

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 de Génie Civil et d'Hydraulique

Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية و الري

المرجع :.....

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de

Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Modélisation Numérique des Géomatériaux

Titre de la thèse :

**Contribution à l'étude numérique des ouvrages de
soutènement renforcés par géogrille**

Par

Ouassim RAHMOUNI

Soutenue publiquement le 08/05/2017 devant le jury composé de :

GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Président	Université de Biskra
MABOUKI Abdelhak	Maitre de Conférences A	Rapporteur	Université de Biskra
MESSAMEH Abdelhamid	Maitre de Conférences A	Examineur	Université de Biskra
MESSAST Salah	Professeur	Examineur	Université de Skikda
BAHEDDI Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna

A mes parents

A mes frères et mes soeurs

A mes amis

Remerciement

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à M. Abdelhak MABROUKI, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, qui a dirigé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail. Je le remercie ici très vivement pour son encadrement et son aide tout au long de ce travail. Je remercie en particulier M. Mekki MELLAS, Professeur à l'université de Biskra, pour m'avoir intégré au sein de l'équipe Géomécanique et Ouvrages du Laboratoire de Recherche en Génie Civil.

Je présente aussi mes remerciements à M. Abdelhamid GUETTALA, Professeur à l'Université de Biskra, Directeur du Laboratoire de Génie Civil, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. Salah MESSAST, Professeur à l'Université de Skikda, à M. Mohamed BAHEDDI, Professeur à l'Université de Batna, et à M. Abdelhamid MESSAMEH, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, qui ont eu l'amabilité d'examiner attentivement mon manuscrit et de m'apporter leurs commentaires et leurs corrections.

Je tiens également à remercier M. Mohamed LABED, Maître Assistant à l'université de Djelfa, pour ses remarques constructives en calcul numérique.

Je tiens à remercier très sincèrement M. Djamel Benmeddour, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, pour ses conseils très précieux et les orientations qu'il m'a indiquées pour faire avancer mon travail.

Finalement je remercie M. Ennio Marques PALMEIRA, Professeur à l'université de Brasilia, Brésil pour ses remarques, conseils et orientations qui m'ont permis d'apporter des améliorations sur mon travail.

Résumé

Les techniques géosynthétiques pour la construction d'ouvrages de soutènement, constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante. Les méthodes de dimensionnement actuelles des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'approche de l'équilibre limite ; de nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques ont montré que ces méthodes sont conservatrices.

Cette thèse est consacrée d'une part, à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, d'autre part, l'analyse des paramètres qui conduisent à une étude conservatrice. L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement, renforcés par géogridde et d'analyser numériquement les surfaces critiques de rupture, les forces de traction dans les géogriddes et les déplacements latéraux du parement. De nombreux paramètres géométriques et mécaniques ont été considérés et implémentés dans les codes de calcul numérique FLAC et FLAC3D pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques.

Mots clés : Ouvrage de soutènement, sol renforcés, géosynthétiques, modélisation numérique, interface, rupture.

Abstract

Geosynthetic techniques for the construction of retaining structures are at present an interesting economic solution. The current design methods of reinforced soil retaining walls are based on the limit equilibrium approach; several theoretical, experimental and numerical studies have shown the conservatism of these design methods.

This thesis is devoted on the one hand; to the presentation of a bibliographic search concerning geosynthetics reinforced soil retaining walls design methods, on the other hand, the analysis of the parameters that lead to a conservative study. The objective of this thesis is to contribute to the study of the behaviour of geogrid-reinforced soil retaining walls and to numerically analyze the critical failure planes, tensile loads in the geogrids and the lateral facing displacements. Numerous geometric and mechanical parameters have been considered and implemented in the numerical codes FLAC and FLAC3D for a better understanding of the behaviour of geosynthetics reinforced soil retaining walls.

Keywords: Retaining walls, reinforced soil, Geosynthetics, numerical modelling, interface, failure.

ملخص

تقنيات الجيوسنتك لبناء جدران الاستناد تشكل في الوقت الحاضر حل مثير للاهتمام من الناحية الاقتصادية. طرق التصميم الحالية لمنشآت الاستناد ذي التربة المدعمة تعتمد على تقريب التوازن الحدي، عدة دراسات نظرية، تطبيقية و رقمية أثبتت أن هذه الطرق محافظة.

هذه الأطروحة مخصصة من جهة، لعرض البحوث المرجعية لطرق تصميم منشآت الاستناد ذي التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتك، من ناحية أخرى، تحليل العوامل التي تؤدي إلى دراسة محافظة. الهدف من هذه الأطروحة هو المساهمة في دراسة سلوك منشآت الاستناد ذي التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتك، والتحليل الرقمي للسطح الحرج للانهيال، قوى الشد في طبقات الجيوسنتك و الازاحات الجانبية لواجهة المنشئ. عدة عوامل هندسية و ميكانيكية أخذت بعين الاعتبار و أدخلت في البرامج الرقمية FLAC و FLAC3D من أجل فهم أفضل لسلوك المنشآت ذي التربة المدعمة بطبقات الجيوسنتك.

كلمات مفتاحية: جدران الاستناد، تربة مدعمة، جيوسنتك، النمذجة الرقمية، ما بين الواجهات، الانهيار.

