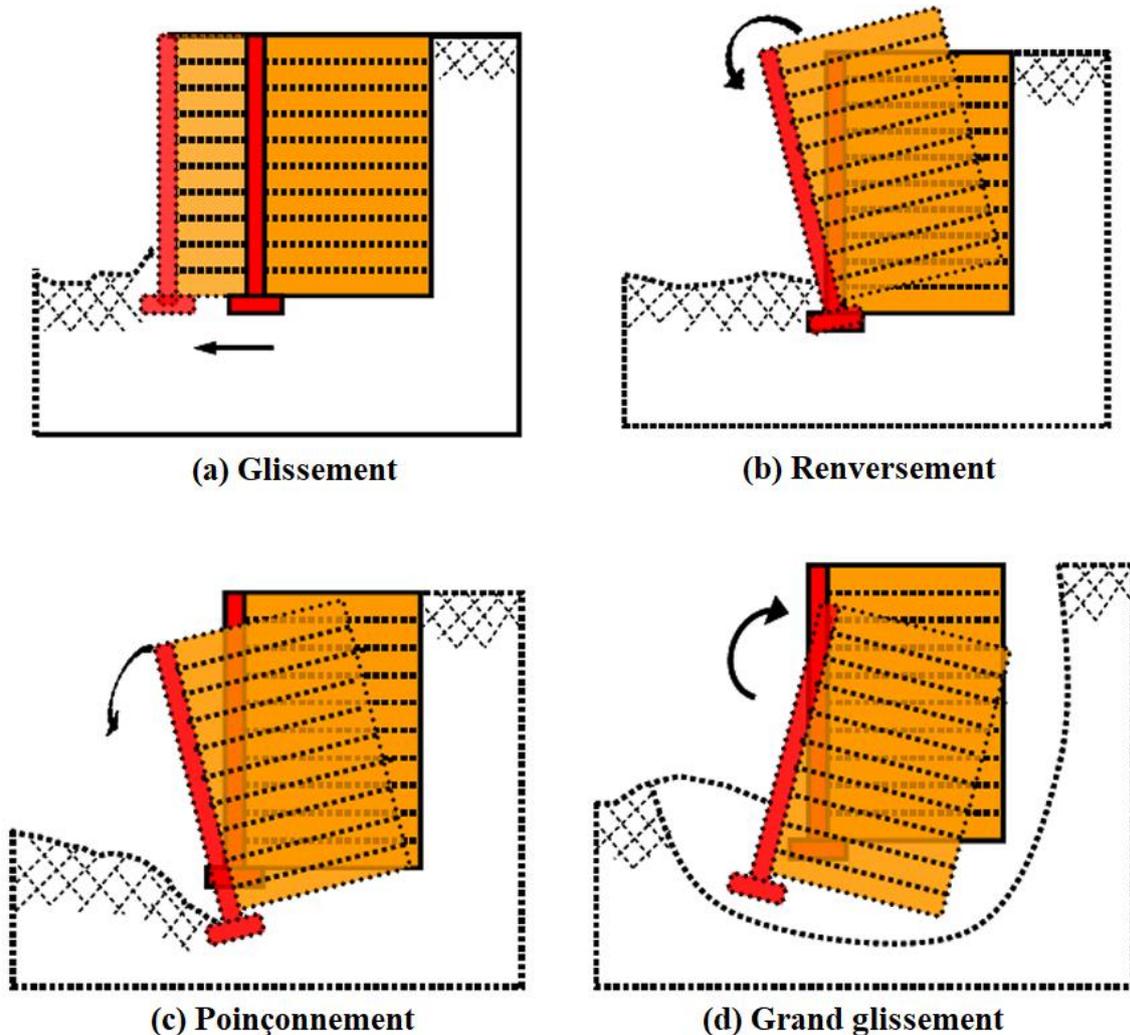
## II.5. STABILITE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE

### II.5.1. Stabilité externe

L'évaluation de la stabilité externe des murs renforcés est similaire à celle des murs gravitaires et semi-gravitaires. Il est nécessaire de calculer le facteur de sécurité contre l'un des quatre mécanismes potentiels de rupture externe généralement pris en compte lors du dimensionnement des murs en sol renforcé, comme le montre la figure II.10. Il est supposé que le parement des murs en sol renforcé et le sol renforcé se comportent de manière cohérente, comme un corps rigide (Berg et al., 2009). La vérification de la stabilité externe comprend:

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

Selon le guide FHWA, et en raison de la flexibilité et des performances satisfaisantes sur le terrain des murs en sol renforcé, les valeurs adoptées pour les facteurs de sécurité contre les ruptures externes sont, dans certains cas, inférieures à celles utilisées pour les murs en porte-à-faux en béton armé ou les murs gravitaires.



**Figure II.10.** Modes de rupture externe pour les murs en sol renforcé (Kavazanjian et al., 2011).

Le calcul de la stabilité externe des murs renforcés nécessite l'évaluation des forces agissant sur le massif de sol par unité de longueur (figure II.11). Parmi ces forces, on trouve la poussée des terres  $P$  sur la face arrière du mur, inclinée selon un angle  $\delta$ , qui est influencée par le rapport entre la hauteur  $H$  et la longueur  $L$  du mur. En général, les expérimentations ont montré que cette poussée des terres correspond à la poussée active, en raison des déformations du massif de remblai renforcé. En plus de la poussée des terres, le poids du massif de sol renforcé  $W$  contribue également aux efforts appliqués sur la structure. La combinaison de ces

forces génère une force résultante  $R$  à la base du mur, qui présente souvent une excentricité par rapport à l'axe du remblai renforcé.

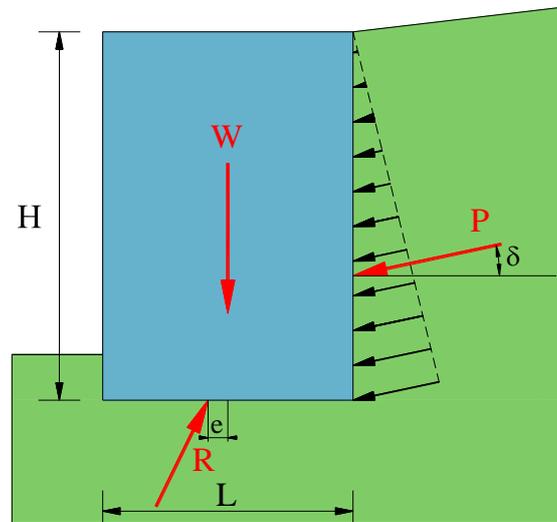


Figure II.11. Les forces agissant sur le mur en sol renforcé (LCPC, 2003)

#### ➤ Glissement de la base

Cette vérification a pour but de s'assurer que la structure ne glisse pas latéralement sur sa base. Le coefficient de sécurité (FS) contre le glissement au niveau de la couche de base, qui est la profondeur la plus critique, est défini comme le rapport entre la somme des forces de résistance (verticales) et la somme des forces motrices (horizontales) :

$$F_{s \text{ glissement}} = \frac{\sum \text{forces de résistance horizontales}}{\sum \text{forces motrices horizontales}} \quad (II.18)$$

La force de résistance est déterminée par la plus faible valeur entre la résistance au cisaillement le long de la base du mur et celle d'une couche faible près de la base du mur en sol renforcé. La force de glissement est la composante horizontale de la poussée sur le plan vertical à l'arrière du mur en sol renforcé.

Il est à noter que toute résistance passive du sol (force de butée) au niveau du talon, due à l'ancrage, est ignorée en raison du potentiel d'enlèvement du sol par des processus naturels ou artificiels au cours de la durée de vie de la structure (par exemple, érosion, installation de services publics, etc.). La résistance au cisaillement du système de parement est également négligée de manière conservatrice.

#### ➤ Renversement

Le facteur de sécurité contre le renversement de la base est exprimé comme le rapport entre la somme des moments résistants ( $\Sigma M_{Res}$ ) et la somme des moments moteurs ( $\Sigma M_{Mot}$ ). Les moments sont pris par rapport au talon du mur pour calculer le facteur de sécurité.

$$F_{s \text{ Renversement}} = \frac{\sum \text{moments des forces stabilisantes}}{\sum \text{moments des forces faisant renverser le mur}} \quad (II.19)$$

Les directives de la FHWA indiquent que la flexibilité des murs en sol renforcé devrait rendre le risque de renversement hautement improbable. Contrairement aux murs en porte-à-faux et aux murs gravitaires avec des fondations relativement rigides, la base des murs en sol renforcé a peu ou pas de rigidité en flexion. En effet, l'idée qu'ils puissent supporter des contraintes de flexion avec des pressions de contact en traction ou un soulèvement semble contre-intuitive et n'a pas été observée dans les structures en sol renforcé instrumentées dans plusieurs études (Wu et Ooi, 2015). Par conséquent, les directives de la FHWA omettent le renversement comme mode de rupture potentiel pour les murs en sol renforcé.

### ➤ Le Poinçonnement

La capacité portante d'un mur en sol renforcé peut être calculée en utilisant les équations traditionnelles de capacité portante utilisées pour les fondations. Le facteur de sécurité pour la capacité portante est exprimé comme le rapport entre la capacité portante ultime ( $q_l$ ) et les contraintes agissant au niveau de la fondation ( $q$ ), c'est-à-dire à la base du mur en sol renforcé dans ce cas.

$$F_{s \text{ Poinçonnement}} = \frac{q_l}{q} \quad (II.20)$$

Il convient de noter que le poids de tout parement de mur est généralement négligé dans les calculs (Berg et al., 2009).

Les valeurs minimales recommandées par le guide FHWA (2009) des facteurs de résistance à la stabilité externe sont données dans le tableau II.1.

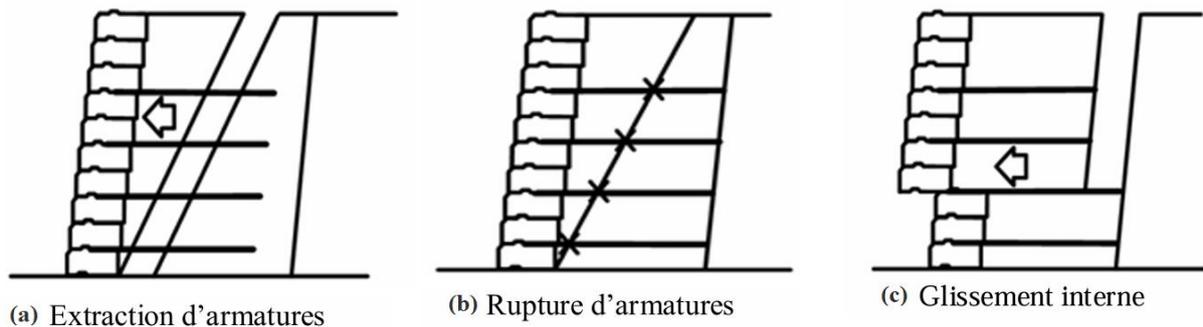
**Tableau II.1.** Propriétés des matériaux pour le cas de référence (Berg et al., 2009)

Mode de stabilité	Condition	Facteur de résistance
Capacité portante	/	0.65
Glissement de la base	/	1
Grand glissement	Lorsque les paramètres géotechniques sont clairement définis et que la pente ne soutient ni ne contient d'éléments structurels.	0.75
	Quand les paramètres géotechniques reposent sur des données limitées, ou que la pente comporte ou soutient un élément structurel.	0.65

### II.2.1. Stabilité interne

Pour évaluer la stabilité interne d'un mur en sol renforcé, il suffit de déterminer la longueur des renforts en plus des propriétés mécaniques du remblai et des sols de fondation. Les vérifications de la stabilité interne (également appelée stabilité locale) concernent la résistance

à la traction et à l'arrachement des renforts. Il est donc important de déterminer d'autres propriétés des renforts, telles que la rigidité, la résistance à la traction et l'espacement. Les différents types de rupture liés à la stabilité interne sont illustrés dans la Figure II.12.



**Figure II.12.** Ligne de rupture critique selon les recommandations du guide FHWA (2009): (a) renforts inextensibles, (b) renforts extensibles (Berg et al., 2009).

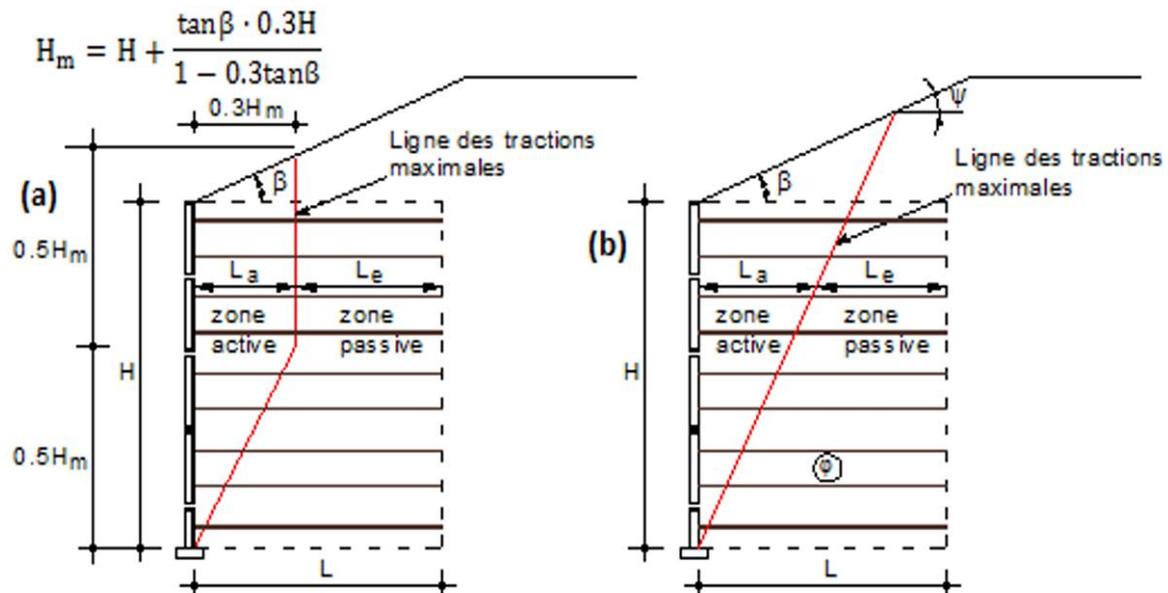
La vérification de la stabilité interne (stabilité dans la zone renforcée) comprend :

#### ➤ Rupture de l'armature

Les forces de traction (et, dans le cas de renforts rigides, les forces de cisaillement) dans les renforts peuvent devenir si importantes que les renforts s'allongent excessivement ou se rompent, entraînant des mouvements importants et/ou une possible ruine du mur. Ce mode de rupture est appelé rupture par allongement ou rupture des renforts. La vérification de ce type de rupture est conçue pour garantir que la section transversale du renforcement est adéquate, c'est-à-dire pour déterminer la résistance de renforcement requise.

#### ➤ Arrachement de l'armature

Les forces de traction dans les renforts peuvent dépasser la résistance à l'arrachement, entraînant des mouvements importants et/ou un possible effondrement du mur. Ce mode de rupture est appelé rupture par arrachement. La vérification de ce type de rupture est conçue pour garantir que la surface et la longueur du renforcement sont adéquates, c'est-à-dire pour déterminer la longueur de renforcement requise.



**Figure II.13.** Ligne de rupture critique selon les recommandations du guide FHWA (2009): (a) renforts inextensibles, (b) renforts extensibles (Berg et al., 2009).

Le dimensionnement pour prévenir une rupture interne implique donc de déterminer les forces de tension maximales, leur position sur une surface de glissement critique, ainsi que la résistance des renforts en termes d'arrachement et de traction. Dans les murs en sol renforcé à simple parement vertical, cette surface critique est supposée coïncider avec le point où la traction maximale  $T_{\max}$  est atteinte dans chaque couche de renforcement.

Pour les renforts inextensibles (tels que les armatures métalliques), la surface de glissement est généralement bilinéaire, tandis qu'elle est linéaire pour les renforts extensibles (tels que les géogrilles, qui sont capables de s'allonger davantage que les sols), et passe par le pied du mur dans les deux cas. Les Figures II.13.a et II.13.b présentent respectivement la ligne de rupture critique selon les recommandations du guide FHWA (2009) pour les renforts inextensibles et les renforts extensibles.

Concernant la longueur de renfort recommandée, selon le guide FHWA (2009), il est recommandé d'utiliser une longueur minimale de renforcement  $L$  égale à 0,7 fois la hauteur  $H$  dans la conception des murs de soutènement en sol renforcé à simple parement vertical ( $L/H = 0,7$ ). Toutefois, des longueurs de renforcement plus importantes sont nécessaires pour les structures exposées à des surcharges externes ou à des conditions sismiques, comme indiqué dans le Tableau II.2.

**Tableau II.2.** Valeurs de la longueur minimale de renfort recommandées par le guide FHWA (2009)

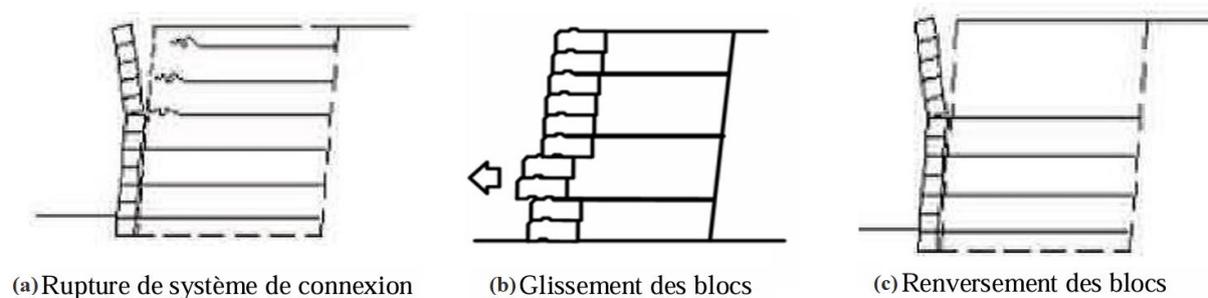
Conditions de chargement	Longueur minimale (L/H)
Condition statique (avec ou sans charge liée au trafic)	0.7
Chargement sismique	0.8 à 1.10

Il est à noter qu'en plus de vérifier la stabilité externe et interne des murs de soutènement en sol renforcé, la stabilité du parement doit également être vérifiée pour assurer la stabilité de ces structures, notamment sous les sollicitations dynamiques. La section suivante présente quelques notions sur ce type de stabilité.

### ❖ Stabilité du parement

Les analyses de stabilité du parement sont effectuées pour garantir que la colonne de parement est stable à toutes les hauteurs au-dessus du pied du mur et que les connexions entre les unités de parement et les couches de renforcement ne sont pas surchargées. L'analyse de la stabilité du parement des murs de soutènement en sol renforcé comprend trois principaux modes de défaillance : la rupture par cisaillement de l'interface, la rupture de la connexion et le renversement local (basculement), comme indiqué dans la Figure II.14.

- Rupture par cisaillement à l'interface : Ce type de rupture se produit lorsque les forces de cisaillement à l'interface entre les blocs de parement ou entre le parement et les renforts dépassent la capacité de cisaillement de l'interface, entraînant un glissement entre les éléments.
- Rupture de la connexion : La rupture des connexions concerne les points d'attache entre les renforts et le parement. Si ces connexions ne sont pas suffisamment résistantes, elles peuvent se rompre, entraînant une perte de stabilité du mur.
- Rupture par renversement local (basculement) : Le basculement du parement, qui se produit lorsque les moments internes créent un moment net vers l'extérieur au pied d'une unité de parement, nécessite une évaluation de la stabilité du parement contre ce mode de rupture.



*Figure II.14. Modes potentiels de rupture du parement (Bathurst et Cai, 1995)*

## II.6. MURS EN SOL RENFORCE SUPERPOSES

Leshchinsky et Han (2004) ont mentionné que la contrainte de traction dans le renforcement augmente rapidement avec l'augmentation de la hauteur du mur dans la conception actuelle des murs en sol renforcé. Pour tirer parti à la fois de l'esthétique et de l'économie des murs en sol renforcé pour de plus grandes hauteurs, des murs à plusieurs niveaux sont souvent utilisés avec une distance de décalage entre les niveaux adjacents. Cependant, jusqu'à présent, une méthodologie de conception rationnelle pour les murs en sol renforcé à plusieurs niveaux, qui prédit avec précision les performances du mur, fait défaut, tandis que les directives du manuel de conception du NCMA (1998) pour les murs de soutènement segmentaires et les directives

de la FHWA ne traitent que de la conception de murs à deux niveaux, désignés ci-après comme murs superposés.

### II.6.1. Le guide FHWA

Pour les structures en sol renforcé superposées, les directives de la FHWA, (Berg et al., 2009), concernent principalement la conception de murs en sol renforcé à deux niveaux. Une distance de décalage  $D$  est définie entre les faces des murs du niveau supérieur et du niveau inférieur. La stabilité interne des murs renforcés à deux niveaux est évaluée en utilisant les règles de conception simplifiées, comme illustré à la Figure II-15. Comme on le voit sur la figure,  $D'$  est utilisé pour évaluer l'inclinaison équivalente du mur pour un mur superposé, et  $R_\theta$  est utilisé pour déterminer l'angle de la surface de rupture par rapport à l'horizontale. Ils peuvent être exprimés comme suit :

$$D' = 2D \frac{H_1}{H_1 + H_2} \tag{II.21}$$

$$R_\theta = \frac{\beta' - \varphi}{90 - \varphi} \tag{II.22}$$

où  $D$  est la distance de décalage,  $H_1$  est la hauteur du mur du niveau supérieur,  $H_2$  est la hauteur du mur du niveau inférieur,  $\varphi$  est l'angle de frottement du sol, et  $\beta'$  est l'inclinaison équivalente du mur superposé.

Pour la conception préliminaire, si la distance de décalage est inférieure à  $(H_1+H_2)/20$  comme illustré à la Figure II.15 (a), le mur doit être conçu comme un mur unique d'une hauteur égale à  $(H_1+H_2)$ . L'angle de la surface de rupture par rapport à l'horizontale est de 59,0 degrés.

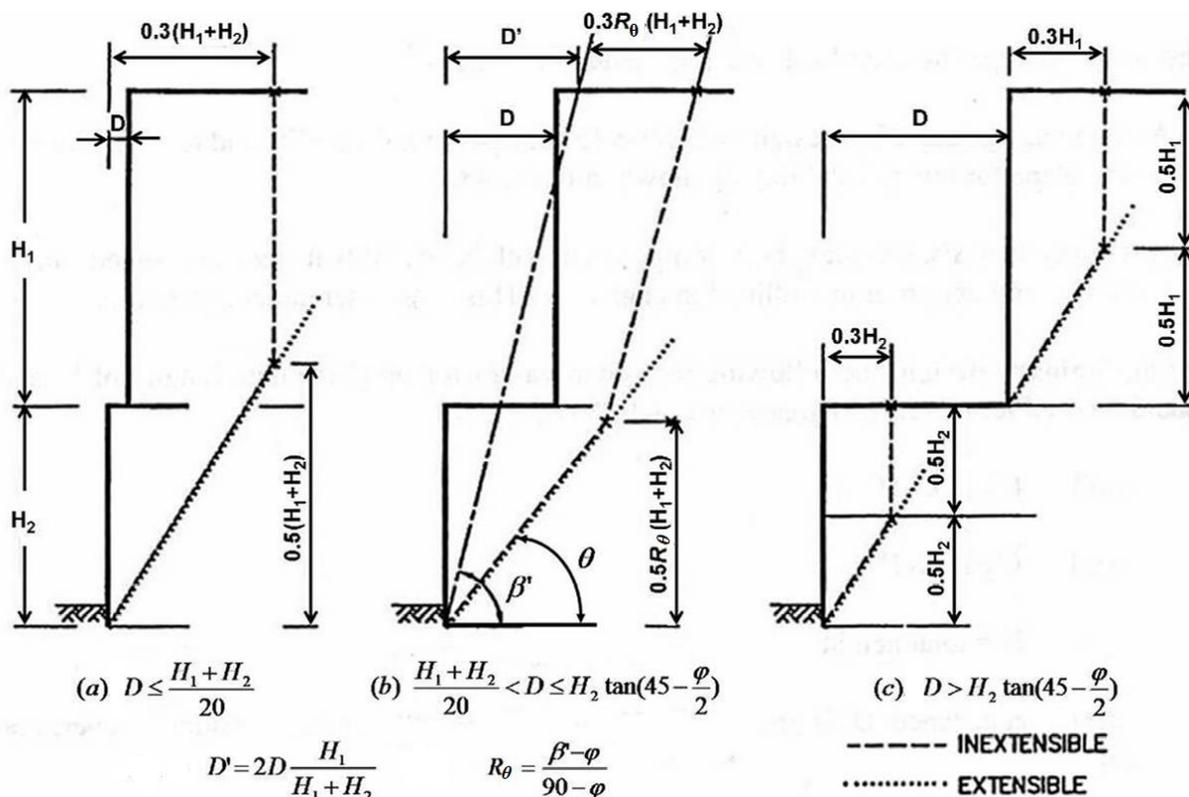


Figure II.15. Classification des murs en sol renforcé à plusieurs niveaux selon les directives de la FHWA en fonction de la distance de décalage  $D$  (Berg et al., 2009)

Si la distance de décalage se situe entre  $(H_1+H_2)/20$  et  $H_2 \tan(45-\varphi/2)$  comme illustré à la Figure II-15 (b), la longueur minimale de renforcement pour les murs du niveau supérieur et du niveau inférieur doit être supérieure à  $0,7H_1$  et  $0,6(H_1+H_2)$ , respectivement. La surface de rupture est simplement ajustée latéralement en fonction de la distance de décalage  $D$  et des conditions géométriques du mur. L'inclinaison du mur  $\beta'$  et l'angle de la surface de rupture  $\theta$  par rapport à l'horizontale peuvent être exprimés comme suit :

$$\beta' = \tan^{-1}\left(\frac{H_1 + H_2}{D'}\right) = \tan^{-1}\left[\frac{(H_1 + H_2)^2}{2DH_1}\right] \quad (II.23)$$

Et

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{0.5R_\theta(H_1 + H_2)}{0.5D + 0.3R_\theta(H_1 + H_2)}\right) \quad (II.24)$$

Si la distance de décalage est supérieure à  $H_2 \tan(45-\varphi/2)$ , les lignes de force de traction maximale, comme indiqué à la Figure II-15 (c), sont considérées comme indépendantes, sans tenir compte de la géométrie des deux murs superposés. Les inclinaisons des murs et les angles de surface de rupture sont respectivement de  $90,0$  et  $59,0$  degrés. Ainsi au-delà de  $H_2 \tan(90-\varphi)$ , le mur est assimilé à deux murs indépendantes plutôt qu'à un mur superposé, avec les mêmes valeurs pour les inclinaisons et les angles de surface de rupture.

Il convient de noter que, selon le guide FHWA, les critères présentés pour un mur à deux niveaux dans la Figure II-15 peuvent être étendus aux murs comportant plus de deux niveaux.

## II.6.2. Le guide NCMA

Le NCMA adopte une approche empirique intuitive basée sur la distance relative entre les niveaux supérieur et inférieur (figure II.16). Les deux niveaux sont considérés comme indépendants lorsque la distance de décalage est supérieure à la longueur de renforcement du mur du niveau inférieur nécessaire pour la stabilité interne ou au-delà du plan de rupture pour l'analyse de la stabilité externe. Lorsque la distance de décalage est faible et que les deux murs peuvent être traités comme un mur superposé composé, le guide NCMA fournit des détails de conception empiriques basés sur une interpolation linéaire entre deux conditions extrêmes : avec ou sans influence du mur supérieur. Dans les deux cas, le mur du niveau supérieur est pris comme une surcharge uniforme équivalente (figure II.17). La description détaillée de cette procédure de conception se trouve dans les directives de la NCMA (National Concrete Masonry Association, 2010).

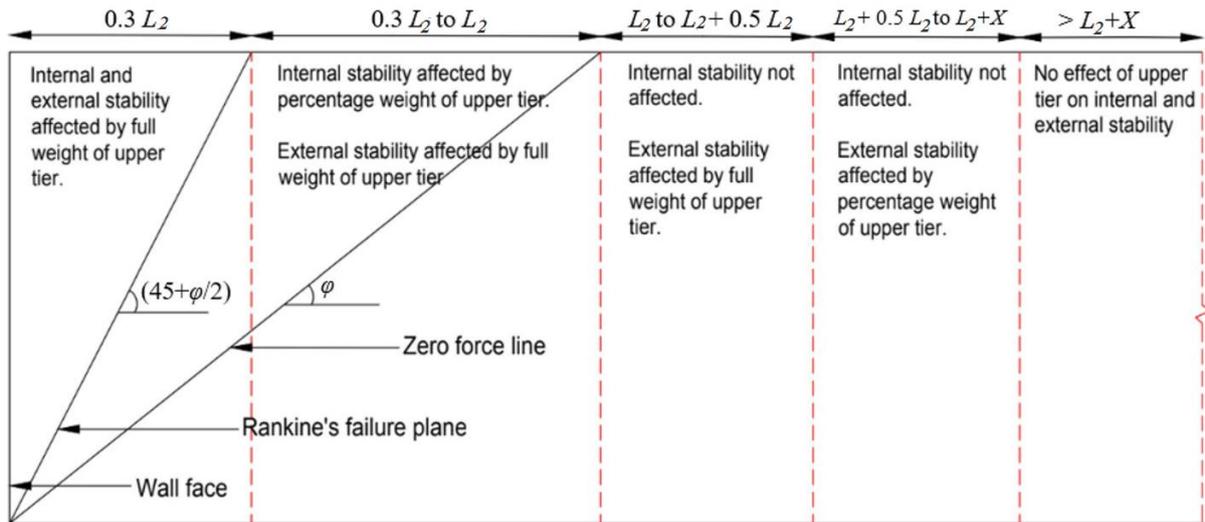


Figure II.16. Critères du guide NCMA pour l'analyse de la stabilité externe et interne basés sur la distance de décalage  $D$  (Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023)

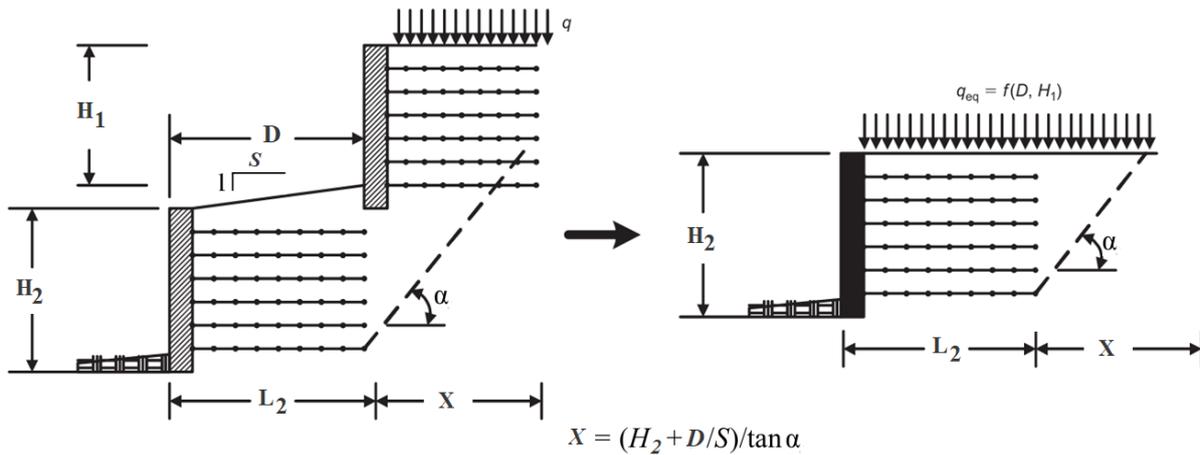


Figure II.17. Approche de surcharge équivalente selon la directive de conception NCMA

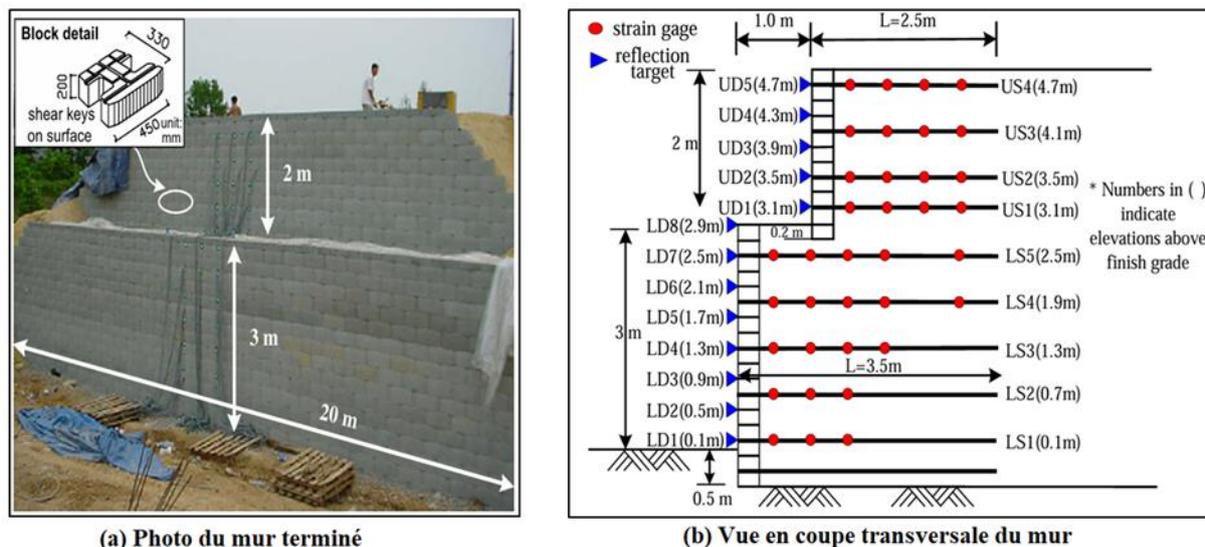
## II.7. REVUE DES ETUDES SUR LES MURS EN SOL RENFORCE SIMPLÉS ET SUPERPOSES

Cette section présente une revue bibliographique de huit études récentes sur le comportement des murs en sol renforcé, réparties en deux catégories principales : les études statiques et les études dynamiques. Chacune de ces catégories comprend quatre travaux, dont deux sont des recherches expérimentales et deux sont des analyses numériques. L'objectif de cette section est d'analyser et de comparer les résultats obtenus dans ces études afin de mieux comprendre les performances des murs en sol renforcé sous des conditions statiques et dynamiques, ainsi que de mettre en lumière les avantages et les défis associés à l'utilisation de configurations à plusieurs niveaux. C'est à la lumière de ces analyses que la partie pratique de cette thèse a été réalisée.

## II.7.1. Etudes statiques

### II.7.1.1. Études expérimentales

Yoo et Jung (2004) ont étudié le comportement d'un mur de soutènement segmentaire renforcé par géosynthétiques en configuration à plusieurs niveaux en Corée (Université Sungkyunkwan). Pour cela, un mur en sol renforcé à deux niveaux, avec une hauteur de 3 mètres pour le mur inférieur et de 2 mètres pour le mur supérieur (Figure II.18), a été construit à grande échelle et instrumenté afin d'examiner le comportement mécanique et de recueillir des données susceptibles d'améliorer les méthodes de conception de ce type de mur. La distance de décalage entre les deux niveaux était de 1 mètre (soit 0,33 fois la hauteur du mur supérieur). Les déplacements horizontaux à la face du mur ainsi que les déformations dans le renforcement ont été analysés. Les résultats ont révélé que l'interaction entre les niveaux supérieur et inférieur influence de manière significative les performances des deux niveaux, entraînant de grandes déformations horizontales dans le niveau supérieur et des déformations du renforcement pouvant différer sensiblement des prévisions initiales. De plus, il a été observé que des mouvements significatifs du mur peuvent se produire après la construction, surtout lorsque le mur est construit sur une fondation moins compétente. Les implications pour la conception et les conclusions de cette étude ont été discutées, soulignant l'importance de prendre en compte ces interactions dans les pratiques de conception des murs en sol renforcé.

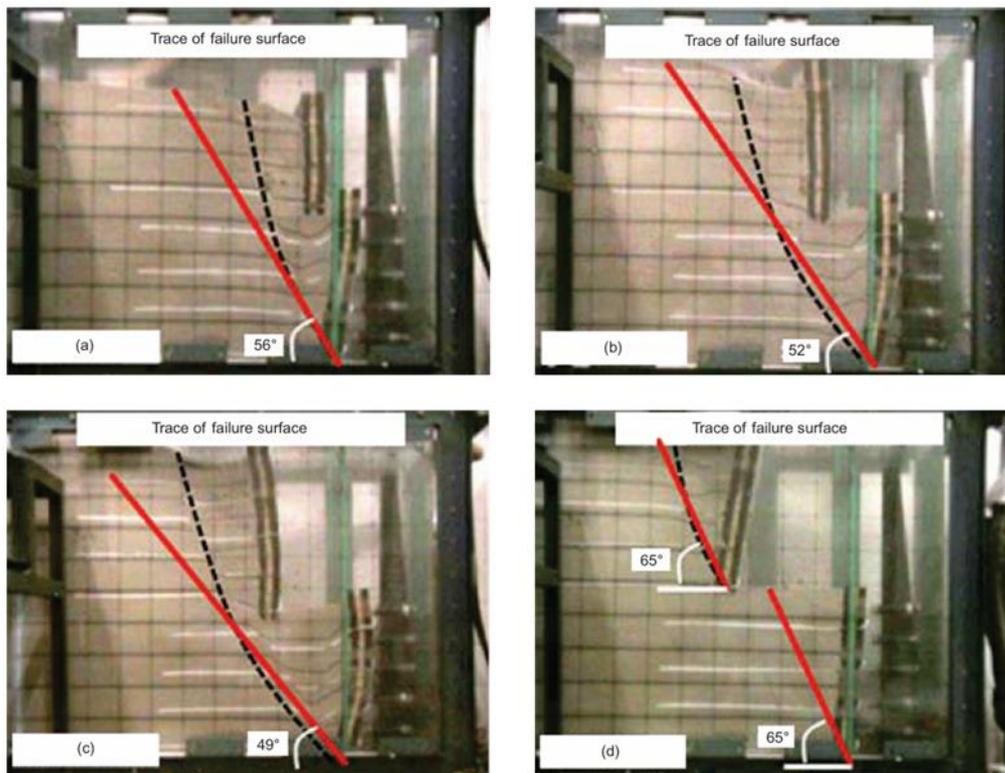


**Figure II.18.** Configuration l'un des modèles d'étude : (a) centrifugeuse dans les conditions initiales ; (b) configuration du modèle par éléments finis (Yoo et Jung, 2004)

Yoo et al. (2011) ont mené une étude approfondie sur la stabilité interne des murs en sol renforcé par géosynthétiques à deux niveaux. Dans cette recherche, des essais à échelle réduite de murs en sol renforcé à deux niveaux, avec des hauteurs de 0,6 m pour le niveau inférieur et de 0,4 m pour le niveau supérieur, ont été réalisés pour identifier les lignes de rupture internes des murs avec différentes distances de décalage. Parallèlement, une série d'analyses par éléments finis a été effectuée en 2D à l'aide du logiciel Abaqus sur des murs en

sol renforcé grandeur nature, avec diverses distances de décalage et distributions de renforcement.

Les résultats ont révélé que la distance de décalage critique, au-delà de laquelle les deux niveaux fonctionnent indépendamment, telle que définie par les guides de conception du guide FHWA, est considérablement plus grande que celle déterminée dans cette étude (figure II.19). En outre, il a été démontré que la longueur de renforcement du niveau inférieur a un effet plus marqué sur la stabilité globale du mur que celle du niveau supérieur, car la longueur minimale de renforcement varie de manière plus significative avec la distance de décalage pour le niveau inférieur que pour le niveau supérieur. Les auteurs de cette étude ont souligné l'importance de ces résultats pour améliorer les méthodes de conception des murs en sol renforcé à deux niveaux.

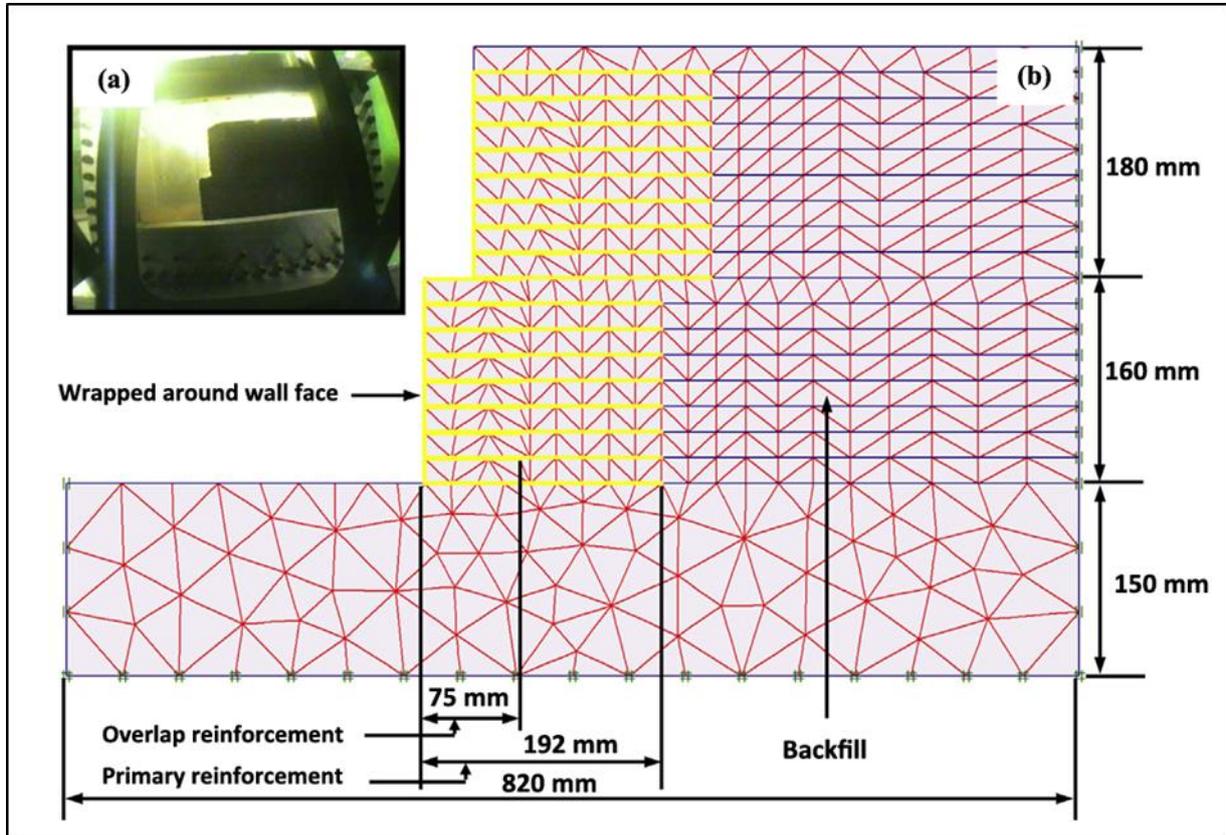


**Figure II.19.** Schémas de rupture observés : (a)  $D= 0,1 \text{ m } (0,17H_2)$  ; (b)  $D= 0,2 \text{ m } (0,33H_2)$ ; (c)  $D= 0,3 \text{ m } (0,5 H_2)$ ; (d)  $D= 0,4 \text{ m } (0,67 H_2)$  (Yoo et al., 2011)

### II.7.1.2. Études numériques

Mohamed et al. (2014) ont mené une étude utilisant des analyses par éléments finis (EF) avec PLAXIS 2D pour évaluer des tests en centrifugeuse sur des modèles de murs en sol renforcé par géosynthétiques à deux niveaux avec différentes distances de décalage. Les objectifs étaient d'évaluer l'applicabilité des EF pour ces murs et d'étudier leur comportement sous divers états de contrainte. Les simulations EF ont été vérifiées par les résultats de la centrifugeuse, montrant une bonne concordance pour la localisation des surfaces de rupture. Les résultats ont révélé que l'augmentation de la distance de décalage diminuait les forces de traction et le déplacement du mur, réduisant l'interaction entre les deux niveaux. Les forces de traction maximales prédites par EF et l'analyse d'équilibre limite (EL) étaient comparables.