Table des matières

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

PARTIE A

Chapitre 1 : Comportement des ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques

1.1	Introduction	3
1.2	Eléments d'un ouvrage de soutènement.....	4
1.2.1	Géosynthétiques	4
1.2.2	Parement.....	5
1.2.3	Remblai	6
1.2.4	Connexion renforcement-parement.....	7
1.2.5	Système de drainage.....	8
1.3	Procédé de construction	8
1.4	Interaction sol-armature	9
1.5	Mécanismes de rupture.....	10
1.5.1	Mécanisme de rupture externe	10
1.5.2	Mécanisme de rupture interne	11
1.5.3	Mécanisme de rupture au parement	11
1.6	Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.....	11
1.6.1	Stabilité externe.....	12
1.6.2	Stabilité interne	15
1.7	Paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènement renforcés	21
1.7.1	Coefficient de pression latérale	21
1.7.2	Rigidité du parement	22
1.7.3	Rigidité de cisaillement du pied de parement	23
1.7.4	Rigidité des armatures	25
1.7.5	Cohésion du remblai renforcé	26
1.7.6	Compressibilité du sol de fondation.....	26
1.7.7	Interface sol renforcé-sol retenu.....	27
1.8	Conclusion.....	27

Chapitre 2 : Facteurs influençant le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés

2.1	Introduction	29
2.2	Disposition des blocs modulaires constituant le parement	30
2.3	Surface de rupture et longueur de renforcement	31
2.4	Distance semelle-parement	36
2.5	Conclusion.....	39

PARTIE B

Chapitre 3 : Outils numériques et lois de comportement

3.1	Introduction	41
3.2	Méthodes numériques	42
3.2.1	Méthode des éléments finis	42
3.2.2	Méthode des différences finies.....	43
3.3	Outils de modélisation numérique adoptés FLAC (2005) et FLAC3D (2006).....	45
3.3.1	Analyse lagrangienne	46
3.3.2	Résolution en mode explicite	46
3.3.3	Méthodologie de modélisation par FLAC et FLAC3D.....	48
3.4	Modèles de comportement et éléments de structure	50
3.4.1	Modèles de comportement	50
3.4.1.1	Comportement élastique linéaire isotrope.....	50
3.4.1.2	Comportement élasto-plastique.....	50
3.4.2	Éléments d'interface.....	54
3.4.3	Éléments de structure	55
3.4.3.1	Élément Câble	55
3.4.3.2	Élément Géogrille	57
3.5	Conclusion.....	58

Chapitre 4 : Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé

4.1	Introduction	59
4.2	Développement et validation des modèles numériques	59
4.2.1	Caractéristiques géométrique et mécaniques de modèles adoptés.....	60
4.2.2	Développement des modèles numériques	63
4.2.3	Résultats et discussion.....	66
4.2.3.1	Ouvrage de soutènement à parement en blocs modulaires	66
4.2.3.2	Ouvrage de soutènement à parement flexible	67

4.3	Etudes paramétriques	70
4.3.1	Disposition des blocs constituant le parement.....	70
4.3.1.1	Présentation des cas étudiés	71
4.3.1.2	Résultats et discussion.....	73
4.3.2	Inclinaison du parement	76
4.3.2.1	Présentation des cas étudiés	77
4.3.2.2	Résultats et discussion.....	78
4.3.3	Interaction entre ouvrage de soutènement renforcé et fondation superficielle	86
4.3.3.1	Présentation des cas étudiés	87
4.3.3.2	Résultats et discussions	88
4.4	Conclusion.....	93
	Conclusion générale et perspectives	95
	Références bibliographiques	98

Liste des figures

Figure 1-1 Eléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires (Bathurst et Simac, 1994).....	4
Figure 1-2 Différents types de géosynthétiques.....	5
Figure 1-3 Différents types de parement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé. (a) parement flexible ; (b) parement semi-rigide ; (c) parement rigide.	7
Figure 1-4 Différents types de systèmes de connexion renforcement-parement.	7
Figure 1-5 Exemple d'une protection contre les eaux de ruissellement (LCPC, 2003).....	8
Figure 1-6 Interaction sol-renforcement dans un ouvrage de soutènement (Palmeira, 2009).	10
Figure 1-7 (a, b et c) Modes de rupture: externe; (d, e et f) Modes de rupture interne; (g, h et i) Modes de rupture du parement (Bathurst et Simac, 1994).	12
Figure 1-8 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012).	13
Figure 1-9 Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012). (a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.	16
Figure 1-10 Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012)... ..	18
Figure 1-11 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).	19
Figure 1-12 Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures (AASHTO, 2012).....	20
Figure 1-13 Rapport de couverture R_c d'après la méthode AASHTO (2012). (a) renforcement métallique ; (b) renforcement par en géosynthétique.....	21
Figure 1-14 Ouvrage de soutènement en sol renforcé (Bathurst <i>et al.</i> , 2006). (a) parement en blocs modulaires ; (b) parement flexible.....	22
Figure 1-15 Schéma d'un parement en blocs modulaires soumis à une charge latérale répartie et avec une rigidité de cisaillement de l'interface bloc-bloc et une rigidité de cisaillement du pied de parement (Bathurst <i>et al.</i> , 2007).	24
Figure 1-16 Mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Leshchinsky <i>et al.</i> , 2009).....	25
Figure 1-17 Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible (Damians <i>et al.</i> , 2014).	27
Figure 2-1 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé avec un parement constitué par des blocs inclinés (Bathurst et Simac, 1994).	30
Figure 2-2 Présentation des forces appliquées sur les blocs. (a) blocs horizontaux. (b) blocs inclinés.	31

Figure 2-3 Plan de rupture interne d'après l'AASHTO (2012).	32
Figure 2-4 Configuration du test en centrifugeuse d'un ouvrage de soutènement renforcé de deux niveaux (Mohamed <i>et al.</i> , 2014).....	33
Figure 2-5 Angles des plans de rupture interne en utilisant l'AASHTO (2012) : a) $\beta = 0^\circ$; b) $\beta = 25^\circ$	34
Figure 2-6 Longueur de renforcement dans la zone active. (a) $\beta = 0^\circ$ $\lambda = 0^\circ$ et $\lambda = \phi$; (b) $\beta = 25^\circ$ $\lambda = \phi$	35
Figure 2-7 Distribution de contrainte verticale pour les calculs de la stabilité interne et externe (AASHTO, 2012).	36
Figure 2-8 Modèle en vraie grandeur d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Bathurst et Benjamin, 1990).	37
Figure 2-9 Modèle réduit d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé réalisé par Palmeira et Gomes (1996).....	38
Figure 2-10 Vue générale des massifs de l'expérimentation (Haza, 1997).....	38
Figure 2-11 Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé en utilisant LimitState établi par Xie et Leshchinsky (2015).....	39
Figure 3-1 Modèle numérique de PLAXIS (Damians <i>et al.</i> , 2013).	45
Figure 3-2 Modèles numérique de FLAC (Damians <i>et al.</i> , 2013).	45
Figure 3-3 Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Billaux et Cundall (1993).....	47
Figure 3-4 Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC3D d'après le manuel FLAC (2005).....	49
Figure 3-5 Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.	51
Figure 3-6 Conditions de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.	52
Figure 3-7 Prédications et mesures d'après Huang <i>et al.</i> (2009). A) forces de connexion ; b) déplacements latéraux de parement.....	54
Figure 3-8 Composants du modèle constitutif de l'interface d'après FLAC (2005) et FLAC (2006). a) élément d'interface FLAC3D ; b) élément d'interface FLAC.	55
Figure 3-9 Comportement axial du l'élément Câble de FLAC (2005).....	56
Figure 3-10 Représentation mécanique de l'interface associée à l'élément Câble de FLAC (2005).	56
Figure 3-11 Comportement mécanique de l'interface du l'élément Câble de FLAC (2005)....	57
Figure 3-12 Comportement au cisaillement à l'interface de l'élément Géogrille (FLAC, 2006).	58
Figure 4-1 Géométrie de l'expérimentation et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Hatami et Bathurst, 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (c) modèle numérique de FLAC.	61
Figure 4-2 Ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement flexible. (a) test au laboratoire (Bathurst <i>et al.</i> , 2006) ; (b) modèle numérique de PLAXIS (Yang <i>et al.</i> , 2013).....	62

Figure 4-3 Modèles numériques développés. (a) FLAC3D ; (b) FLAC.	64
Figure 4-4 Modèle numérique développé d'un ouvrage de soutènement à parement flexible.	65
Figure 4-5 Comparaison de: (a) déplacements latéraux de parement ; (b) forces de connexion, obtenus par la modélisation numérique et les mesures expérimentales (Mur 6, (Huang <i>et al.</i> , 2009)).	66
Figure 4-6 Comparaison des déformations d'armatures, obtenus par la modélisation numérique et les mesures expérimentales (Mur 6, (Huang <i>et al.</i> , 2009)).	67
Figure 4-7 Profil du parement à la fin de construction.	68
Figure 4-8 Déplacement maximal du parement après chargement, enregistré à 3 m de hauteur.	68
Figure 4-9 Force maximale de traction dans la nappe 4 au cours de chargement.....	69
Figure 4-10 Déformation des armatures à la fin de construction.	70
Figure 4-11 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé. (a) blocs inclinés ; (b) blocs horizontaux.	71
Figure 4-12 Modèle numérique utilisé. (a) blocs inclinés ; (b) blocs horizontaux.	72
Figure 4-13 Contraintes normales entre les blocs	73
Figure 4-14 Contraintes de cisaillement entre les blocs.....	74
Figure 4-15 Déplacement latéral de parement. (a) en fin de construction ; (b) après un chargement vertical de 80 kPa.	74
Figure 4-16 Forces maximales de traction dans les nappes de géogrilles. (a) en fin de construction ; (b) après un chargement vertical de 80 kPa.	75
Figure 4-17 Surfaces critiques de rupture interne. (a) et (b) blocs inclinés ; (c) et (d) blocs horizontaux.....	76
Figure 4-18 Déformations des nappes de géogrilles. (a) en fin de construction. (b) après un chargement vertical de 80 kPa.	77
Figure 4-19 Géométrie du modèle de base.....	78
Figure 4-20 Effet de l'inclinaison du parement sur le plan de rupture interne.	80
Figure 4-21 Plans de rupture interne. (a) effet du l'angle de frottement de l'interface sol-parement ; (b) effet de la surface libre d sol.....	81
Figure 4-22 Contours de déformation maximale de cisaillement. (a) surface libre de sol horizontale ; (b) surface libre de sol $\beta = 25^\circ$	82
Figure 4-23 Forces maximales de traction dans les armatures. (a) effet de l'angle d'inclinaison du parement ;(b) effet du l'angle de frottement de l'interface sol-parement ; (c) effet du l'angle de la surface libre du sol.....	83
Figure 4-24 Effet de la longueur des armatures sur le déplacement latéral du parement.	84
Figure 4-25 La grille du modèle numérique de FLAC3D d'un ouvrage de soutènement à parement flexible.....	85
Figure 4-26 Facteur de sécurité pour différentes longueurs d'armatures.	86
Figure 4-27 Modèle numérique de FLAC.....	87