Leur étude montre que les guides de conception de la Federal Highway Administration (FHWA) se sont avérés conservateurs dans la localisation de la ligne de tension maximale (pour la conception de la longueur de renforcement) et la distance de décalage critique, ne prenant pas en compte l'influence du niveau inférieur sur le supérieur, comme observé dans cette étude.



*Figure II.20. Configuration l'un des modèles d'étude : (a) centrifugeuse dans les conditions initiales ; (b) configuration du modèle par éléments finis (Mohamed et al., 2014)*

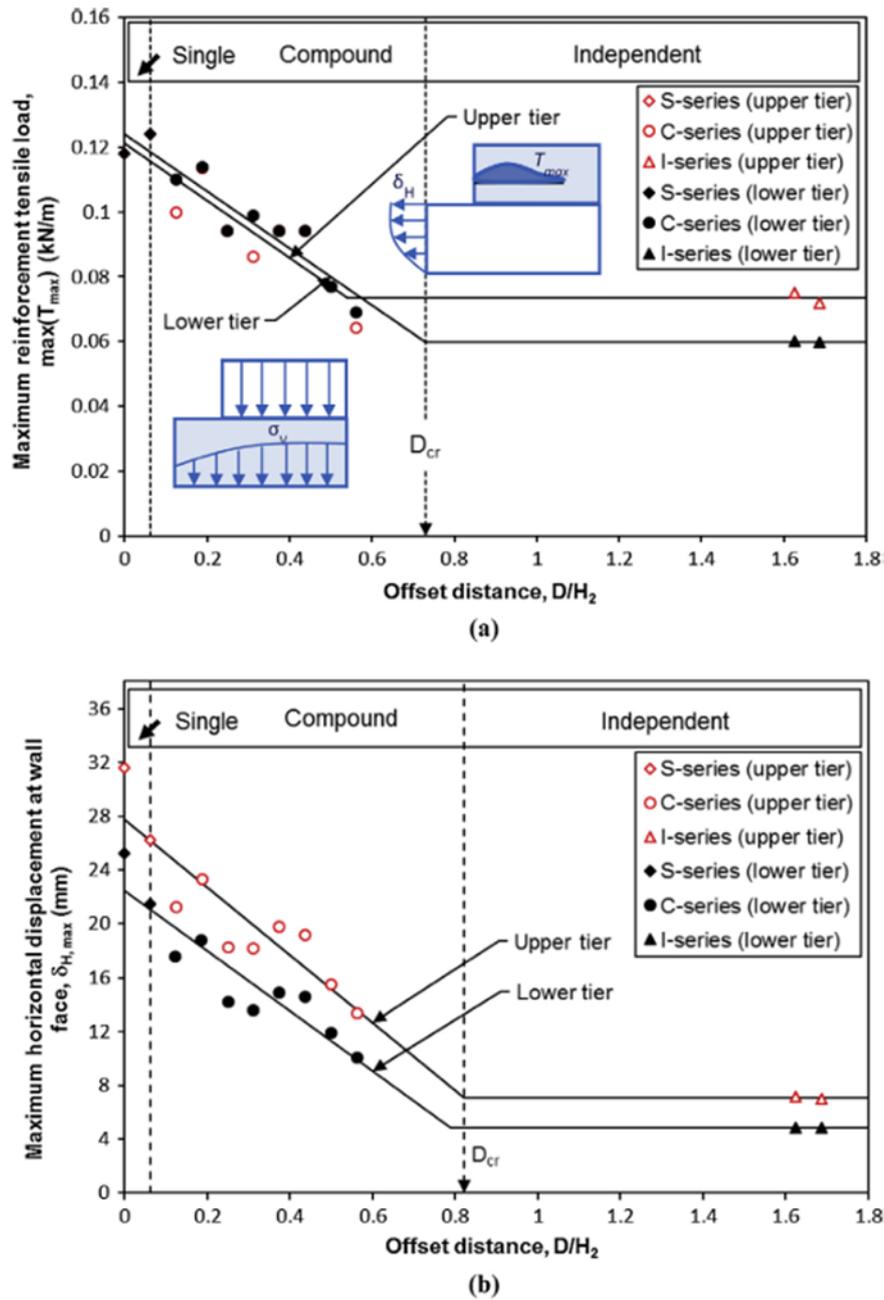


Figure II.21. Effet de la distance de décalage sur : (a) la force de traction maximale du renforcement ; (b) le déplacement horizontal du mur (Mohamed et al., 2014)

Dans une étude récente, Gao et al. (2022) ont utilisé le logiciel FLAC 3D pour analyser les méthodes de conception actuelles des murs en sol renforcé par géosynthétiques en configuration à plusieurs niveaux, en mettant l'accent sur la stabilité des murs, notamment en déterminant la résistance à la traction requise et la disposition des renforcements. Le modèle numérique par différences finies qu'ils ont développé a été vérifié à l'aide des résultats de mesures sur le terrain d'un mur en sol renforcé simple (travail de Allen et Bathurst, 2014), ainsi que des résultats d'essais à échelle réduite de murs en sol renforcé à deux niveaux (travail de Yoo et al., 2011). Leur analyse s'est concentrée sur un mur de référence d'une hauteur totale de 6 mètres, utilisé pour évaluer les déplacements latéraux des murs en sol renforcé à plusieurs niveaux avec un parement en blocs modulaires en béton.

L'étude paramétrique a été menée pour évaluer l'influence des propriétés du remblai (angle de frottement et cohésion), du module d'élasticité du sol de fondation, des paramètres de renforcement (rigidité, espacement et longueur), ainsi que de la géométrie des murs à plusieurs niveaux (distance de décalage, nombre de niveaux et ratio de hauteur des niveaux adjacents) sur les déplacements latéraux du parement.

Les résultats numériques ont montré que l'augmentation de la résistance au cisaillement du remblai, par son angle de frottement ou sa cohésion, réduisait les déplacements latéraux du mur. Une augmentation de la longueur du renforcement dans le niveau supérieur, de 0,35 à 0,60 fois la hauteur totale du mur, a entraîné une réduction notable des déplacements latéraux maximaux, soit environ 21,3 % pour le niveau inférieur et 34,7 % pour le niveau supérieur. La rigidité et l'espacement du renforcement ont montré un impact significatif sur les déplacements latéraux, tandis que le ratio entre la rigidité du renforcement et l'espacement avait une influence négligeable. L'augmentation de la distance de décalage ou du nombre de niveaux a également conduit à une diminution significative des déplacements latéraux du parement. Enfin, dans le cadre de cette étude, une solution analytique a été proposée pour estimer les déplacements latéraux d'un mur en sol renforcé à deux niveaux.

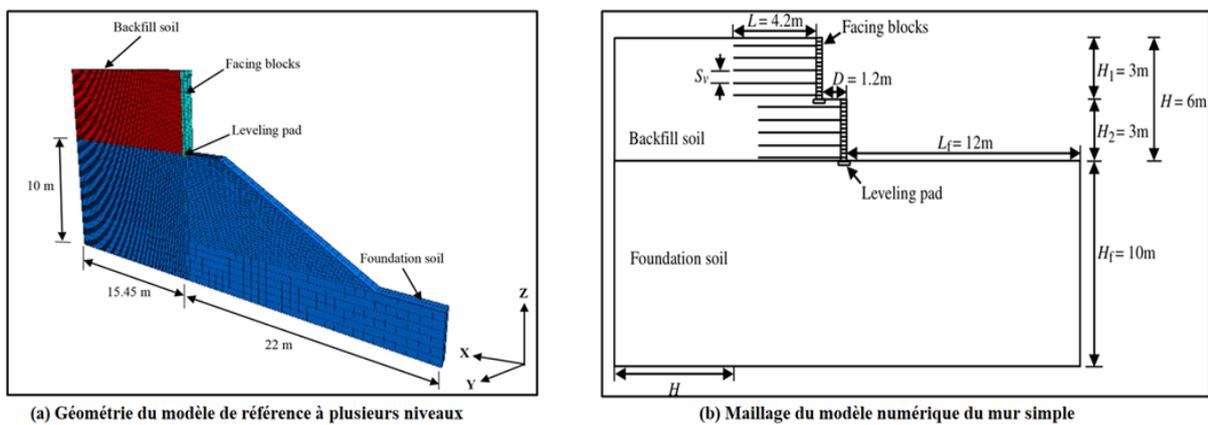


Figure II.22. Géométrie du modèle de référence pour les deux cas: simple et superposé (Gao et al., 2022)

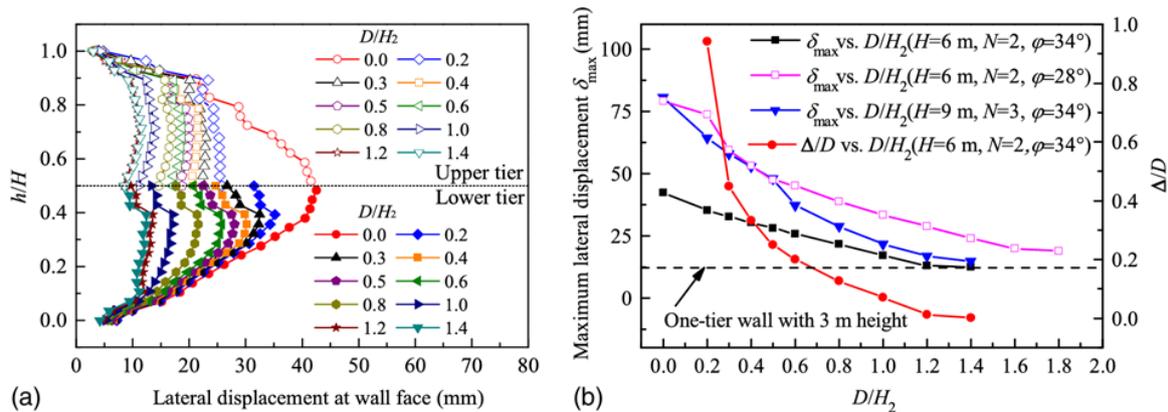


Figure II.23. Effet de la distance de décalage sur le déplacement latéral du mur: (a) le profil le long de la hauteur du mur ; (b) le déplacement maximal en fonction de  $D/H_2$  (Gao et al., 2022)

## II.7.2. Etudes dynamiques

### II.7.2.1. Études expérimentales

Safae (2022) a mené une étude sur l'utilisation de la configuration à plusieurs niveaux comme solution optimale pour la construction de murs en sol renforcé par des nappes de géogrille de grande hauteur. Dans cette recherche, des essais sur table vibrante (expérimentaux) et des analyses par la méthode des éléments finis (numérique) réalisées avec PLAXIS 2D sur des modèles de murs de 1 mètre de hauteur ont été comparés. Le nombre de niveaux a été varié : 1, 2 et 3. Des ondes sinusoïdales intensifiées par étapes avec amplitude variable ont été appliquées aux deux cas, numérique et expérimental. L'influence de la construction à plusieurs niveaux sur les déplacements et les réponses en accélération des murs a été évaluée en fonction du nombre de niveaux. Safae (2022) a constaté une amélioration significative de divers paramètres affectant la réponse sismique des murs dans les modèles à plusieurs niveaux par rapport aux murs simples, ce qui montre les avantages de l'utilisation de cette configuration dans la construction de murs en sol renforcé. À titre d'exemple, il a observé que la construction des murs en configurations à plusieurs niveaux a entraîné une diminution moyenne de 74 %, 60 %, et 26 % des déplacements, des forces de traction maximales dans les géogrilles, et des accélérations, respectivement.

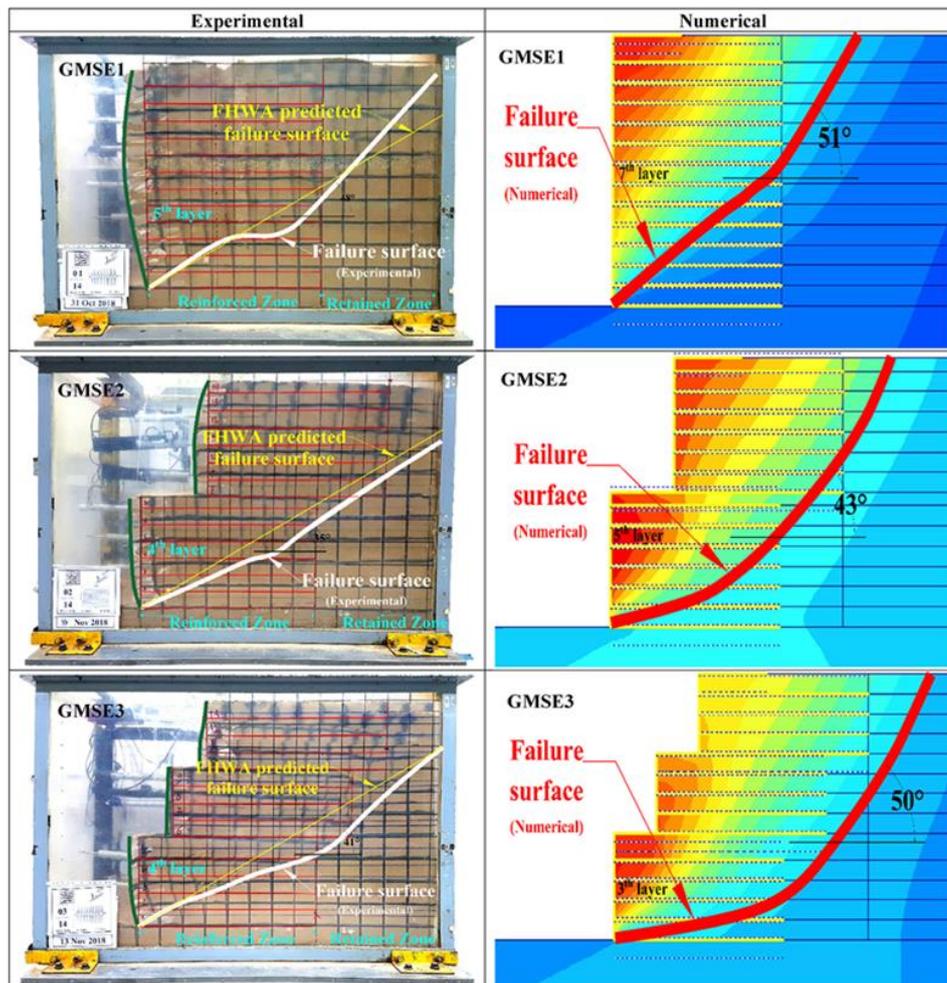


Figure II.24. Mode de déformation de rupture expérimental et numérique pour les cas étudiés. (Safae, 2022)

Récemment, Yazdandoust et al. (2024) ont réalisé des essais sur table vibrante sur des modèles à échelle réduite de murs en sol renforcé simples et à deux niveaux, d'une hauteur de 0,9 m, afin d'évaluer l'effet d'une configuration à plusieurs niveaux sur le comportement dynamique des murs en sol renforcé par nappes de géogrilles. Pour le chargement dynamique, une excitation harmonique a été sélectionnée. Les auteurs ont montré, sur la base des résultats obtenus grâce à la vélocimétrie par image de particules et à l'instrumentation, que les principaux avantages d'une configuration à plusieurs niveaux étaient la prévention du développement d'une surface de glissement dans la moitié inférieure du mur, l'amélioration de la stabilité sismique par l'augmentation du seuil de rupture en accélération, la réduction de l'amplification des accélérations, et la diminution des forces dans les renforcements.

Cette étude a révélé que l'utilisation d'une distance de décalage insuffisante dans les murs superposés non seulement éliminait les avantages de la configuration à plusieurs niveaux pour réduire les déformations du mur, mais augmentait également le déplacement latéral au sommet du mur. À cet égard, une distance de décalage minimale de  $0,22H$  a été identifiée comme nécessaire lors de la construction de murs en sol renforcé en configuration à plusieurs niveaux. De plus, les auteurs, à partir de la comparaison entre les murs en sol renforcé simples et à plusieurs niveaux, ont montré que l'effet d'une configuration à plusieurs niveaux sur la réduction de la force dans les armatures du niveau inférieur était environ 2,2 fois supérieur à celui des renforts du niveau supérieur. Parmi les résultats de leur travail, ils ont également démontré que la méthode de Mononobe-Okabe peut être utilisée pour estimer la limite supérieure de la force dans les renforcements des murs à plusieurs niveaux.

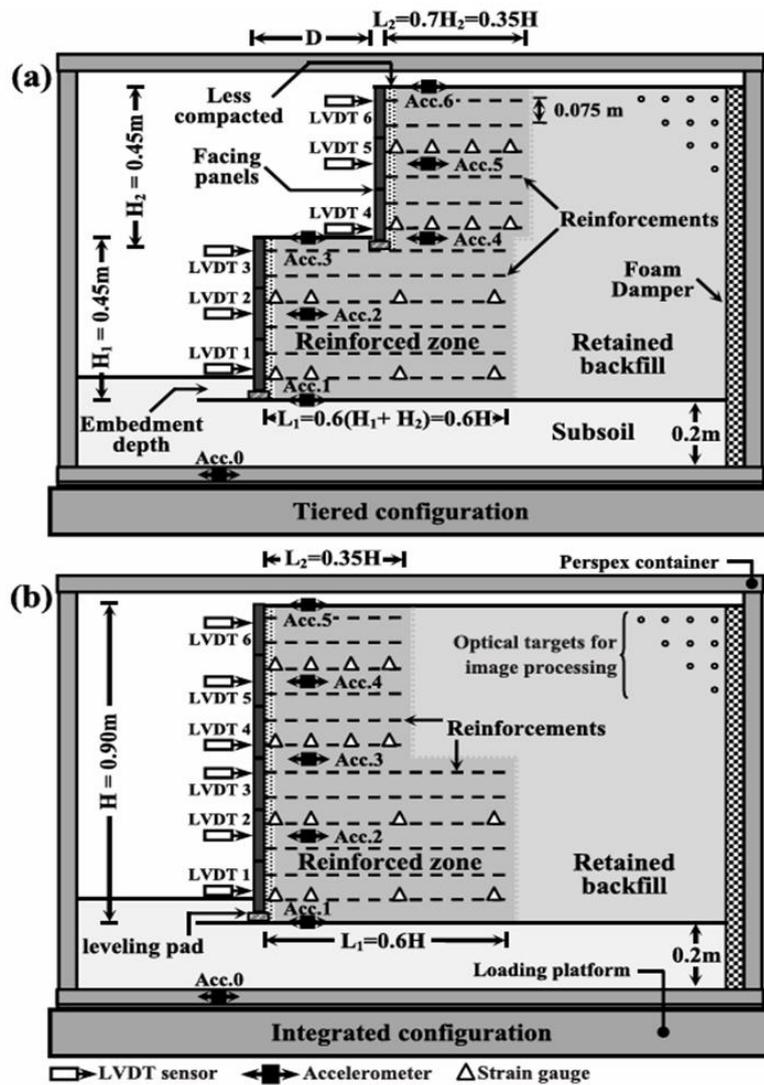
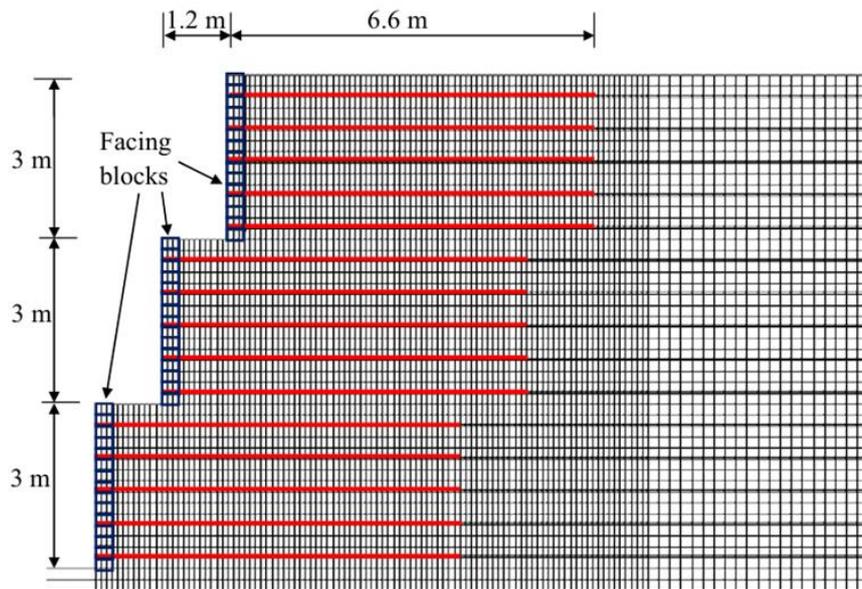


Figure II.25. Géométrie et disposition de l'instrumentation de : (a) mur à deux niveaux ; (b) mur simple (Yazdandoust et al., 2024)

### II.7.2.2. Études numériques

Liu et al. (2014) ont mené une étude en utilisant un modèle par éléments finis validé, développé avec le logiciel DIANA-Swandyne II, pour examiner les similitudes et les différences de performances sismiques entre les murs en sol renforcé simples et à plusieurs niveaux, ainsi que pour améliorer la compréhension du comportement sismique des murs à plusieurs niveaux. Dans cette recherche, des murs à trois niveaux d'une hauteur totale de 9 mètres (3 m pour chaque niveau) ont été analysés, en comparaison avec des murs verticaux (simples) de la même hauteur. Le comportement des murs a été étudié sous l'excitation du séisme de Kobe. La détermination des fréquences de résonance pour les différents murs a été réalisée en utilisant des ondes sinusoïdales avec une accélération maximale de 0,1 g. Les analyses par éléments finis ont révélé que la fréquence de résonance des murs en sol renforcé pourrait augmenter avec l'accroissement de la distance de décalage entre les niveaux. La configuration à plusieurs niveaux a permis de réduire considérablement les déplacements résiduels latéraux du parement ainsi que la force moyenne dans les renforcements. De plus, la

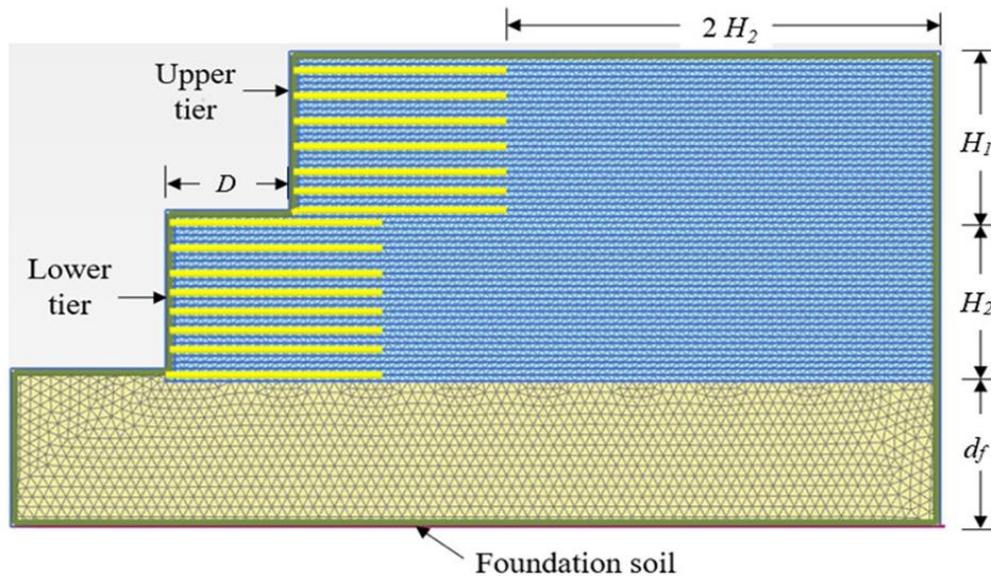
distribution des forces de renforcement en fonction de la hauteur diffèrent de celle observée dans les murs verticaux. Avec une même longueur et un même espacement de renforcement, les murs à plusieurs niveaux ont entraîné des forces de connexion plus faibles avec les blocs de parement.



**Figure II.26.** Maillage par éléments finis du mur en sol renforcé de référence à plusieurs niveaux.  
(Liu et al., 2014)

Krishna Chaitanya et Karpurapu (2023) ont mené une étude sur le comportement des murs en terre stabilisée mécaniquement à deux niveaux avec différentes distances de décalage, sous chargement statique et sismique. Un modèle numérique validé d'un mur à deux niveaux, avec des hauteurs individuelles de 5 mètres pour les niveaux inférieur et supérieur (H2 et H1), a été analysé à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS 2D V20. Le sol de remblai et de fondation ont été modélisés à l'aide du modèle de Hardening Soil Model. La performance du mur a été étudiée en faisant varier les distances de décalage de 0 à  $2,2H_2$ , où  $H_2$  représente la hauteur du niveau inférieur. Pour l'analyse sismique, les dix premières secondes du séisme de Kobe, avec une accélération maximale du sol (PGA) de 0,29 g, ont été prises en compte dans leur étude.

L'étude a révélé que le mécanisme d'interaction est responsable de valeurs élevées de contraintes latérales, de déplacements latéraux, de tassements et de forces de renforcement dans le tiers inférieur du niveau supérieur et dans la moitié supérieure du niveau inférieur. Les décalages critiques prévus par cette étude sont inférieurs à ceux des guides de conception actuels, tels que ceux de la National Concrete Masonry Association (NCMA) et de la Federal Highway Administration (FHWA). Les auteurs ont recommandé une distance de décalage comprise entre 0,4 et  $1,2H_2$  en tenant compte des contraintes d'économie et d'espace.



**Figure II.27.** Modèle d'éléments finis d'un mur en sol renforcé à deux niveaux avec une distance de décalage de 4 m. (Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023)

## II.8. CONCLUSION

Ce chapitre a passé en revue les principes essentiels de la conception des murs en sol renforcé. Nous avons examiné le fonctionnement interne de ces structures, les pressions latérales en conditions statiques et dynamiques, ainsi que les modes de rupture potentiels. Les spécificités des murs superposés ont également été abordées. Enfin, la revue des études récentes a synthétisé les connaissances actuelles et offert des recommandations clés pour une conception optimale.

Les conclusions les plus importantes obtenues grâce à l'étude bibliographique réalisée dans cette partie théorique peuvent être résumées comme suit :

- Les murs en sol renforcé sont des structures complexes, composées de plusieurs éléments : les renforts, le remblai et le parement. Cette complexité est particulièrement prononcée dans le cas des murs superposés, dont la géométrie sophistiquée accroît la difficulté de leur conception.
- Selon le guide FHWA, la flexibilité et les bonnes performances des murs en sol renforcé permettent d'adopter des facteurs de sécurité parfois inférieurs à ceux des murs en béton armé ou gravitaires.
- Bien qu'il existe de nombreux guides et méthodes pour étudier les murs renforcés, il y a un manque important d'études et d'instructions dans les normes actuelles pour les murs superposés, notamment en ce qui concerne le comportement de ces murs sous l'influence de charges dynamiques.
- Malgré les avantages des murs superposés, il existe une divergence entre les recommandations des normes et les résultats de nombreuses études antérieures concernant leur conception, notamment en ce qui concerne la longueur des armatures et l'effet de la géométrie de ces murs.
- Ainsi, à la lumière des résultats obtenus dans cette partie de la recherche bibliographique, la partie pratique se concentrera sur l'examen de ces aspects à travers une étude numérique utilisant la méthode des éléments finis.

## **Chapitre III**

# **INTRODUCTION A L'OUTIL ET A LA METHODOLOGIE DE SIMULATION NUMERIQUE**

### **III.1. INTRODUCTION**

Dans le domaine de la géotechnique, la modélisation numérique est un outil crucial pour l'analyse et le dimensionnement des structures complexes, telles que les murs de soutènement en sol renforcé. La méthode des éléments finis (MEF) se distingue comme l'une des méthodes les plus efficaces pour simuler avec précision le comportement des matériaux sous diverses sollicitations. Ce chapitre se concentre sur l'utilisation de PLAXIS 2D, un logiciel de référence dans le domaine, et plus particulièrement sur la version V24, qui intègre de nombreuses améliorations et fonctionnalités avancées.

Nous commencerons par une brève introduction à la méthode des éléments finis, qui constitue la base de la modélisation dans PLAXIS 2D. Ensuite, nous présenterons en détail les fonctionnalités de PLAXIS 2D, en mettant l'accent sur les modèles de comportement des sols disponibles, tels que les modèles de Mohr-Coulomb et Hardening Soil (HSM), qui sont particulièrement adaptés à l'analyse des sols granulaires. Les avantages et les points forts de PLAXIS seront également soulignés, illustrant pourquoi ce logiciel est un choix privilégié pour les études géotechniques.

Par ailleurs, une section sera consacrée aux éléments structurels intégrés dans PLAXIS, essentiels pour la modélisation précise des interactions sol-structure. Enfin, les aspects critiques du calcul dynamique avec PLAXIS 2D seront abordés, fournissant une vue d'ensemble des méthodes et paramètres nécessaires pour une analyse dynamique efficace.

Ce chapitre vise à fournir une compréhension complète des outils et méthodes disponibles dans PLAXIS 2D, préparant ainsi le terrain pour les analyses numériques approfondies des chapitres suivants, qui évalueront la performance des murs de soutènement en sol renforcé sous diverses conditions.

### **III.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS**

#### **III.2.1. Introduction à la MEF**

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique numérique essentielle en ingénierie et en sciences appliquées pour résoudre des problèmes complexes dans des domaines variés tels que la mécanique des structures. L'histoire de la MEF remonte au début du XIXe siècle, lorsque Navier introduisit une méthode d'analyse des systèmes hyperstatiques basée sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité. Par la suite, Maxwell en 1864 et

Castigliano en 1878 ont contribué à établir les théorèmes de l'énergie, posant les bases théoriques de cette méthode. Au début du XXe siècle, des avancées significatives dans les méthodes d'approximation ont été réalisées, permettant de formaliser la discrétisation spatiale du domaine par des approches variationnelles.

Cependant, c'est dans les années 1950 que la MEF, telle que nous la connaissons aujourd'hui, a véritablement émergé comme un outil puissant pour l'analyse des structures complexes. En 1955, Argyris propose une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces. L'année suivante, Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements, marquant ainsi le début de la MEF comme une technique de calcul reconnue pour sa capacité à modéliser et à analyser des systèmes complexes. Depuis lors, la MEF n'a cessé d'évoluer, s'imposant comme une méthode incontournable dans la modélisation numérique des structures.

### III.2.2. Principe de MEF

La méthode des éléments finis (MEF) repose sur le principe de discrétisation, où une structure continue est modélisée par un ensemble d'éléments finis interconnectés, formant un maillage (Figure III.1). Ces éléments sont reliés entre eux par des nœuds, qui servent de points de connexion où les forces et les déplacements sont calculés. Le processus commence par l'analyse du comportement de chaque élément individuel, puis ces éléments sont assemblés pour garantir que l'ensemble de la structure respecte l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements, comme si elle était un système continu.

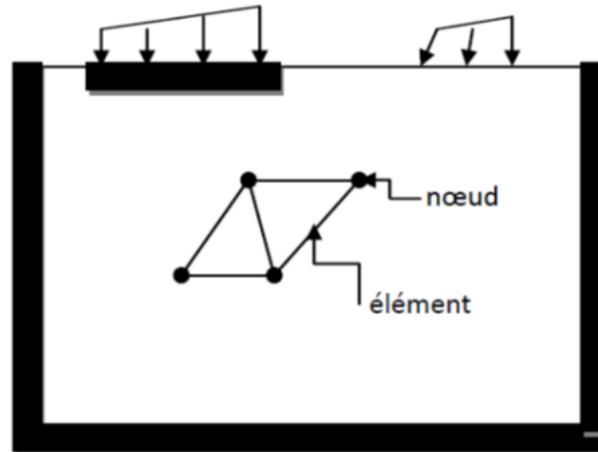
La MEF est une technique particulièrement puissante pour l'étude de structures complexes, car elle permet de modéliser des systèmes avec des propriétés géométriques variées et des conditions de chargement compliquées. Cette méthode est suffisamment flexible pour être appliquée à une grande variété de problèmes, qu'ils soient linéaires ou non linéaires, et elle s'adapte bien aux milieux hétérogènes, souvent rencontrés dans la pratique de l'ingénierie. Les calculs, bien que nombreux et répétitifs, sont parfaitement adaptés à la programmation numérique.

Les principales étapes de la MEF incluent:

- i **Discrétisation:** La géométrie du problème est subdivisée en petites régions, appelées éléments finis, chacune reliée par des nœuds. Cette étape est cruciale pour modéliser correctement le problème sans que les frontières artificielles n'influencent les résultats.
- ii **Approximation des Variables Fondamentales:** Une variable principale, comme le déplacement, est sélectionnée et approximée à l'intérieur de chaque élément. Cette approximation est ensuite exprimée en termes de valeurs nodales.
- iii **Équations Élémentaires:** À partir du principe variationnel approprié, comme celui de l'énergie potentielle minimum, les équations qui gouvernent chaque élément sont dérivées.
- iv **Équations Globales:** Les équations élémentaires sont assemblées pour former un système d'équations globales qui décrit le comportement de l'ensemble de la structure
- v **Conditions aux Limites et Résolution:** Les conditions aux limites sont appliquées, et les équations globales sont résolues pour obtenir les déplacements à chaque nœud. À

partir de ces déplacements nodaux, les contraintes et les déformations dans les éléments sont calculées.

La méthode des éléments finis permet ainsi d'obtenir une vue détaillée des déplacements des structures, des sollicitations internes, des déformations et des contraintes dans le sol, ainsi que des pressions interstitielles, offrant une solution complète pour l'analyse des structures complexes.



*Figure III.1. Principe de discrétisation*

### III.3. PRÉSENTATION DE PLAXIS 2D

#### III.3.1. Introduction à Plaxis 2D

PLAXIS 2D est un programme commercial de modélisation par éléments finis (FEM) largement utilisé dans le domaine de la géotechnique. Initialement développé en 1987 à l'Université de Technologie de Delft, aux Pays-Bas, il a été conçu pour l'analyse par éléments finis des digues fluviales. Depuis lors, PLAXIS a considérablement évolué et propose désormais des versions 2D et 3D, permettant des calculs précis pour les modèles en déformation plane et axisymétriques. Le logiciel PLAXIS est particulièrement apprécié dans les milieux académiques et industriels en raison de sa capacité à réaliser des analyses complexes de déformation, des vérifications de stabilité, et des simulations d'écoulements souterrains. Grâce à sa flexibilité et à la robustesse de ses outils de simulation, PLAXIS 2D est devenu un choix privilégié pour de nombreux projets en ingénierie géotechnique.

En 2018, PLAXIS a été acquis par Bentley Systems, une entreprise spécialisée dans les logiciels d'ingénierie, ce qui a permis d'améliorer encore ses capacités et son intégration avec d'autres outils numériques. L'interface utilisateur intuitive de PLAXIS 2D permet de créer rapidement des modèles géométriques et des maillages d'éléments finis, facilitant ainsi l'analyse des projets géotechniques complexes. Toutefois, l'exactitude des résultats dépend de l'expertise de l'utilisateur, en particulier dans la modélisation des problèmes, la compréhension des modèles de sol, et l'interprétation des résultats obtenus.

Avec ses puissantes fonctionnalités et sa large adoption, PLAXIS 2D est devenu un outil incontournable pour les ingénieurs géotechniciens du monde entier, offrant des solutions fiables pour une vaste gamme de défis en ingénierie géotechnique.

### III.3.2. Les avantages de PLAXIS 2D

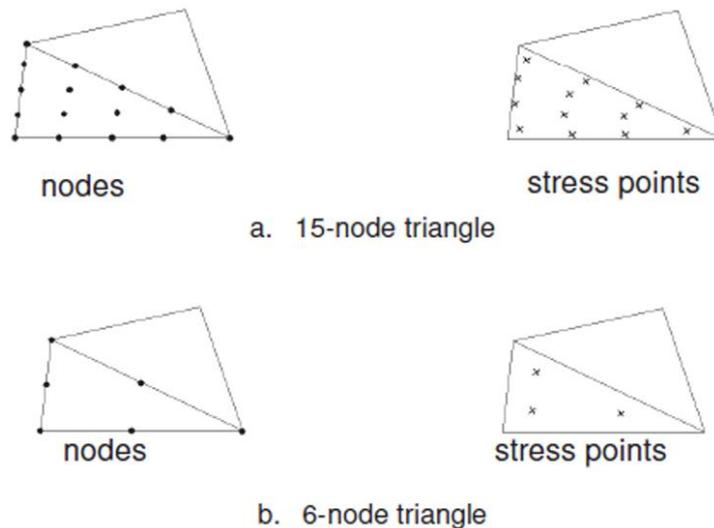
Le développement et la diffusion rapides de l'utilisation du programme PLAXIS 2D sont le résultat des nombreux avantages qui caractérisent ce programme, dont nous mentionnons les plus importants:

- Interface utilisateur intuitive : Une interface conviviale simplifie la navigation et le processus de modélisation, rendant l'utilisation du logiciel plus accessible.
- Modélisation avancée des matériaux : Intégration de modèles de comportement de sol sophistiqués, comme le modèle Hardening Soil avec Small-Strain Stiffness, permettant une analyse plus précise des comportements complexes du sol.
- Générateur automatique de maillage : Facilite la création de maillages adaptés à la complexité des projets, optimisant ainsi les calculs.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation : Le logiciel permet d'analyser conjointement les écoulements et la consolidation des sols.
- Analyse thermique couplée : Capacité à modéliser les effets des variations de température sur le sol et les structures, essentielle pour les projets de stabilisation thermique.
- Calculs dynamiques et en grandes déformations : Le logiciel permet de simuler les effets des vibrations et des séismes, et de gérer les calculs en grandes déformations, offrant ainsi une analyse plus complète des scénarios complexes.
- Calculs de coefficient de sécurité : PLAXIS permet de calculer les coefficients de sécurité pour les structures.

Ces fonctionnalités représentent les atouts majeurs de PLAXIS 2D, combinant robustesse, flexibilité et précision dans l'analyse géotechnique.

### III.3.3. Éléments de maillage

Dans PLAXIS 2D, les éléments disponibles sont des triangles à 6 nœuds et à 15 nœuds, avec deux degrés de liberté pour chaque nœud en contrainte plane. Par défaut, PLAXIS utilise des éléments triangulaires à 15 nœuds, qui offrent une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et incluent douze points de Gauss pour l'intégration numérique. Les éléments à 6 nœuds utilisent des fonctions d'interpolation de second ordre. Les éléments, ainsi que les structures et interfaces, sont compatibles avec le type d'éléments de sol sélectionné. Le triangle à 15 nœuds est particulièrement efficace lorsque le système approche d'un effondrement global ou présente de grandes déformations plastiques, bien que son utilisation nécessite plus de calculs en raison du nombre accru d'équations à résoudre. Les éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds utilisés par PLAXIS sont présentés dans la Figure III.2.



**Figure III.2.** Les nœuds et les points de contrainte dans les éléments disponibles dans Plaxis 2D: (a) Triangles à 15 nœuds (a) Triangles à 6 nœuds (Plaxis 2D, 2024a)

### III.3.4. Modèles de comportement

Le comportement mécanique des sols et des roches peut être modélisé dans PLAXIS à l'aide de divers modèles de matériaux, en particulier dans les versions récentes. Les modèles de comportement des matériaux sont définis à l'intérieur de zones délimitées par des lignes, appelées clusters. Dans les versions récentes de PLAXIS 2D (V24), en plus du modèle de sol défini par l'utilisateur, 14 modèles sont disponibles, tels que le modèle Élastique Linéaire (EL), Mohr-Coulomb (MC), le modèle de Sol avec Écrouissage (Hardening Soil, HSM), et le Modèle Cam-Clay modifié, entre autres. La différence entre ces modèles réside dans leur capacité à représenter de manière précise le comportement mécanique des sols. Chaque modèle est conçu pour décrire la relation entre la contrainte et la déformation du matériau.

Les trois modèles les plus couramment utilisés dans les études numériques des murs en sol renforcé, à savoir le modèle élastique linéaire (EL), le modèle Mohr-Coulomb et le modèle de sol avec écrouissage (HSM), sont brièvement abordés dans la section suivante

#### III.3.4.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire est basé sur la loi de Hooke, qui décrit l'élasticité isotrope des matériaux. Ce modèle repose sur deux paramètres élastiques essentiels : le module de Young ( $E$ ), qui mesure la rigidité d'un matériau, et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), qui exprime la relation entre les déformations longitudinales et transversales dans un matériau soumis à une contrainte.

Bien que ce modèle soit couramment utilisé pour des matériaux tels que l'acier ou le béton, il présente des limitations lorsqu'il s'agit de simuler le comportement des sols. En effet, les sols ne se comportent pas de manière purement élastique sous des contraintes réelles, et leur réponse peut être non linéaire, anisotrope et dépendante du temps.

Cependant, le modèle élastique linéaire peut être utile dans certaines applications géotechniques spécifiques. Par exemple, il est souvent utilisé pour modéliser des structures rigides et massives intégrées dans le sol, telles que les parois en béton des fondations

profondes, ou encore des formations rocheuses intactes, où la déformation est minimale et les matériaux se comportent de manière élastique.

Ce modèle a été retenu dans cette thèse pour représenter les éléments structurels des murs de soutènement, notamment les blocs modulaires du parement et les renforts en géosynthétiques.