Figure 4-28 Variation de la capacité portante avec D/B . (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B=1,5$	89
Figure 4-29 Forces maximales de traction sous l'effet du poids propre.....	90
Figure 4-30 L'historique de la force maximale de traction dans les armatures au cours du chargement. (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B=1,5$	91
Figure 4-31 Contours de déformations maximales de cisaillement. (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B=1,5$	92

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Les fonctions des géosynthétiques (Koemer, 2005).	6
Tableau 1-2 Critères de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012).	15
Tableau 3-1 Modèles numériques existant en élément fini d'après Lajevardi (2014).	43
Tableau 3-2 Modèles numériques existant en différences finies d'après Lajevardi (2014).	44
Tableau 3-3 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billaux et Cundall (1993).	48
Tableau 4-1 Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires (Hatami et Bathurst, 2005; Bathurst <i>et al.</i> , 2006; Huang <i>et al.</i> , 2009).	63
Tableau 4-2 Propriétés des interfaces (Huang <i>et al.</i> , 2009; Chen et Bathurst, 2013).	63
Tableau 4-3 Propriétés des matériaux utilisés.	72
Tableau 4-4 Propriétés des matériaux du modèle de base.	79
Tableau 4-5 Propriétés des matériaux utilisés.	88

Introduction générale

Le renforcement des sols par géosynthétiques est une technique qui permet la construction rapide et économique des ouvrages de soutènement. Cette technique connaît un essor important depuis quelques décennies. Les géosynthétiques permettent l'amélioration des qualités des sols dans divers domaines : l'étanchéité, le drainage, le renforcement et la protection. Ces dispositifs peuvent être associés à un massif de remblai à parement vertical ou sub-vertical pour constituer un massif en sol renforcé équivalent à un mur poids susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage. Ils doivent supporter les nombreuses contraintes mécaniques et hydrauliques appliquées lors de la mise en œuvre et lorsque l'ouvrage est en service.

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé constituent l'un des apports majeurs dans le domaine de géotechnique, tels que les remblais routiers ou ferroviaires, les culées de ponts, les quais maritimes, etc. Cependant, le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés reste difficile en raison de la complexité du comportement mécanique et du problème abordé. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent travail, dont l'objectif est de développer un modèle numérique qui tient compte des interactions complexes pour ce type d'ouvrage.

Les méthodes de dimensionnement actuelles des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'approche de l'équilibre limite, telles que la méthode adoptée par l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et la méthode de FHWA (Federal Highway Administration). Ces méthodes, sont vues sous l'angle de la théorie du calcul à la rupture et fournit généralement une solution conservatrice, en raison des hypothèses adoptées. Plusieurs études théoriques, expérimentales et numériques ont confirmé le conservatisme des résultats obtenus par ces méthodes (Bathurst *et al.*, 2006; Huang *et al.*, 2010; Damians *et al.*, 2014). Actuellement, l'utilisation des codes de modélisation numérique permet de traiter les problèmes d'interaction sol-structure, en introduisant des lois de comportement très avancées qui reflètent bien le comportement du sol et de la structure. La méthode du suivi de l'évolution élastoplastique par éléments finis ou différences finies est largement utilisée, dans cette approche les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture et sur les directions des forces ne sont pas nécessaires.

Ce travail de thèse s'intéresse à l'étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, en considérant de nombreux paramètres influençant le

comportement de ces ouvrages. La recherche vise à mieux comprendre l'influence de l'interface sol-parement et l'inclinaison du remblai, sur le comportement des ouvrages de soutènement à parement en blocs modulaires en considérant un sol renforcé par géogrille. Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des approches expérimentales disponibles dans la littérature, pour la validation du modèle numérique établi.

Le présent rapport comporte quatre chapitres, répartis en deux parties.

La première partie présente une synthèse bibliographique consacrée à la présentation du comportement des ouvrages de soutènements renforcés par des géosynthétiques, ainsi que les paramètres influençant le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés, elle est, elle-même, découpée en deux chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une présentation générale de la problématique. On commence par une description de l'interaction sol-renforcement et le dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé en considérant des mécanismes de rupture externes et internes. On s'intéresse, en particulier, à la présentation de quelques paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènements renforcés.

Le deuxième chapitre présente les facteurs influençant le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques. Ainsi, on présente les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de certains paramètres géométriques et mécaniques sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'outil numérique adopté et les développements effectués dans le cadre de cette thèse, cette partie est présentée en deux chapitres.

Le troisième chapitre présente les méthodes numériques utilisées pour la modélisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Ce chapitre est consacré aussi à la description de l'outil numérique FLAC (2005) et FLAC^{3D} (2006), en différences finies explicites, utilisé dans cette thèse et qui sont bien adaptés aux problèmes d'interaction sol-structure

Finalement, le quatrième chapitre présente l'étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par géogrille. Cette contribution traite l'influence de l'interface sol-parement et l'inclinaison du remblai et du parement, sur le plan de rupture interne, les forces maximales de traction dans les nappes de géogrille, ainsi que les déplacements latéraux de parement et le facteur de sécurité.

Chapitre I

Comportement des ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques

1.1 Introduction

Le concept de combiner deux matériaux de différentes caractéristiques de résistance pour former un matériau composite d'une résistance plus importante est très répandu dans le domaine de génie civil. Dans le domaine de géotechnique, les ouvrages en terre renforcés par des géosynthétiques sont souvent mis en œuvre dans des infrastructures, de petite ou de grande taille. L'utilisation des géotextiles synthétiques dans le génie civil remonte aux années 1960, avec une utilisation limitée. Ce n'est qu'au cours des années 1970 que leur utilisation en renforcement des sols commence à se développer.

Un géosynthétique est un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène, par exemple) ou naturel. Il se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les nappes de renforcement géosynthétiques peuvent être associées à un massif de remblai pour constituer un ouvrage de soutènement susceptible de résister à la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage (Allen *et al.*, 2003; Onodera *et al.*, 2004; Yoo et Jung, 2006; Kasa *et al.*, 2012). Les méthodes de construction des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures connectées à un parement (Figure 1-1).

L'alternance des couches de remblai pulvérulent et des nappes d'armatures réparties horizontalement, conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite capable à résister à son poids propre et aux chargements déstabilisateurs générés par le sol retenu au long de la durée de service de l'ouvrage. L'utilisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé présente plusieurs avantages, par exemple, la possibilité d'atteindre des hauteurs importantes, l'utilisation des éléments préfabriqués et matériel léger pour la rapidité d'exécution, l'aspect esthétique, la résistance aux chargements statique et dynamique ; réduction des coûts de réalisation jusqu'à 50% par rapport aux ouvrages de soutènement classiques (Koerner et Soong, 2001). Pour ces avantages, les ouvrages de soutènement en sol renforcé ont remplacé les ouvrages de soutènement classiques pour la réalisation des remblais routiers ou ferroviaires, les remblais d'accès à des ouvrages

d'art, les culées de pont, ouvrages hydrauliques, et ouvrages industriels et de protection. Dans ce chapitre, on présente brièvement un aperçu sur les éléments constituant les ouvrages de soutènement en sol renforcés, on discute également, les techniques appliquées au dimensionnement de ces ouvrages.

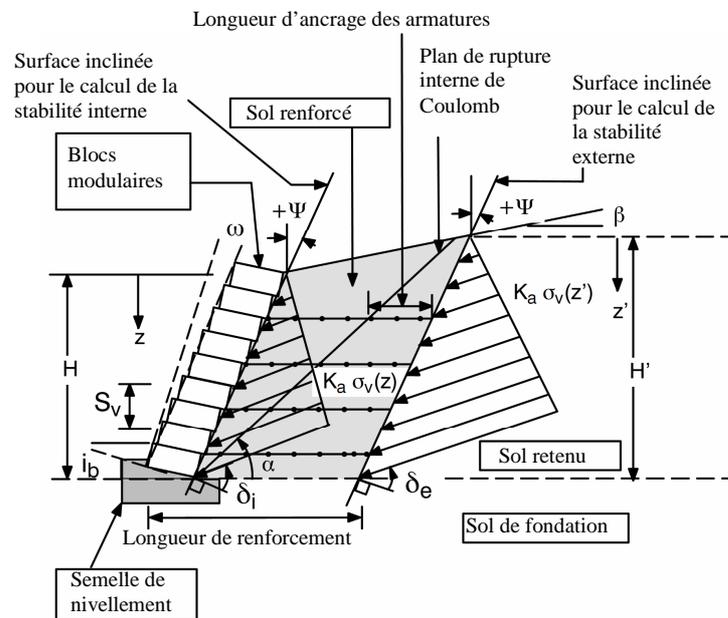


Figure 1-1 Eléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires (Bathurst et Simac, 1994).

1.2 Eléments d'un ouvrage de soutènement

Tous les des éléments d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé ont une influence directe sur sa stabilité et ses performances. Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par inclusions géosynthétiques sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : (nappes de géotextile ou nappes de géogrille).

1.2.1 Géosynthétiques

Il est à noter que depuis l'utilisation du sol renforcé dans les ouvrages de soutènement, les nappes de renforcement métallique ont été utilisées (Nappes métalliques à haute adhérence ou Treillis soudés). Cependant, les nappes de géosynthétiques sont couramment utilisées depuis leur apparition en 1970 (Koemer, 2005).

Les géosynthétiques sont principalement utilisés pour assurer aussi bien un rôle de séparation, renforcement, Filtration, Drainage, ou de confinement de liquide ou gaz. La Figure (1-2) et le Tableau (1-1) présente les principaux types de géosynthétiques et leurs fonctions.

Le renforcement des sols par des nappes géosynthétiques est largement utilisé par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. En effet, le comportement des géosynthétiques est plus complexe dû à leur extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-renforcement.