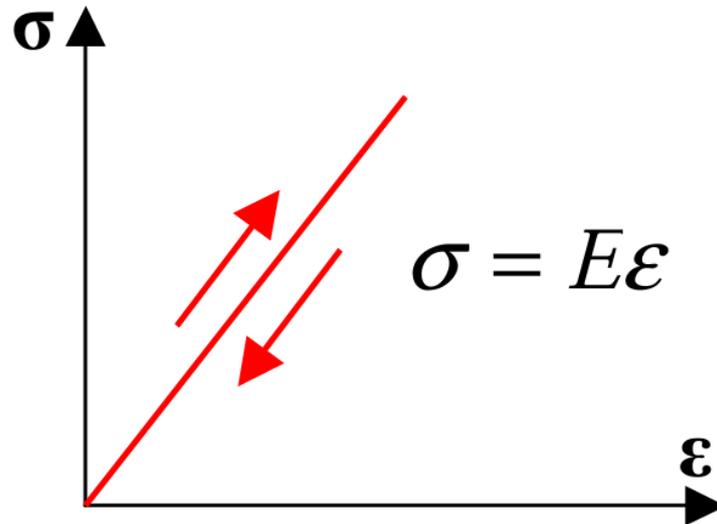


Figure III.3. Modèle élastique linéaire (EL)

#### III.3.4.2. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est l'un des modèles de comportement des sols les plus largement utilisés en ingénierie géotechnique pour simuler le comportement des sols sous diverses conditions de chargement. Ce modèle est défini par cinq paramètres principaux, qui sont généralement familiers à la plupart des ingénieurs géotechniciens et qui peuvent être obtenus à partir d'essais de base sur des échantillons de sol. Ces cinq paramètres sont: le module de Young ( $E$ ) qui représente la rigidité du sol, le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) qui décrit la relation entre les déformations latérales et longitudinales sous contrainte, la cohésion ( $c$ ) qui mesure la résistance au cisaillement en l'absence de pression normale, l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) qui caractérise la résistance au cisaillement sous pression normale, et l'angle de dilatance ( $\psi$ ) qui décrit l'augmentation de volume associée au cisaillement.

Le modèle de sol de Mohr-Coulomb est un modèle simple de sol élastique linéairement parfait plastique qui fournit une première approximation du comportement du sol. La loi de Hooke de l'élasticité isotrope régit la partie élastique linéaire du modèle de Mohr-Coulomb, tandis que la partie parfaitement plastique est basée sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb, en conditions drainées, est régi par l'Équation III.1.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (III.1)$$

où  $\tau$  : est la résistance au cisaillement,  $c'$  : est la cohésion effective,  $\sigma'$  : est la contrainte normale effective, et  $\phi'$  : est l'angle de frottement effective du sol.

Le comportement élastique linéaire parfaitement plastique peut être expliqué à partir de la courbe contrainte-déformation montrée à la Figure III.4. Les lettres  $\epsilon^e$  et  $\epsilon^p$  font référence respectivement à la déformation élastique et plastique.

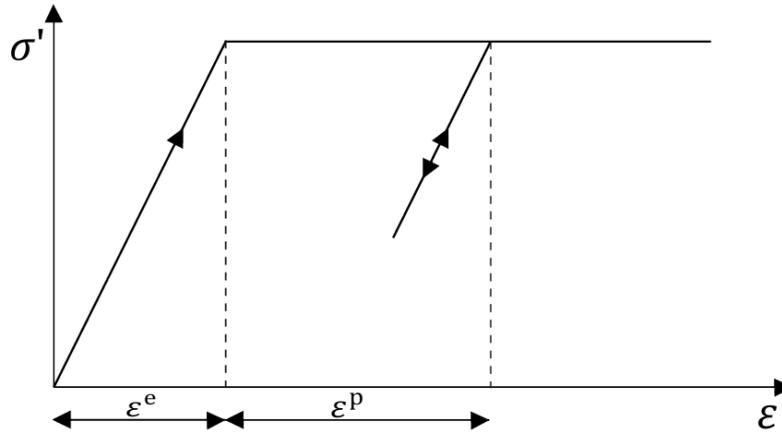


Figure III.4. Le principe du modèle élastique parfaitement plastique (Plaxis 2D, 2024b)

Pour la représentation dans l'espace des contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ), la surface de rupture prend la forme d'une pyramide à base hexagonale, décrite par l'équation suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \tag{III.2}$$

Les contraintes extrêmes sont représentées par  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  (avec  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ). Cette pyramide est orientée autour de la trisectrice dans l'espace des contraintes principales, correspondant au premier invariant des contraintes, comme le montre la figure III.5 pour le cas d'un sol pulvérulent (sans cohésion).

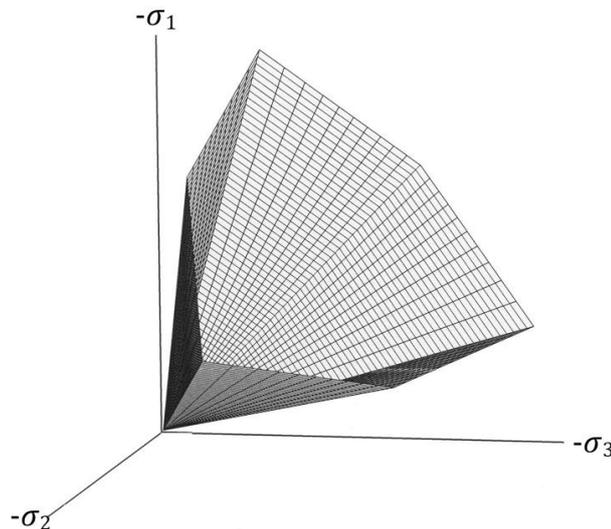


Figure III.5. Surface de rupture de modèle MC dans le repère des contraintes principales pour un sol pulvérulent (non cohésif) (Plaxis 2D, 2024b)

Bien que ce modèle soit largement utilisé dans de nombreuses applications géotechniques, il présente certaines limitations. Des propriétés telles que la dépendance de la rigidité à la contrainte, l'écroutissement/ramollissement, la mémoire de pré-consolidation, l'état critique,

l'anisotropie, le fluage, le gonflement et le retrait ne peuvent être correctement définies qu'avec des modèles de matériaux plus sophistiqués.

Property	Unit	Value
<b>Stiffness</b>		
$E_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	20,00E3
$\nu$ (nu)		0,3000
<b>Alternatives</b>		
$G_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	7692
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	26,92E3
<b>Depth-dependency</b>		
$E'_{sc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0,000
$\gamma_{ref}$	m	0,000
<b>Wave velocities</b>		
$V_s$	m/s	63,02
$V_p$	m/s	117,9
<b>Strength</b>		
<b>Shear</b>		
$c'_{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	1,000
$\phi'$ (phi)	°	30,00
$\psi$ (psi)	°	10,00
<b>Depth-dependency</b>		
$c'_{sc}$	kN/m <sup>2</sup> /m	0,000
$\gamma_{ref}$	m	0,000
<b>Tension</b>		
Tension out-off		<input checked="" type="checkbox"/>
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0,000
<b>Excess pore pressure calcule</b>		
Determination	v-undrained definition	
$v_u$ definition method	Direct	
$v_{u,ref}$ (nu)		0,4500

**Figure III.6.** Exemple de fenêtre de saisie des données de sol pour le modèle MC dans Plaxis 2D (V24).

### III.3.4.3. Modèle de sol avec écrouissage

Le modèle Hardening Soil Model (HSM) est un modèle de sol avancé conçu pour surmonter les limitations du modèle de Mohr-Coulomb en intégrant des aspects plus réalistes du comportement des sols. Le modèle HSM améliore le modèle de Mohr-Coulomb en tenant compte de l'évolution du module de déformation en fonction de l'augmentation de la contrainte, en prenant en considération que les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas linéaires. Il prend également en charge l'évolution non linéaire du module en réponse à l'augmentation du cisaillement, se traduisant par une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité. De plus, le modèle distingue les phases de chargement et de déchargement et intègre la dilatance, qui n'est pas infinie.

Le modèle HSM trouve son origine dans le modèle hyperbolique de Duncan & Chang (1970), lui-même basé sur la formulation initiale de Kondner (1963). Cependant, ce modèle va bien au-delà du modèle hyperbolique, d'abord en utilisant la théorie de la plasticité plutôt que celle de l'élasticité, ensuite en incluant la dilatance du sol, et enfin en introduisant un cap de rupture. Une caractéristique fondamentale du modèle HSM est la dépendance de la rigidité du sol aux contraintes.

Le modèle HSM utilise trois paramètres de rigidité distincts (figure III.7): la raideur en chargement triaxial  $E_{50}$ , la raideur en déchargement-rechargement triaxial  $E_{ur}$ , et la raideur en compression oedométrique  $E_{oed}$ . Ces trois modules sont décrits comme suit :

Le paramètre  $E_{50}$  est le module de rigidité dépendant de la contrainte de confinement pour le chargement primaire, tel que décrit par l'équation III.3.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \tag{III.3}$$

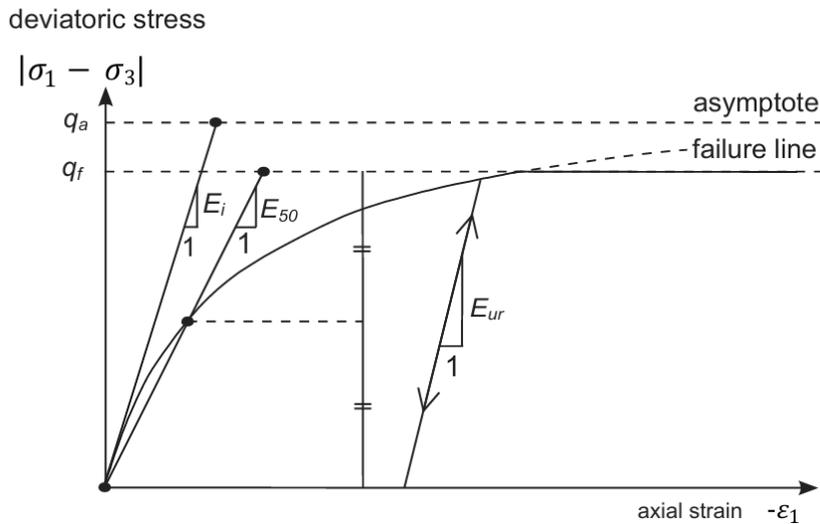
Le module de rigidité de déchargement et de rechargement est défini de la manière suivante:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \tag{III.4}$$

Pour les conditions oedométriques de contrainte et de déformation, le module de rigidité oedométrique  $E_{oed}$  est déterminé comme suit:

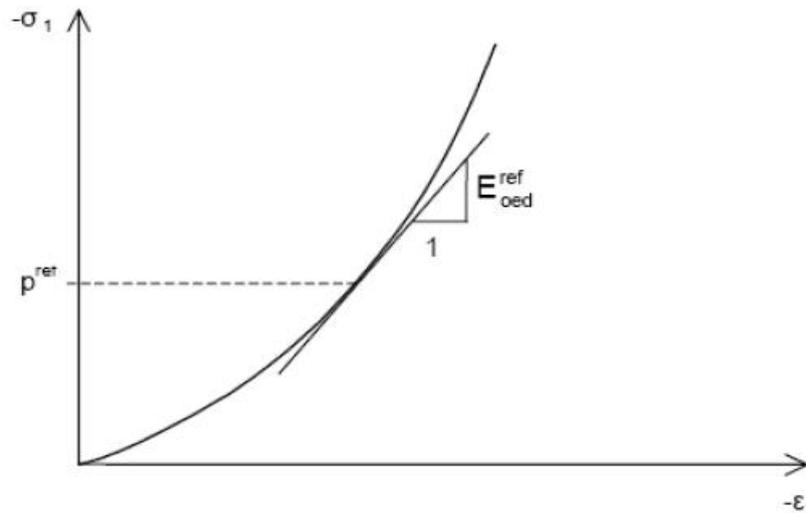
$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi - p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \tag{III.4}$$

où  $p^{ref}$  est la pression de référence;  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$  sont respectivement le module de raideur sécante, le module oedométrique et le module de déchargement-rechargement, définis pour une contrainte de référence;  $m$  est un facteur exponentiel qui régule la relation entre la contrainte et la rigidité;  $\sigma'_3$  est la contrainte principale mineure effective.



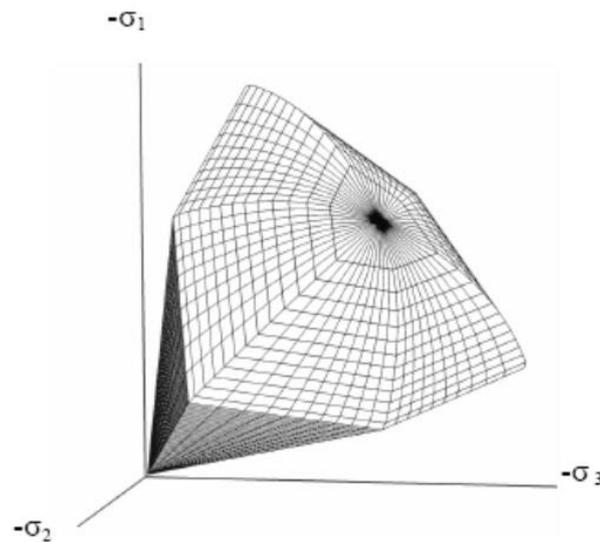
**Figure III.7.** Relation contrainte-déformation hyperbolique en chargement primaire pour un essai triaxial (modèle HSM) (Plaxis 2D, 2024b)

La Figure III.8 présente la détermination du paramètre  $E_{oed}^{ref}$  à partir des données d'un essai oedométrique.



**Figure III.8.** Définition de  $E_{oed}^{ref}$  dans les résultats de l'essai oedométrique.

La présentation de la surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour le cas d'un sol pulvérulent (sans cohésion) dans le modèle HSM est illustrée à la figure III.9.

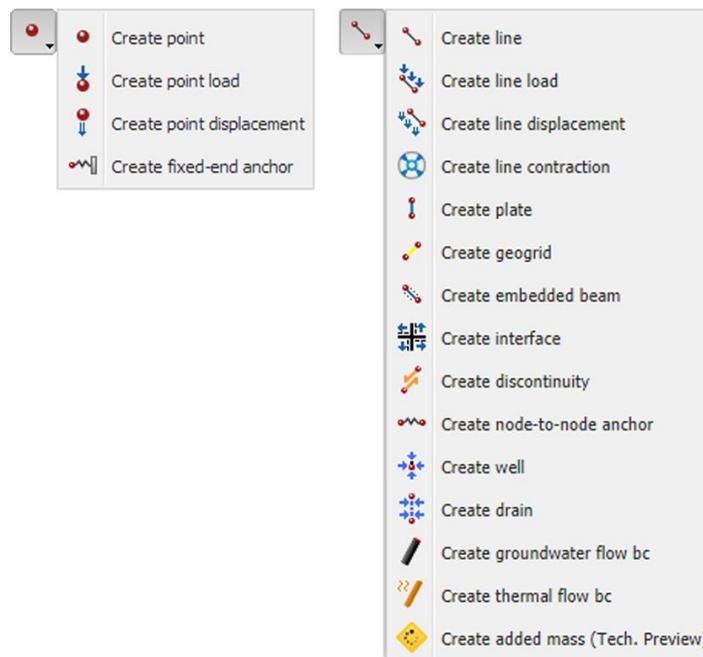


**Figure III.9.** Surface de rupture de modèle HSM dans le repère des contraintes principales pour un sol pulvérulent (non cohésif) (Plaxis 2D, 2024b)

### III.3.5. Éléments structurels

Dans PLAXIS 2D, plusieurs éléments structurels sont intégrés pour faciliter la modélisation des ouvrages géotechniques, tels que les murs en sol renforcé. Ces éléments structurels incluent des poutres, des plaques, des ancrages, et des géogrilles, entre autres (Figure III.10), tous formulés comme des éléments finis pour s'intégrer efficacement au maillage du modèle de sol. Chaque élément structurel peut interagir directement avec le sol, permettant ainsi de simuler des interactions sol-structure complexes.

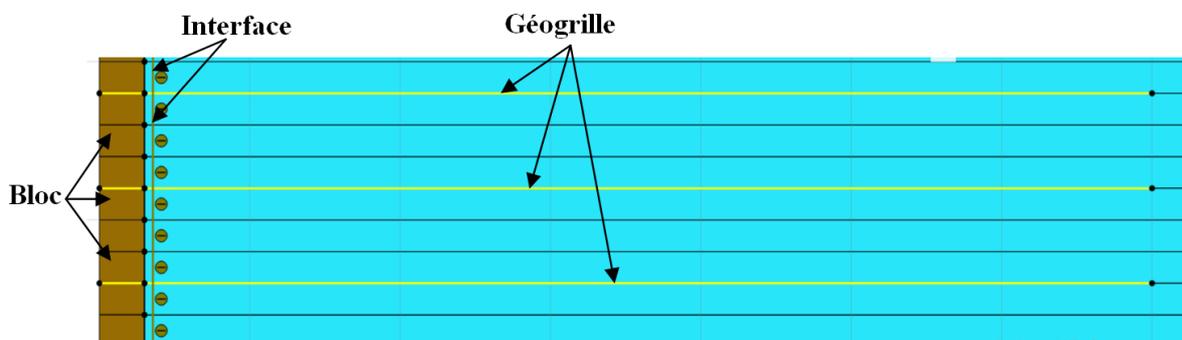
Dans cette thèse, seules les géogrilles et les interfaces ont été utilisées comme éléments structurels, tandis que le parement du mur a été modélisé en utilisant des éléments massifs similaires au sol, mais avec un comportement élastique linéaire. Le détail de la modélisation de ces structures sera abordé dans les sections suivantes.



*Figure III.10. Menus étendus pour créer des éléments structuraux (Plaxis 2D, 2024a)*

### III.3.5.1. Éléments de parement

Dans cette étude, les blocs modulaires de parement sont modélisés, de manière similaire aux couches de sol, en tant qu'éléments triangulaires à 15 nœuds, dotés d'un comportement élastique et spécifiés comme non poreux, comme illustré à la Figure III.11. Ces blocs sont modélisés en utilisant le modèle Élastique Linéaire (LE), basé sur la loi de Hooke de l'élasticité isotrope, qui ne nécessite que les paramètres  $E$  et  $\nu$ . Ce choix a été fait car il est recommandé pour définir les murs en béton, les formations rocheuses intactes ou les volumes rigides. PLAXIS 2D offre la flexibilité de modéliser ces éléments de différentes manières. L'une des approches consiste à utiliser des éléments triangulaires à 15 nœuds, qui permettent de représenter les blocs modulaires avec précision tout en simplifiant le modèle. Cette méthode est particulièrement adaptée pour les blocs modulaires. Par ailleurs, PLAXIS permet également de modéliser le parement en utilisant des éléments de type poutre, ce qui est particulièrement approprié pour les panneaux de revêtement en béton (les écailles).



*Figure III.11. Éléments structuraux utilisés dans la présente étude numérique*

### III.3.5.2. Renforcements

Dans PLAXIS, il est possible de modéliser le renforcement soit sous forme de géogridde, soit sous forme de bande métallique. Ces éléments de renforcement, ayant des propriétés élastiques, ne supportent que les forces de traction, mais pas les forces de compression. Ces éléments sont représentés par des éléments linéaires avec deux degrés de liberté translationnels à chaque nœud ( $u_x$ ,  $u_y$ ). Lorsque des éléments de sol à 15 nœuds sont utilisés, chaque élément géogridde est défini par cinq nœuds, tandis que des éléments géogrilles à 3 nœuds sont utilisés en combinaison avec des éléments de sol à 6 nœuds. Les forces axiales sont évaluées aux points de contrainte de Newton-Cotes, qui coïncident avec les nœuds. Les emplacements des nœuds et des points de contrainte dans les éléments géogrilles sont illustrés dans la Figure III.12.

Il est possible d'attribuer des propriétés matérielles élastiques ou élastoplastiques aux géogrilles. Lorsque le comportement de l'élément est sélectionné comme élastique, il n'est pas nécessaire de définir sa résistance à la traction. Le paramètre clé pour un matériau élastique est la rigidité axiale normale, désignée par EA. Elle est calculée comme le produit du module d'élasticité et de l'épaisseur du renforcement, son unité étant une force par unité de largeur.



*Figure III.12. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments géogrilles (Plaxis 2D, 2024a)*

### III.3.5.3. Interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour modéliser l'interaction entre les structures et le sol. Lors de l'utilisation d'éléments de sol à 6 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par trois paires de nœuds, tandis que pour les éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Dans la Figure III.13, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds coïncident de manière à satisfaire la condition d'élément de zéro épaisseur.

Chaque interface se voit attribuer une « épaisseur virtuelle » qui est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés matérielles de l'interface. L'épaisseur virtuelle est définie comme le facteur d'épaisseur virtuelle multiplié par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage global de la granularité pour la génération du maillage. La valeur par défaut du facteur d'épaisseur virtuelle est de 0,1.

La matrice de rigidité des éléments d'interface est obtenue à l'aide des points d'intégration de Newton-Cotes. La position de ces points d'intégration (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à 6 nœuds, une

intégration de Newton-Cotes à 3 points est utilisée, tandis que les éléments d'interface à 10 nœuds utilisent une intégration à 5 points.

La rugosité de l'interaction entre la structure et le sol est modélisée en choisissant une valeur appropriée pour le facteur de réduction de la résistance ( $R_{inter}$ ) dans l'interface. Ce facteur relie la résistance de l'interface (frottement et cohésion) à la résistance du sol (angle de frottement et cohésion).

Un modèle élasto-plastique est utilisé pour décrire le comportement des interfaces lors de la modélisation de l'interaction sol-structure. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer entre le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent se produire au sein de l'interface, et le comportement plastique de l'interface (glissement).

Pour que l'interface reste élastique, la contrainte de cisaillement  $\tau$  est donnée par :

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (III.5)$$

et pour un comportement plastique, la contrainte de cisaillement  $\tau$  est donnée par :

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (III.6)$$

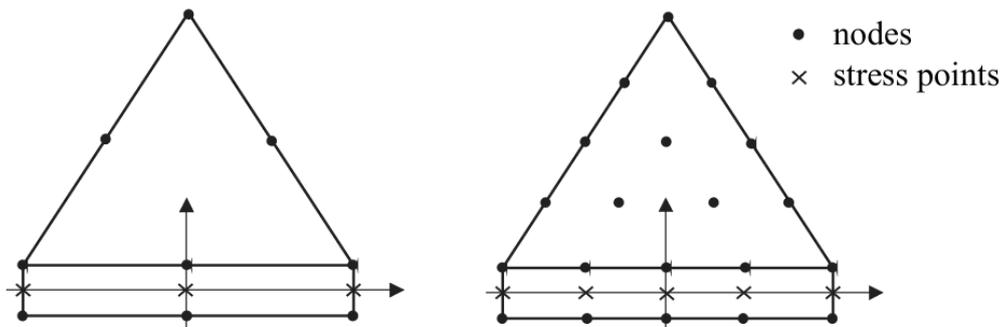
où  $\varphi_i$  et  $c_i$  sont respectivement l'angle de frottement et la cohésion de l'interface, et  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement agissant dans l'interface. Les propriétés de résistance des interfaces sont liées aux propriétés de résistance d'une couche de sol. Chaque ensemble de données a un facteur de réduction de la résistance associé pour les interfaces ( $R_{int}$ ). Les propriétés des interfaces sont calculées à partir des propriétés du sol dans l'ensemble de données associé et du facteur de réduction de la résistance en appliquant les règles suivantes :

$$c_i = R_{int} c_{sol} \quad (III.7)$$

$$\tan \varphi_i = R_{int} \tan \varphi_{sol} \leq \tan \varphi_{sol} \quad (III.8)$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ pour } R_{int} < 1, \text{ sinon } \psi_i = \psi_{sol} \quad (III.9)$$

Par défaut,  $R_{int}$  est rigide et égal à 1, mais il peut être modifié une fois l'option manuelle activée. Si  $R_{int}$  est rigide, cela signifie que l'interface ne doit pas influencer la résistance du sol environnant. En général, pour une interaction réelle entre le sol et la structure, l'interface est plus faible et plus flexible que la couche de sol associée, ce qui implique que  $R_{int}$  devrait être inférieur à 1.



**Figure III.13.** Répartition des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et leur connexion avec les éléments de sol (Plaxis 2D, 2024a)

### III.3.6. Calcul dynamique avec PLAXIS 2D

PLAXIS 2D permet d'aborder efficacement les problèmes dynamiques en appliquant des charges dynamiques au niveau du substratum de la structure, sous forme de forces, de vitesses, ou d'accélération variant en fonction du temps. Le programme offre plusieurs approches pour traiter ces charges, qu'elles soient harmoniques, arbitraires, ou basées sur des enregistrements sismiques réels. PLAXIS 2D propose deux méthodes principales pour l'analyse des chargements sismiques : l'analyse pseudo-statique, qui simule des efforts dynamiques en ajoutant une accélération indépendante à la gravité normale, et l'analyse dynamique, qui utilise des accélérogrammes appliqués à la base du modèle pour une simulation dynamique complète. Ces fonctionnalités font de PLAXIS 2D un outil puissant pour l'étude des effets dynamiques sur les structures géotechniques, garantissant des analyses précises et adaptées aux besoins spécifiques des projets.

#### III.3.6.1. Équation du comportement dynamique

L'expression fondamentale décrivant le mouvement d'un volume soumis à une charge dynamique en fonction du temps est la suivante :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (III.10)$$

où  $M$  représente la matrice de masse,  $u$  est le vecteur des déplacements,  $C$  est la matrice d'amortissement,  $K$  est la matrice de rigidité, et  $F$  est le vecteur des forces. Les déplacements  $u$ , la vitesse  $\dot{u}$ , et l'accélération  $\ddot{u}$  peuvent varier en fonction du temps. Les deux derniers termes de l'équation ( $Ku=F$ ) correspondent à la déformation statique.

Cette théorie est présentée sur la base de l'élasticité linéaire. Toutefois, tous les modèles de Plaxis peuvent, en principe, être utilisés pour les analyses dynamiques. Le comportement du sol peut être modélisé en conditions drainées ou non drainées. Dans ce dernier cas, la rigidité volumique de l'eau souterraine est ajoutée à la matrice de rigidité  $K$ , comme pour le calcul statique. La matrice  $M$  intègre la masse des matériaux (sol, eau et structures éventuelles).

La matrice  $C$  modélise l'amortissement des matériaux, qui, en pratique, est causé par le frottement ou découle des déformations irréversibles (comme la plasticité ou la viscosité). Plus la viscosité est élevée, plus l'énergie vibratoire est dissipée. La détermination de la matrice d'amortissement nécessite la prise en compte de paramètres supplémentaires. Les détails de l'amortissement sont discutés dans la section suivante.

#### III.3.6.2. Amortissement

Pour l'analyse dynamique, l'amortissement est un facteur significatif. Dans PLAXIS, l'amortissement de Rayleigh est couramment utilisé pour l'amortissement des matériaux en condition de déformation plane. Les modèles de sol dans PLAXIS ne possèdent pas d'amortissement visqueux, l'amortissement de Rayleigh est donc introduit pour compenser cet aspect. La corrélation d'amortissement ( $C$ ) est une fonctionnalité numérique dans laquelle une matrice d'amortissement est principalement constituée de la masse ( $M$ ) et de la rigidité ( $K$ ), comme défini dans l'équation III.11. Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  sont connus sous le nom de coefficients de Rayleigh :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (III.11)$$

Dans ce cas, lorsque la contribution de  $M$  est dominante (par exemple,  $\alpha = 10^{-2}$  et  $\beta = 10^{-3}$ ), les vibrations à basse fréquence sont davantage amorties, et lorsque la contribution de  $K$  est dominante (par exemple,  $\alpha = 10^{-3}$  et  $\beta = 10^{-2}$ ), ce sont les vibrations à haute fréquence qui sont principalement amorties. Dans les paramètres standard de Plaxis,  $\alpha = \beta = 0$  (Plaxis 2D, 2024b).

La réponse des structures de sol est considérablement influencée par l'amortissement. Pour des matériaux hautement non linéaires tels que les sols, il est difficile d'obtenir un amortissement précis. Le facteur d'amortissement est un paramètre géotechnique qui indique la vitesse à laquelle les oscillations diminuent lors d'un chargement dynamique ou cyclique. Ce facteur, symbolisé par  $\xi$ , est généralement exprimé en pourcentage.

Les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  utilisées dans l'équation III.11 sont liées à  $\xi$  et à la fréquence angulaire ( $\omega$ ). L'équation III.12, qui établit cette relation, est fournie ci-dessous (Ling et al., 2010):

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega} + \frac{\beta\omega}{2} \quad (III.12)$$

Pour PLAXIS V24, les valeurs inconnues de  $\alpha$  et  $\beta$  peuvent être déterminées automatiquement en choisissant deux fréquences cibles  $f_1$  et  $f_2$  ainsi que le ratio d'amortissement sélectionné, comme illustré à la figure III.14. PLAXIS calcule automatiquement les valeurs de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$  à partir des équations III.13 et III.14, respectivement.

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (III.13)$$

$$\beta = 2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (III.14)$$

Pour déterminer les valeurs des deux fréquences cibles  $f_1$  et  $f_2$ , de nombreuses études ont été menées afin d'identifier la plage de fréquences optimale pour la formulation de l'amortissement du sol. Hudson et al. (1994) ont suggéré d'utiliser l'une des fréquences comme la fréquence fondamentale du sol, et la seconde comme le premier nombre impair obtenu en divisant la fréquence fondamentale du substratum rocheux par celle du sol (Hudson et al., 1994 ; Jia, 2018). Kwok et al. (2007) ont proposé d'utiliser la fréquence naturelle et cinq fois cette fréquence comme fréquences sélectionnées (Kwok et al., 2007).

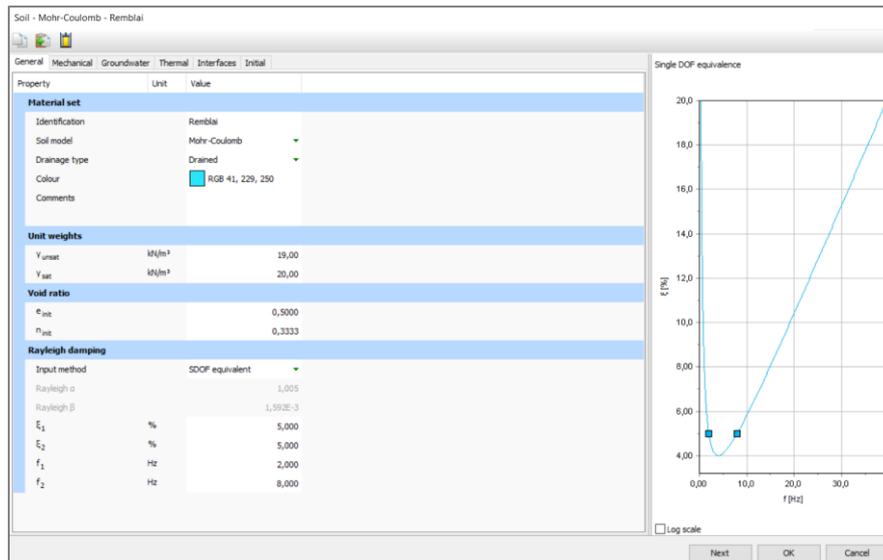


Figure III.14. Définition des valeurs de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$

### III.3.6.3. Chargement dynamique

Une charge dynamique dans PLAXIS 2D est définie par une valeur d'entrée et un multiplicateur, la charge réelle à chaque pas de temps étant calculée en multipliant la valeur d'entrée par ce multiplicateur (équation III.15). Ces multiplicateurs dynamiques peuvent s'appliquer à la composante dynamique d'une charge ou à un déplacement prescrit. Dans la version V24, plusieurs méthodes permettent d'introduire ce type de chargement (multiplicateur dynamique). Tout d'abord, un chargement harmonique peut être directement appliqué via le logiciel (Figure III.15), où les caractéristiques du mouvement de vibration peuvent être ajustées. Ensuite, il est possible de choisir l'option « tableau », qui offre trois sous-options pour définir le signal dynamique : en spécifiant directement les valeurs dans un tableau, en utilisant un fichier SMC (« Strong Motion CD-ROM ») ou en chargeant un fichier ASCII. Lorsque l'option « tableau » est sélectionnée, l'utilisateur peut choisir le type de données pour le signal (Figure III.16), comme Déplacements, Vitesses ou Accélérations. Si les Accélérations sont sélectionnées, le signal peut être mis à l'échelle en fonction des options disponibles. Le tableau associé se compose de colonnes pour le Temps et le Multiplicateur, où le Temps se rapporte au temps dynamique dans le projet. L'utilisation d'un fichier SMC permet de simuler n'importe quel séisme en incluant des informations détaillées telles que la date, le site, la station, l'amplitude, la fréquence et la magnitude. Enfin, un chargement dynamique peut être introduit via un fichier ASCII, créé par l'utilisateur avec un éditeur de texte, permettant une grande flexibilité dans la modélisation du chargement dynamique. Ces méthodes offrent une capacité étendue pour modéliser et visualiser les impacts dynamiques sur les structures analysées.

$$\text{Déplacement imposé } (t) = \text{Valeur d'entrée} \times \text{multiplicateur dynamique} \quad (\text{III. 15})$$

Lorsque le type de données d'entrée est Accélérations, le signal peut être visualisé en tant qu'Accélérations, Vitesses ou Déplacements, en sélectionnant l'option correspondante dans la liste déroulante sous le graphique, afin de s'assurer que le modèle a correctement interprété le mouvement d'entrée. Le signal d'accélérogramme d'entrée peut être visualisé dans le panneau inférieur sous différents graphiques représentatifs : spectres de Fourier, spectres de réponse et

intensité d'Arias. Le multiplicateur original est affiché en gris, et le multiplicateur transformé est affiché en bleu.

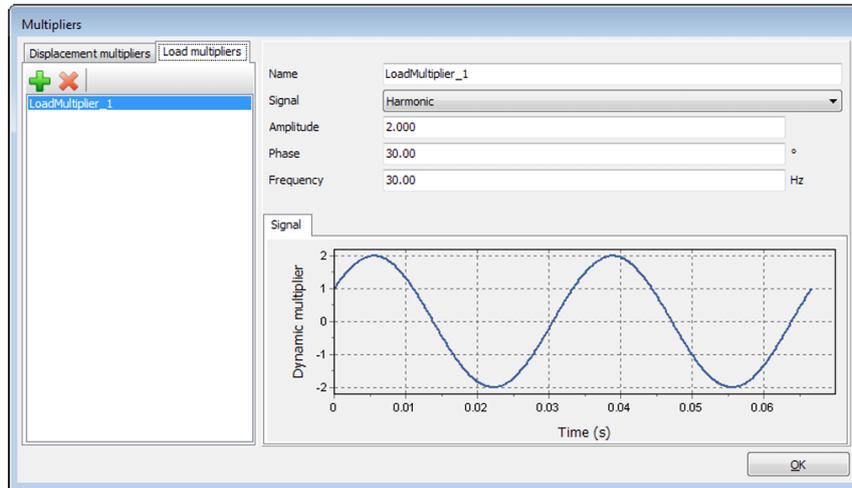


Figure III.15. Définition d'un chargement harmonique (Plaxis 2D, 2024a)

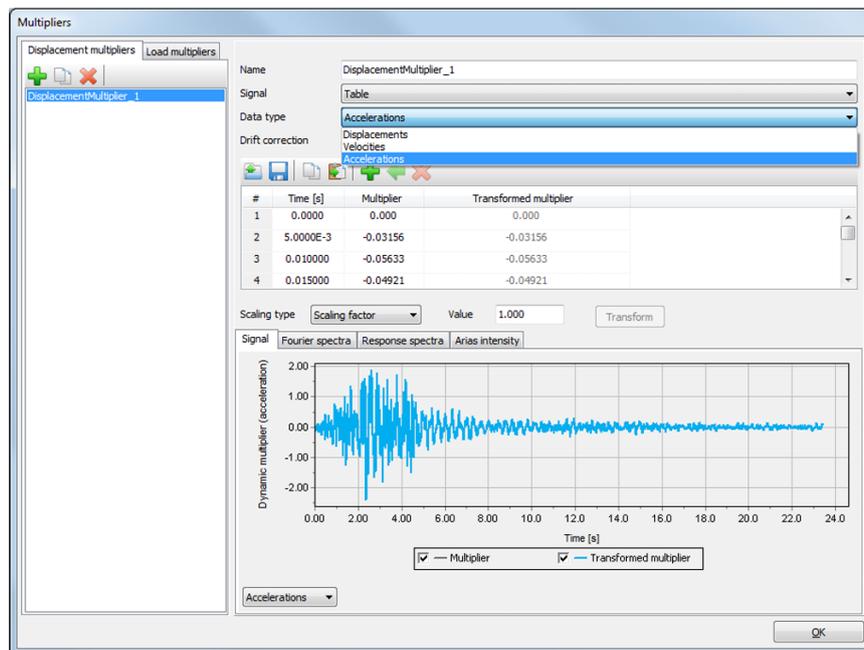
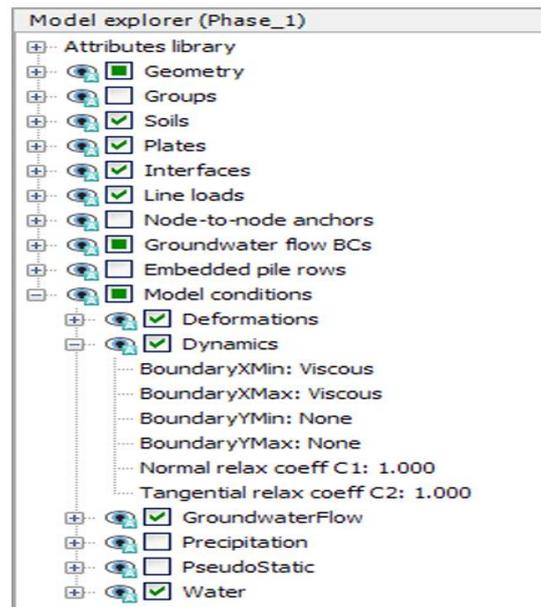


Figure III.16. Fenêtre d'importation de données pour les multiplicateurs dynamiques (Plaxis 2D, 2024a)

#### III.3.6.4. Bandes absorbantes

Pour les calculs dynamiques, des conditions aux limites différentes des fixités standard sont nécessaires afin de représenter le comportement du milieu à grande distance. En réalité, le domaine est infini, mais il doit être réduit à un domaine fini lors de la création d'un modèle géométrique. Des conditions aux limites appropriées peuvent simuler le comportement du milieu lointain en absorbant l'augmentation des contraintes causées par le chargement dynamique et en évitant les réflexions indésirables des ondes à l'intérieur du sol. Par défaut, PLAXIS 2D offre l'option d'utiliser des frontières visqueuses, mais d'autres options sont également disponibles.

Lorsque vous configurez un calcul dynamique, les conditions aux limites peuvent être spécifiées pour la phase en choisissant les options adéquates (Figure III.17).



*Figure III.17. Conditions aux limites pour un calcul dynamique*

Dans PLAXIS 2D, plusieurs types de bords absorbants sont proposés pour les calculs dynamiques en fonction du cas étudié, tels que : les bords visqueux (Viscous), les bords de champ libre (Free field), les bords à degré de liberté lié (Tied degree of freedom), les bases compliantes (Compliant base) et les bases fixes (Fixed base).

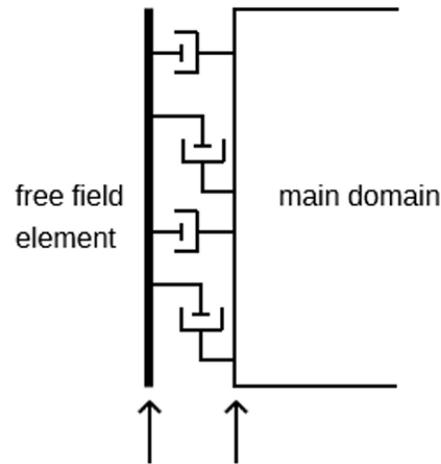
Dans cette étude, les bords de champ libre ont été utilisés pour les côtés latéraux, tandis que pour la base du modèle, une base compliante a été employée.

- **Bords de champ libre (Free field boundary)**

Ces frontières absorbantes imposent un mouvement en champ libre latéral, de sorte que les frontières conservent leurs propriétés non réfléchissantes. Les conditions aux limites de champ libre ne sont disponibles que pour les frontières latérales et doivent être placées à une distance suffisante pour que les conditions de champ libre soient atteintes. Le mouvement en champ libre est transféré au domaine principal à partir des éléments de champ libre par l'application de forces normales et de cisaillement équivalentes (Figure III.18).

- **Bases compliantes (Compliant base)**

La base compliante est composée d'une combinaison d'un déplacement imposé en ligne et d'une frontière visqueuse. Cette configuration permet d'introduire un mouvement sismique tout en absorbant les ondes entrantes, l'historique des déplacements imposés étant transformé en un historique de charges en interne.



*Figure III.18. Conditions aux limites en champ libre (Plaxis 2D, 2024a)*

### III.4. CONCLUSION

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques à l'aide de la méthode des éléments finis, telle qu'implémentée dans PLAXIS 2D, constitue une approche efficace pour simuler la réalité géométrique et géomécanique des structures. Ce chapitre a exploré les capacités de PLAXIS 2D pour l'analyse des murs de soutènement en sol renforcé, en mettant en avant les modèles de comportement des sols disponibles, notamment les modèles de Mohr-Coulomb et Hardening Soil (HSM).

PLAXIS 2D se distingue par son interface conviviale et ses fonctionnalités avancées, telles que le « Standard construction » et le module dynamique, qui permettent de simuler des scénarios complexes et d'obtenir des résultats précis pour le dimensionnement des structures. Ces outils sont particulièrement utiles pour les ouvrages à géométrie complexe, comme les murs en sol renforcé superposés, qui ne peuvent être analysés de manière adéquate par les méthodes traditionnelles.

En conclusion, PLAXIS 2D s'avère être un choix pertinent pour cette étude, grâce à sa capacité à modéliser avec précision le comportement des structures géotechniques sous diverses sollicitations. Les bases théoriques et pratiques abordées ici prépareront les analyses numériques approfondies des chapitres suivants, visant à évaluer les performances des murs de soutènement en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés.

## **CHAPITRE IV**

### **ETUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE SUPERPOSE EN CONDITIONS STATIQUES**

#### **IV.1. INTRODUCTION**

Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques sont fréquemment utilisés pour diverses applications géotechniques en raison de leurs nombreux avantages, tels que la méthode de construction simple, la capacité à tolérer les tassements différentiels, la compatibilité environnementale et l'esthétique. De plus, ces murs sont souvent moins chers que les murs alternatifs, en particulier lorsque la hauteur du mur est importante. Dans de nombreux cas, les murs en sol renforcé sont construits en agencement à plusieurs niveaux (murs superposés) plutôt qu'en murs simples pour des raisons de stabilité, de hauteur de mur, de restrictions de construction et d'aspects esthétiques.

Cependant, par rapport à un mur simple, les murs construits selon une disposition à plusieurs niveaux sont plus complexes en raison de l'interaction et de l'influence mutuelle entre les niveaux supérieur et inférieur.