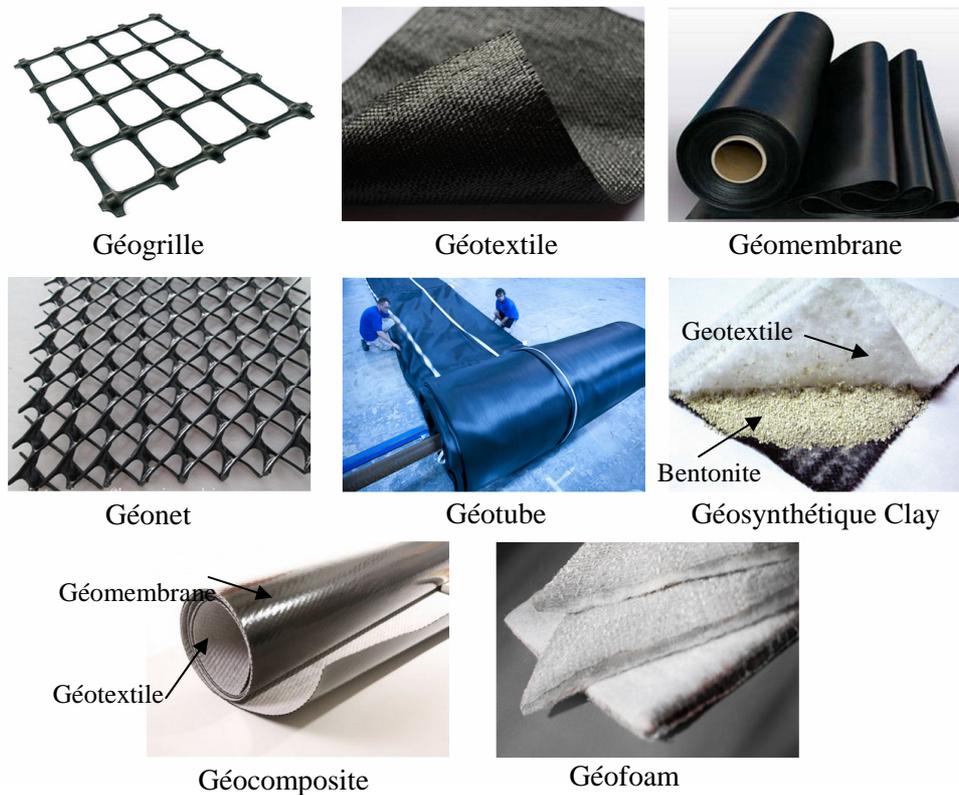


Figure 1-2 Différents types de géosynthétiques.

1.2.2 Parement

La grande variété des remblais renforcés par nappes géosynthétiques est principalement liée à la conception du parement. Selon le type de parement, le géosynthétique peut être libre ou accroché au parement, ce qui correspond à un fonctionnement mécanique différent dont il est tenu compte dans les méthodes de calcul. D'après Tatsuoka (1993) les ouvrages de soutènement en sol renforcé se différencient selon la rigidité de leur parement, ainsi on peut distinguer :

Parement flexible :

La première est un parement en géosynthétique, Pour les premières applications, la technologie consistait à empiler des nappes simplement retournées en bord de talus, avec un recouvrement de la nappe supérieure comme indiqué sur la (Figure 1-3a).

Tableau 1-1 Les fonctions des géosynthétiques (Koemer, 2005).

Types de géosynthétiques	Fonction				
	Séparation	Renforcement	Filtration	Drainage	Confinement
Géotextile	✓	✓	✓	✓	
Géogrille		✓			
Géonet				✓	
Géomembrane					✓
Géosynthétique Clay Liner					✓
Géotube				✓	
Géofam	✓				
Géocomposite	✓	✓	✓	✓	✓

Parement semi-rigide :

Ce type de parement est en panneaux ou des blocs modulaires préfabriqués, qui sont articulés entre eux (Figure 1-3b). Ce type est largement utilisé pour certaines raisons, ces éléments peuvent être coulés en plusieurs formes pour répondre aux exigences environnementales et esthétiques, par exemple la facilité de l'emplacement des blocs et la facilité de connecter les nappes de renforcement aux blocs modulaires.

Parement rigide :

Ce type de parement est couramment utilisé avec des panneaux préfabriqués en béton, comme illustré sur la Figure (1-3c).

1.2.3 Remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en remblai renforcé, ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière. Il doit satisfaire les critères spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques (pourcentage de fines, diamètre maximal conforme à la règle d'un $D_{max} < 2/3$ de l'épaisseur de la couche, etc.). Aussi, la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en oeuvre (matériaux non anguleux, etc.). Idéalement, les ouvrages de soutènement sont construits avec remblai granulaire. Le recours au traitement des sols (chaux, ciment, laitier, etc.) devra, pour sa part, faire l'objet d'une attention particulière, vis-à-vis des contraintes de durabilité des géosynthétiques.



Figure 1-3 Différents types de parement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé. (a) parement flexible ; (b) parement semi-rigide ; (c) parement rigide.

1.2.4 Connexion renforcement-parement

Les parements constitués de panneaux de même hauteur que l'ouvrage sont généralement non liaisonnés aux éléments de renforcements géosynthétiques et servant uniquement de protection. Dans le cas d'un parement cellulaire ou modulaire constitué d'un empilement d'éléments préfabriqués en béton, les nappes de renforcements sont fixées au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincées entre deux blocs, comme illustré sur la Figure 1-4 (a) et (b). Les nappes de renforcement sont aussi fixées au parement constitué d'écailles préfabriquées en béton armé, dans ce cas les nappes géosynthétiques sont liaisonnées au parement par un système de boucles et de goupilles, galvanisées et protégées également par une couche de polyéthylène (LCPC, 2003).