Dans ce chapitre, nous présentons une étude approfondie sur les murs en sol renforcé géosynthétique, en utilisant la méthode des éléments finis (PLAXIS 2D) sous des conditions statiques. L'objectif principal est de mieux comprendre la performance de ces murs et de comparer leur comportement avec celui des murs à un seul niveau, en tenant compte de diverses configurations. Pour cela, après la présentation détaillée de deux cas de référence, une étude paramétrique a été menée pour examiner l'effet de nombreux paramètres qui affectent ce type d'ouvrages.

Les paramètres étudiés incluent la géométrie du mur, telle que la distance de décalage entre les niveaux et le nombre de niveaux, ainsi que les propriétés du remblai, en particulier la cohésion et l'angle de frottement. De plus, les propriétés du renforcement ont été analysées, notamment la longueur des renforts, l'espacement vertical et l'ajout de nappes de renfort secondaire.

#### **IV.2. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE**

Pour étudier le comportement des murs en sol renforcé superposés et comparer leur comportement avec les murs à un seul niveau (mur simple), un modèle en éléments finis a été proposé en utilisant le logiciel Plaxis 2D sous des conditions de déformation plane. Le modèle de référence choisi dans cette étude comprend deux cas : un mur de 10 mètres de hauteur composé de deux niveaux (5 mètres par niveau), nommé MC, et un mur simple d'un seul niveau de 10 mètres de hauteur, nommé MS.

### IV.2.1. Géométrie

La géométrie et les conditions aux limites adoptées pour le modèle de référence (cas de mur à deux niveaux, MC) sont illustrées dans la Figure IV.1. La hauteur totale du mur est  $H = 10\text{ m}$ , composée de deux niveaux ( $5\text{ m}$  pour chaque niveau) avec une distance de décalage de  $2,5\text{ m}$  ( $D = 0,5H$ ) entre les deux niveaux dans le cas de référence. Le modèle de référence choisi dans cette étude a une géométrie similaire à celle adoptée et utilisée dans des études antérieures (Yoo et Song, 2006 ; Yoo, 2018). Les modèles comprenaient une couche de sol de fondation de  $10\text{ m}$  d'épaisseur, où la profondeur d'ancrage du mur inférieur dans le sol de fondation était égale à  $0,4\text{ m}$ . Le parement du mur a été simulé avec de blocs modulaires de dimensions  $0,2\text{ m}$  de hauteur et  $0,3\text{ m}$  de longueur. Pour le cas de référence, qu'il s'agisse de mur à un ou deux niveaux, la longueur du renforcement a été fixée être de  $7\text{ m}$  ( $L = 0,7H$ ), avec un espacement vertical uniforme de  $e = 0,6\text{ m}$ . Il convient de noter que la longueur de renfort du niveau supérieur pour le cas de référence du mur à deux niveaux est plus longue que la valeur minimale recommandée par les directives de la FHWA (c'est-à-dire  $L1 = 0,7H1$ ), afin de pouvoir comparer les résultats entre les deux configurations de murs en sol renforcé (à un ou deux niveaux). De plus, la longueur du renfort sera discutée plus en détail dans cette étude paramétrique.

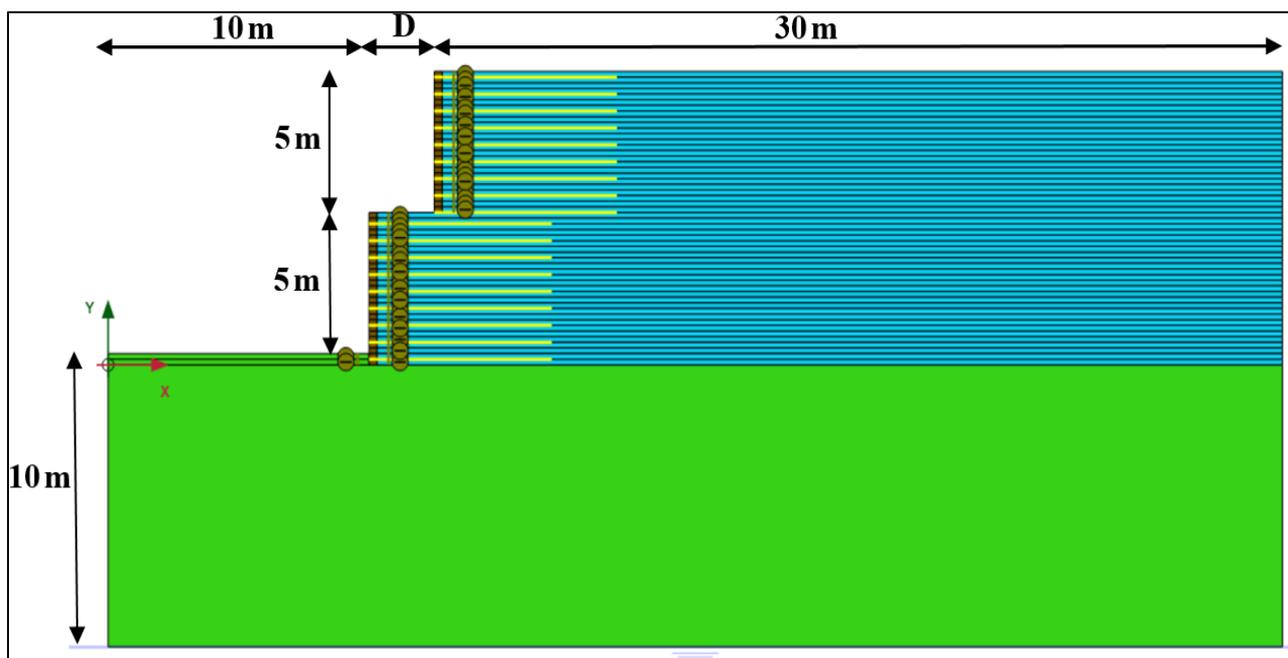


Figure IV.1. Géométrie du modèle numérique de référence (MC)

### IV.2.2. Propriétés des matériaux

#### IV.2.2.1. Le sol

Dans cette analyse numérique, le sol est divisé en deux zones différentes (le sol de remblai et la fondation). Les deux sols ont été simulés en utilisant un modèle de comportement élastoplastique linéaire de Mohr-Coulomb, qui est un modèle largement adopté pour la simulation des sols renforcés dans l'étude des murs de soutènement. Les cinq

paramètres essentiels de ce modèle sont : les paramètres d'élasticité (le module d'élasticité  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ ), les paramètres de cisaillement (l'angle de frottement des sols  $\phi$ , la cohésion  $c$  et l'angle de dilatance  $\psi$ ).

Le sol de remblai utilisé dans le cas de référence était considéré comme un sol granulaire, conformément aux directives de la FHWA (Berg et al., 2009). Ces propriétés ont également été utilisées par plusieurs autres chercheurs (Yoo, 2018 ; Yoo et Song, 2006). Le sol de fondation est considéré comme une fondation rigide, et ses propriétés sont conformes à celles rapportées par Damians et al. (2015). Les propriétés des matériaux adoptées pour les différents composants du mur de référence sont données dans le tableau IV.1.

**Tableau IV.1.** Propriétés des matériaux pour le cas de référence

Paramètres	Remblai <sup>(1)</sup>	Sol de fondation <sup>(2)</sup>	Blocs modulaires <sup>(1)</sup>
Poids volumique, $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	18.85	20
Module d'élasticité, $E$ (KPa)	$20 \times 10^3$	$110 \times 10^3$	$10^6$
Coefficient de Poisson, $\nu$	0.3	0.3	0.2
Angle de frottement, $\phi$ (°)	30	45	/
Cohésion, $C$ (KPa)	1	50	/
Angle de dilatance, $\psi$ (°)	10	15	/

(1) : Yoo, 2018 ; (2) : Damians et al. (2015)

#### IV.2.2.2. Les blocs modulaires et les renforcements

Pour les deux cas des murs de référence (simples ou superposés), le parement a été modélisé en utilisant 50 éléments de blocs modulaires (0,3 m de longueur x 0,2 m de hauteur), et le sol de remblai a été renforcé par 18 nappes de géogrilles. Les propriétés des blocs modulaires en béton et des renforts de géogrille ont été choisies selon Yoo (2018). Un modèle linéaire a été utilisé pour la simulation des blocs modulaires en béton, avec un module de Young ( $E$ ) de  $10^6$  kPa et un coefficient de Poisson ( $\nu$ ) de 0,2 (tableau IV.1). Les couches de renfort de géogrille ont été modélisées à l'aide d'un élément de géogrille intégré dans PLAXIS 2D, avec une rigidité en traction  $EA = 1000$  kN/m.

#### IV.2.3. Maillage et phasage de construction

La modélisation des zones de sol et de parement de murs a été réalisée dans des conditions de déformation plane à l'aide d'éléments triangulaires à 15 nœuds avec 12 points de contrainte (points de Gauss). Dans le cas de référence (mur à deux niveaux avec  $D = 0,5H_2$ ), le modèle numérique était composé d'un total de 1 308 éléments et 10 936 nœuds. La seule interface introduite dans ce modèle est celle entre le sol et la face du mur, comme le préconisent de nombreux chercheurs, y compris Yoo (2018). Pour cela, un paramètre d'interface clé,  $R_{inter}$  (facteur de réduction de résistance) (Brinkgreve, 1999), avec une valeur de 0,7, a été utilisé pour modéliser l'interface entre la face du mur et les couches de sol. Aucune interface n'a été ajoutée entre le sol et les renforts, supposant l'absence de glissement entre eux, justifiée par des tests montrant que le glissement se produit dans le sol, sauf à très faible contrainte de confinement (Zornberg et Mitchell, 1994 ; Karpurapu et Bathurst, 1995 ; Rowe et Ho, 1997). De même, le comportement de l'interface entre les blocs n'a pas été

modélisé, car cela a un effet négligeable sur la performance du mur (Hatami et Bathurst, 2005, 2006).

Afin de minimiser l'influence des limites sur la réponse du modèle, la limite latérale dans cette étude s'étend de la face du niveau supérieur jusqu'à une distance de plus de trois fois la hauteur totale du mur ( $3H$ ), comme le montre la figure IV.1. Comme illustré sur cette figure, la base du modèle est complètement fixe, tandis que les limites latérales ne peuvent se déplacer que verticalement tout en restant fixes dans la direction horizontale.

Concernant la modélisation du phasage de construction, une séquence par étapes a été adoptée. La première étape comprenait uniquement les fondations, puis un bloc, une couche de sol (chaque couche mesurant 0,2 mètre d'épaisseur) et le renforcement était ajouté à chaque étape suivante.

### **IV.3. RESULTATS DU CAS DE REFERENCE ET DISCUSSIONS**

Dans cette section, en plus de présenter les résultats du modèle de référence du mur composé de deux niveaux (MC, le premier cas de référence), nous comparons ces résultats avec ceux du mur simple à un seul niveau (MS, le deuxième cas de référence) ayant la même hauteur (10 m) et les mêmes caractéristiques. Les résultats principaux des analyses numériques comprennent les déformations des maillages, les déplacements horizontaux du parement du mur et les forces de traction dans les renforts. Ces résultats sont détaillés dans les sections suivantes.

#### **IV.3.1. Maillage déformé**

La déformation du maillage des deux modèles de référence, à savoir un mur simple (à un seul niveau) et un mur superposé à deux niveaux avec une distance de décalage de 2,5 m ( $0,5H_2$ ) (voir la figure IV.1), à la fin de la construction des deux murs, est présentée dans les figures IV.2 et IV.3. En comparant les deux maillages déformés des deux figures, il apparaît clairement que le mur à plusieurs niveaux présente des déplacements totaux plus faibles que ceux du mur simple, dont le maximum n'était que de 82 % de celui du mur à un seul niveau. On peut également constater que la déformation maximale du mur simple se situe au milieu du parement du mur, tandis que dans le cas du mur superposé, elle se situe dans la partie supérieure du niveau inférieur et au milieu du niveau supérieur.

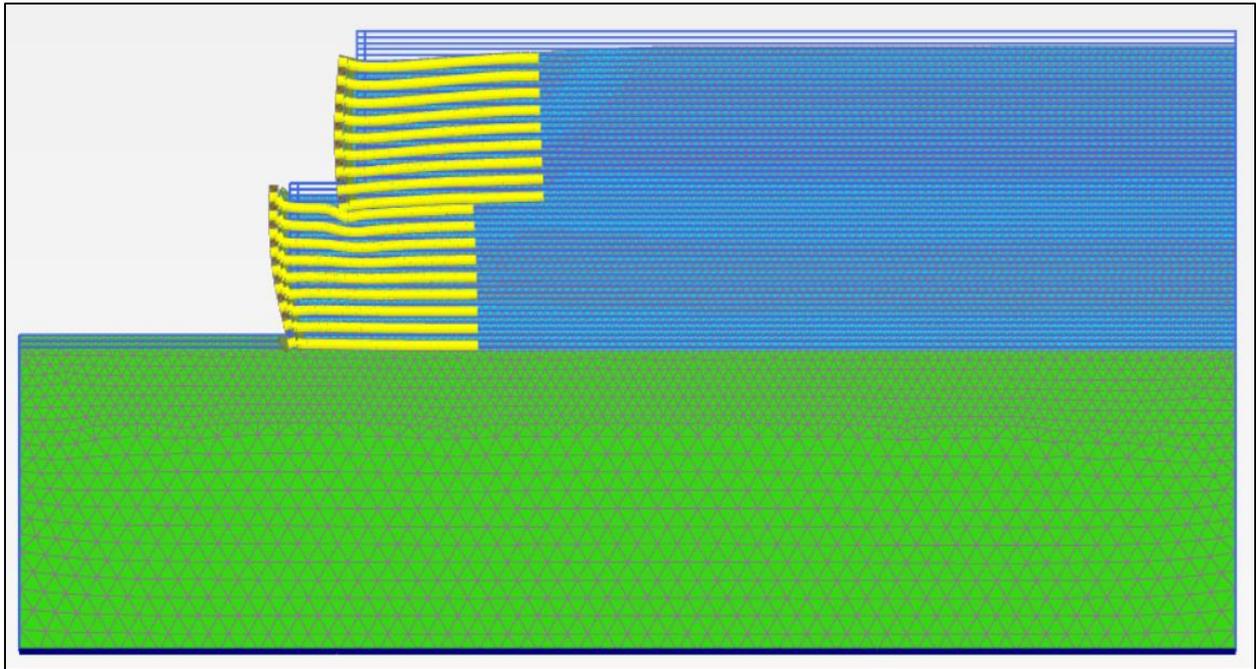


Figure IV.2. Maillage déformé du modèle de référence (MC)

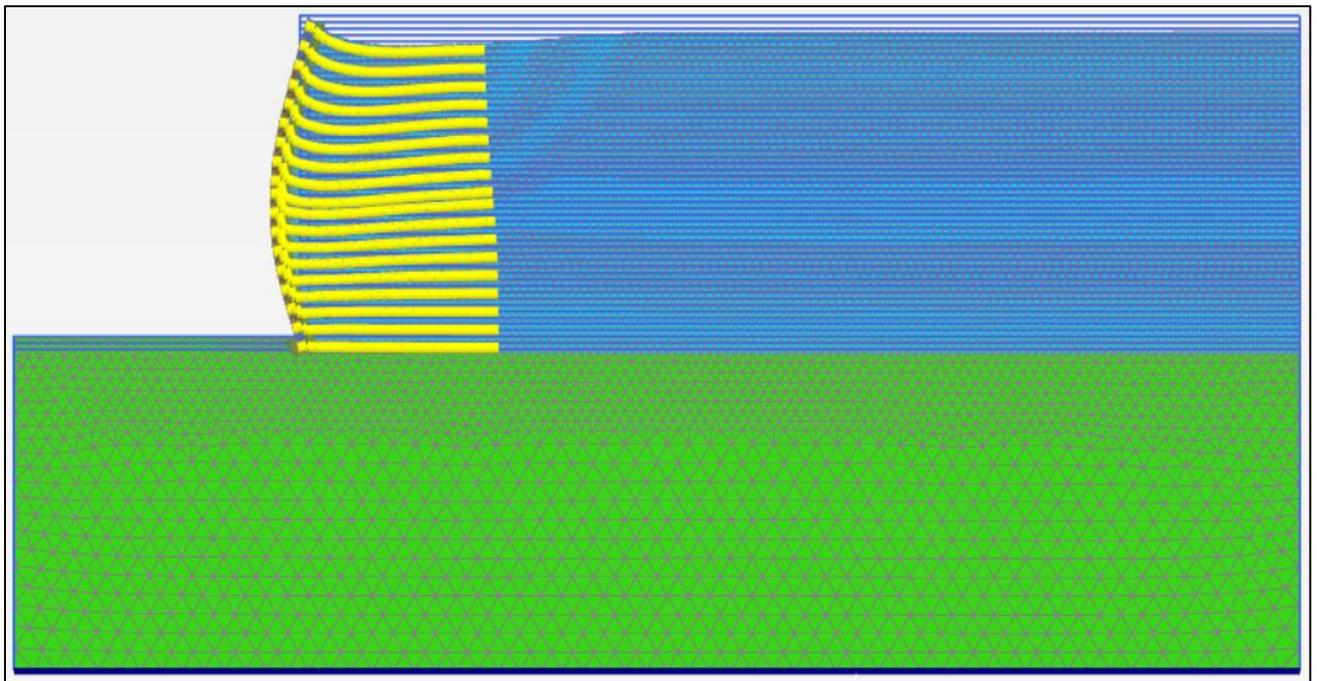
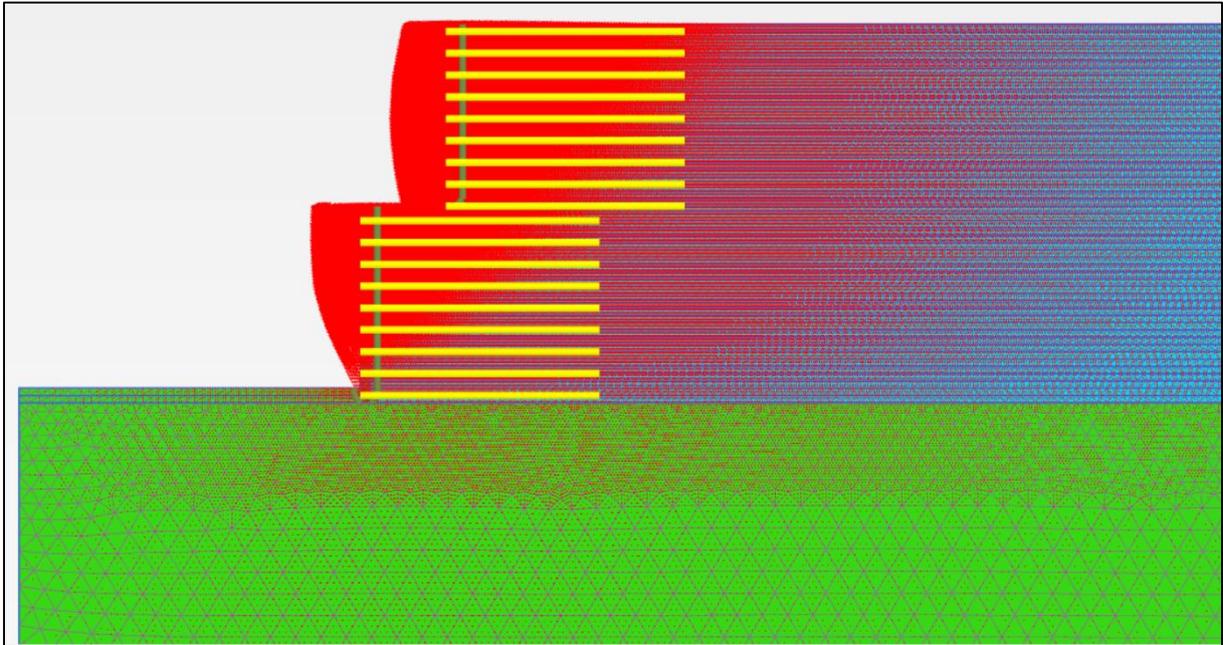


Figure IV.3. Maillage du modèle de référence (MS)

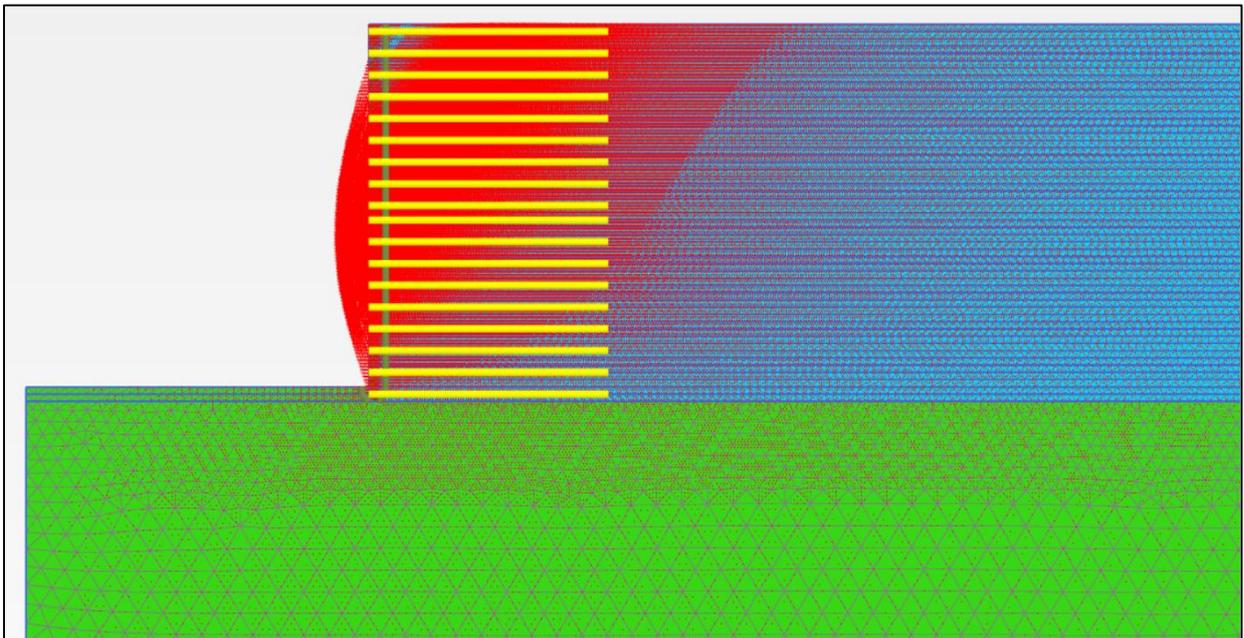
### IV.3.2. Déplacement horizontal

Les déplacements horizontaux des deux modèles de référence, à savoir le mur simple (à un seul niveau) et le mur superposé à deux niveaux avec une distance de décalage de 2,5 m ( $0,5H_2$ ), sont illustrés dans les figures IV.4 et IV.5. Ces deux figures montrent que le mur à plusieurs niveaux présente des déplacements horizontaux beaucoup plus faibles par rapport au

mur simple, confirmant ainsi les résultats obtenus précédemment. Le déplacement horizontal maximal enregistré pour le mur à plusieurs niveaux représente seulement 66 % de celui du mur simple. De plus, les profils de déplacement indiquent que le déplacement maximal pour le mur simple se situe au milieu de la face du mur, alors que pour le mur superposé, il est observé dans la partie supérieure du mur inférieur et au voisinage du centre du mur supérieur.



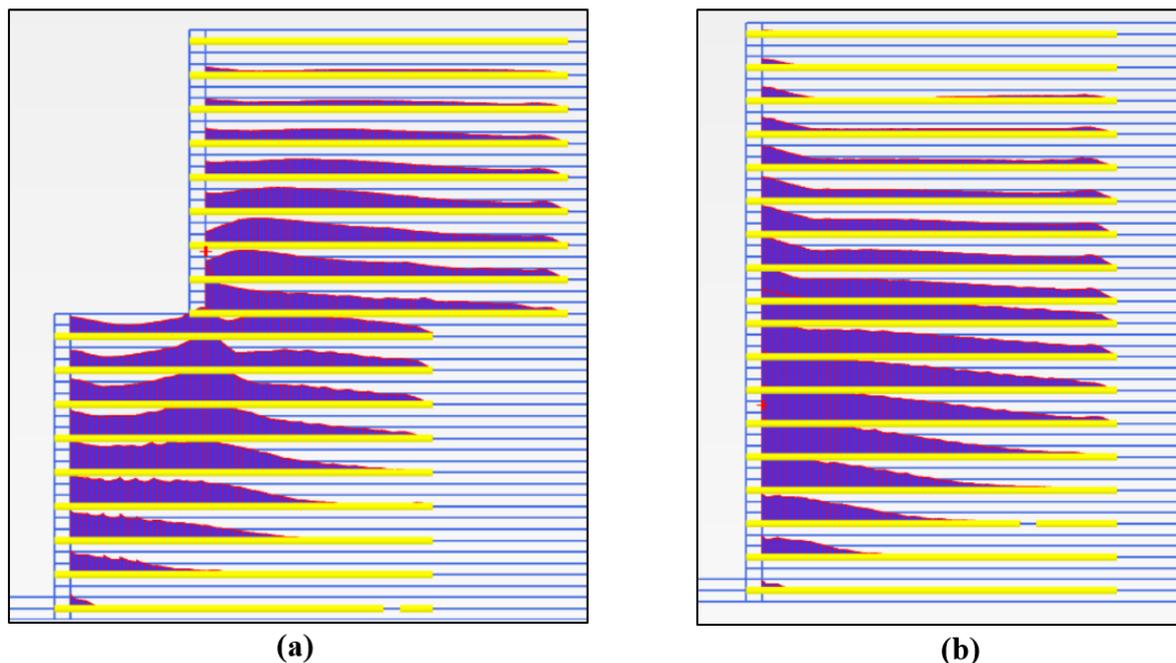
*Figure IV.4. Déplacement horizontal du modèle de référence (MC).*



*Figure IV.5. Déplacement horizontal du modèle de référence (MS).*

### IV.3.3. Forces de traction dans les renforts

La distribution des forces de traction dans les différentes nappes de renforts pour les deux modèles de référence, à savoir le mur simple (à un seul niveau) et le mur superposé à deux niveaux avec une distance de décalage de 2,5 m (0,5H2), est illustrée dans la figure IV.6. Cette figure montre que les forces de traction maximales dans le mur superposé sont plus faibles par rapport à celles du mur simple, confirmant ainsi les résultats obtenus précédemment. En effet, pour le mur en sol renforcé simple, les forces de traction maximales dans tous les renforts atteignaient environ 22,99 kN/m, tandis que pour le mur superposé à deux niveaux, elles ne dépassaient pas 15,11 kN/m.



**Figure IV.6.** Distribution des forces de traction dans les renforts : (a) cas de référence MC, (b) cas de référence MS

Ces résultats montrent que la diminution de la déformation des murs superposés a entraîné une diminution des efforts de traction dans les différents renforts. Cela met en évidence l'avantage de l'utilisation d'une configuration superposée à plusieurs niveaux pour les murs en sol renforcé par rapport à la configuration à un seul niveau.

## IV.4. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Dans cette partie, après avoir présenté les deux modèles de référence (mur simple et mur superposé à deux niveaux), ces modèles seront utilisés pour mener une étude paramétrique visant à évaluer l'impact de divers paramètres sur les performances des murs en sol renforcé dans plusieurs configurations. Cette étude paramétrique repose sur les mêmes données que celles des deux modèles de référence. Pour étudier l'influence des différents paramètres, un paramètre a été modifié par rapport au cas de base tandis que tous les autres sont restés inchangés. En plus de comparer le comportement des murs superposés avec celui des murs simples, l'étude paramétrique inclut les points suivants :

- L'étude de l'effet de la géométrie du mur, y compris l'effet de la distance de décalage et du nombre de niveaux.
- L'étude de l'effet des propriétés du remblai sur la distance de décalage critique, y compris l'effet de la cohésion du remblai et de l'angle de frottement du remblai.
- L'étude de l'effet des paramètres de renforcement, pour examiner l'influence de l'espacement vertical (uniforme ou non uniforme) entre les renforts, de la longueur des renforts et de l'ajout des renforcements secondaires sur le comportement des murs en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés.

Les paramètres de cette étude statique ainsi que leurs plages de variation sont présentés dans le tableau VI.2. À chaque fois, un paramètre a été modifié par rapport au modèle de référence, tandis que les autres paramètres sont restés constants.

**Tableau IV.2.** Variables utilisées dans l'étude paramétrique statique

Matériaux	Paramètres (unité)	Valeurs
<b>Mur</b>	Distance de décalage, D (m)	0 ; 0.2H <sub>2</sub> ; 0.5H <sub>2</sub> ; 0.8H <sub>2</sub> ; 1H <sub>2</sub> ; 1.2H <sub>2</sub> ; 1.4H <sub>2</sub> ; 1.7H <sub>2</sub> ; 2H <sub>2</sub>
	Nombre de niveaux, N	1 ; 2 ; 3 ; 4
<b>Remblai</b>	Cohésion, C (Kpa)	1 ; 5 ; 10
	Angle de frottement, φ (°)	30 ; 40 ; 50
<b>Renforcement</b>	Espacement vertical, e (m)	Uniforme: 0.2 ; 0.4 ; 0.6 ; 0.8
		Non uniforme: Tous (0.2m) ; Milieu (0.2m); Niveau inférieur (0.2); Niveau supérieur (0.2m); Tous (0.6m)
	Longueur, L (m)	0.4H ; 0.5H ; 0.6H ; 0.7H ; 1H
	Renforcements secondaires, L <sub>s</sub> (m)	0 ; 0.1H ; 0.2H ; 0.25H ; 0.3H ; 0.4H

Les détails de cette étude paramétrique sont présentés dans les sections suivantes.

#### **IV.4.1. Effet de la géométrie du mur**

Cette section est dédiée à l'analyse de l'influence de la géométrie sur les performances des murs en sol renforcé. Le présent travail se concentre particulièrement sur deux paramètres géométriques essentiels : la distance de décalage (définie comme l'espacement horizontal entre le mur inférieur et le mur supérieur) et le nombre de niveaux. L'étude de la distance de décalage se focalisera notamment sur son impact sur le déplacement horizontal et les forces de traction maximales dans les renforts. En ce qui concerne le nombre de niveaux, nous examinerons comment la variation de ce paramètre peut améliorer les performances des murs en construisant des structures à plusieurs niveaux.

##### **IV.4.1.1. Effet de la distance de décalage**

Dans cette étude, les critères sélectionnés pour évaluer l'influence de la distance de décalage sur le comportement des murs en sol renforcé (GRS) à deux niveaux étaient le déplacement latéral du mur et les forces de traction maximales dans le renfort. Les valeurs de distance de décalage (D/H<sub>2</sub>) prises en compte dans cette étude incluaient une gamme allant de

0 (correspondant à un mur simple) jusqu'à 2. Plus précisément, les distances de décalage analysées étaient : 0,2, 0,5, 0,8, 1, 1,2, 1,4, 1,7 (cette dernière représentant la distance de décalage critique recommandée par le guide de la FHWA) et 2.

❖ **Déplacement horizontal**

La figure IV.7 compare les déplacements horizontaux des murs en sol renforcé à un ou plusieurs niveaux avec différentes valeurs de distance de décalage. Comme illustré dans la figure IV.7, les déplacements latéraux dans le cas des murs en sol renforcé à plusieurs niveaux étaient plus faibles par rapport à ceux du mur en sol renforcé simple (à un seul niveau) en fonction des valeurs de distance de décalage. Il est également évident que, à mesure que les valeurs de distance de décalage augmentent, le déplacement latéral du mur diminue. Ainsi, en introduisant une distance de décalage au mur, la déformation peut être réduite. À titre d'exemple, le déplacement latéral maximal dans le cas de murs en sol renforcé à deux niveaux avec un décalage de 6,0 m ( $D = 1,2H_2$ ) n'était que de 33 % du déplacement observé dans le cas d'un mur en sol renforcé simple. De plus, lorsque les valeurs de distance de décalage sont faibles, un déplacement significatif du mur se développe dans la partie la plus basse du niveau supérieur (à la jonction des deux niveaux).

Il est important de noter qu'au-delà d'une distance de décalage de  $1,2H_2$  (dans cette étude), aucune réduction significative de la déformation du mur n'est observée. Cela suggère que lorsque les niveaux sont décalés de plus de 1,2 fois la hauteur du niveau inférieur ( $D > 1,2H_2$ ), leur interaction devient négligeable.

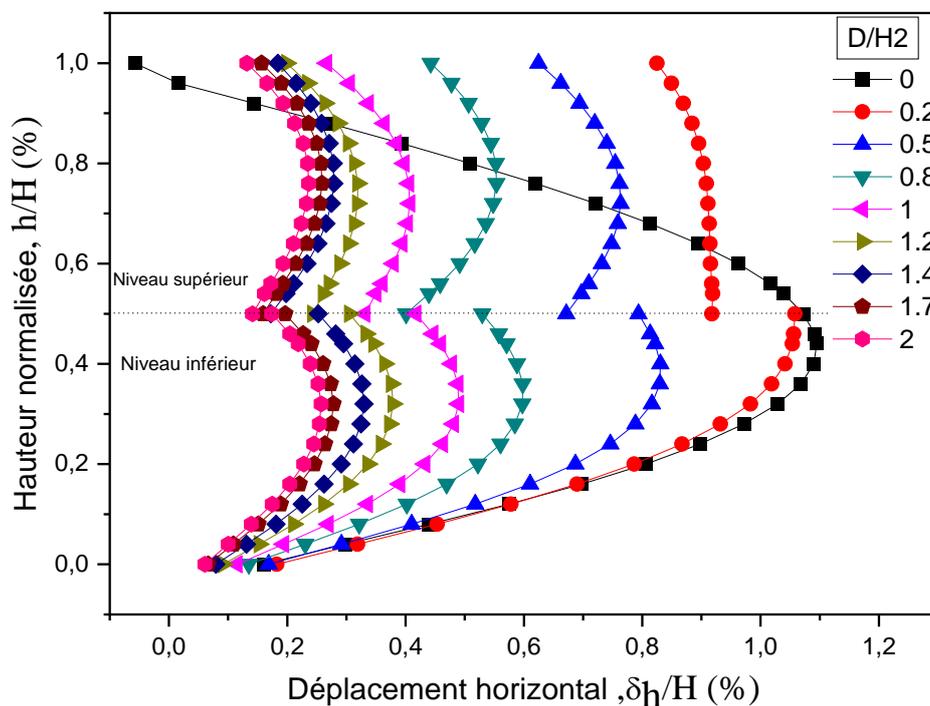


Figure IV.7. Déplacement horizontal du mur en fonction de la distance de décalage

❖ **Forces de traction dans les renforts**

La variation des forces de traction maximales dans les renforts pour différentes valeurs de distance de décalage est illustrée à la Figure IV.8. Comme pour les déplacements horizontaux du parement des murs, les forces de traction maximales diminuent avec

l'augmentation de la distance de décalage. Par exemple, dans le cas de murs en sol renforcé à deux niveaux avec un décalage de 6,0 m ( $D = 1,2H_2$ ), les valeurs maximales des forces de traction sur toutes les nappes de renfort sont environ 60 % inférieures à celles du mur en sol renforcé simple.

Comme pour la déformation horizontale du mur, aucune diminution significative des forces de traction maximales dans les renforts n'est observée lorsque  $D > 1,2H_2$ . Par conséquent, les deux niveaux ne s'influencent pas significativement lorsqu'ils sont décalés d'une valeur supérieure à 1,2 fois la hauteur du niveau inférieur ( $D > 1,2H_2$ ). Il convient également de noter que, pour le niveau inférieur, les forces de traction maximales varient de manière significative avec  $D$ , tandis que les changements sont minimes dans le niveau supérieur.

Il faut noter que, d'après les résultats présentés dans les figures IV.7 et IV.8, pour les cas où la valeur de la distance de décalage est petite, des déplacements horizontaux significatifs et des forces de traction importantes se produisent approximativement dans la zone inférieure du mur supérieur, en particulier dans la zone de connexion entre les deux niveaux. Il est également important de noter que la valeur  $D = 1,2H_2$ , considérée comme la valeur critique  $D_{cr}$  (définie comme la distance entre deux niveaux à laquelle ils peuvent fonctionner indépendamment), dans cette étude est inférieure à la valeur donnée par le guide FHWA ( $D_{cr} = 1,7H_2$ ).

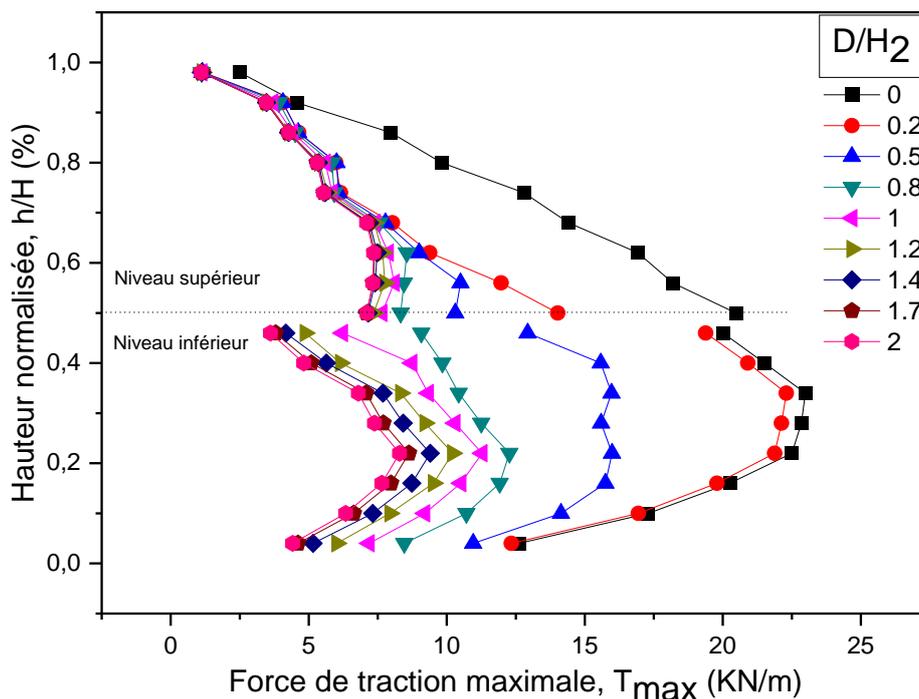
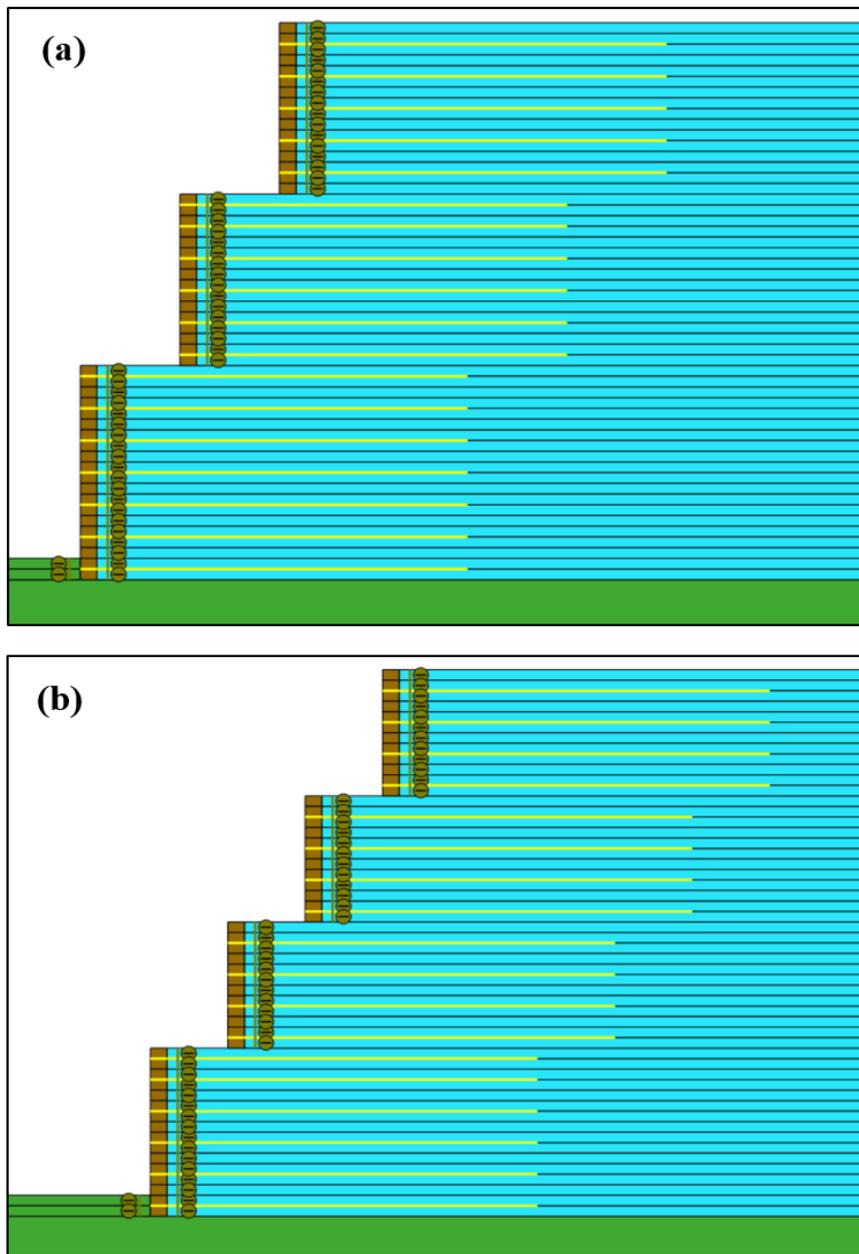


Figure IV.8. Force de traction maximale en fonction de la distance de décalage

#### IV.4.1.2. Effet du nombre de niveaux

Pour étudier l'influence du nombre de niveaux  $N$  sur les déplacements horizontaux, un mur en sol renforcé à plusieurs niveaux, avec une hauteur totale de 10 m, a été adopté dans ce travail, et la distance de décalage  $D$  a été fixée à 0,5 fois la hauteur du niveau inférieur ( $D = 0,5H_2$ ). Les nombres de niveaux  $N$  étudiés étaient un, deux, trois et quatre. À cet effet, l'étude

comprenait une comparaison entre quatre configurations : un mur à un seul niveau d'une hauteur de 10 m, un mur à deux niveaux (5m+5m), un mur à trois niveaux (3,6m+3,2m+3,2m) et un mur à quatre niveaux (2,8m+2,4m+2,4m+2,4m). La géométrie des murs à trois et quatre niveaux est présentée dans les figures IV.9.a et IV.9.b respectivement.



**Figure IV.9.** Géométrie du modèle de mur superposé (MC) : (a) MC de trois niveaux, (b) MC de quatre niveaux

La figure IV.10 montre l'effet du nombre de niveaux sur le déplacement latéral maximal  $\delta_{hmax}$ . On peut voir que plus le nombre de niveaux augmente, plus le déplacement latéral maximal de la face du mur diminue jusqu'à trois niveaux, puis cette diminution commence à s'atténuer. Par rapport au mur simple (c'est-à-dire  $N=1$ ), les déplacements latéraux maximaux ont diminué d'environ 29%, 41% et 49% pour  $N=2, 3$  et  $4$ , respectivement. En d'autres termes, lorsque  $N$  était supérieur à 3 pour la même hauteur totale du mur, le pourcentage de réduction est devenu faible.

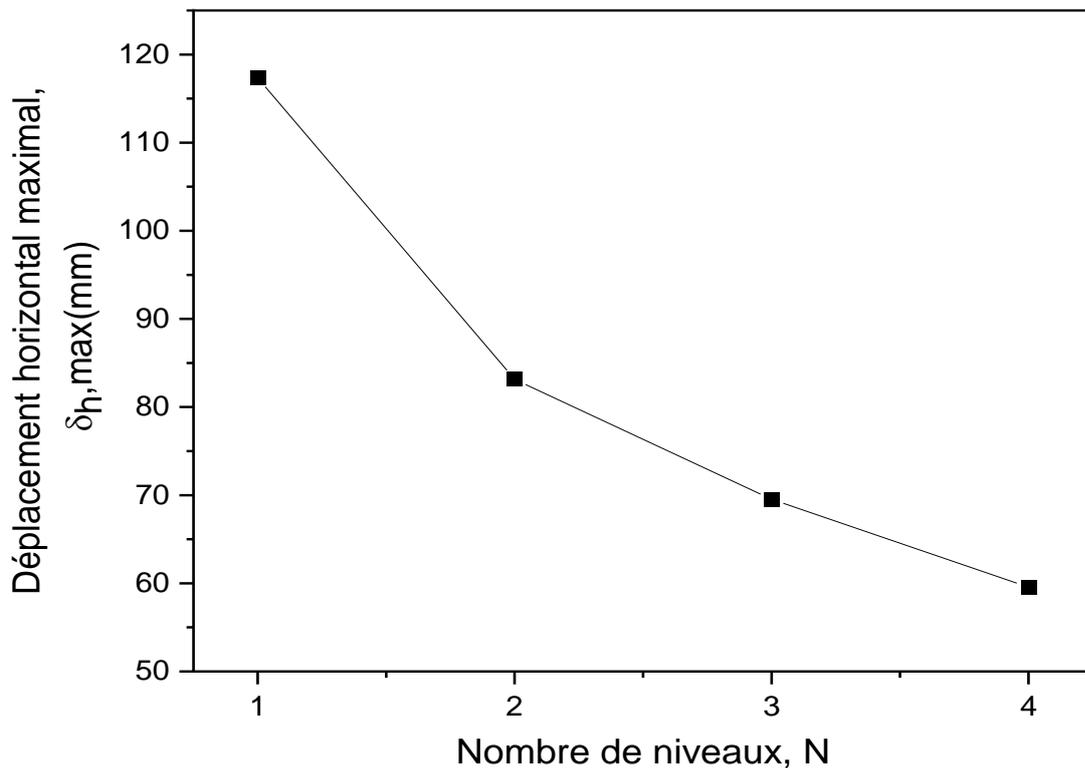


Figure IV.10. Effets de Nombre de niveaux, N, sur le déplacement horizontal maximal du mur

La figure IV.11 illustre l'impact du nombre de niveaux sur les forces de traction maximales dans les renforts, T<sub>max</sub>.

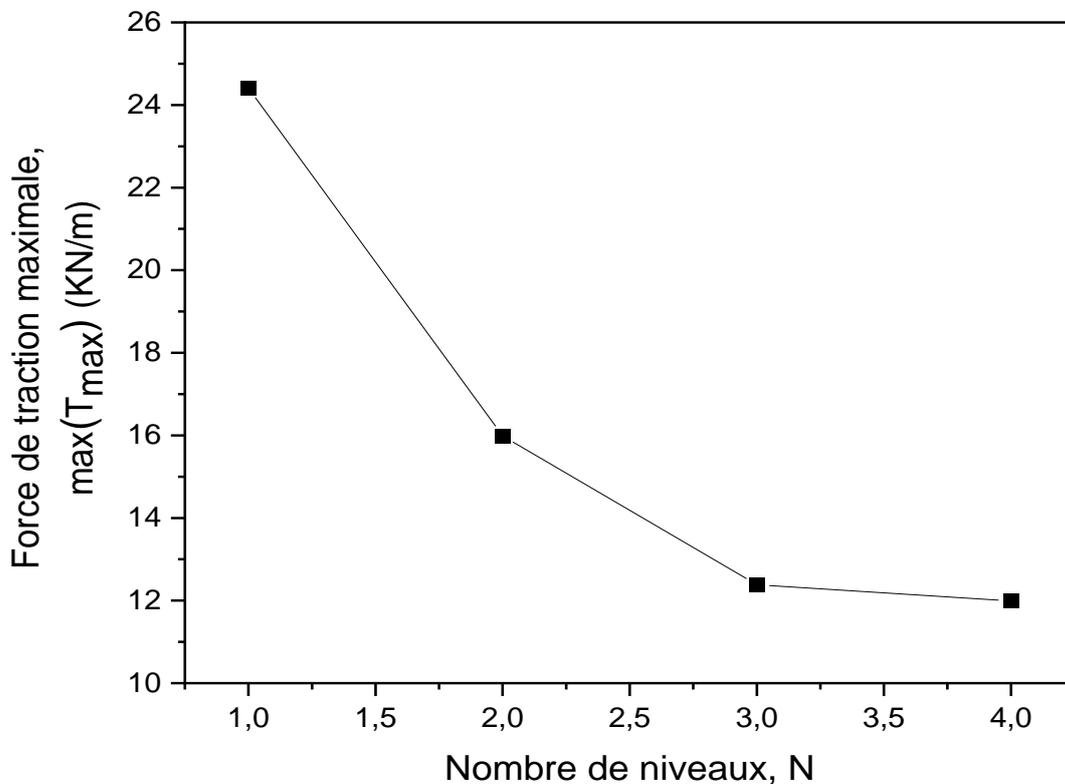


Figure IV.11. Effets de Nombre de niveaux, N, sur les forces de traction maximale dans les renforts

On observe clairement que, à mesure que le nombre de niveaux augmente, les forces de traction maximales diminuent rapidement jusqu'à atteindre trois niveaux. Au-delà de ce point, cette diminution devient moins prononcée. En comparaison avec un mur simple (c'est-à-dire  $N=1$ ), les forces de traction maximales ont été réduites d'environ 26%, 38% et 41% pour les configurations à deux, trois et quatre niveaux, respectivement.

Ce résultat indique que la construction des murs en sol renforcé à plusieurs niveaux permet de réduire les efforts de traction dans les renforts et les déplacements latéraux, améliorant ainsi la stabilité du mur renforcé. Cependant, l'efficacité de cette réduction diminue lorsque le nombre de niveaux dépasse trois, suggérant qu'il existe un seuil optimal au-delà duquel les avantages supplémentaires deviennent marginaux. Dans cette étude et pour les conditions statiques, une fois que  $N$  dépasse 3, la diminution des forces de traction et des déplacements latéraux devient moins significative

#### **IV.4.2. Effet des propriétés du remblai sur la distance de décalage critique**

Dans cette section, plusieurs analyses ont été réalisées en considérant diverses propriétés de résistance mécanique du remblai (angle de frottement et cohésion). L'objectif est d'examiner l'influence de la qualité du sol du remblai sur la distance de décalage critique ( $D_{cr}$ ), définie comme la distance entre deux niveaux à laquelle ils peuvent fonctionner indépendamment.

##### **IV.4.2.1. Effet de la cohésion du remblai**

Les effets de la cohésion du remblai ont été étudiés en utilisant trois valeurs de cohésion différentes : 1 kPa, 5 kPa et 10 kPa. Les analyses ont été menées pour évaluer l'impact de ces variations de cohésion sur la distance de décalage critique et, par conséquent, sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé superposés.

##### **❖ Déplacement horizontal maximal**

La figure IV.12 illustre l'impact de la cohésion du remblai sur le déplacement latéral maximal de la paroi du mur, en considérant à la fois les niveaux inférieur (figure IV.12.a) et supérieur (figure 6.b), et en variant les distances de décalage entre les deux niveaux. Les résultats de cette figure montrent, que ce soit pour le niveau supérieur ou inférieur, que l'augmentation de la cohésion du remblai a une influence significative sur la réduction du déplacement horizontal maximal de la paroi du mur. En effet, l'augmentation de la cohésion entraîne une diminution des valeurs de déformation horizontale pour tous les cas de valeurs de distance de décalage,  $D$ . De plus, on constate qu'à mesure que la valeur de cohésion augmente, la valeur de distance de décalage critique  $D_{cr}$  (c'est-à-dire la distance au-delà de laquelle l'effet de la distance de décalage entre les deux niveaux sur la déformation du mur devient négligeable) diminue. Cela signifie que la valeur critique de la distance de décalage tend à diminuer lorsque le remblai a une cohésion plus élevée. En d'autres termes, à mesure que la cohésion augmente, l'interaction entre les niveaux (murs) supérieur et inférieur diminue.

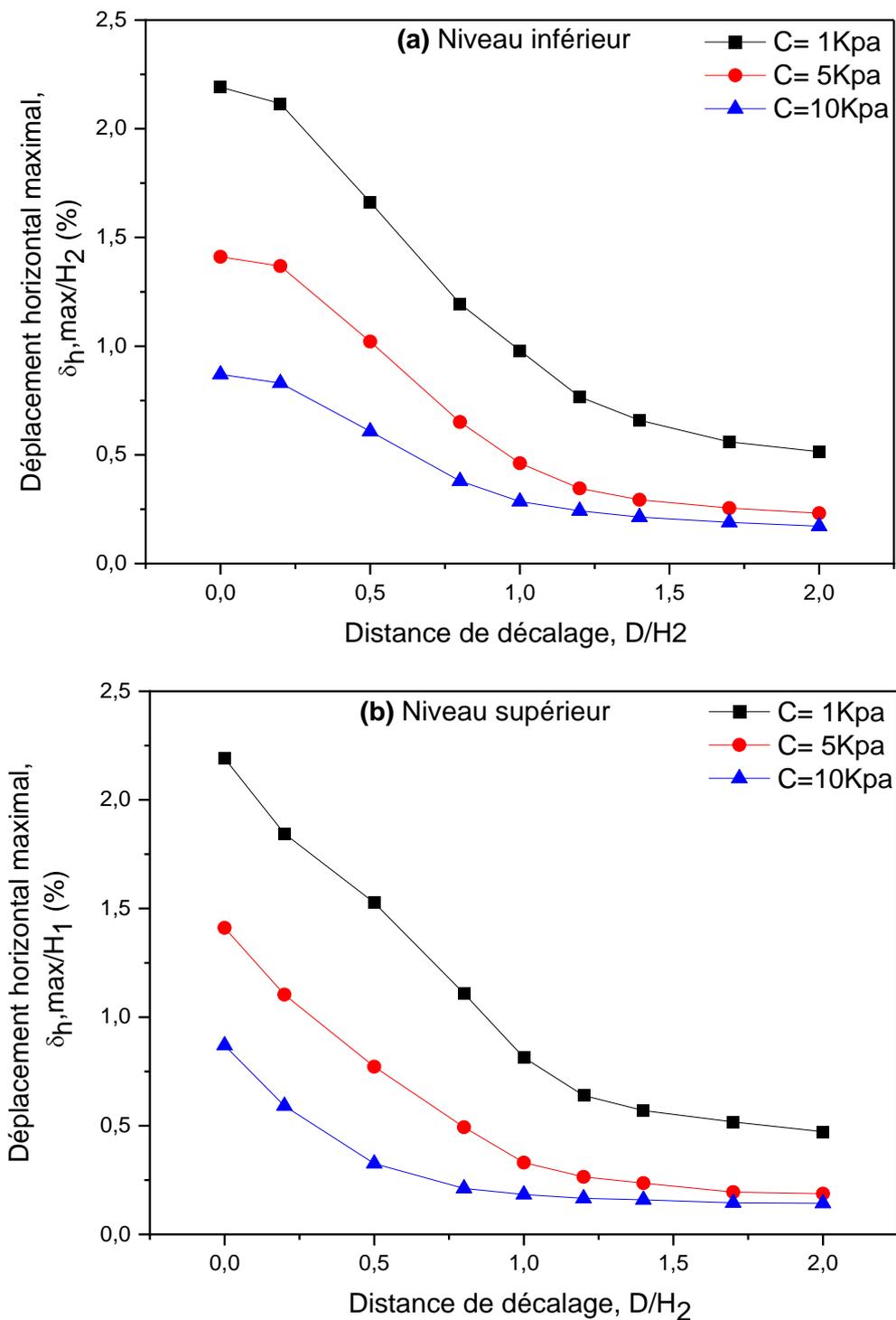


Figure IV.12. Déplacement horizontal maximal du mur en fonction de la cohésion du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur

❖ **Forces de traction dans les renforts**

L'effet de la cohésion du remblai sur les forces de traction dans les renforts pour les niveaux inférieur et supérieur est présenté dans les figures IV.13.a et IV.12.b respectivement. De la même manière que dans le cas de la déformation horizontale du mur, les résultats montrent qu'une augmentation de la cohésion du remblai entraîne une réduction notable des forces de traction dans les renforts pour toutes les valeurs de distance de décalage, et ce, pour

les deux niveaux. Par ailleurs, la distance de décalage critique diminue avec l'augmentation de la cohésion du remblai. Cela confirme que la valeur critique de la distance de décalage tend à diminuer lorsque le remblai a une cohésion plus élevée, ce qui entraîne une diminution de l'interaction entre les deux murs supérieur et inférieur.

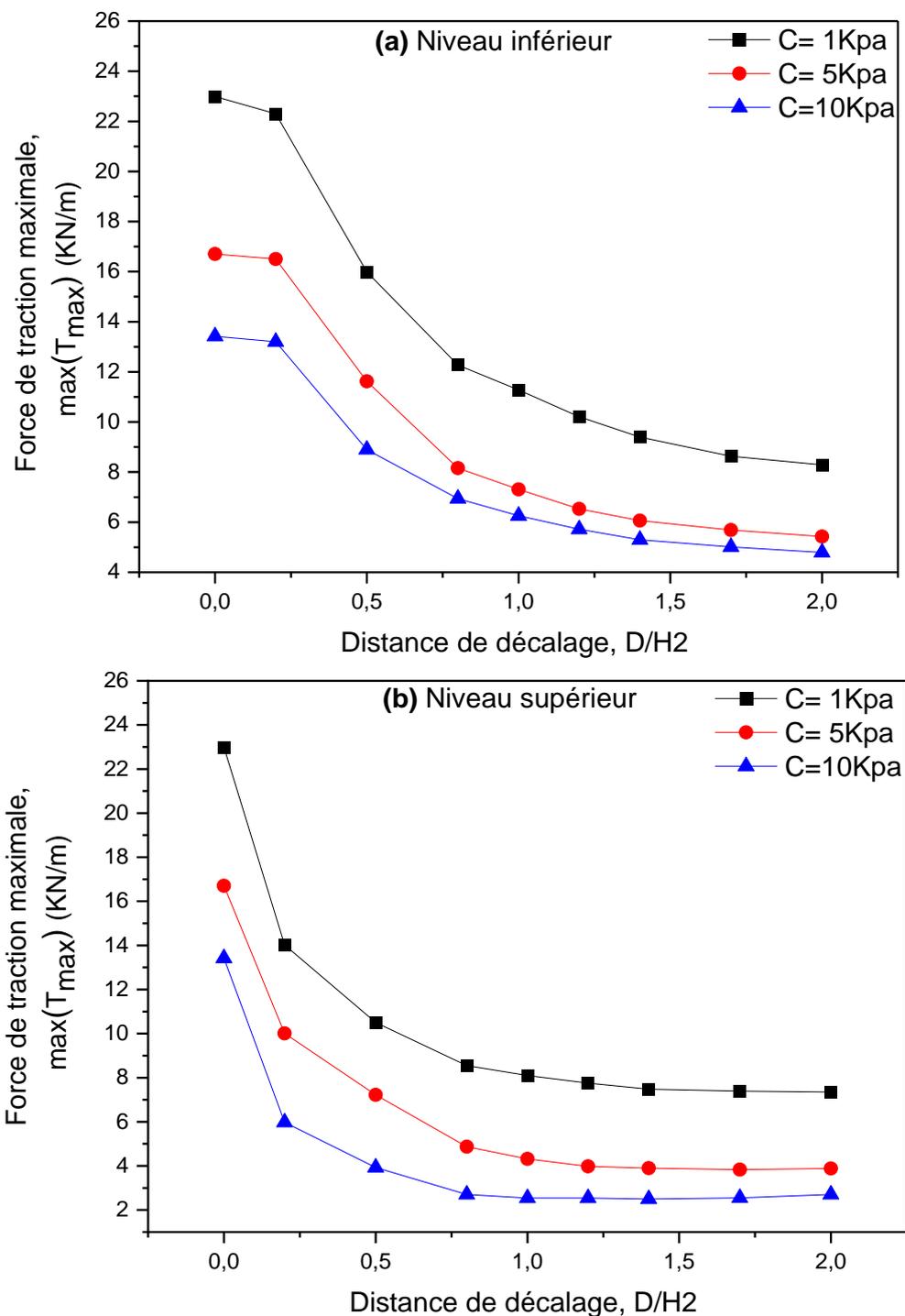


Figure IV.13. Force de traction maximale en fonction de la cohésion du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur

### IV.4.2.2. Effet de l'angle de frottement du remblai

#### ❖ Déplacement horizontal maximal

Pour étudier l'effet de l'angle de frottement du remblai sur la distance de décalage critique, trois valeurs d'angle de frottement ont été choisies (30°, 40° et 50°). La figure 8 montre les variations dans le déplacement horizontal normalisé maximal de la paroi du niveau inférieur (figure IV.14.a) et supérieur (figure IV.14.b) en fonction de l'angle de frottement du remblai.

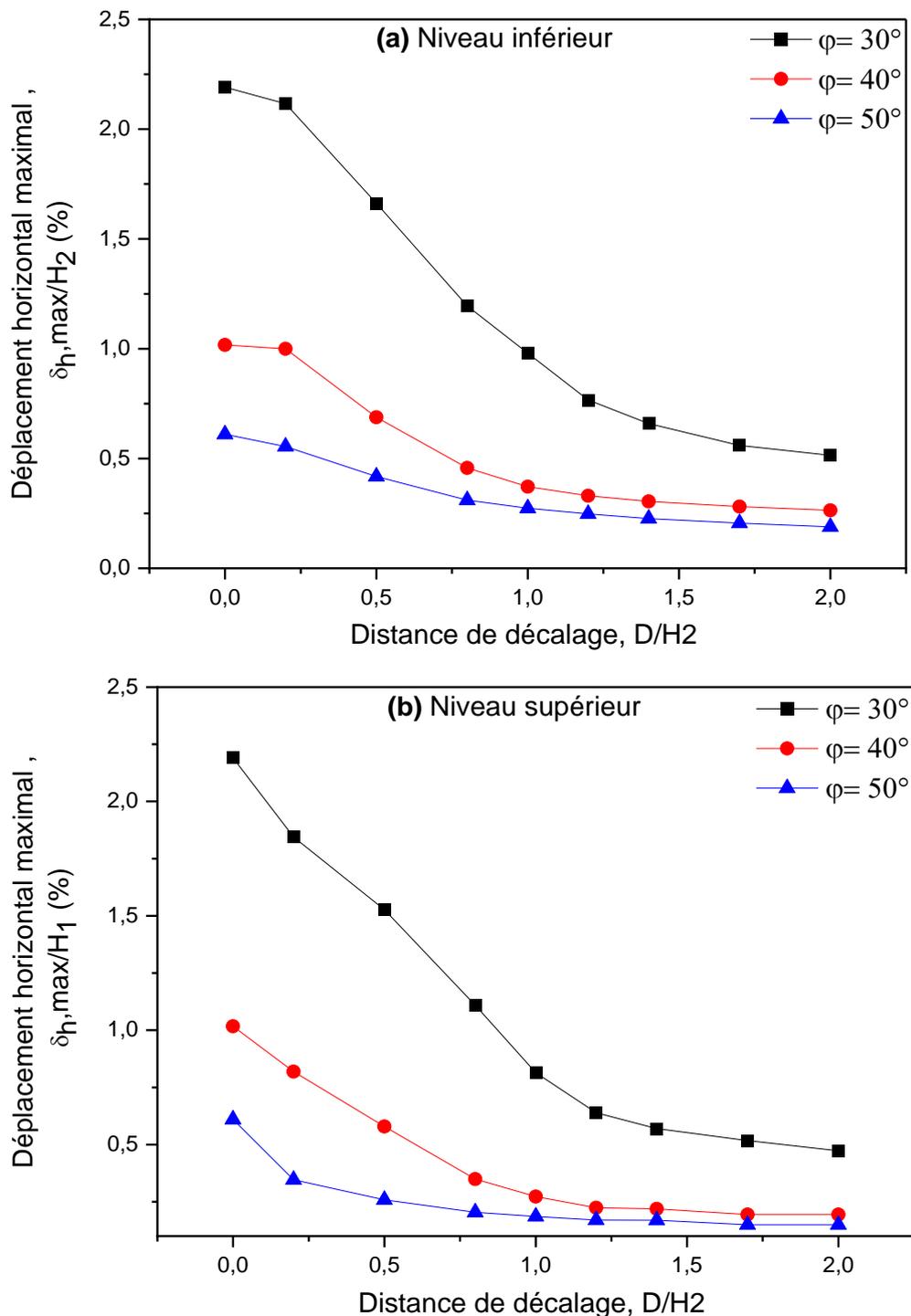


Figure IV.14. Déplacement horizontal maximal du mur en fonction de l'angle de frottement du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur

D'après la figure 8, pour toutes les distances de décalage  $D$ , une augmentation de l'angle de frottement du remblai entraîne une diminution significative des déplacements horizontaux maximaux de la paroi du mur supérieur et inférieur. De plus, on observe qu'à mesure que l'angle de frottement augmente, la distance de décalage critique entre les deux niveaux,  $D_{cr}$ , diminue. En effet, les résultats montrent que la distance de décalage critique est d'environ 1,2, 0,8 et 0,6 pour un angle de frottement égal à  $30^\circ$ ,  $40^\circ$  et  $50^\circ$ , respectivement. Cela signifie que la valeur critique de la distance de décalage tend à diminuer avec un angle de frottement plus élevé, ce qui réduit l'interaction entre les niveaux (murs) supérieur et inférieur.

#### ❖ Forces de traction dans les renforts

L'effet de l'angle de frottement du remblai sur les forces de traction dans les renforts a été étudié pour les mêmes valeurs ( $30^\circ$ ,  $40^\circ$  et  $50^\circ$ ) comme illustré dans les figures IV.15.a et IV.15.b pour les niveaux inférieur et supérieur respectivement. À partir de ces résultats et similaire aux effets observés pour les déplacements horizontaux, une augmentation de l'angle de frottement du remblai entraîne une réduction notable des forces de traction dans les renforts pour toutes les valeurs de distance de décalage,  $D$ , et ce, pour les deux niveaux. Encore une fois, les résultats démontrent que la distance de décalage critique diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement du remblai.

Il est à noter que le guide FHWA considère que la distance critique est liée uniquement à la hauteur du mur et à l'angle de frottement du remblai, comme mentionné précédemment au chapitre deux.

Le tableau IV.3 présente une comparaison entre les valeurs de distance de décalage critique obtenues dans cette étude par éléments finis et celles établies par les directives de conception de la FHWA pour divers angles de frottement du remblai. Selon les résultats du déplacement horizontal des murs et des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, la valeur de la distance de décalage critique dans chaque cas d'angle de frottement du remblai étudié est d'environ 30 % inférieure à celle calculée à l'aide de la méthode des guides de la FHWA. De plus, ces résultats concordent avec ceux rapportés par Mohamed et al. (2013), qui ont mené des études paramétriques expérimentales.

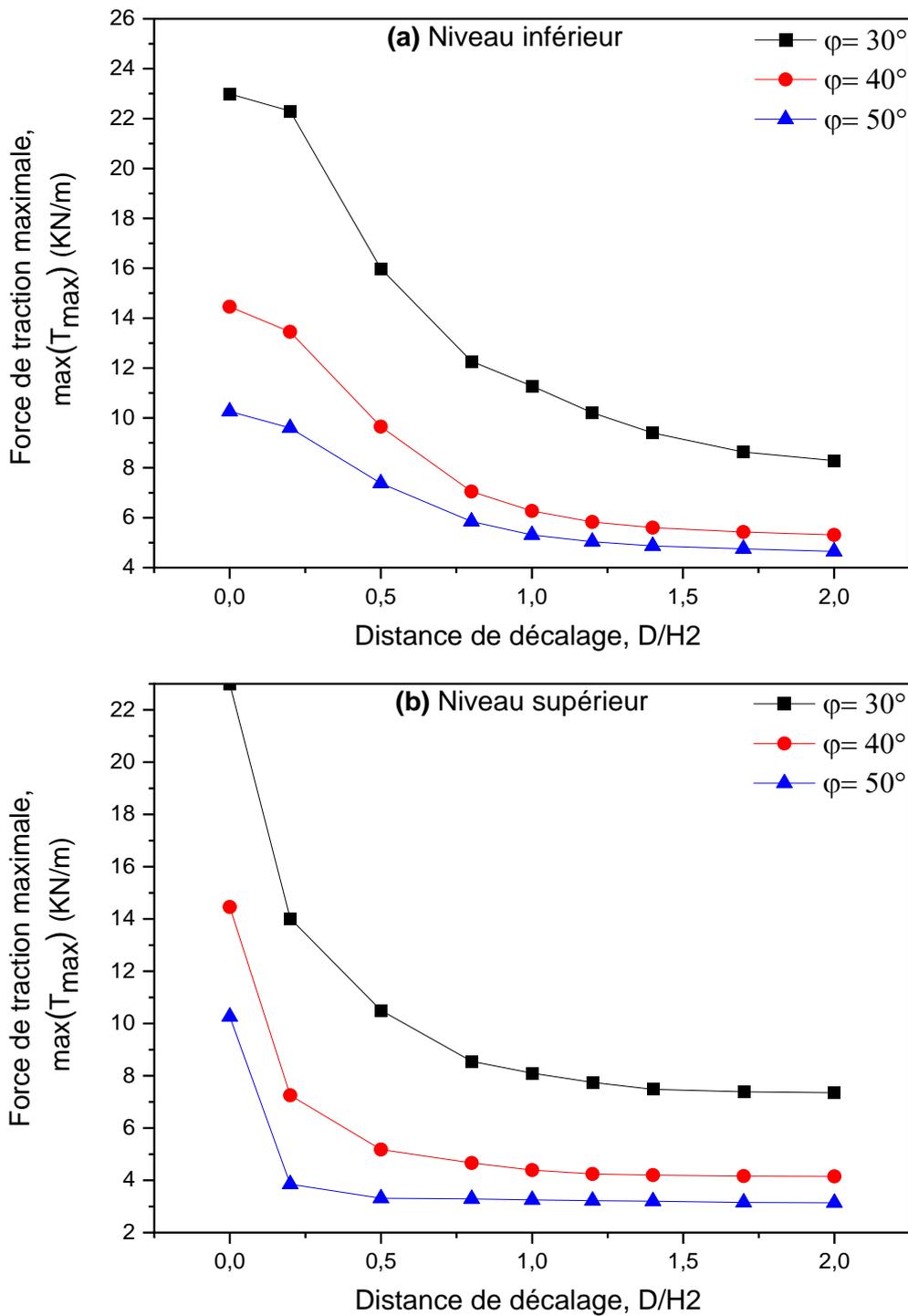


Figure IV.15. Force de traction maximale en fonction de l'angle de frottement du remblai et de la distance de décalage: (a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur

**Tableau IV.3.** Comparaison entre les valeurs de distance de décalage critique obtenues dans cette étude et celles établies par le guide FHWA

Angle de frottement, $\phi$ (°)	Distance de décalage critique, Dcr		
	FHWA (expérimentale)	cette étude (méthode EF)	Taux
30	1.73	1.2	-30.64%
40	1.19	0.8	-32.77%
50	0.84	0.6	-28.57%

### IV.4.3. Effet des paramètres de renforcement

Afin d'identifier et de comparer l'influence des paramètres de renforcement sur les deux types de murs (murs en sol renforcé simple ou superposé), plusieurs modèles numériques ont été réalisés. Ces modèles visent à évaluer l'influence de l'espacement vertical (uniforme ou non uniforme), de la longueur des renforts et de l'ajout de renforcement secondaire sur le comportement des murs en sol renforcé. Les détails sont présentés dans les sections suivantes.

#### IV.4.3.1. Effets de l'espacement vertical

##### ❖ Espacement vertical uniforme

Dans cette partie, l'impact de l'espacement vertical uniforme des renforts sur le déplacement latéral a été étudié pour les configurations de murs en sol renforcé à un ou deux niveaux. Quatre espacements de renfort uniformes distincts (0,2, 0,4, 0,6 et 0,8 m) ont été considérés, comme illustré dans la figure IV.16. Il est évident que l'espacement plus petit des renforcements a conduit à une réduction du déplacement latéral pour les deux configurations. De plus, dans tous les cas, le déplacement latéral du mur a été réduit en utilisant une configuration à plusieurs niveaux par rapport aux murs à un seul niveau, ce qui confirme leur meilleure performance en termes de réduction des déplacements latéraux. Les résultats obtenus indiquent également que la diminution du déplacement latéral devient plus significative avec l'augmentation de l'espacement. Par exemple, lorsque l'espacement est de 0,2 m, le déplacement latéral du mur à un seul niveau est 21 % plus grand que celui des murs en sol renforcé à deux niveaux, tandis que cette différence augmente à 28 % pour le mur à un seul niveau avec un espacement de 0,8 m.

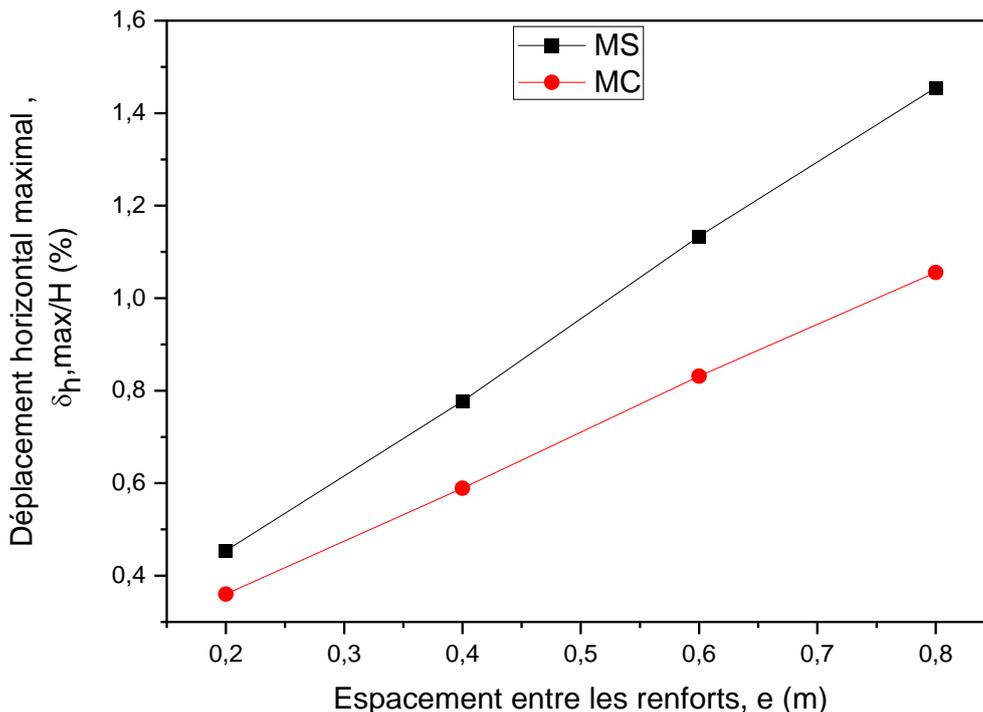


Figure IV.16. Effets de l'espacement vertical sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS) et mur composé (MC)

❖ **Espacement vertical non uniforme**

Cette section porte sur l'influence des configurations d'espacement vertical non uniforme des renforcements sur la réponse des murs superposés. Pour ce faire, en plus du cas de référence (avec un espacement uniforme de 0,6 m pour tout le mur, nommé **Réf**), l'étude comprend quatre dispositions différentes, où à chaque fois la densité de renforcement a été augmentée dans une partie spécifique du mur, comme suit :

- Dans le premier scénario, l'espacement entre les renforts dans l'ensemble du mur a été réduit à 0,2 m (nommé Tous, figure IV.17.a).
- Dans le deuxième scénario, l'espacement entre les renforts a été réduit uniquement au centre du mur, c'est-à-dire la moitié supérieure du niveau inférieur et la moitié inférieure du niveau supérieur (nommé Milieu, figure IV.17.b).
- Dans le troisième scénario, l'espacement entre les renforts a été réduit uniquement au niveau inférieur (nommé N inf, figure IV.17.c).
- Dans le quatrième scénario, l'espacement entre les renforts a été réduit uniquement au niveau supérieur (nommé N sup, figure IV.17.d).

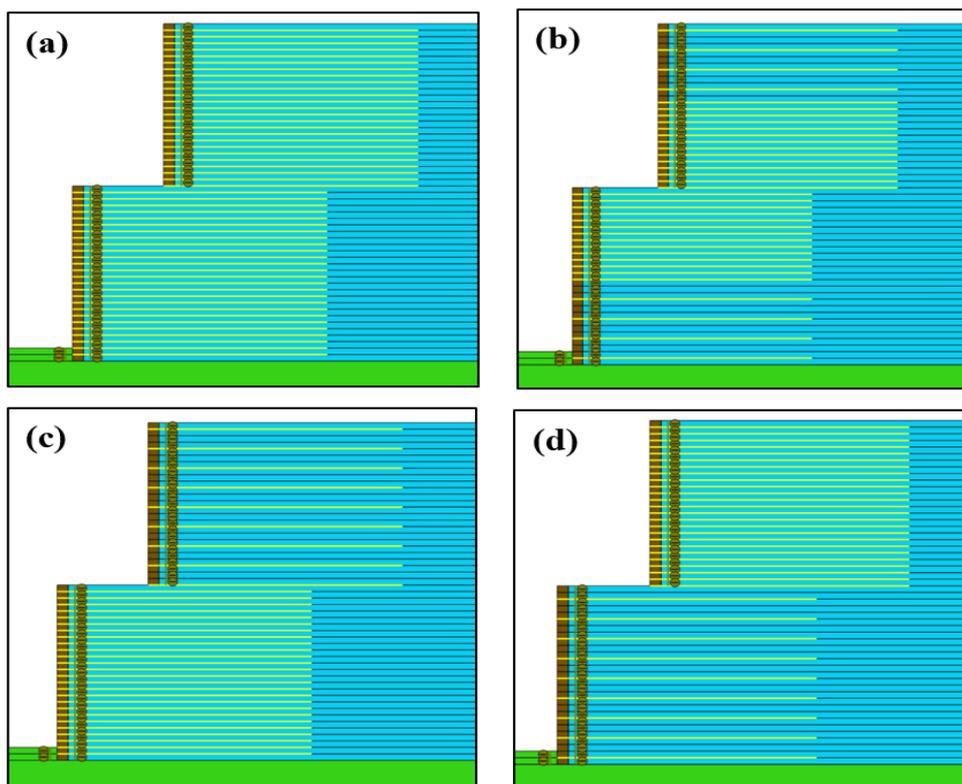


Figure IV.17. Divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts: (a) Tous, (b) Milieu (c) N inf, (d) N sup

La figure IV.18 montre les profils des déplacements horizontaux du parement du mur pour les différents scénarios de dispositions de renforcement.

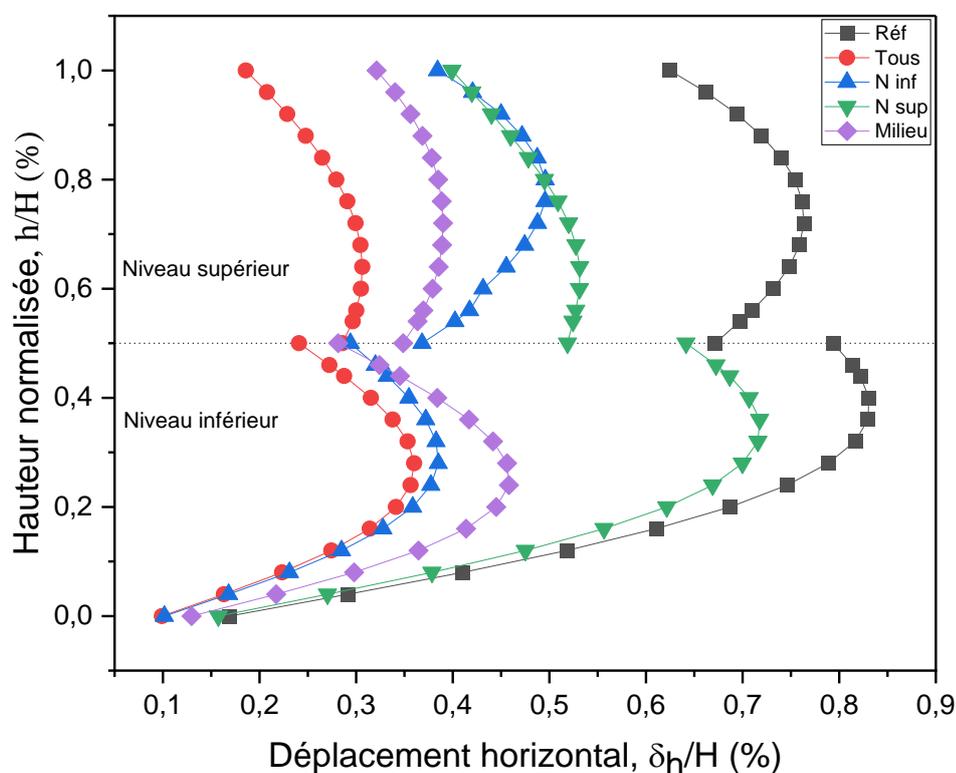
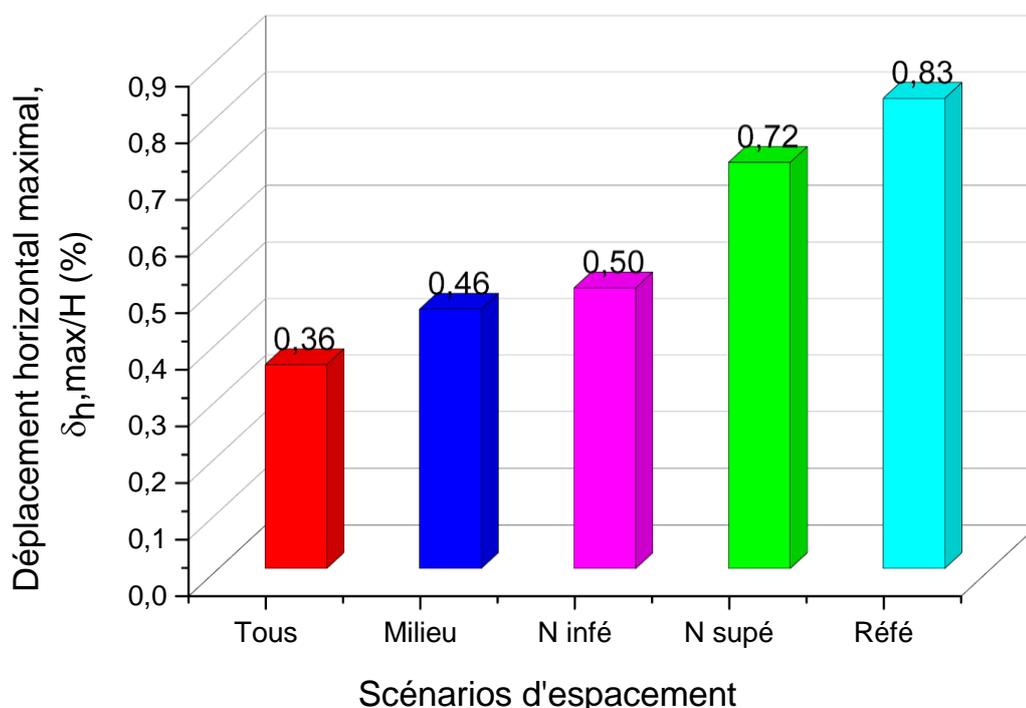


Figure IV.18. Déplacement horizontal du mur (MC) pour divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts

À partir de cette figure, on constate que dans les deux scénarios (renforcement dense pour tout le mur, Tous, et renforcement dense au milieu du mur, Milieu), la déformation du mur était largement inférieure à celle du cas de référence (espacement uniforme de 0,6 m, Réf). Tandis que l'augmentation de la densité de renforcement dans le mur inférieur (N inf) a permis de réduire les déformations de la paroi inférieure, le quatrième scénario (renforcement dense au mur supérieur, N sup) s'est révélé moins efficace que les autres scénarios, car il n'a conduit qu'à réduire les déformations de la couche supérieure.

La figure IV.19 compare les déplacements horizontaux maximaux du mur pour les différents scénarios de dispositions de renforcement. Comme le montre cette figure et en comparaison au cas de référence, l'ordre des dispositions en termes de meilleur degré de réduction du déplacement horizontal du mur est le suivant : renforcement dense pour tout le mur, Tous (où la réduction de déplacement était de 56 %), puis le renforcement dense au milieu du mur, Milieu (où la réduction de déplacement était de 45 %), puis le renforcement dense dans le mur inférieur (où la réduction de déplacement était de 39 %), et enfin le renforcement dense au mur supérieur (où la réduction de déplacement était de 13 %).