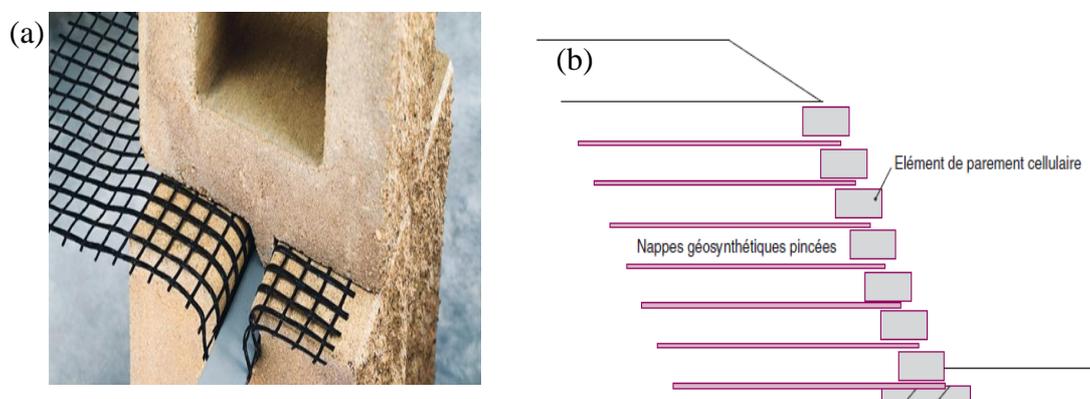


Figure 1-4 Différents types de systèmes de connexion renforcement-parement.

1.2.5 Système de drainage

D'après les recommandations de LCPC (2003), les ouvrages en remblai renforcé sont généralement conçus sans dispositif de drainage interne. Par ailleurs, lorsque l'ouvrage supporte une route, des dispositifs de collecte et d'évacuation sont nécessaires pour éviter l'infiltration des eaux de surfaces dans le remblai, comme présenté sur la Figure 1-5, une géomembrane étanche peut être interposée entre la chaussée et le remblai constitutif de l'ouvrage. Aussi, il est possible de réaliser un dispositif de drainage externe pour un rabattement local la nappe, dans le cas d'un ouvrage implanté sur versant.

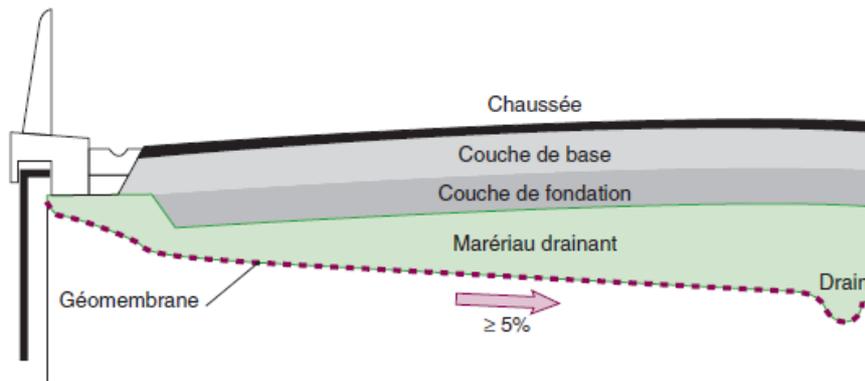


Figure 1-5 Exemple d'une protection contre les eaux de ruissellement (LCPC, 2003).

1.3 Procédé de construction

Réaliser un massif de sol renforcé consiste à renforcer un sol au fur et à mesure de la mise en œuvre de couches de remblai par des barres ou des nappes passives (nappes de géotextile, nappes de treillis soudés...). La construction d'un remblai s'effectue de bas en haut par couches successives. A partir de la réalisation préalable d'une longrine de fondation constituant l'appui de la première rangée d'éléments de parement. Elle comprend les étapes suivantes :

- Mise en place et compactage de la première couche de remblai qui a une épaisseur égale à la hauteur du bloc modulaire (le remblai est mis en place par couches successives compactées).
- Mise en place de la première nappe de renforcement attaché aux blocs modulaires par l'intermédiaire du système de connexion. Il est important de noter que les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les étapes de construction sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur requise de l'ouvrage. Le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction.

1.4 Interaction sol-armature

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé est largement gouverné par des mécanismes d'interaction entre les nappes de renforcement et le remblai. Le frottement qui se développe entre le remblai et les nappes de renforcement produit des contraintes de cisaillement à la surface des nappes de renforcement et entraîne ainsi une variation continue des efforts de traction dans ces nappes. Cette association confère au massif renforcé une cohésion anisotrope dans la direction des éléments de renforcement.

La connaissance du frottement dans les sols renforcés repose principalement sur les essais de cisaillement direct et les essais d'extraction. Dans le cas des essais de cisaillement direct, la nappe de géosynthétique est fixée à la boîte supérieure qui se glisse. Par contre dans les essais d'extraction, la boîte est fixée et la nappe de géosynthétique se glisse par une force d'extraction. Les deux essais permettent de tracer l'enveloppe de rupture. Cette courbe est obtenue en variant la contrainte normale pour chaque test de cisaillement ou extraction de la nappe de géosynthétique. Il est important de noter que, ces essais représentent complètement le comportement réel du sol renforcé, ainsi ils donnent des résultats suffisamment précis sur les lois de mobilisation de frottement.

Le mécanisme d'interaction sol-renforcement peut être très complexe, en fonction de la nature et les propriétés des éléments de renforcement et le sol (Palmeira, 2009). La Figure (1-6) montre les mécanismes de rupture possibles et la déformation des éléments de renforcement en fonction de leur disposition et les charges appliquées sur l'ouvrage.