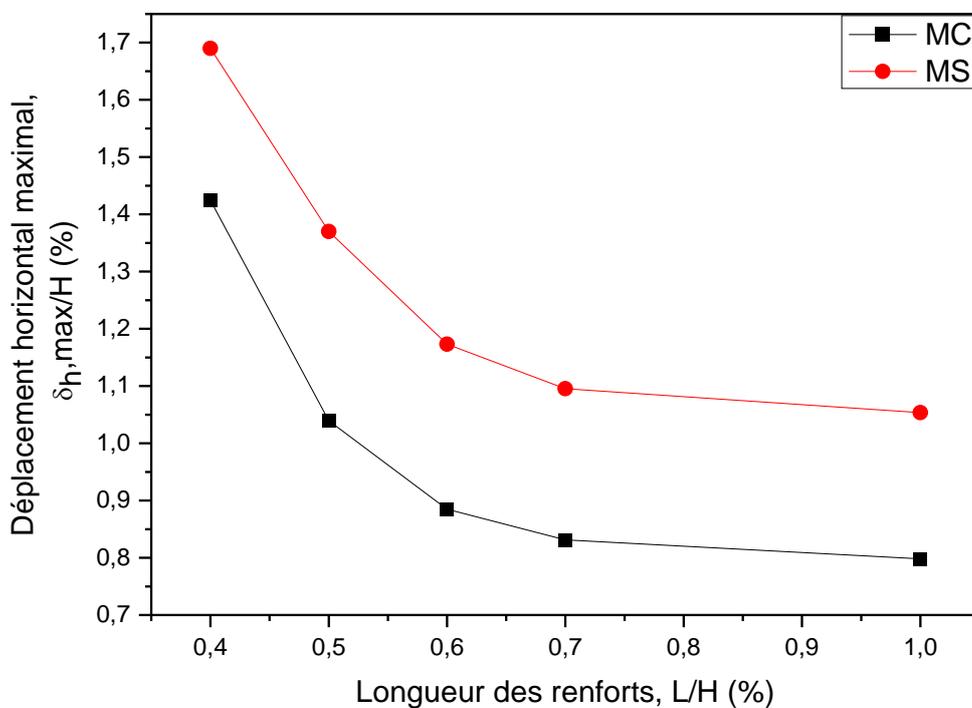
**Figure IV.19.** Déplacement horizontal maximal du mur (MC) pour divers scénarios d'espacement non uniforme des renforts

De ces résultats, il ressort clairement qu'une distribution non uniforme de l'espacement des renforts peut permettre une efficacité de conception accrue des murs en sol renforcé superposé. En d'autres termes, le fait de placer suffisamment de renforts dans une zone spécifique du mur permet d'améliorer la stabilité et de réduire le déplacement horizontal du mur de manière proche au cas où la densité de renfort est augmentée pour toute la hauteur du mur. Les implications directes de l'espacement optimisé des renforts suggèrent qu'un placement non uniforme de renforcements denses peut entraîner des économies de coûts en réduisant les quantités de renforts nécessaires. D'après cette étude, le deuxième scénario, où

l'espacement entre les renforts est réduit uniquement au centre du mur (scénario : Milieu), est la meilleure distribution des renforts.

**IV.4.3.2. Effets de la longueur du renforcement**

Dans les figure IV.20 et IV.21, l'impact de la longueur des renforcements sur le déplacement latéral des murs est comparé entre les deux configurations (murs simples et à plusieurs niveaux). Les résultats de cette figure démontrent qu'une augmentation de la longueur des renforts entraîne une réduction des déplacements latéraux des murs pour les configurations de murs simples et à deux niveaux. On remarque également que le mur à plusieurs niveaux présente des déplacements latéraux beaucoup plus faibles pour toutes les longueurs des renforts proposées dans cette étude, dont le maximum n'était qu'au voisinage de 75 % de celui du mur à un seul niveau. De plus, cette réduction du déplacement devient moins importante lorsque la longueur des renforcements atteint ou dépasse 0,6H, ce qui suggère un rendement décroissant dans l'amélioration du déplacement avec un allongement supplémentaire des renforts.



*Figure IV.20. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS) et mur composé (MC)*

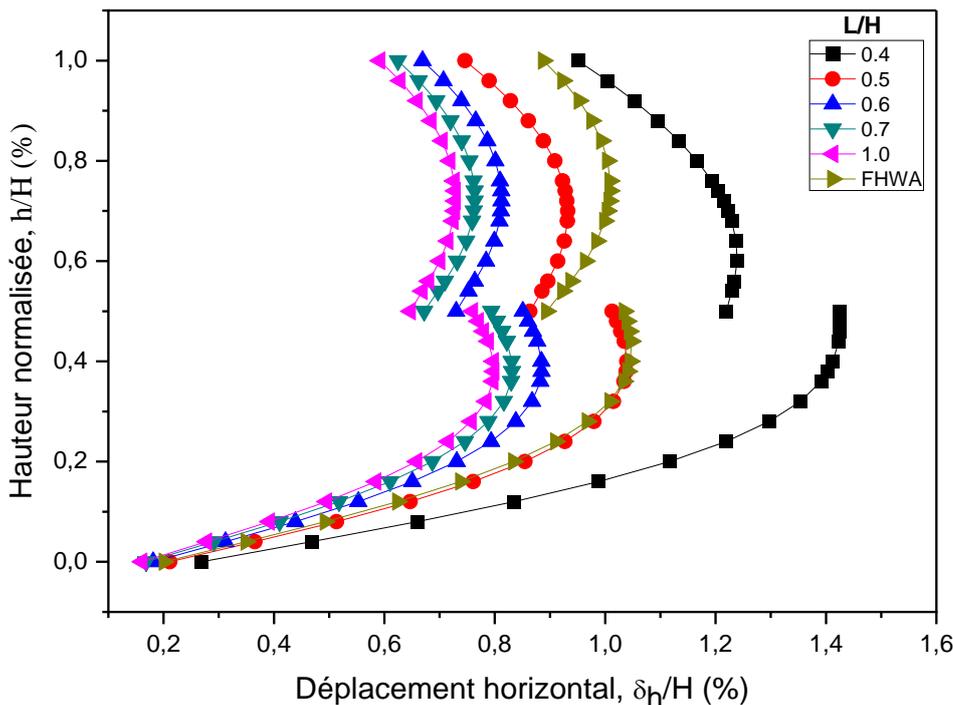


Figure IV.21. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal du mur pour le mur composé (MC)

Il convient également de noter que cette valeur de  $0,6H$  est cohérente avec l'exigence spécifiée dans les directives de conception de la FHWA pour le cas des murs à un seul niveau. Cependant, elle dépasse l'exigence correspondante pour les murs à deux niveaux, où la longueur recommandée est de  $0,6H$  pour le mur inférieur et de  $0,7H_1$  ( $0,35H$ ) pour le mur supérieur, comme mentionné précédemment. Par exemple, à partir de la figure IV.21, lorsque le cas du mur avec une longueur de renforcement  $L_1 = L_2 = 0,6H$  est comparé à celui avec une longueur de renforcement recommandée par la FHWA ( $L_2 = 0,6H$  et  $L_1 = 0,7H_1$  ( $0,35H$ )), cela entraîne une réduction d'environ 17 % des déplacements latéraux maximaux du mur.

Par conséquent, pour évaluer plus en détail et mieux comprendre l'influence de la longueur des renforts sur le comportement des murs en sol renforcé à deux niveaux, en particulier en ce qui concerne le déplacement latéral des murs, une étude ultérieure a été menée. À cette fin, l'impact de la longueur des renforcements sur les déplacements des murs a été examiné dans les niveaux supérieur ( $L_1$ ) et inférieur ( $L_2$ ).

La figure IV.22 illustre les variations du déplacement latéral maximal du mur du niveau inférieur avec les longueurs de renforcement  $L_1$  et  $L_2$ , tandis que la figure IV.23 montre leur influence sur le niveau supérieur.

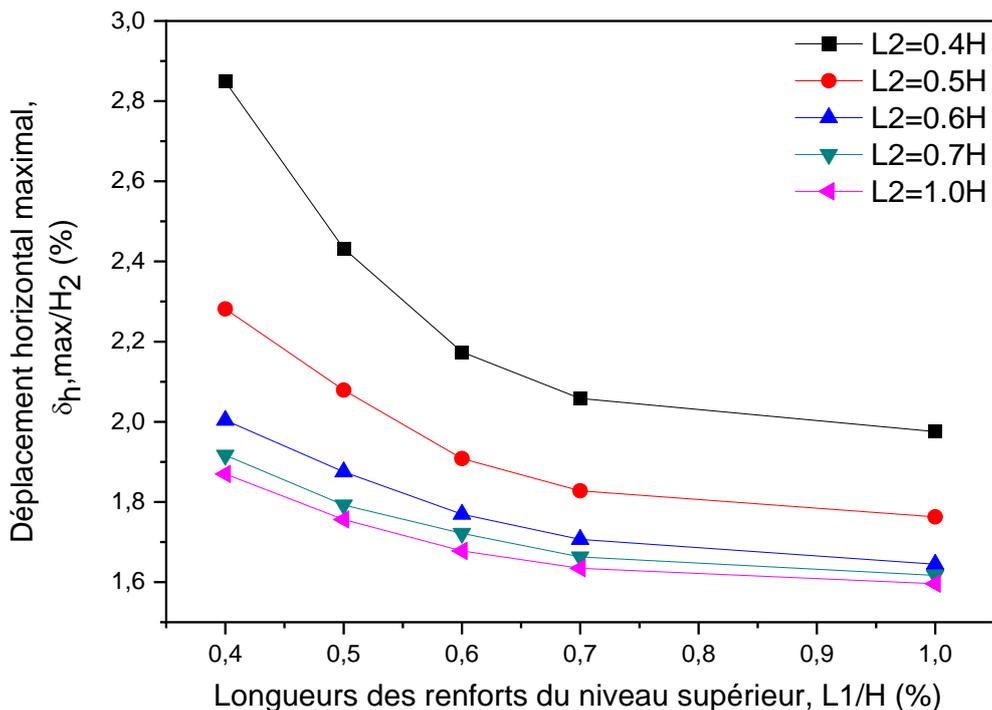


Figure IV.22. Variations du déplacement horizontal maximal du mur du niveau inférieur en fonction des longueurs de renforts  $L_1$  et  $L_2$

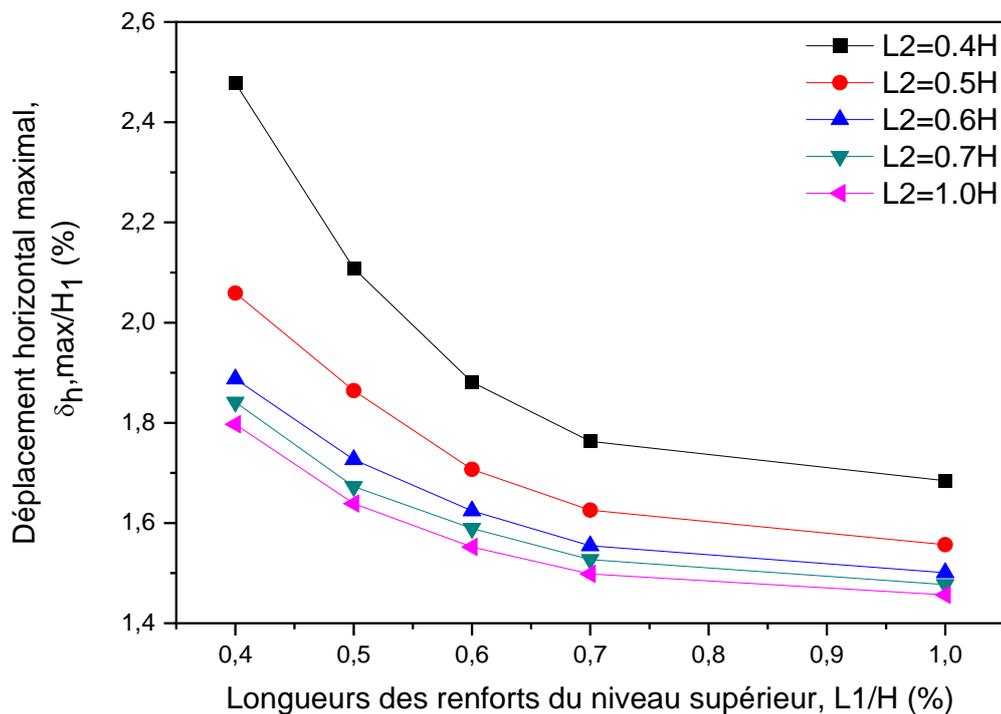


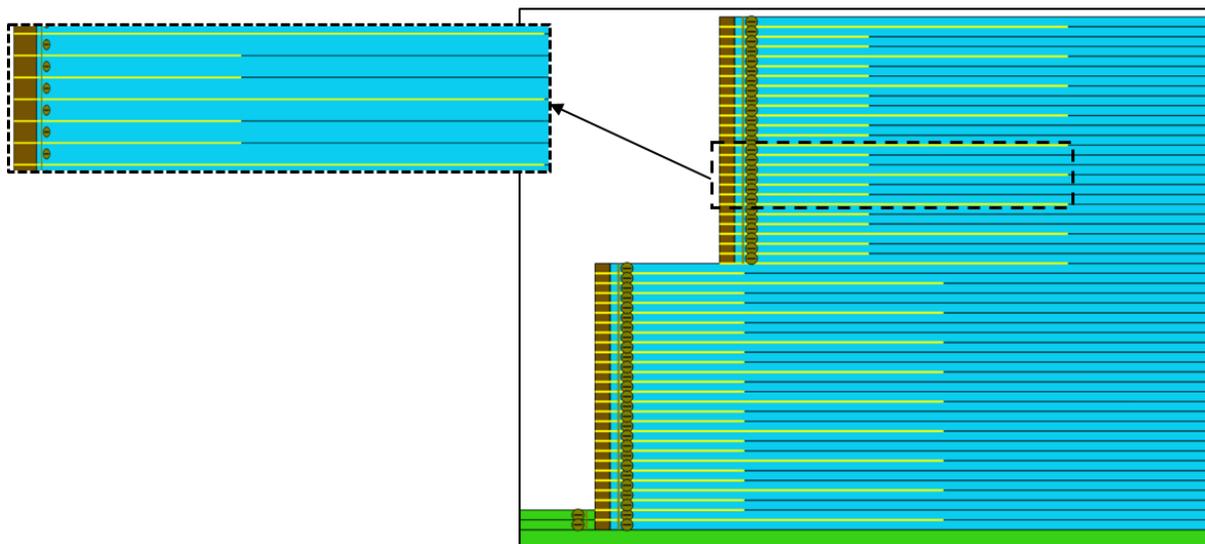
Figure IV.23. Variations du déplacement horizontal maximal du mur du niveau supérieur en fonction des longueurs de renforts  $L_1$  et  $L_2$

De la même manière que dans la comparaison entre les murs simples et étagés, le déplacement latéral des murs diminue à mesure que la longueur du renforcement inférieure ou supérieure augmente, jusqu'à une valeur de  $0,6H$ , où la diminution devient légère (pour les deux longueurs  $L_1$  et  $L_2$ ). Par conséquent, ces résultats

confirment, une fois de plus, qu'il est recommandé d'adopter une longueur de renfort minimale de  $L1 = L2 = 0,6H$  pour les deux étages (supérieur et inférieur). De plus, ces résultats concordent avec ceux rapportés par Gao et al. (2022), qui ont mené des études paramétriques en utilisant la méthode des différences finies (Flac3D).

#### IV.4.3.3. Effets de renforcement secondaire

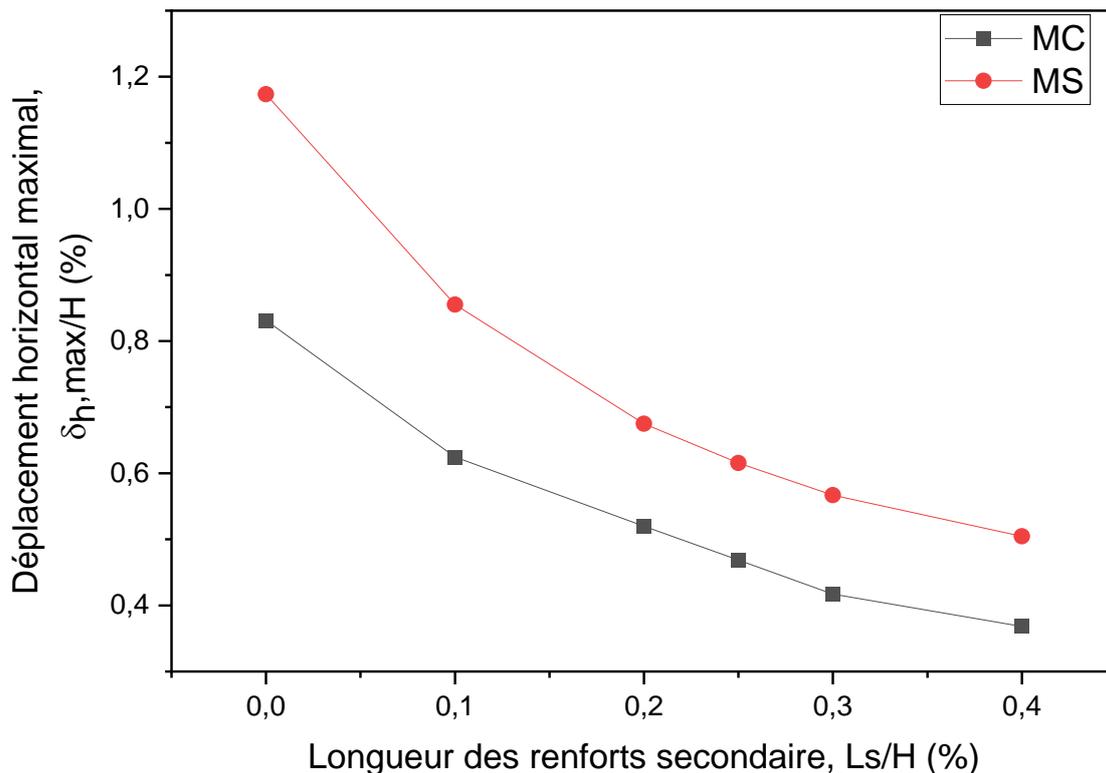
Cette section évalue l'effet du renforcement secondaire et de sa longueur sur le déplacement horizontal maximal du mur ainsi que sur les forces de traction dans les nappes de renforcement pour les deux cas : mur simple et mur superposé. À cet effet, six longueurs de renforcement secondaire ( $L_s$ ) ont été prises en compte et leurs longueurs ont été normalisées par la hauteur du mur ( $H$ ) selon le rapport longueur du renforcement secondaire/hauteur du mur,  $L_s/H$ . Ce rapport  $L_s/H$  variait de 0 (le cas de référence, dans lequel il n'y avait pas de renforcement secondaire) à 0,4. L'espacement et la longueur des nappes de renforcement primaires restent constants, comme dans le cas de référence (avec une longueur de 7 m, soit  $L = 0,7H$ , et un espacement uniforme de  $e = 0,6$  m). Les nappes de renforcement secondaires ont été installées à un espacement vertical de 0,2 m entre deux couches de renforcement primaires, comme indiqué dans la figure IV.24.



**Figure IV.24.** Géométrie du modèle de mur superposés (MC) avec des renforcements secondaires

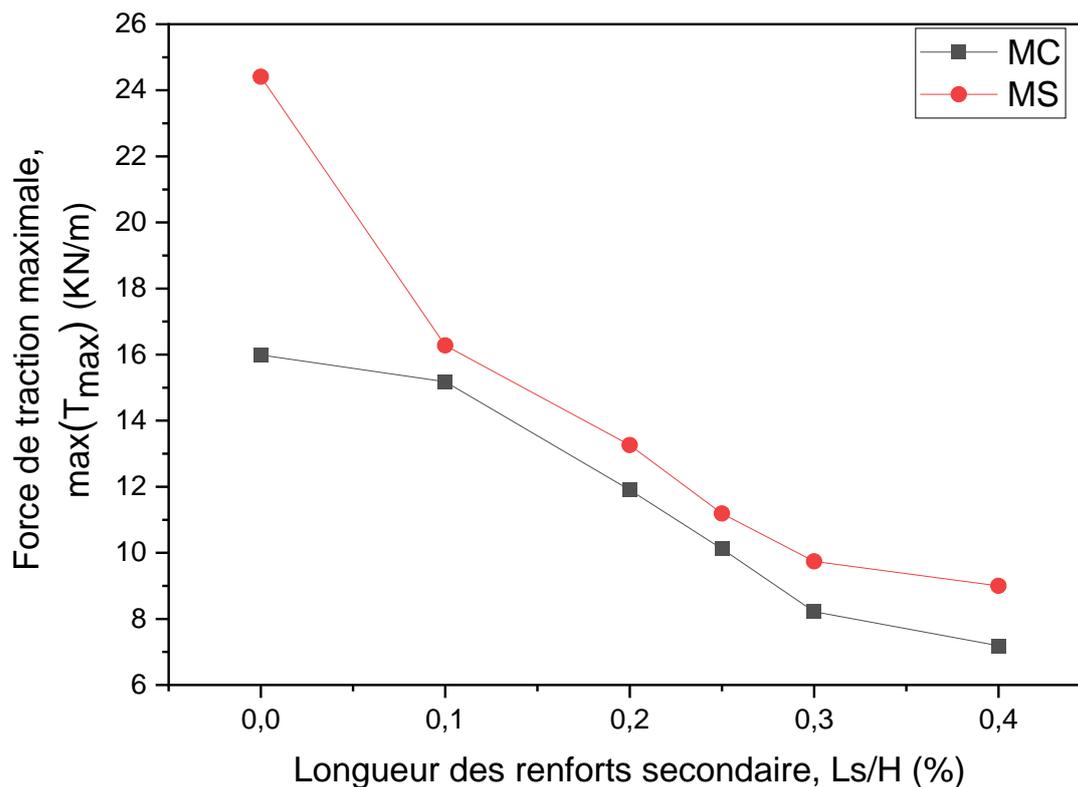
La figure IV.25 montre graphiquement la relation entre la longueur du renforcement secondaire ( $L_s/H$ ) et le déplacement horizontal maximal du parement du mur pour les deux cas : mur simple et mur superposé. Les résultats indiquent que le déplacement horizontal maximal du mur diminue rapidement lorsque le rapport  $L_s/H$  est inférieur à une certaine valeur (environ 0,25 dans cette étude). En effet, pour une longueur du renforcement secondaire de  $L_s = 0,25H$ , la réduction du déplacement horizontal maximal du mur était d'environ 44 % (ce qui équivaut approximativement à 79 % de la réduction totale du déplacement) dans le cas du mur superposé, tandis que le taux de réduction du déplacement pour la même longueur était d'environ 48 % (84 % de la réduction totale du déplacement) dans le cas du mur simple. Il ressort de cette conclusion que l'avantage d'augmenter la longueur du renforcement secondaire pour réduire le déplacement horizontal maximal du mur

devient faible lorsque le rapport  $L_s/H$  dépasse une certaine valeur, que ce soit pour des murs simples ou superposés.



**Figure IV.25.** Effets de longueur des renforts secondaires sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS) et mur composé (MC)

La figure IV.26 illustre la relation entre la longueur du renforcement secondaire ( $L_s/H$ ) et les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement pour les deux configurations : mur simple et mur superposé. Les résultats montrent que les forces de traction maximales dans les renforts diminuent de manière significative lorsque le rapport  $L_s/H$  est inférieur à une certaine valeur (environ 0,25 dans cette étude), ce qui est similaire à ce qui a été observé précédemment pour le déplacement horizontal maximal du parement du mur. Toutefois, une légère différence a été observée : la diminution de la force de traction est plus importante dans le cas des murs simples, en particulier lorsque la longueur du renfort secondaire est petite. Plus précisément, pour une longueur du renforcement secondaire de  $L_s = 0,25H$ , la réduction des forces de traction maximales dans les renforts était d'environ 37 % dans le cas du mur superposé et d'environ 54% dans le cas du mur simple. Ces résultats suggèrent que l'ajout d'un renforcement secondaire de longueur adéquate peut considérablement réduire les forces de traction maximales dans les renforts, améliorant ainsi la stabilité globale du mur. Cependant, au-delà d'un certain rapport  $L_s/H$ , l'augmentation de la longueur du renforcement secondaire a un effet décroissant sur la réduction des forces de traction, indiquant une limite à l'efficacité de cette approche pour les deux types de murs.



*Figure IV.26. Effets de longueur des renforts secondaires sur les force de traction maximale dans les renforts pour les deux cas à mur simple (MS) et mur composé (MC)*

## IV.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, des murs en sol renforcé par géosynthétique avec plusieurs configurations ont été étudiés à l'aide de la méthode des éléments finis en conditions statiques, dans le but de mieux comprendre leur performance et de comparer leur comportement avec des murs à un seul niveau dans les mêmes conditions. Cette étude paramétrique a examiné l'effet de nombreux facteurs, y compris la géométrie du mur (comme la distance de décalage entre les niveaux et le nombre de niveaux), les propriétés du remblai (en particulier la cohésion et l'angle de frottement), ainsi que les propriétés du renforcement (comme la longueur des renforts, l'espacement vertical et l'ajout de nappes de renfort secondaire).

Cette recherche fournit des informations pratiques précieuses pour les applications d'ingénierie et contribue à la base de connaissances académiques sur ces ouvrages. À la lumière des résultats de cette étude, les principales conclusions sont les suivantes :

- Comparé à un mur simple (à un seul niveau), un mur en configuration à plusieurs niveaux dans les mêmes conditions peut réduire considérablement non seulement le déplacement latéral mais aussi les forces de traction dans les renforts.
- Pour les murs à plusieurs niveaux, les déplacements latéraux et les forces de traction dans les renforts diminuent à mesure que la distance de décalage augmente dans tous les niveaux du mur superposé.
- Compte tenu des critères de déformation horizontale du mur et des forces de traction maximales dans les renforts, les résultats présentés dans cette étude numérique

suggèrent que la distance de décalage critique pour différents angles de frottement du remblai est significativement inférieure à celle recommandée par les directives de la FHWA, ce qui est cohérent avec les études précédentes.

- Dans le cas où la valeur de la distance de décalage est faible, des déplacements horizontaux significatifs et des forces de traction importantes se produisent approximativement dans la zone inférieure du mur supérieur, en particulier dans la zone de connexion entre les deux niveaux.
- L'augmentation du nombre de niveaux pour les murs en sol renforcé superposé permet de réduire considérablement les efforts de traction dans les renforts et les déplacements latéraux du mur.
- La valeur de la distance de décalage critique diminue lorsque l'angle de frottement du remblai augmente. Il est donc possible de réduire l'interaction entre les deux niveaux en utilisant des sols avec un angle de frottement élevé.
- L'utilisation de sols contenant de la cohésion pour les murs en sol renforcé avec des configurations étagées a réduit la valeur de la distance de décalage critique, ce qui a conduit à une réduction à la fois des déplacements maximaux des murs et des forces dans les renforts aux deux niveaux. Cela suggère que l'utilisation de sols granulaires avec une certaine cohésion dans la construction de murs à plusieurs niveaux conduit à une réduction du niveau d'interaction mutuelle entre les deux niveaux pour une distance de décalage spécifiée.
- L'augmentation de la densité de renforcement du mur en sol renforcé superposé en réduisant l'espacement vertical entre les renforts dans une zone spécifique du mur (espacement non uniforme) permet d'améliorer la stabilité et de réduire le déplacement horizontal du mur de manière similaire au cas où la densité de renfort est augmentée pour toute la hauteur du mur, ce qui peut entraîner des économies de coûts en réduisant les quantités de renforcements nécessaires. Dans cette étude, il a été noté que la meilleure zone pour réduire l'espacement est la zone de rencontre des deux niveaux, c'est-à-dire la zone médiane du mur superposé.
- Pour les murs à plusieurs niveaux, l'étude actuelle démontre que l'utilisation d'une longueur de renforcement uniforme de  $0,6H$  pour les deux niveaux réduit considérablement la déformation horizontale par rapport à la recommandation du guide FHWA de  $0,6H$  et  $0,35H$  pour les niveaux inférieur et supérieur respectivement.
- L'ajout d'un renforcement secondaire de longueur adéquate ( $L_s/H$  au voisinage de  $0,25$  dans cette étude) peut considérablement réduire les déformations horizontales et les forces de traction maximales dans les renforts, améliorant ainsi la stabilité globale du mur.

# CHAPITRE V

## ÉTUDE NUMERIQUE D'UN MUR EN SOL RENFORCE SUPERPOSE EN CONDITIONS DYNAMIQUES

### V.1. INTRODUCTION

Les excellentes performances des murs en sol renforcé lors des tremblements de terre, comparées à celles des murs traditionnels, constituent l'une des principales raisons de leur choix dans la construction de structures de soutènement. Cependant, malgré cet avantage, la compréhension du comportement de ces structures sous des conditions dynamiques nécessite encore des études plus approfondies, notamment pour les murs à géométries complexes comme les murs superposés et les murs à double parement.

La modélisation numérique peut être utilisée pour analyser et comprendre le comportement sismique des murs en sol renforcé. L'une des méthodes les plus couramment utilisées est la méthode des éléments finis (MEF), qui fournit des solutions approximatives aux problèmes de valeur limite par des processus d'itération. Cette méthode permet d'analyser des modèles complexes en estimant la réponse des structures physiques sous des charges externes.

Étant donné que les murs en sol renforcé ont un système complexe d'interaction sol-structure, l'analyse MEF de ces murs a considérablement progressé avec le développement d'outils MEF plus avancés. L'analyse MEF fournit des informations détaillées sur les déformations et les forces axiales développées dans les renforts, surpassant les méthodes traditionnelles d'équilibre limite (Enunlu, 2007).

Dans ce chapitre, nous présenterons une étude numérique d'un mur en sol renforcé superposé sous des conditions dynamiques. Nous utiliserons la méthode des éléments finis (PLAXIS 2D) pour évaluer la performance sismique de ces structures et comparer leur comportement à celui des configurations plus simples, en utilisant le modèle numérique décrit dans le chapitre précédent (chapitre IV).

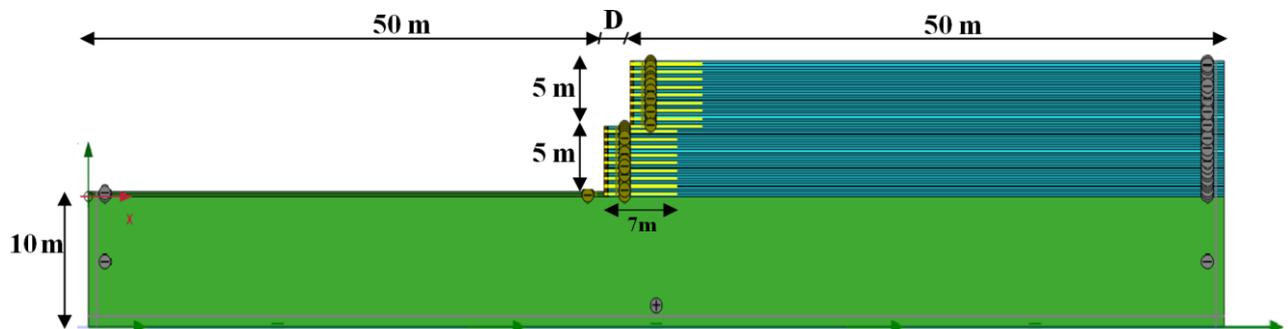
Après avoir présenté en détail les résultats des deux cas de référence sous l'action d'un séisme réel et les avoir comparés avec les résultats de l'étude statique, une étude paramétrique a été menée pour examiner l'effet de divers paramètres influençant ce type d'ouvrages. Les paramètres étudiés incluent la distance de décalage entre les niveaux, le nombre de niveaux, la longueur des renforts, l'amplitude de l'accélération du chargement sismique et la fréquence du chargement dynamique.

## V.2. PRESENTATION DU MODELE NUMERIQUE

### V.2.1. Géométrie et propriétés des matériaux

Le modèle utilisé pour l'analyse de la réponse dynamique des murs en sol renforcé simple et superposé est le même que celui utilisé pour l'analyse statique dans le chapitre précédent (chapitre IV), à l'exception de l'extension du maillage complet du modèle afin de minimiser l'influence des limites sous le chargement dynamique. La géométrie, les conditions aux limites, le chargement sismique, les renforts de géogrille, les éléments d'interface et le maillage aux éléments finis sont présentés dans la figure V.1. La largeur du modèle est étendue à 50 m (5H) avant le mur de parement et à 50 m (5H) derrière la face du niveau supérieur pour minimiser l'influence des limites sur la réponse du système. Ces dimensions ont été déterminées sur la base d'une analyse de sensibilité et de nombreuses études antérieures (Bathurst et Hatami, 1998; Fakharian et Attar, 2007; Yildirim et al., 2024). Pour éviter toute réflexion des ondes dans le sol, une condition aux limites de champ libre (free-field) est appliquée aux bords verticaux gauche et droit, et la base du modèle est définie comme une limite de base compliant (compliant base).

L'analyse dynamique est exécutée comme dernière étape de la construction du mur et démarre à partir d'une condition statique réalisée avec la même méthode de construction par étapes adoptée dans le chapitre IV. Après l'analyse plastique (statique), une étape est définie pour réinitialiser les déplacements juste avant l'analyse dynamique et pour mettre à zéro les déplacements existants afin d'étudier les déplacements sismiques nets avant et après l'application de la charge dynamique.



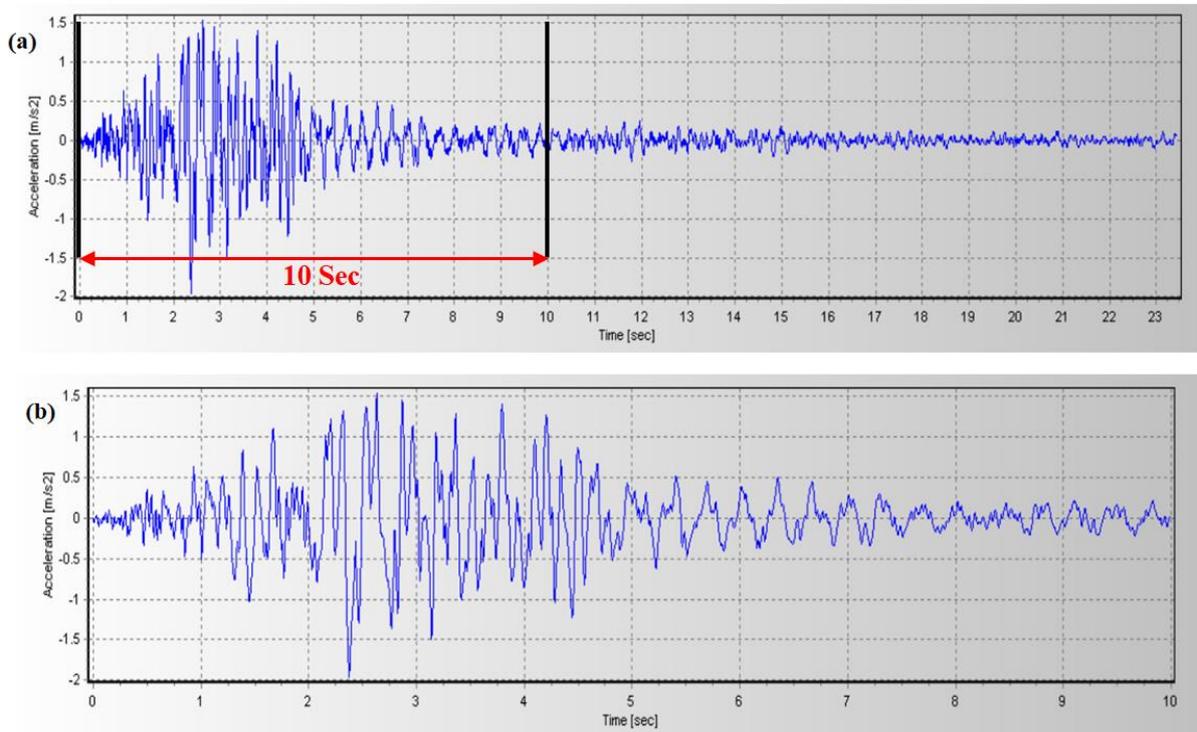
**Figure V.1.** Géométrie du modèle numérique de référence (MC) pour l'étude dynamique.

Les propriétés matérielles adoptées pour les différents composants du mur pour l'étude dynamique sont les mêmes que celles utilisées dans l'étude statique (tableau IV.1 dans le chapitre IV). Dans l'analyse dynamique, l'amortissement est un facteur important. Pour cette étude, l'amortissement de Rayleigh a été utilisé pour l'amortissement des matériaux du modèle. Pour définir l'amortissement de Rayleigh, les coefficients Rayleigh alpha ( $\alpha$ ) et Rayleigh bêta ( $\beta$ ) sont nécessaires. La détermination de ces coefficients a été effectuée en choisissant deux fréquences cibles ( $f_1$  et  $f_2$ ). Sur la base de nombreuses études antérieures (Yildirim et al., 2024) et en tenant compte de la fréquence fondamentale du modèle ainsi que des fréquences de chargement dynamique d'entrée considérées dans cette étude, les fréquences cibles  $f_1$  et  $f_2$  pour le calcul du paramètre de Rayleigh ont été sélectionnées à 2 et 8 Hz pour un taux d'amortissement de 5 %. Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  ont été fixés respectivement à

1,005 et 0,00159. Dans cette étude, les valeurs de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$  sont définies pour tous les blocs modulaires, le remblai et le sol de fondation pour tous les modèles. Aucun taux d'amortissement spécifique n'est attribué à la géogrille.

### V.2.2. Chargement dynamique

L'effet du tremblement de terre sur les murs de soutènement en sol renforcé simple et superposé a été simulé en appliquant une accélération sismique horizontale réelle à la base du modèle d'éléments finis. Dans la présente étude, les dix premières secondes du séisme de Kobe, enregistré à l'Université de Kobe située à 0,9 km de la ligne de faille, ont été prises en compte pour l'analyse sismique, avec une accélération maximale de 0,2 g. La limitation à cette période, plutôt qu'à la durée totale du séisme, a été faite pour gagner du temps, et s'appuie sur des études antérieures (Liu et al., 2014 ; Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023) qui ont montré qu'après ce délai (c'est-à-dire après les dix premières secondes), l'augmentation de la réponse du mur était faible et négligeable. L'excitation d'entrée complète ainsi que la partie utilisée pour l'étude sont illustrées respectivement aux Figures V.2.a et V.2.b.



**Figure V.2.** Excitation d'entrée du séisme de Kobe: (a) le signal d'entrée complet (b) la partie utilisée dans l'étude dans l'étude dynamique.

### V.3. RESULTATS DU CAS DE REFERENCE ET DISCUSSIONS

Dans cette section, nous présentons les résultats obtenus pour les deux modèles de référence du mur en sol renforcé superposé de deux niveaux (MC, le premier cas de référence) et du mur simple à un seul niveau (MS, le deuxième cas de référence) sous conditions dynamiques. Les deux murs ont la même hauteur totale (10 m) et les mêmes caractéristiques matérielles.

Les résultats principaux des analyses numériques incluent les déformations des maillages, les déplacements horizontaux du parement du mur et les forces de traction dans les renforts. Ces

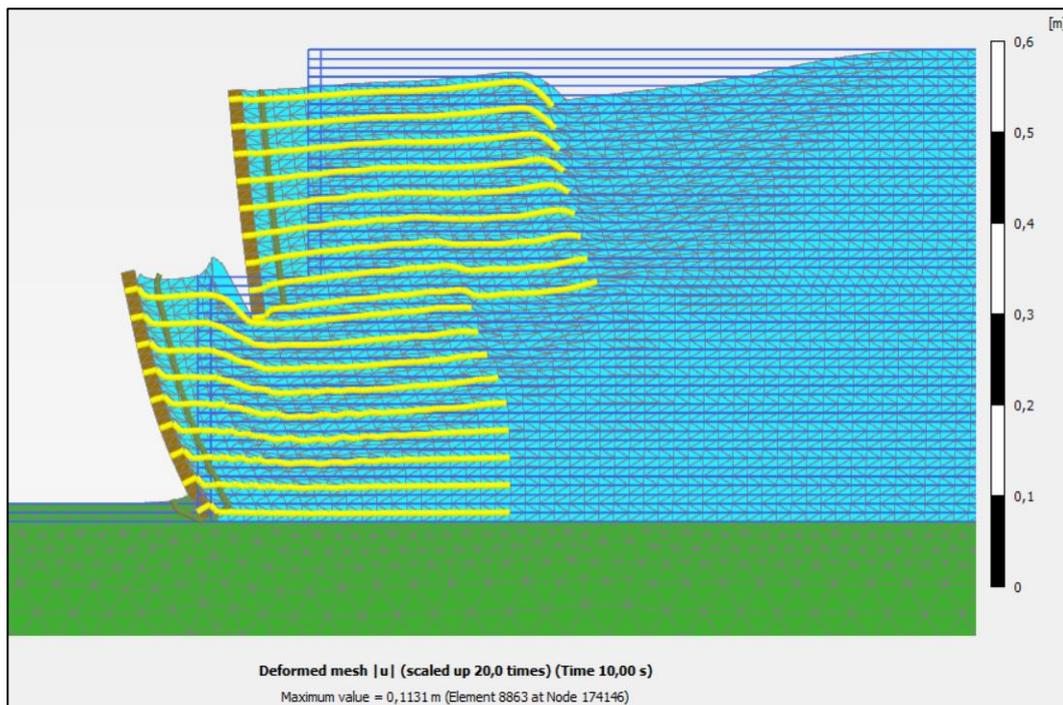
résultats permettent de mieux comprendre le comportement des murs en sol renforcé sous conditions sismiques.

Ensuite, nous comparons ces résultats avec ceux obtenus sous conditions statiques pour les deux cas de référence. Cette comparaison permet d'évaluer l'impact des charges dynamiques sur la performance des murs en sol renforcé et de déterminer l'efficacité relative des configurations à un et deux niveaux dans les deux types de conditions.

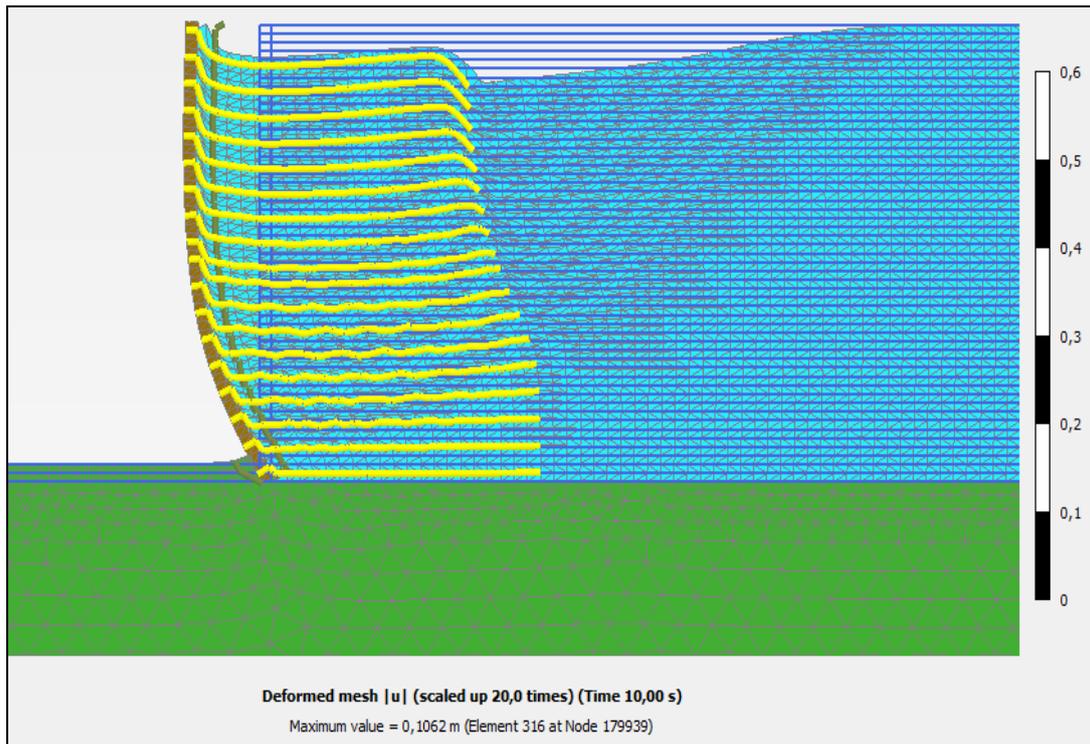
#### ➤ Maillage déformé

La déformation du maillage des deux modèles de référence, à savoir le mur simple (à un seul niveau) et le mur superposé à deux niveaux avec une distance de décalage de 2,5 m ( $0,5H_2$ ) (voir la figure V.1), à la fin de la construction des deux murs sous conditions dynamiques (sous l'effet d'un séisme réel de Kobe), est présentée dans les figures V.3 et V.4.

Contrairement aux conditions statiques, les déformations totales maximales en conditions dynamiques sont proches pour les deux configurations, simple et superposée. De plus, les déplacements maximaux pour les deux configurations se situent au sommet du mur. Cela est dû à l'effet des charges sismiques, qui provoquent des déformations maximales au sommet du mur



**Figure V.3.** Maillage déformé du modèle de référence en conditions dynamiques (MC).



*Figure V.4. Maillage déformé du modèle de référence en conditions dynamiques (MS)*

#### ➤ Déplacement horizontal résiduel

Les déplacements horizontaux résiduels du modèle de référence du mur simple sont illustrés dans la figure V.5, tandis que ceux du mur superposé à deux niveaux sont présentés dans les figures V.6 (figure V.6.a pour le niveau supérieur et figure V.6.b pour le niveau inférieur). Contrairement aux conditions statiques, les déplacements horizontaux maximaux en conditions dynamiques sont proches pour les deux configurations, simple (95,96 mm) et superposée (90,47 mm). Cela est dû à la faible distance de décalage.

Les profils de déplacement montrent que sous conditions dynamiques, le déplacement maximal pour les deux configurations se situe principalement au sommet : au sommet du mur pour la configuration simple, et aux sommets des niveaux supérieur et inférieur pour la configuration superposée. Cela est dû à l'effet des charges sismiques.

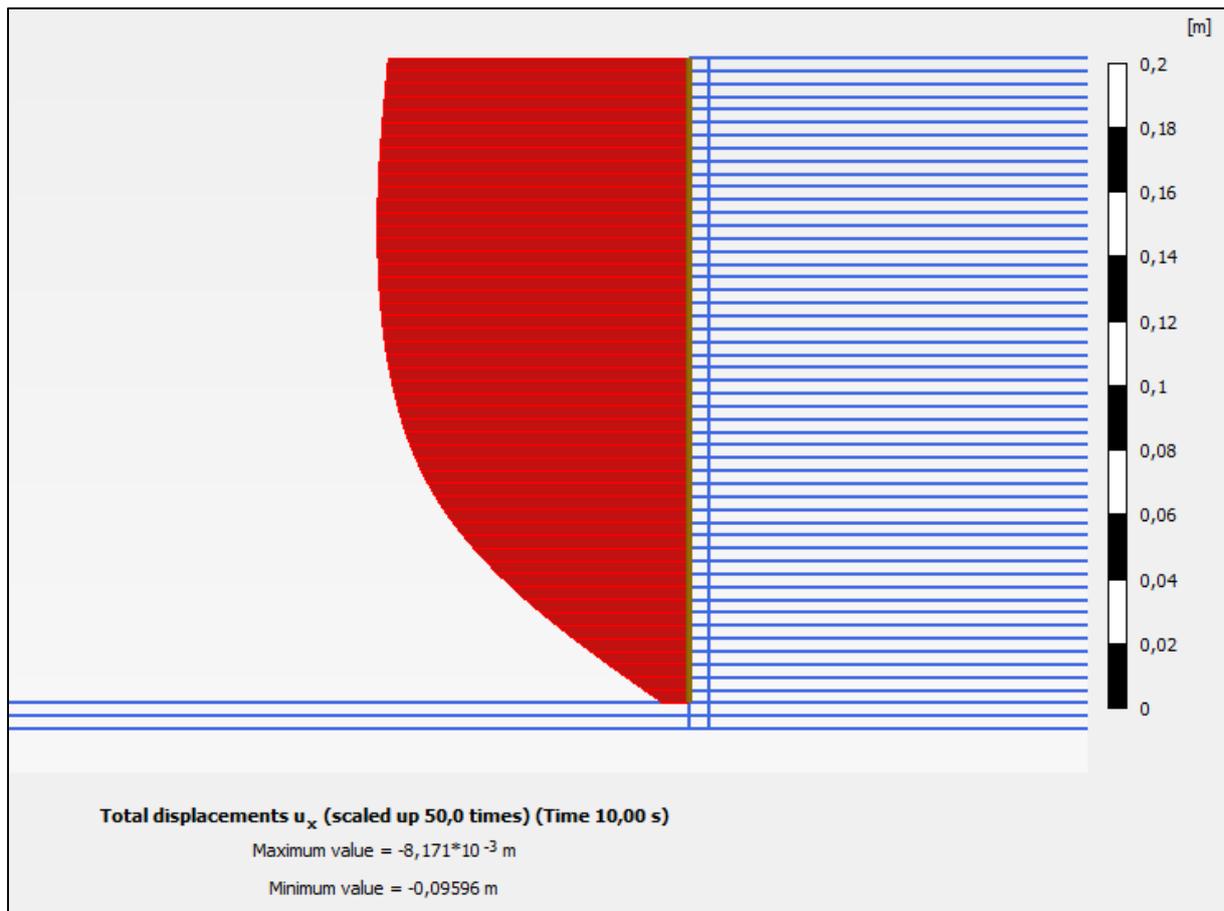


Figure V.5. Déplacement horizontal résiduel du modèle de référence en conditions dynamiques (MS)

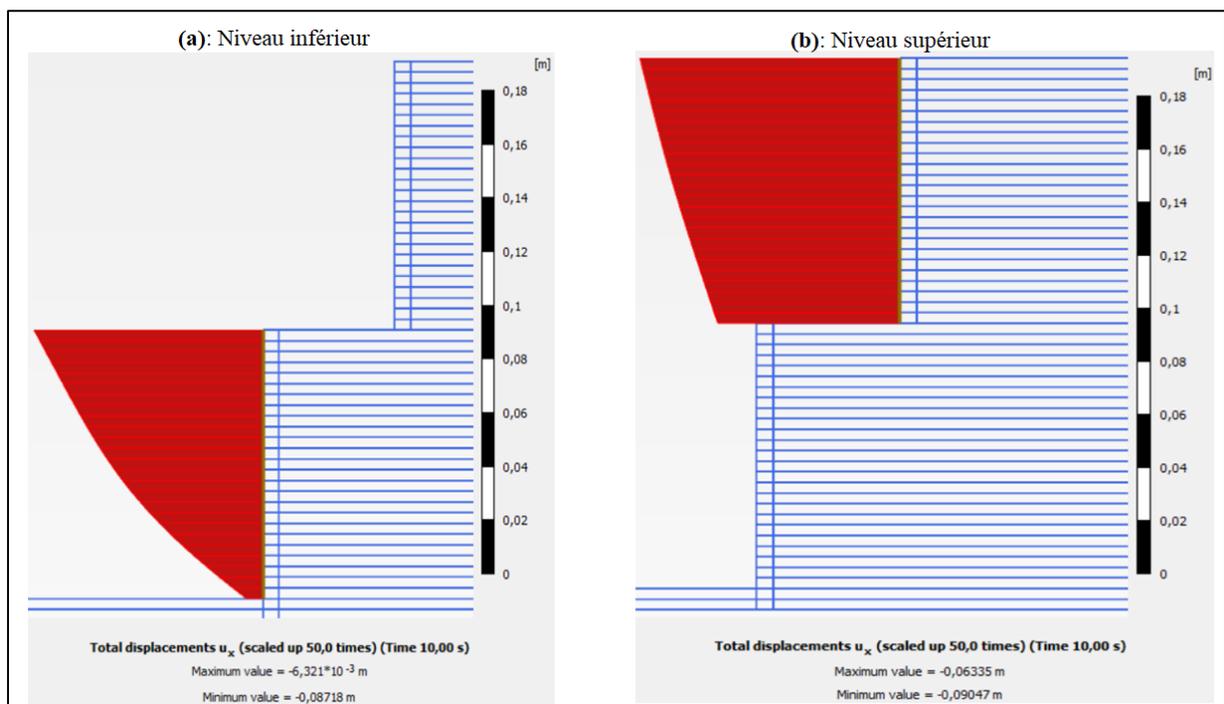


Figure V.6. Déplacement horizontal résiduel du modèle de référence en conditions dynamiques (MC):  
(a) Niveau inférieur, (b) Niveau supérieur

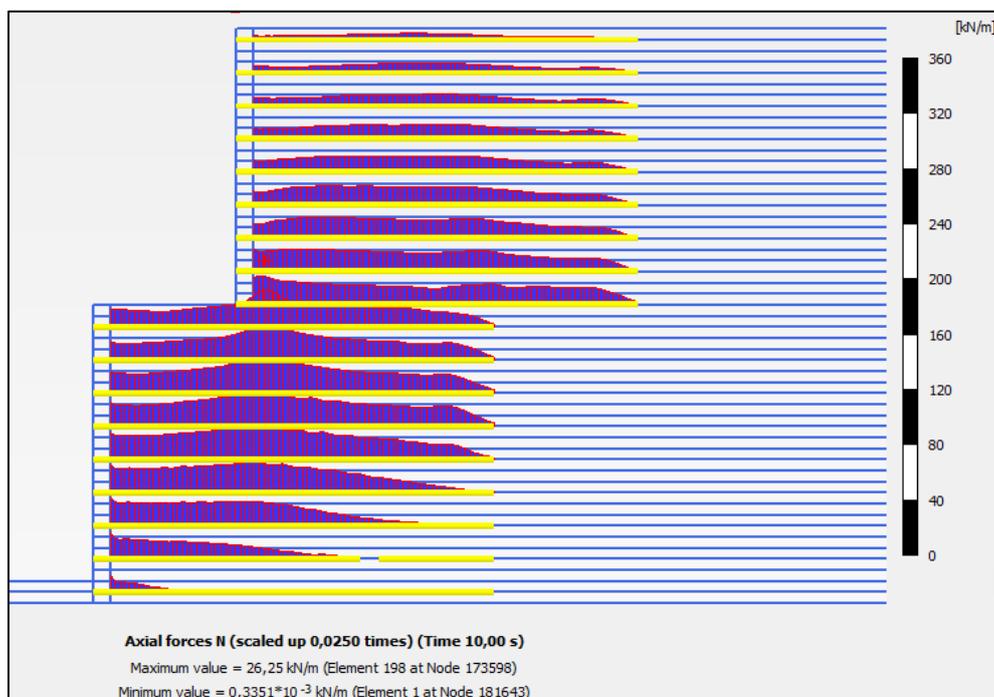
### ➤ Forces de traction dans les renforts

La distribution des forces de traction dans les différentes nappes de renforts pour les deux modèles de référence, à savoir le mur simple (à un seul niveau) et le mur superposé à deux niveaux avec une distance de décalage de 2,5 m (0,5H<sub>2</sub>), est illustrée respectivement dans les figures V.7 et V.8. Ces figures montrent que les forces de traction maximales dans le mur superposé sont plus faibles par rapport à celles du mur simple.

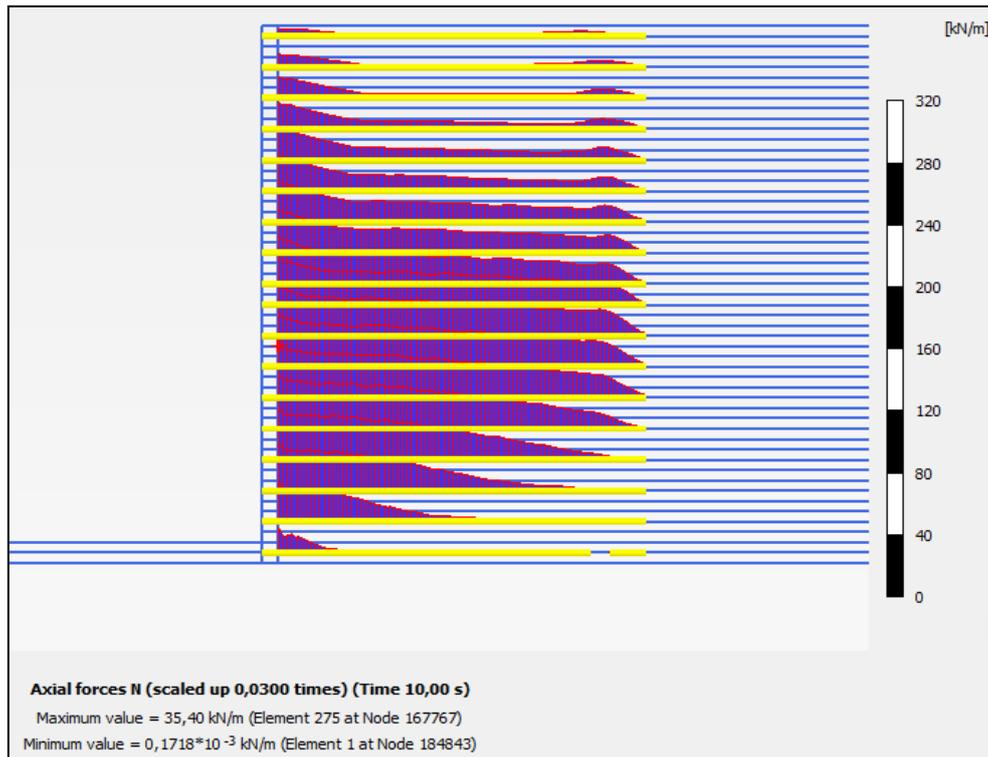
En conditions dynamiques, pour le mur en sol renforcé simple, les forces de traction maximales dans tous les renforts atteignaient environ 35,4 kN/m, tandis que pour le mur superposé à deux niveaux, elles ne dépassaient pas 26,25 kN/m. Cette réduction des forces de traction dans les renforts pour le mur superposé signifie que la configuration superposée a contribué à réduire les forces de traction malgré la faible distance de décalage, montrant ainsi l'avantage de cette configuration en termes de réduction des forces de traction sous conditions dynamiques.

Il est à noter que la diminution des forces de traction sous l'influence de la charge dynamique est supérieure à celle enregistrée lors des déplacements horizontaux. Cela signifie que la distance de décalage affecte différemment à la fois le déplacement horizontal du mur et les forces de traction générées dans les éléments de renforcement lorsque le mur est soumis à une charge sismique.

D'après les résultats présentés, on peut observer que les forces de traction les plus importantes dans les renforts se concentrent au milieu du mur simple et dans la zone de jonction entre les deux niveaux pour le mur superposé.



**Figure V.7.** Distribution des forces de traction dans les renforts du modèle de référence en conditions dynamiques (MC)

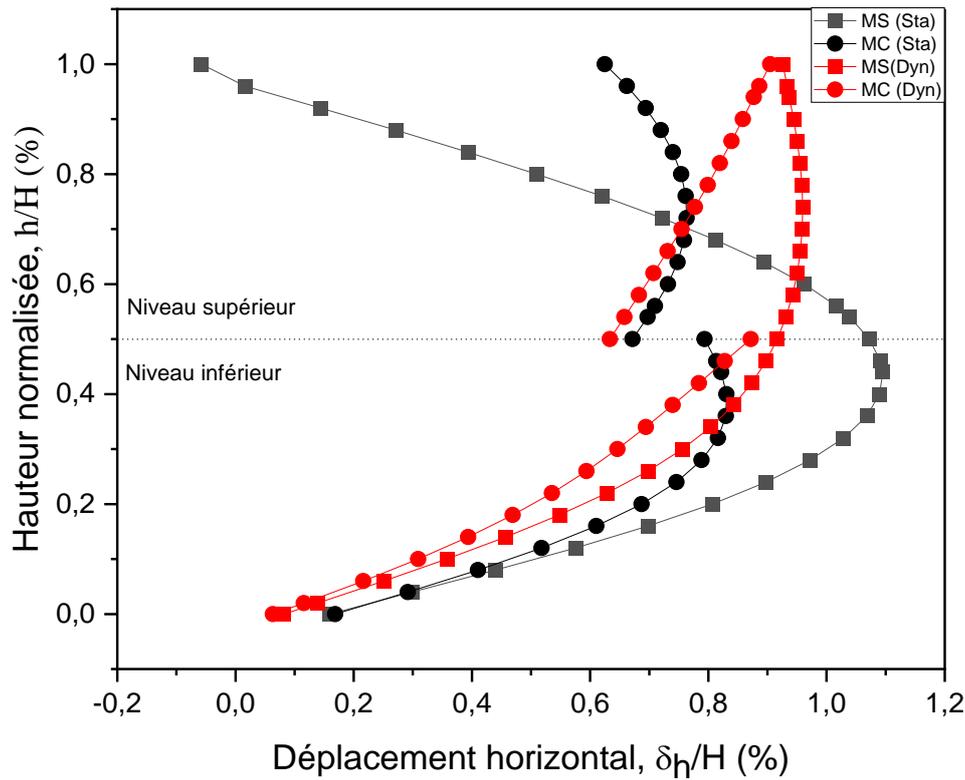


**Figure V.8.** Distribution des forces de traction dans les renforts du modèle de référence en conditions dynamiques (MS)

Pour comparer le comportement des murs simples et des murs superposés à deux niveaux en conditions statiques et dynamiques, les résultats des deux cas de référence (MS et MC) ont été analysés en termes de déplacement horizontal de la face du mur et de forces de traction maximales dans les renforts. La figure V.9 compare les déplacements horizontaux des murs simples et superposés dans ces deux conditions.

Les résultats montrent que, comparé à un mur simple (à un seul niveau), un mur en configuration à plusieurs niveaux, avec les mêmes données, peut réduire le déplacement latéral tant en conditions statiques que dynamiques. Cependant, pour une même distance de décalage  $D$ , la diminution des déplacements horizontaux est beaucoup plus significative en conditions statiques par rapport à celles enregistrées en conditions dynamiques. Cela indique que l'effet de la distance de décalage en conditions dynamiques est différent de celui en conditions statiques. Il semble que, pour les conditions dynamiques, des distances de décalage plus grandes soient nécessaires pour réduire l'interaction entre les niveaux supérieur et inférieur, ce qui diminue le déplacement horizontal.

En comparant les déformations enregistrées en conditions statiques et dynamiques pour les deux configurations (MS et MC), il apparaît clairement que l'excitation sismique a entraîné une augmentation des déformations horizontales, notamment dans la partie supérieure des deux murs. Les déformations maximales se concentrent au sommet du mur pour les deux configurations en raison des charges sismiques qui induisent des forces horizontales importantes, affectant principalement la partie supérieure des murs.



**Figure V.9.** Comparaison entre les déplacements horizontaux du mur simple (MS) et superposés (MC) dans les deux conditions statiques et dynamiques

Les efforts de traction dans divers renforts pour les murs simples et superposés en conditions statiques et dynamiques sont comparés dans la figure V.10. Les résultats montrent que les forces de traction maximales sont significativement réduites dans le mur superposé par rapport au mur simple, tant en conditions statiques que dynamiques. Cela contraste avec les déplacements horizontaux, où l'effet était moindre en conditions dynamiques. Cette différence peut s'expliquer par le fait que l'effet de la distance de décalage sur la déformation horizontale du mur est différent de son effet sur les efforts de traction dans les renforts, comme cela a été observé dans des études précédentes (Krishna Chaitanya et Karpurapu, 2023).

Ces comparaisons confirment l'avantage de la configuration superposée en termes de réduction des déplacements horizontaux et des forces de traction dans les renforts, tant en conditions statiques qu'en conditions dynamiques.

Les sections suivantes discuteront plus en détail de ces observations et de leurs implications pour la conception des murs en sol renforcé.

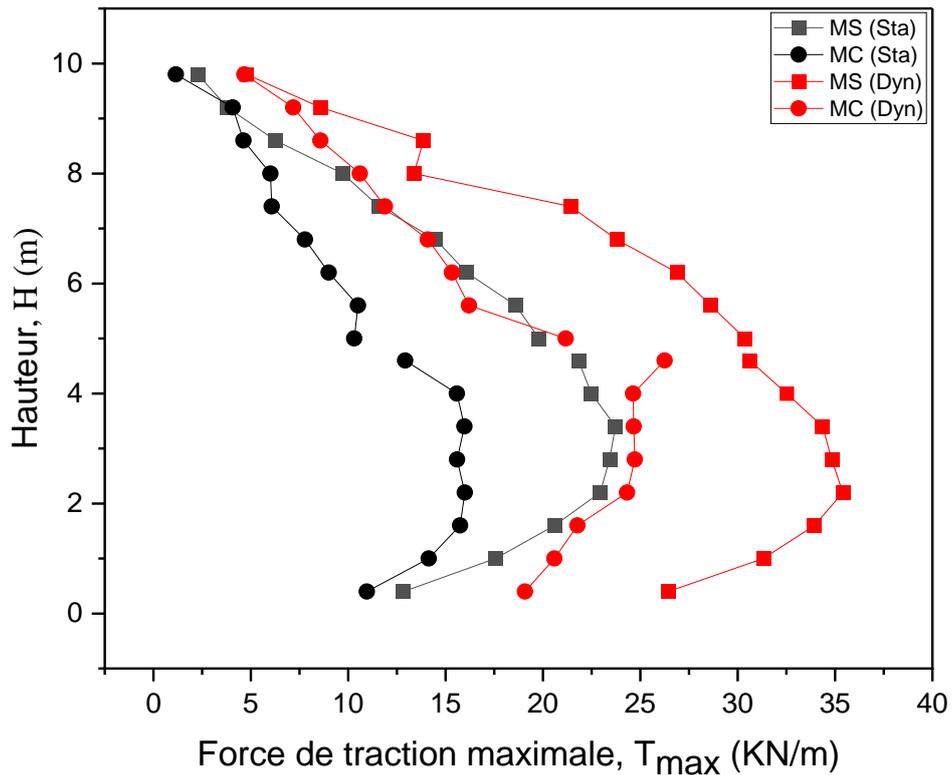


Figure V.10. Comparaison entre les forces de traction maximale du mur simple (MS) et superposés(MC) dans les deux conditions statiques que dynamiques

### V.4. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Dans cette partie de la thèse, après avoir présenté les résultats des deux modèles de référence (mur simple et mur superposé à deux niveaux) sous l'excitation dynamique (séisme de Kobe), ces deux modèles seront exploités pour conduire une étude paramétrique afin d'évaluer l'impact de divers paramètres sur les performances des murs en sol renforcé dans différentes configurations en conditions dynamiques. Cette étude s'appuie sur les mêmes données que celles utilisées pour les modèles de référence. Pour analyser l'influence des différents paramètres, un seul paramètre sera modifié à la fois, tandis que les autres resteront constants. En plus de comparer le comportement des murs superposés à celui des murs simples sous conditions statiques et dynamiques, l'étude paramétrique abordera les aspects suivants :

- L'effet de la distance de décalage entre le niveau supérieur et inférieur du mur superposé.
- L'influence de la longueur du renforcement sur les deux configurations (à un seul niveau et à plusieurs niveaux).
- L'effet du nombre de niveaux sur le comportement du mur en sol renforcé sous conditions statiques et dynamiques.
- L'influence de l'amplitude de l'accélération d'un chargement sismique.
- L'influence de la fréquence du chargement dynamique.

Le tableau V.1 présente les paramètres étudiés dans l'étude dynamique ainsi que leurs plages de variation.

**Tableau IV.1. Variables utilisées dans l'étude paramétrique dynamique**

Paramètres (unité)	Valeurs
Distance de décalage, D (m)	0 ; 0.5H2 ; 1H2 ; 1.2H2 ; 1.7H2 ; 2H2 ; 2.5H2
Longueur, L (m)	0.4H ; 0.5H ; 0.6H ; 0.7H ; 1H ; 1.5H
Nombre de niveaux, N	1 ; 2 ; 3 ; 4
Accélération maximale, PGA (g)	0.2 ; 0.4 ; 0.6
Fréquence de chargement dynamique, f (Hz)	0.5 ; 1 ; 1.5 ; 2 ; 3 ; 4 ; 6 ; 8

Les détails et résultats de cette étude paramétrique seront développés dans les sections suivantes.

#### V.4.1. Effet de la distance de décalage

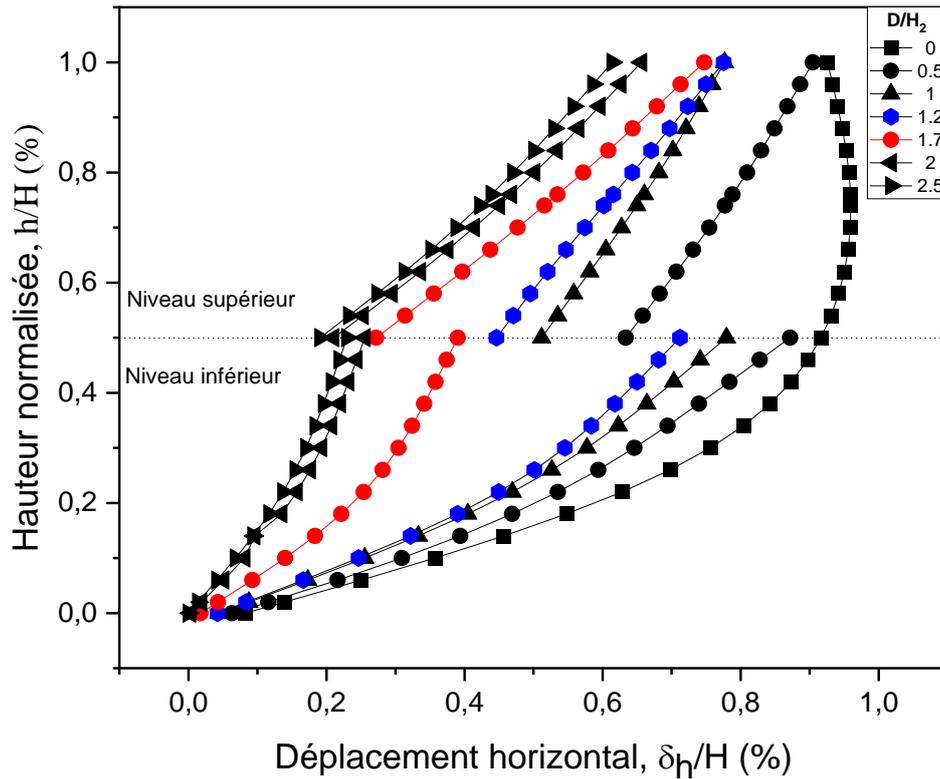
Pour l'étude dynamique, les critères sélectionnés pour évaluer l'influence de la distance de décalage sur le comportement des murs en sol renforcé à deux niveaux en conditions dynamiques étaient le déplacement latéral du mur, la ligne de rupture et les forces de traction maximales dans les renforcements. Les valeurs de distance de décalage ( $D/H_2$ ) prises en compte dans cette étude incluaient une gamme allant de 0 (correspondant à un mur simple) jusqu'à 2,5. Plus précisément, les distances de décalage analysées étaient : 0,5, 1, 1,2, 1,5, 1,7 (cette dernière représentant la distance de décalage critique recommandée par le guide de la FHWA), 2 et 2,5.

##### ➤ Déplacement horizontal résiduel

La figure V.11 montre une comparaison des déplacements horizontaux résiduels des murs en sol renforcé à un ou plusieurs niveaux avec différentes valeurs de distance de décalage sous conditions dynamiques. Il ressort clairement de cette figure que les murs en sol renforcé à plusieurs niveaux présentent des déplacements latéraux plus faibles par rapport aux murs à un seul niveau, en fonction des valeurs de distance de décalage. On observe également que, lorsque la distance de décalage augmente, le déplacement latéral du mur diminue. Par conséquent, l'ajout d'une distance de décalage au mur permet de réduire la déformation, mais de manière moins marquée que pour les conditions statiques. Par exemple, dans les conditions dynamiques, le mur en sol renforcé à deux niveaux avec un décalage de 6,0 m ( $D = 1,2H_2$ ) a permis de réduire de 20 % la déformation enregistrée pour un mur simple, comparativement à une réduction de 60 % en conditions statiques.

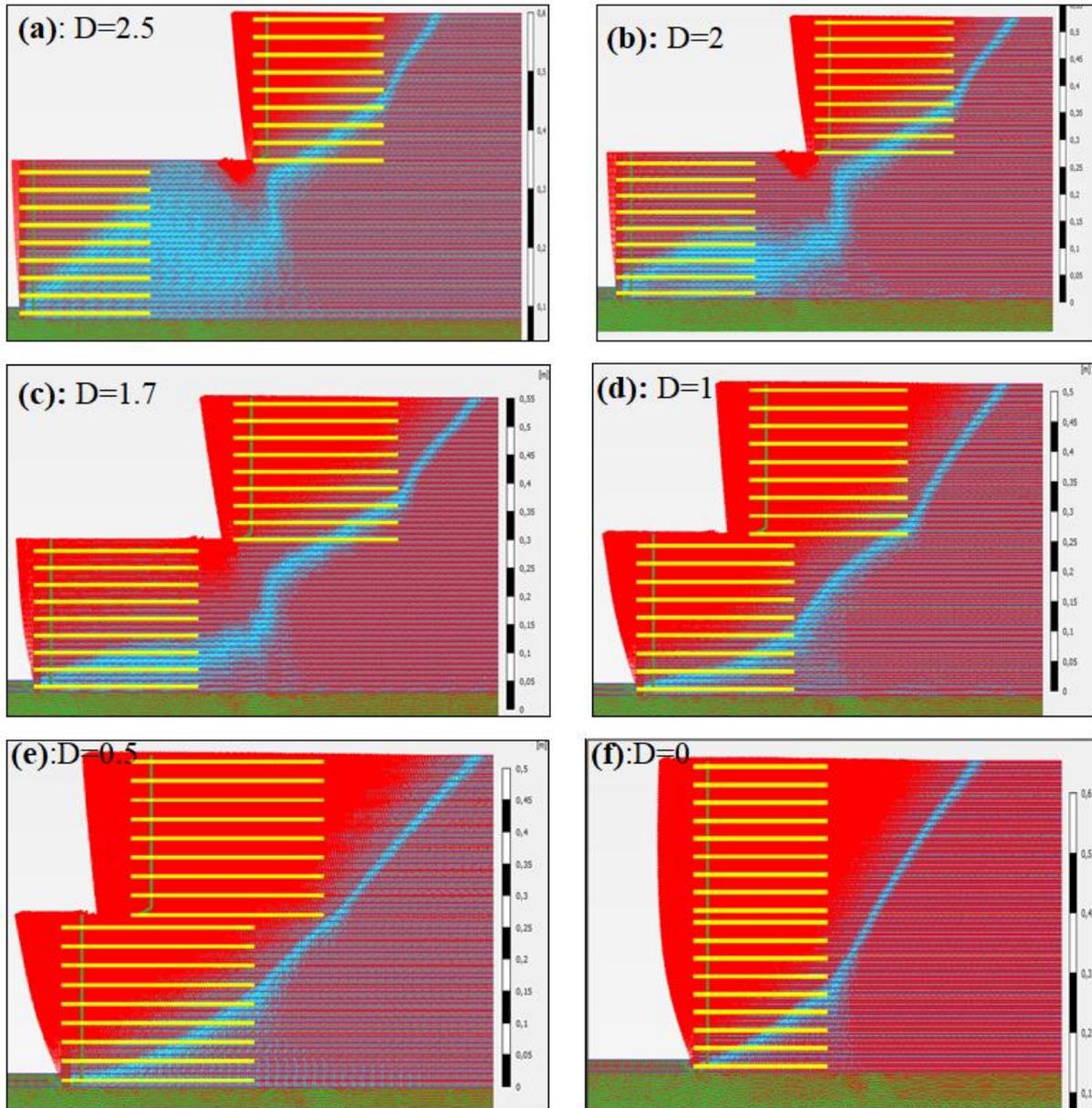
En outre, et contrairement à ce qui a été observé en conditions statiques, le déplacement résiduel maximal pour toutes les distances de décalage se situe au sommet, que ce soit au niveau supérieur ou inférieur, en raison de l'effet du chargement sismique.

Concernant la distance de décalage à laquelle l'interaction entre les deux niveaux devient presque négligeable (distance de décalage critique  $D_{cr}$ ), on peut constater à partir de ces résultats qu'elle est d'environ 1,7  $H_2$ , soit presque égale à celle proposée par le guide FHWA en conditions statiques, mais supérieure à celle enregistrée dans la présente étude en conditions statiques (chapitre IV), où elle était de 1,2 $H_2$ . Cela signifie que la distance nécessaire pour limiter l'interaction entre les deux niveaux dans des conditions dynamiques est supérieure à celle requise en conditions statiques.



**Figure V.11.** Déplacement horizontal résiduel du mur en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques

Pour une étude plus approfondie de l'effet de la distance de décalage sur le comportement des murs superposés, la figure V.12 présente les vecteurs de déplacement horizontal résiduel du mur avec différentes valeurs de la distance de décalage ( $D/H_2 = 0$  (mur simple), 0,5, 1, 1,7, 2, 2,5) en conditions dynamiques. À travers les résultats présentés dans cette figure, on peut observer l'évolution de la ligne de rupture en fonction des valeurs de décalage. On constate que pour des valeurs de décalage nulles ou faibles (0, 0,5, 1), la ligne de rupture est une seule ligne continue entre les deux niveaux (les murs supérieur et inférieur). En revanche, lorsque la distance de décalage est grande (1,5, 2, 2,5), la ligne de rupture devient discontinue, c'est-à-dire que les lignes de rupture des niveaux supérieur et inférieur sont séparées, ce qui rend l'interaction entre eux faible ou négligeable. Cela entraîne une réduction des déformations du mur ainsi que des efforts de traction dans les renforts.



**Figure V.12.** Vecteur du déplacement horizontal résiduel du mur en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques

La figure V.13 illustre la variation des forces de traction maximales dans les renforts pour différentes valeurs de distance de décalage en conditions dynamiques. À l'instar des déplacements horizontaux des murs, les forces de traction maximales diminuent à mesure que la distance de décalage augmente. Par exemple, pour les murs en sol renforcé à deux niveaux avec un décalage de 6,0 m ( $D = 1,2H_2$ ), les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement sont réduites d'environ 65 % par rapport à celles observées dans un mur en sol renforcé simple.

De plus, comme pour la déformation horizontale du mur, aucune réduction significative des forces de traction maximales dans les renforts n'est observée lorsque  $D > 1,7H_2$  en conditions dynamiques. Cela indique que l'interaction entre les deux niveaux devient négligeable lorsque la distance de décalage dépasse 1,7 fois la hauteur du niveau inférieur ( $D > 1,7H_2$ ). Cependant, il est important de noter que la distance de décalage critique pour les forces de

traction semble être plus petite que celle déterminée par le critère de déplacement horizontal, notamment pour le niveau supérieur (que l'on peut considérer comme étant égale à  $1H_2$ ). En effet, on remarque que les efforts de traction dans les renforts du mur supérieur deviennent quasiment constants pour des valeurs de décalage supérieures ou égales à  $1H_2$ .

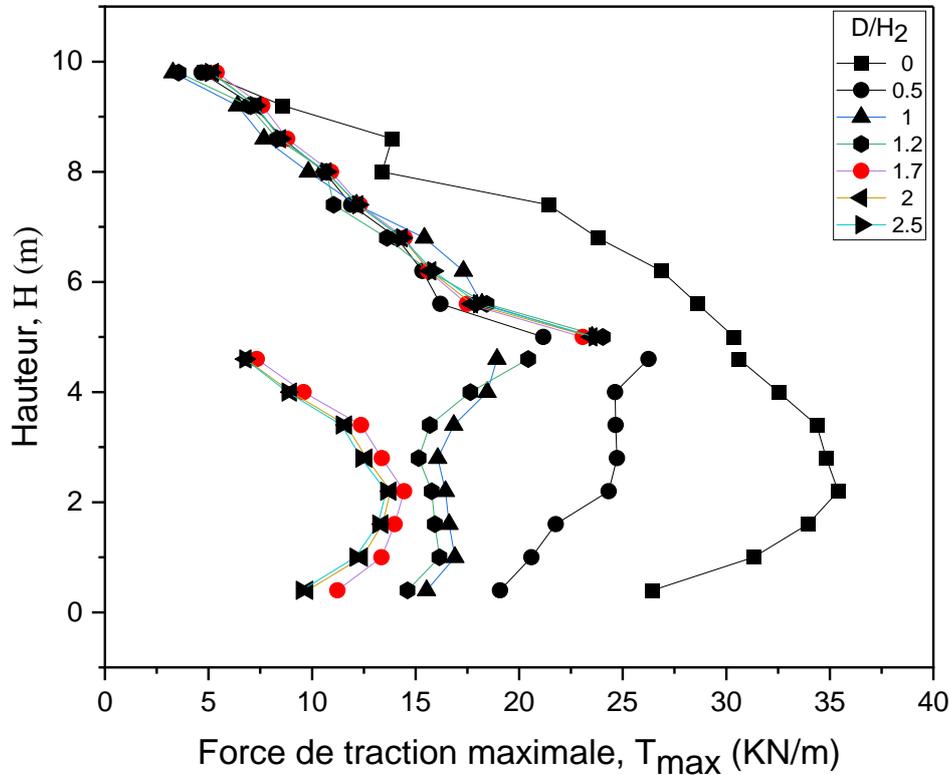
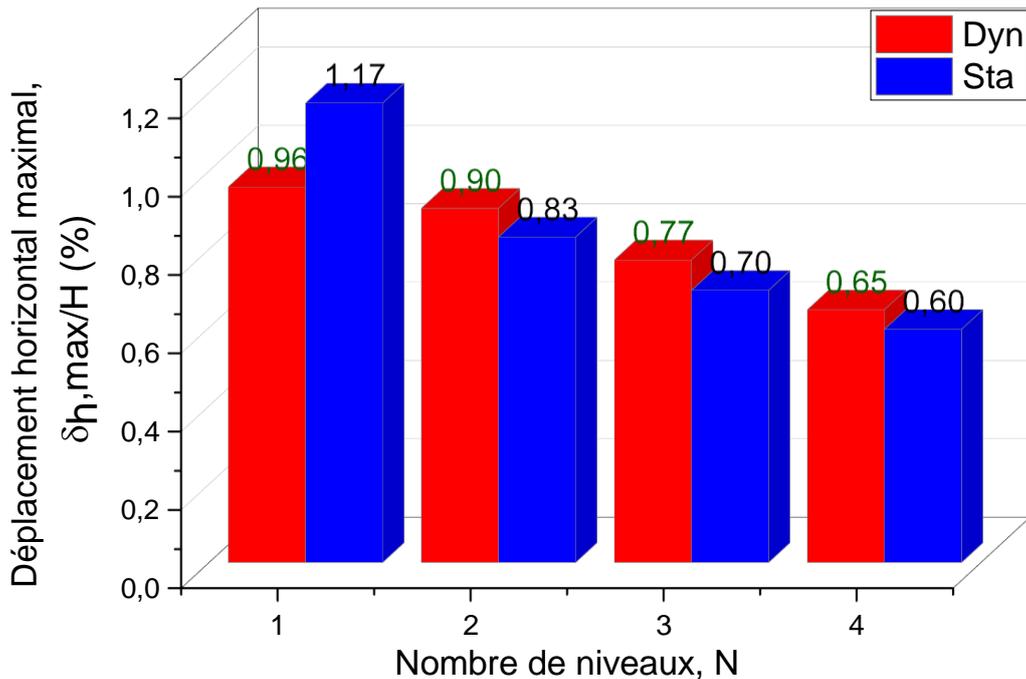


Figure V.13. Force de traction maximale en fonction de la distance de décalage en conditions dynamiques

### V.4.2. Effet du nombre de niveaux

Dans cette section, les mêmes configurations de murs en sol renforcé utilisées pour l'analyse statique ont été adoptées pour évaluer l'effet du nombre de niveaux N sur le déplacement horizontal maximal sous chargement dynamique. Les configurations incluent un mur simple (hauteur de 10m) ainsi que des murs à deux, trois, et quatre niveaux, avec une hauteur totale de 10 m et une distance de décalage  $D=0,5H_2$  (voir la section IV.4.1.2 du chapitre IV).

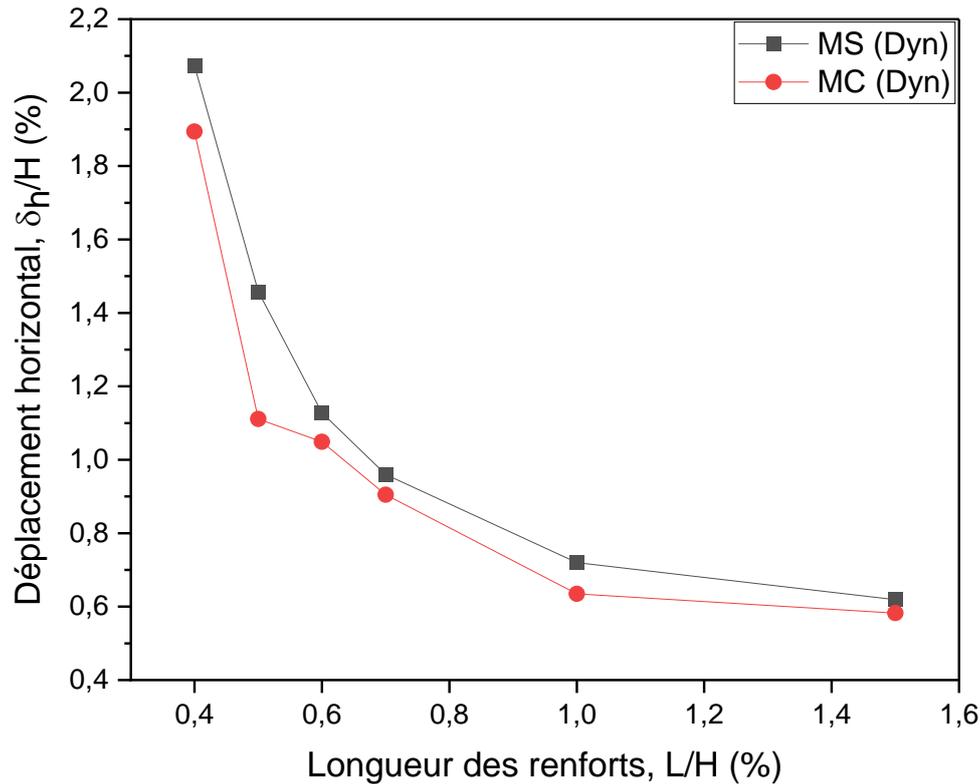
Les résultats, présentés dans la Figure IV.14, montrent que l'augmentation du nombre de niveaux N réduit le déplacement horizontal maximal du mur de manière similaire dans les deux cas, statique et dynamique. Toutefois, pour les deux conditions (statique et dynamique), cette réduction devient de moins en moins significative après trois niveaux. Cela indique qu'ajouter des niveaux supplémentaires au-delà de trois n'apporte que des gains marginaux en termes de réduction des déplacements horizontaux, suggérant une optimisation de la conception pour éviter des complexités structurelles inutiles.



*Figure IV.14. Effets de Nombre de niveaux, N, sur le déplacement horizontal maximal du mur pour les deux cas statique et dynamique*

### V.4.3. Effets de la longueur du renforcement

L'effet de la longueur du renfort a été étudié dans des conditions dynamiques en changeant les longueurs du renfort selon les valeurs suivantes :  $L/H = 0,4, 0,5, 0,6, 0,7, 1$  et  $1,5$ . Dans la figure V.15, l'impact de la longueur des renforcements sur le déplacement latéral résiduel des murs est comparé entre les deux configurations (murs simples et à plusieurs niveaux) sous conditions dynamiques. Les résultats de cette figure démontrent qu'une augmentation de la longueur des renforcements entraîne également une réduction des déplacements latéraux des murs pour les configurations de murs simples et à deux niveaux en conditions sismiques. On remarque de plus que le mur à plusieurs niveaux présente des déplacements latéraux plus faibles pour toutes les longueurs des renforcements, bien que la réduction de déplacement soit plus petite que celle observée dans les conditions statiques. De plus, cette réduction du déplacement devient moins significative lorsque la longueur des renforcements dépasse  $0,8H$  pour les deux configurations (simple et superposé) en conditions dynamiques, contrairement à  $0,6H$  pour les conditions statiques, ce qui signifie que la longueur des renforcements requise pour les conditions dynamiques est plus grande que celle nécessaire pour les conditions statiques.



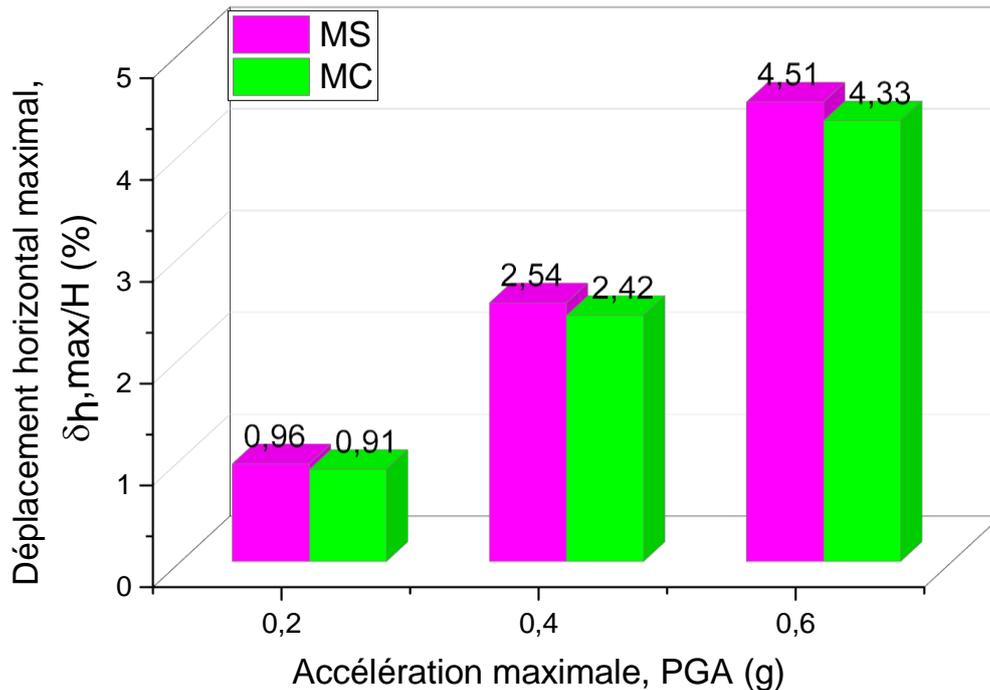
*Figure V.15. Effets de longueur des renforts sur le déplacement horizontal résiduel maximal du mur en conditions dynamiques pour les deux cas à mur simple (MS) et mur superposé (MC)*

#### V.4.4. Effet de l'Amplitude de l'Accélération dynamique

Les effets de l'amplitude de l'accélération dynamique, représentée par l'accélération maximale au sol (PGA), sur le comportement des murs en sol renforcé simple (MS) et superposé (MC) ont été étudiés en utilisant l'excitation d'entrée du séisme de Kobe avec trois valeurs de l'accélération maximale : 0,2 g, 0,4 g et 0,6 g. Les analyses ont été menées pour évaluer l'impact de ces variations de PGA sur le déplacement horizontal du mur et les forces de traction maximales dans les renforts pour les deux configurations des murs (simple et superposé).

Les figures V.16 montrent les résultats obtenus pour le déplacement horizontal résiduel maximal du mur pour les deux cas de mur simple et superposé. Les résultats indiquent que l'augmentation de la PGA entraîne une augmentation significative du déplacement horizontal résiduel maximal, tant pour les murs simples que pour les murs composés. Toutefois, on observe que le mur superposé (MC) présente des déplacements horizontaux résiduels légèrement inférieurs à ceux du mur simple (MS) pour les mêmes niveaux d'accélération.

La faible différence de déformation entre les deux configurations est due au fait que la distance de décalage  $D$  est faible, ce qui ne permet pas de réduire l'interaction entre les niveaux supérieur et inférieur dans le mur superposé.

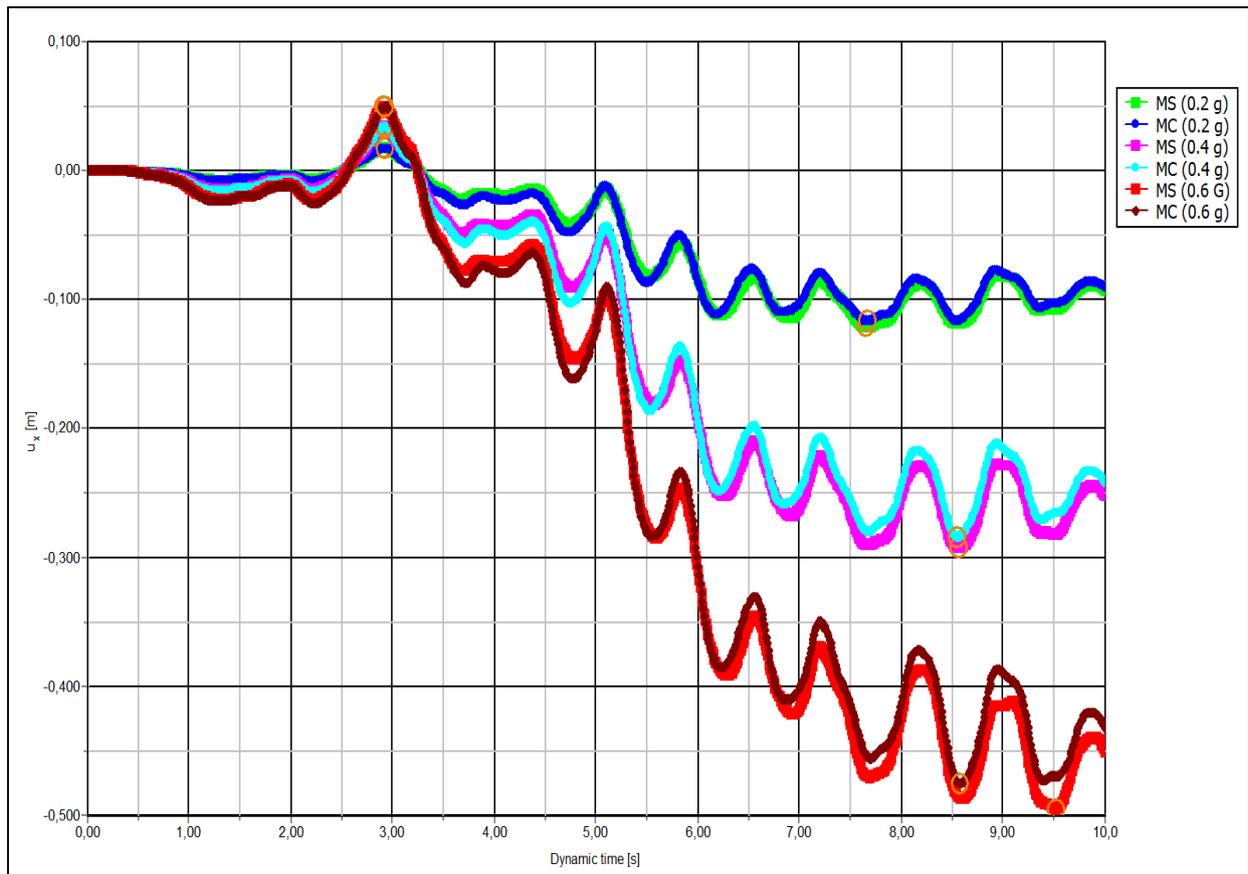


**Figure V.16.** Effets de l'accélération maximale, PGA (g) sur le déplacement horizontal résiduel maximal du mur pour les deux cas à mur simple (MS) et mur superposé (MC)

La figure V.17 présente l'évolution du déplacement horizontal au sommet du mur en fonction du temps dynamique et de l'accélération maximale pour les deux cas de mur simple (MS) et mur superposé (MC). Il est à noter que le choix du point supérieur du mur (sommet) est dû au fait qu'il est soumis au plus grand déplacement horizontal par rapport au reste des points de la face du mur pour les deux configurations, simple et superposée.

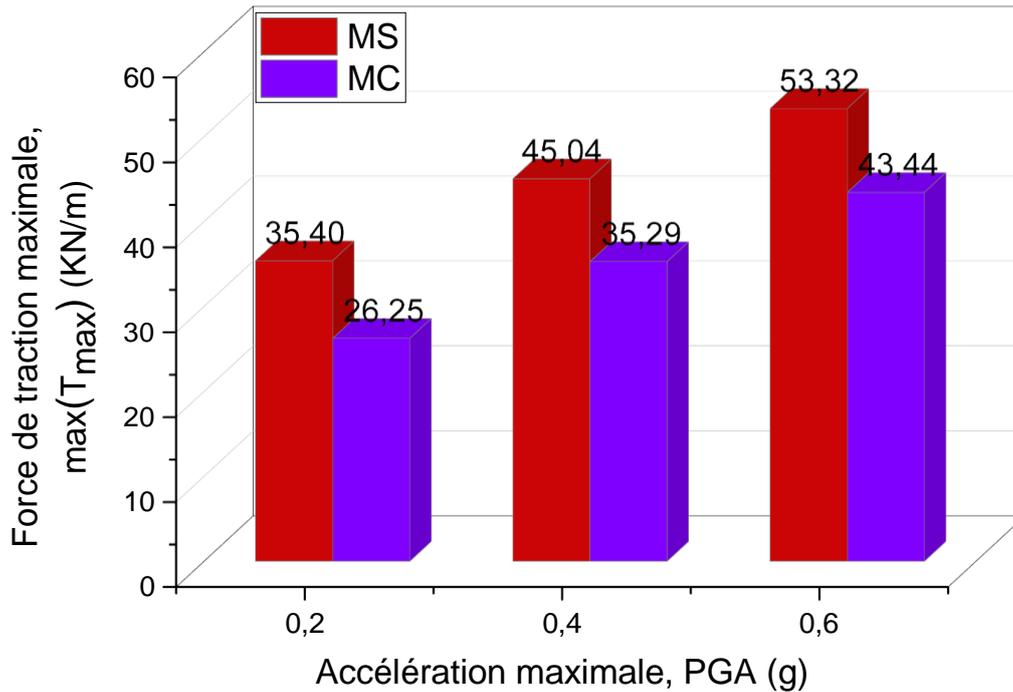
Comme on peut le voir, le déplacement latéral du mur de soutènement augmente avec l'augmentation du PGA de façon similaire pour les murs simple et composé. De plus, pour toutes les valeurs du PGA, le déplacement latéral du mur superposé est légèrement inférieur à celui du mur simple. Cette différence s'explique par la faible distance de décalage ( $0,5H_2$ ) et reste constante tout au long de la durée de l'excitation dynamique.

Les résultats montrent également que le déplacement résiduel qui se produit à la fin de la vibration est inférieur au déplacement latéral maximal pendant la vibration, ce qui signifie qu'une partie de la déformation est partiellement récupérée lorsque le mouvement dynamique s'arrête dans les deux cas. Par exemple, pour une accélération maximale égale à 0,6 g, les déplacements résiduels et maximaux pendant la vibration étaient respectivement de 451,4 mm et 495 mm pour le mur simple, et de 432,9 mm et 455 mm pour le mur superposé.



**Figure V.17.** Evolution du déplacement horizontal au sommet de mur en fonction du temps dynamique et de l'accélération maximale pour les deux cas à mur simple (MS) et mur superposé (MC)

L'effet de l'accélération maximale (PGA) sur les forces de traction maximales dans les renforts pour les deux cas de mur simple et superposé est présenté dans la figure V.18. Ces résultats montrent que les forces de traction maximales dans les renforts augmentent également avec la PGA, avec des valeurs plus élevées observées dans le mur simple par rapport au mur superposé, de manière plus marquée que pour le déplacement horizontal résiduel. Cela indique que la réduction de l'interaction entre les niveaux supérieur et inférieur en ce qui concerne la déformation et les forces de traction dans les renforts n'est pas du même ordre pour une même distance de décalage, confirmant ainsi les résultats présentés dans la partie 4.5.1.1. Ces observations soulignent l'avantage de la configuration superposée, même lorsque la distance de décalage est faible.



*Figure V.18. Effets de l'accélération maximale, PGA (g) sur les forces de traction maximales dans les renforts pour les deux cas à mur simple (MS) et mur superposé (MC)*

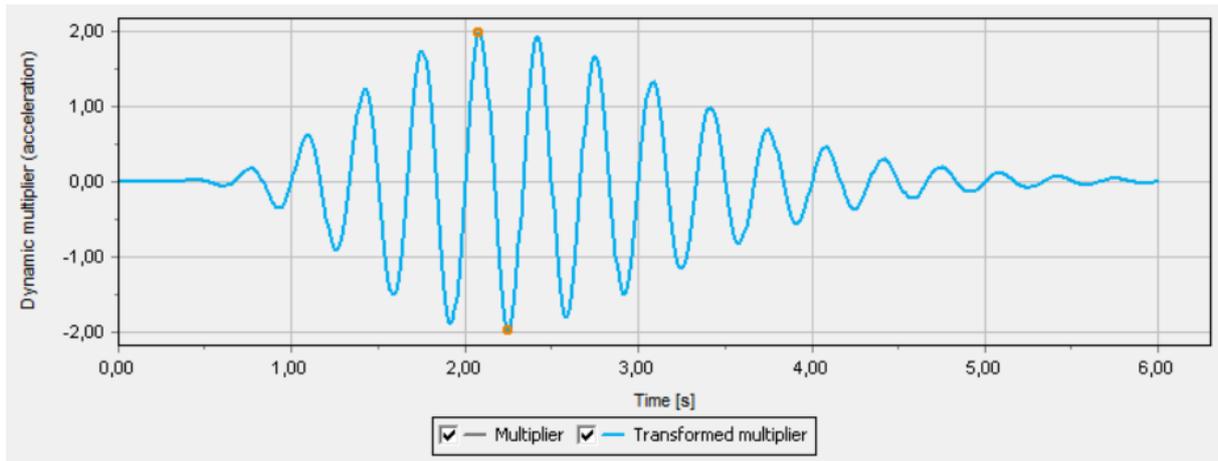
#### V.4.5. Effet de la fréquence de chargement dynamique

Pour étudier l'effet de la fréquence de chargement dynamique sur le comportement des murs en sol renforcé et déterminer les fréquences de résonance approximatives à différentes distances de décalage, un chargement harmonique horizontal à amplitude variable a été utilisé. Ce chargement a été proposé par Bathurst & Hatami (1998) et suit l'équation suivante :

$$U(\ddot{t}) = \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t} \cdot t^\xi} \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t)$$

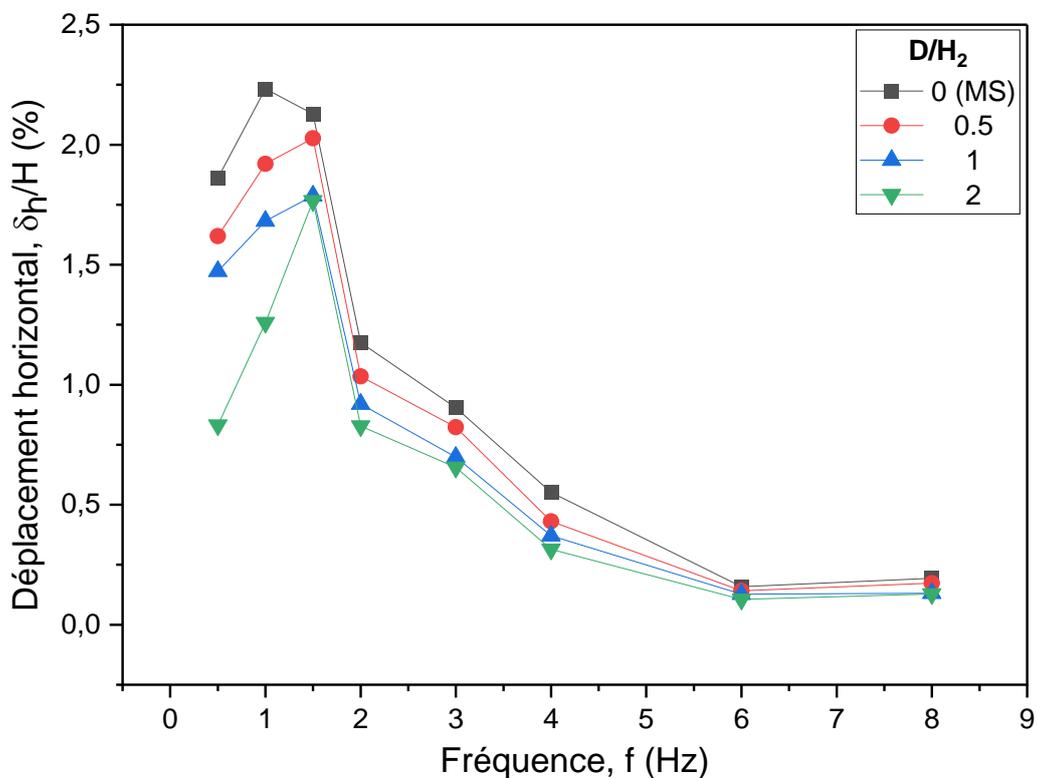
Où :  $U(\ddot{t})$  est l'accélération,  $f$  est la fréquence de chargement,  $t$  est la durée du chargement dynamique et  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\xi$  sont des valeurs constantes spécifiant la forme du chargement et le nombre de cycles. les valeurs des coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\xi$  sont respectivement 5,5, 55 et 12. L'accélération maximale d'entrée (Peak Ground Acceleration, PGA) a été fixée à 0,2 g ( $g =$  accélération gravitationnelle). L'accélérogramme a été généré avec des intervalles de temps de 0,01 seconde à l'aide d'Excel.

Parmi les configurations de murs en sol renforcé présentées précédemment, quatre murs à différentes distances de décalage ( $D/H_2 = 0$  (mur simple), 0,5, 1, 2) ont été excités par huit mouvements harmoniques d'entrée (correspondant à huit fréquences de  $f = 0,5, 1, 1,5, 2, 3, 4, 6, 8$  Hz). La figure V.19 présente l'accélérogramme créé pour la fréquence  $f = 3$  Hz.



**Figure V.19.** Accélérogramme harmoniques à amplitude variable utilisés pour le chargement dynamique ( $f = 3 \text{ Hz}$ )

La figure V.20 montre le déplacement latéral résiduel en fonction de la fréquence de chargement dynamique et de la distance de décalage  $D$ . On peut observer qu'avec une augmentation de la distance de décalage  $D$ , le déplacement latéral résiduel diminue pour toutes les fréquences de chargement dynamique étudiées. Les résultats de la figure V.20 montrent clairement qu'une résonance se produit dans une certaine gamme de fréquences, entre 1 et 2 Hz dans cette étude, et qu'avec une augmentation du décalage de niveau, la fréquence de résonance augmente dans une certaine mesure.



**Figure V.20.** Variation du déplacement horizontal résiduel en fonction de la fréquence de chargement dynamique et de la distance de décalage  $D$

Il est à noter que la valeur de la fréquence fondamentale à laquelle se produit la résonance pour les murs obtenue dans la présente étude est proche de celle obtenue analytiquement en utilisant la relation proposée par Bathurst et Hatami, 1998, qui est la suivante :

$$f_1 = \frac{V_s}{4H} \sqrt{1 + \left(\frac{2}{1-\nu}\right) \left(\frac{H}{B}\right)^2}$$

où  $V_s$  est la vitesse de l'onde de cisaillement,  $H$  désigne la hauteur du mur,  $B$  est la largeur du mur, et  $\nu$  est le coefficient de Poisson du milieu du sol.

Pour le présent modèle, la hauteur du mur  $H$  est de 8 m, la largeur  $B$  est de 50 m, la vitesse de l'onde de cisaillement du sol de remblai est de 63,02 m/s, et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) est de 0,3. En utilisant cette méthode, on obtient une fréquence fondamentale  $f_1$  de 1,67 Hz.

## V.5. CONCLUSIONS

L'objectif principal de ce chapitre était d'étudier le comportement général des murs en sol renforcé, que ce soit dans une configuration simple (à un seul niveau) ou une configuration superposée (à plusieurs niveaux), sous charges statiques et dynamiques, à l'aide d'une analyse par éléments finis. Les analyses numériques ont été réalisées avec le programme informatique PLAXIS 2D, qui utilise la méthode des éléments finis, en se basant sur les modèles numériques précédemment utilisés dans l'étude statique du chapitre IV.

Pour ce faire, une étude paramétrique a été menée pour examiner l'impact de plusieurs paramètres, notamment la distance de décalage entre les niveaux ( $D$ ), le nombre de niveaux ( $N$ ), la longueur des renforts ( $L$ ), l'amplitude de l'accélération du chargement sismique et la fréquence du chargement dynamique.

À la lumière des résultats de ce chapitre, les principales conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Dans les deux conditions, statiques et sismiques, l'utilisation d'une configuration à plusieurs niveaux au lieu d'une configuration simple (un seul niveau), avec les mêmes données, dans la construction des murs en sol renforcé, peut réduire le déplacement latéral et les forces de traction dans les renforts. Cette réduction dépend de l'augmentation de la distance de décalage.
- La distance de décalage critique prévue dans le cas sismique est plus élevée que dans le cas statique et presque égale à celle proposée par le guide FHWA en conditions statiques, mais supérieure à celle enregistrée dans la présente étude en conditions statiques (chapitre IV), où elle était de  $1,2H_2$ .
- Comme cela a été constaté dans l'étude statique, l'augmentation du nombre de niveaux pour les murs en sol renforcé superposé permet de réduire considérablement les efforts de traction dans les renforts et les déplacements latéraux du mur sous l'effet d'un chargement sismique.
- La longueur des renforts requise pour réduire considérablement les déformations horizontales dans les conditions dynamiques est plus grande que celle nécessaire pour les conditions statiques pour les deux configurations, simple ou superposée. Par

conséquent, elle est plus grande que celle proposée par le guide FHWA pour les murs à plusieurs niveaux.

- Pour les deux configurations de murs de soutènement en sol renforcé, le déplacement résiduel latéral augmente avec l'augmentation de l'accélération maximale du chargement sismique, et le déplacement résiduel au sommet du mur est le plus important dans les deux cas.
- La fréquence du chargement dynamique peut affecter de manière significative la réponse sismique du mur en sol renforcé pour les deux configurations, et les déplacements horizontaux augmentent à mesure que la fréquence du chargement dynamique se rapproche de la fréquence fondamentale ( $f_1$ ) du mur. Pour la présente étude, cette fréquence fondamentale moyenne a été estimée numériquement et analytiquement, et les deux méthodes donnent une valeur au voisinage de  $f_1 = 1,67$  Hz.
- Concernant l'effet de la distance de décalage sur la fréquence fondamentale des murs de soutènement, les résultats ont montré une légère augmentation de la fréquence fondamentale avec l'augmentation de la distance de décalage.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Les murs en sol renforcé, qu'ils soient renforcés par des géosynthétiques ou des matériaux métalliques, sont largement utilisés en génie civil. Dans certains cas, ils sont conçus avec une configuration à plusieurs niveaux pour des raisons de stabilité, de contraintes de construction, de drainage ou d'esthétique, ce qui complique leur conception en raison de l'interaction entre les niveaux.

Cependant, les méthodes de conception actuelles, telles que celles des manuels AASHTO (2007), FHWA (2009), et NCMA (2010), se concentrent surtout sur les murs à deux niveaux, et des divergences ont été notées entre les recommandations et les résultats observés. D'où la nécessité d'études plus approfondies pour mieux comprendre le comportement de ces murs.

Dans cette thèse, le comportement des murs en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés, a été étudié sous des conditions de chargement statique et dynamique. L'objectif principal était de comprendre comment différentes configurations et paramètres influencent la performance structurelle de ces murs. Une approche d'analyse numérique a été employée en utilisant la méthode des éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D, en se concentrant sur des facteurs clés tels que la géométrie des murs, la longueur des renforcements, l'espacement vertical, les propriétés du remblai et l'impact des charges sismiques.

La première partie de cette thèse a mis en lumière les aspects fondamentaux du comportement des murs en sol renforcé, qu'ils soient simples ou superposés, sous sollicitations statiques et dynamiques. Les recherches bibliographiques ont fourni des connaissances essentielles sur les principes de conception, les mécanismes de renforcement, et les facteurs influençant la performance de ces structures, constituant ainsi une base solide pour cette étude et les travaux futurs en géotechnique.

Cette étude démontre clairement que les murs en sol renforcé, notamment dans des configurations superposées, offrent des avantages significatifs en termes de coût, de sécurité et d'esthétique par rapport aux solutions traditionnelles. Leur conception, particulièrement complexe pour les murs superposés, requiert une compréhension approfondie de l'interaction entre leurs différents composants. Bien que ces structures présentent de bonnes performances, les instructions des guides actuels pour les murs superposés ne sont pas suffisantes, particulièrement sous les chargements dynamiques, et des divergences subsistent entre les recommandations normatives et les résultats des études antérieures.

Dans la deuxième partie, des simulations numériques ont été réalisées pour analyser le comportement des murs en sol renforcé, simples et superposés, sous différentes conditions de chargement. En utilisant le logiciel PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis, ce programme, avec son interface conviviale et ses fonctionnalités avancées, permet de simuler et de dimensionner des structures complexes telles que les murs en sol renforcé superposés, comme décrit en détail au chapitre trois.

Les simulations numériques menées dans cette thèse ont examiné l'influence de divers paramètres et ont été divisées en deux volets : statique et dynamique. Dans le volet statique,

présenté au chapitre quatre, une étude paramétrique a été menée pour examiner l'effet de plusieurs facteurs sur le comportement des murs en sol renforcé, simples et superposés, sous différentes conditions, y compris :

- Géométrie du mur : L'analyse a exploré l'effet de la distance de décalage entre les niveaux et du nombre de niveaux, avec pour objectif d'évaluer les avantages de l'utilisation d'une configuration à plusieurs niveaux et de déterminer la valeur critique de la distance de décalage.
- Propriétés du remblai : Les paramètres tels que la cohésion et l'angle de frottement ont été étudiés afin de comprendre leur impact sur la valeur critique de la distance de décalage.
- Propriétés du renforcement : Cette partie de l'étude a examiné la longueur des renforts, l'espacement vertical (pour les configurations uniformes et non uniformes), ainsi que l'ajout de nappes de renfort secondaire. L'objectif était de déterminer la disposition optimale des renforts dans les murs en sol renforcé superposés, permettant des économies sur la quantité de renforts tout en assurant une performance adéquate de ces structures.

L'étude dynamique, présentée dans le chapitre cinq, s'est concentrée sur l'évaluation des performances des murs en sol renforcé sous des chargements dynamiques, en les comparant à leurs performances statiques pour les deux types de murs, simples et superposés, en utilisant une excitation sismique réelle. Cependant, pour l'étude de l'effet de fréquence, une vibration harmonique a été employée.

Une étude paramétrique dynamique a été réalisée pour analyser l'impact de plusieurs paramètres, notamment : la distance de décalage entre les niveaux ( $D$ ), afin de déterminer la valeur critique de cette distance en conditions dynamiques ; le nombre de niveaux pour évaluer l'effet de la géométrie du mur sur ses performances ; la longueur des renforts pour identifier la longueur optimale sous chargement dynamique ; ainsi que l'amplitude de l'accélération sismique et la fréquence du chargement dynamique, dans le but d'étudier l'influence des caractéristiques d'un chargement dynamique et de déterminer la fréquence fondamentale des murs en sol renforcé pour différentes valeurs de distance de décalage.

À partir de l'observation et de l'analyse des résultats des simulations numériques menées dans les deux volets, statique et dynamique, plusieurs conclusions et recommandations ont été tirées et sont énumérées dans les points suivants :

- L'étude a confirmé que les murs en sol renforcé superposés présentent des déplacements latéraux et des forces de traction dans les renforts inférieurs par rapport aux murs simples, en fonction de la valeur de la distance de décalage, et ce, dans les deux conditions, statiques et sismiques. Cela souligne les avantages des configurations superposées pour la construction de murs en sol renforcé.
- Dans les deux conditions, statiques et sismiques, l'augmentation de la distance de décalage entre les niveaux dans les murs superposés réduit à la fois les déplacements latéraux et les forces de traction dans les renforts. La distance de décalage critique déterminée dans les conditions statiques ( $1,2H_2$  dans cette étude) est nettement inférieure à celle indiquée par les directives actuelles de la FHWA (environ 30 %

inférieure), ce qui est cohérent avec les résultats de recherches antérieures. En revanche, la valeur critique obtenue dans cette étude en conditions sismiques (environ  $1,7H_2$ ) est plus élevée que celle en conditions statiques et est presque égale à celle proposée par le guide FHWA pour les conditions statiques.

- L'augmentation du nombre de niveaux pour les murs en sol renforcé superposés permet de réduire considérablement les efforts de traction dans les renforts et les déplacements latéraux du mur, tant dans les conditions statiques que sismiques.
- La distance de décalage critique dépend de la qualité du remblai utilisé. Elle diminue lorsque l'angle de frottement du remblai augmente, permettant de réduire l'interaction entre les niveaux en utilisant des sols à angle de frottement élevé. De plus, l'utilisation de sols avec une certaine cohésion réduit également la distance de décalage critique, diminuant ainsi les déplacements maximaux des murs et les forces dans les renforts. Cela suggère que des sols granulaires avec une certaine cohésion peuvent réduire l'interaction mutuelle entre les niveaux pour une distance de décalage spécifiée.
- L'augmentation de la densité de renforcement en réduisant l'espacement vertical entre les renforts dans une zone spécifique du mur (espacement non uniforme) améliore la stabilité et réduit le déplacement horizontal du mur, de manière similaire à une augmentation uniforme de la densité de renfort sur toute la hauteur du mur. Cela peut permettre des économies en réduisant la quantité de renforts nécessaires. L'étude a noté que la meilleure zone pour réduire l'espacement est la zone médiane de rencontre des deux niveaux.
- Pour optimiser l'utilisation des renforts, l'ajout de renforts secondaires de longueur appropriée ( $L_s/H$  autour de 0,25 dans cette étude) peut significativement améliorer la stabilité globale du mur en réduisant les déformations horizontales et les forces de traction maximales.
- En conditions statiques, l'étude paramétrique, en accord avec des recherches antérieures, a montré que l'utilisation d'une longueur de renforcement uniforme de  $0,6H$  pour les deux niveaux est plus efficace que la recommandation du guide FHWA ( $0,6H$  pour le niveau inférieur et  $0,35H$  pour le niveau supérieur), en termes de réduction des déformations horizontales. En conditions dynamiques, l'étude actuelle suggère que la longueur minimale de renforcement pour la conception sismique des murs en sol renforcé superposés est comprise entre  $0,8H$  et  $1H$ , proche de la valeur recommandée par le guide FHWA pour les murs simples en cas de séisme.
- Le déplacement latéral résiduel augmente avec l'amplitude maximale de l'accélération du chargement sismique, le déplacement le plus important étant observé au sommet des murs, que ce soit pour les configurations simples ou superposées.
- La fréquence du chargement dynamique influence de manière significative la réponse sismique des murs en sol renforcé. Les déplacements horizontaux augmentent à mesure que la fréquence du chargement dynamique se rapproche de la fréquence fondamentale du mur, qui a été estimée à la fois numériquement et analytiquement, les deux méthodes donnant une valeur avoisinant  $1,67$  Hz. Les résultats ont également montré une légère augmentation de la fréquence fondamentale avec l'augmentation de la distance de décalage.

Bien que cette thèse ait permis d'approfondir la compréhension du comportement des murs en sol renforcé pour différentes configurations (simples et superposées) sous conditions statiques et dynamiques, offrant ainsi de nouvelles perspectives qui peuvent orienter les pratiques de conception et de construction, plusieurs pistes de recherches futures peuvent être envisagées pour compléter cette étude. En plus de la nécessité de réaliser une étude expérimentale pour valider les résultats numériques, l'étude n'a pas pris en compte les effets d'autres facteurs, tels que le type de sol de fondation et le type de renforcement, qui peuvent influencer de manière significative la stabilité et les performances des murs en sol renforcé. De plus, certains autres paramètres géométriques, tels que l'effet de la hauteur des murs et l'inclinaison de leurs parements, n'ont pas été abordés. Par conséquent, des recherches plus approfondies sont nécessaires pour examiner pleinement ces paramètres dans les futurs travaux, dans le but d'enrichir encore davantage la compréhension du comportement de ces structures.

**RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).** (2007). LRFD Bridge Design Specifications. 4th Edition, Washington, D.C., USA.
- Bathurst, R.J., and Cai, Z.** (1995). Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls, *Geosynthetics International*, 2(5): 787-830.
- Bathurst, R. J., Hatami, K.** (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International*, 5(1-2), 127-166.
- Berg, R. R., Christopher, B. R., Samtani, N. C.** (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Vol. I and II. Rep. No. FHWA-NHI-10-024, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Bowles, J. E.** (1996). *Foundation Analysis and Design*, The McGrawHill Companies, Singapore.
- Brinkgreve, R. B., Vermeer, P. A.** (Eds.). (1999). *Plaxis: finite element code for soil and rock analyses: version 7:[user's guide]*. Balkema.
- Brinkgreve, R. B. J., Vermeer, P. A.** (2003). *Plaxis v8, manuel de référence*. DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas.
- Coulomb C.A.** (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de l'Académie Royale des Sciences présentés par des savants*, vol. 7, pp 343-382
- Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., Lloret, A.** (2015). Numerical analysis of an instrumented steel-reinforced soil wall. *International Journal of Geomechanics*, 15(1), 04014037.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y.** (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 96(5), 1629-1653.
- Elias, V., Christopher, B.R. and Berg, R.R.** (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, FHWA-NHI-00- 043, 418 p.
- Enunlu, A. K.** (2007). *Investigation of Dynamic Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Structures Under Earthquake Loads*, Ph.D. Thesis, Bogazici University.
- Gao, S., Xiao, C., Han, J., Wang, Z.** (2022). Lateral displacements of geosynthetic-reinforced soil walls in a tiered configuration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 148(9), 04022066.
- Fakharian, K., and Atta, I. H.** (2007). Static and seismic numerical modeling of geosynthetic reinforced soil segmental bridge abutments. *Geosynthetics International*, 14, No. 4, p228–243.

- Frankenberger, P., Krznic, G., Lichty, N., Gale, S.** (2020). Construction of 43 M High Geosynthetic Strip MSE Wall, Geosynthetics 2020 – Case Histories, 8-10 March 2020, Charleston, SC.
- Hatami, K., Bathurst, R. J.** (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1066-1085.
- Hatami, K., Bathurst, R. J.** (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 132(6), 673-684.
- Hudson, M., Idriss, I. M., Beirkae, M.** (1994). QUAD4M User's Manual. A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base.
- Hung, W. Y.** (2008). Breaking failure behavior and internal stability analysis of geosynthetic reinforced earth walls. PhD dissertation. National Central University, Jhongli, Taiwan, 200 pp.
- Jia, J., Jia.** (2018). Soil dynamics and foundation modeling. New York: Springer.
- Jones, C. J. F. P.** (1996). Earth Reinforcement and Soil Structures, Thomas Telford Publishing, London.
- Karpurapu, R., Bathurst, R. J.** (1995). Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method. *Computers and geotechnics*, 17(3), 279-299.
- Kavazanjian, E., Wang, J. N. J., Martin, G. R., Shamsabadi, A., Lam, I., Dickenson, S. E., & Hung, C. J.** (2011). LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations, National Highway Institute.
- Kondner, R. L.** (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), 115-143.
- Krishna Chaitanya, C., Karpurapu, R.** (2023). Behavior of two-tiered MSE walls under static and seismic loading. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 9(3), 32.
- Kwok, A. O., Stewart, J. P., Hashash, Y. M., Matasovic, N., Pyke, R., Wang, Z., Yang, Z.** (2007). Use of exact solutions of wave propagation problems to guide implementation of nonlinear seismic ground response analysis procedures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(11), 1385-1398.
- Lai, S.P., Liu, C.N. and Kuo, S.H.** (2001). Practice of MSE walls construction using geosynthetics reinforcement. *Sino-Geotechnics*, No. 85, pp. 25-34. (In Chinese)
- LCPC, E.** (2003). Guide technique-Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques. LCPC.

- Leshchinsky, D., Han, J.** (2004). Geosynthetic reinforced multitiered walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1225-1235.
- Lee, S.H.** (1997). Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls during the Hanshin-Awaji earthquake of Japan. *Modern Construction*, No. 210, pp. 24-49. (In Chinese)
- Ling, H. I., Leshchinsky, D., Chou, N. N.** (2001). Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(4), 297-313.
- Ling, H. I., Yang, S., Leshchinsky, D., Liu, H., Burke, C.** (2010). Finite-element simulations of full-scale modular-block reinforced soil retaining walls under earthquake loading. *Journal of engineering mechanics*, 136(5), 653-661.
- Liu, H., Yang, G., & Ling, H. I.** (2014). Seismic response of multi-tiered reinforced soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61, 1-12.
- LUCAS, E., SERY, P., TIGOULET, A., BRANCAZ, D.** (2008). LES OUVRAGES RECENTS DE GRANDE HAUTEUR EN SOL RENFORCE. Actes des journées scientifiques du LCPC, 239-246.
- Maxwell, J. C.** (1864). II. A dynamical theory of the electromagnetic field. *Proceedings of the Royal Society of London*, (13), 531-536.
- Mohamed, S. B., Yang, K. H., Hung, W. Y.** (2013). Limit equilibrium analyses of geosynthetic-reinforced two-tiered walls: Calibration from centrifuge tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 41, 1-16.
- Mohamed, S. B., Yang, K. H., Hung, W. Y.** (2014). Finite element analyses of two-tier geosynthetic-reinforced soil walls: Comparison involving centrifuge tests and limit equilibrium results. *Computers and Geotechnics*, 61, 67-84.
- Mononobe, N. Matsuo, M.** (1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. *Proceedings, World Engineering Congress* 179-187
- NCMA (National Concrete Masonry Association).** (1998). Segmental retaining walls - seismic design manual. (Supplement to Design Manual for Segmental Retaining Walls Authored by R.J. Bathurst), Herndon, VA, USA, 118 pp.
- NCMA (National Concrete Masonry Association).** (2010). Design manual for segmental retaining walls. 3rd ed. Herndon, Virginia, USA: National Concrete Masonry Association. p. 282.
- Norme NF P 94-220-0.** (1998). Renforcement des sols Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : justification du dimensionnement. Éditions AFNOR.
- Norme NF EN 14475.** (2007). Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Remblais renforcés. Éditions AFNOR.

**Norme Pr NF P 94-270.** (2007). Ouvrages en remblai renforcé et massifs en sol cloué. Éditions AFNOR.

**Okabe, S.** (1926). General theory of earth pressure. Journal of the Japanese Society of civil Engineers. tokz, Japan, 12(1).

**Plaxis 2D.** (2024a). Plaxis 2D Reference Manual (Version 2024); Bentley Systems International Limited: Dublin, Ireland.

**Plaxis 2D.** (2024b). Plaxis 2D Materials Model Manual (Version 2024); Bentley Systems International Limited: Dublin, Ireland.

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

**Reiffsteck P.** (2007). Cours de Terre Armée. ENS-Cachan, année 2007-2008.

**Rowe, R. K., Ho, S.** (1997). Continuous panel reinforced soil walls on rigid foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, 123(10), 912-920.

**Safaei, A. M.** (2022). Performance of the multi-tiered GMSE walls under seismic conditions: Comparison of physical and numerical simulations. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 159, 107316.

**Schlosser, F.** (1995). Murs de soutènement. Techniques de l'ingénieur, C-244.

**Seed, H.B., Whitman, R.V.** (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. Spec.Conf. Lateral Stresses in the ground and design of retaining structures. Reston, Virginia: ASCE, 103, r147.

**SETRA.** (1979). Les ouvrages en Terre Armée : recommandations et règles de l'art - Guides techniques. France.

**Steedman, R. S., Zeng, X.** (1990). The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. Geotechnique, 40(1), 103-112.

**Stuedlein, A. W., Allen, T. M., Holtz, R. D., Christopher, B. R.** (2012). Assessment of reinforcement strains in very tall mechanically stabilized earth walls. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138(3), 345-356.

**Vidal, H.** (1966). La Terre Armée. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. N° 223-224: 890-938.

**Tatsuoka, F., Leshchinsky, D.** (Eds.). (1994). Recent case histories of permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls: proceedings of the Seiken Symposium No. 11 Tokyo, Japan, 6-7 November 1992 (pp. x+-349).

**Wu, J. T., & Ooi, P. S.** (2015). Synthesis of geosynthetic reinforced soil design topics (No. FHWA-HRT-14-094).

Yazdandoust, M., Jamnani, A. R., Sabermahani, M. (2024). Dynamic evaluation of tiered geogrid mechanically stabilized earth (MSE) walls using shake table test. Acta Geotechnica, 19(6), 4139-4165.

- Yildirim, I. Z., Turkel, B., Guler, E. (2024).** Seismic Response of MSE Walls with Various Reinforcement Configurations: Effect of Input Ground Motion Frequency. *Buildings*, 14(2), 508.
- Yoo, C. (2018).** Serviceability state deformation behaviour of two-tiered geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 25(1), 12-25.
- Yoo, C., Jung, H. S. (2004).** Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(5), 359-376.
- Yoo, C., Song, A. R. (2006).** Effect of foundation yielding on performance of two-tier geosynthetic-reinforced segmental retaining walls: a numerical investigation. *Geosynthetics International*, 13(5), 181-194.
- Yoo, C., Jang, Y. S., Park, I. J. (2011).** Internal stability of geosynthetic-reinforced soil walls in tiered configuration. *Geosynthetics International*, 18(2), 74-83.
- Zarrabi-Kashani K. (1979).** Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface. S.M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Zornberg, J. G., Mitchell, J. K. (1994).** Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interactions and functions. *Geosynthetics International*, 1(2), 103-147.