La Figure (1-6) montre les mécanismes de rupture possibles et la déformation des éléments de renforcement en fonction de leur disposition et les charges appliquées sur l'ouvrage.

- Zone A : un glissement peut se produire de la masse du sol sur la surface de la nappe de renforcement ;
- Zone B : le sol et les nappes de renforcement peuvent se déformer latéralement. ;
- Zone C : possibilité de cisaillement des nappes de renforcement ;
- Zone D : arrachement des nappes de renforcement.

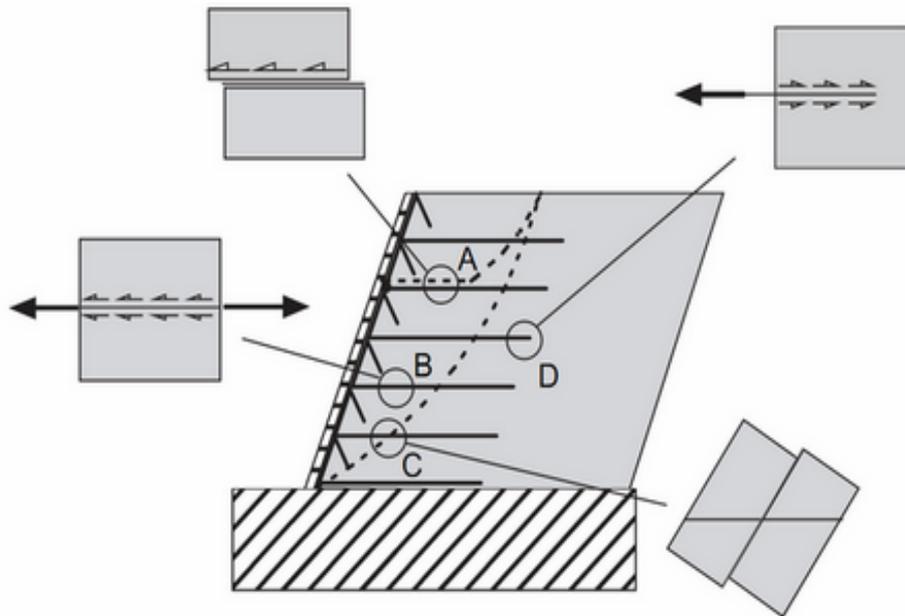


Figure 1-6 Interaction sol-renforcement dans un ouvrage de soutènement (Palmeira, 2009).

1.5 Mécanismes de rupture

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé nécessite la vérification des conditions de stabilité en considérant les différents modes de rupture. Pour cela, il est indispensable de déterminer les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, l'espacement vertical entre ces nappes et la longueur de renforcement et pour assurer l'équilibre interne et externe de l'ouvrage. Les modes de rupture possibles pour les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont présentés sur la Figure (1-7).

1.5.1 Mécanisme de rupture externe

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

- Glissement, ce mode de rupture se passe lorsque la poussée du sol retenu est supérieure à la pression due au poids propre du sol renforcé ;
- Renversement, est aussi provoqué par le sol retenu. La stabilité de l'ouvrage pour ce mode de rupture est assurée par la largeur du sol renforcé ;
- Poinçonnement, ce mode de rupture se produit lorsque la pression due au chargement appliqué sur le remblai renforcé et son poids propre, dépasse la portance du sol de fondation.

1.5.2 Mécanisme de rupture interne

Dans ce cas, il y a aussi la possibilité de trois modes de rupture :

- a. Rupture par défaut d'adhérence entre le sol et les nappes de renforcement, qui se produit lorsque la force de traction maximale dans les nappes de renforcement est supérieure à la résistance au cisaillement sol-renforcement ;
- b. Rupture par cassure des nappes de renforcement, dès que la force de traction dans les nappes de renforcement dépasse sa valeur ultime, on peut constater une rupture interne selon le plan de Rankine ou Coulomb ;
- c. Glissement interne d'une partie du sol renforcé, lorsque la contrainte de cisaillement dans le sol, dépasse la résistance au cisaillement à l'interface sol-renforcement.

1.5.3 Mécanisme de rupture au parement

On distingue trois cas :

- a. Rupture du système de connexion, les outils de connexion parement-renforcement doivent être choisis pour résister aux forces de connexion ;
- b. Rupture du parement par cisaillement, les blocs du parement doivent être choisis avec une résistance au cisaillement supérieure à la poussée du sol renforcé ;
- c. Renversement des blocs du parement, l'ouvrage doit être dimensionné avec un espacement vertical entre les nappes de renforcement qui empêche le renversement des blocs modulaires en réduisant la poussée des terres.

1.6 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé

La conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basée sur l'approche de l'équilibre limite, qui consiste à satisfaire la stabilité interne et externe dans laquelle les critères de conception nécessaires et le facteur de sécurité minimale sont respectés. L'approche de l'équilibre limite est détaillée dans de nombreuses règlement de dimensionnement : Royaume-Uni (BSI, 2010), Hong Kong (Geoguide-6, 2002), Allemagne (EBGEO (Johnson, 2012)), France (NF-P94-270, 2009), et aux Etats-Unis en utilisant le Federal Highway Administration (FHWA, 2009) ou l'Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2012). Dans cette thèse on adopte la méthode présentée par l'AASHTO (2012), cette approche est la plus utilisée dans les travaux de recherche, parce qu'elle considère de nombreux paramètres.

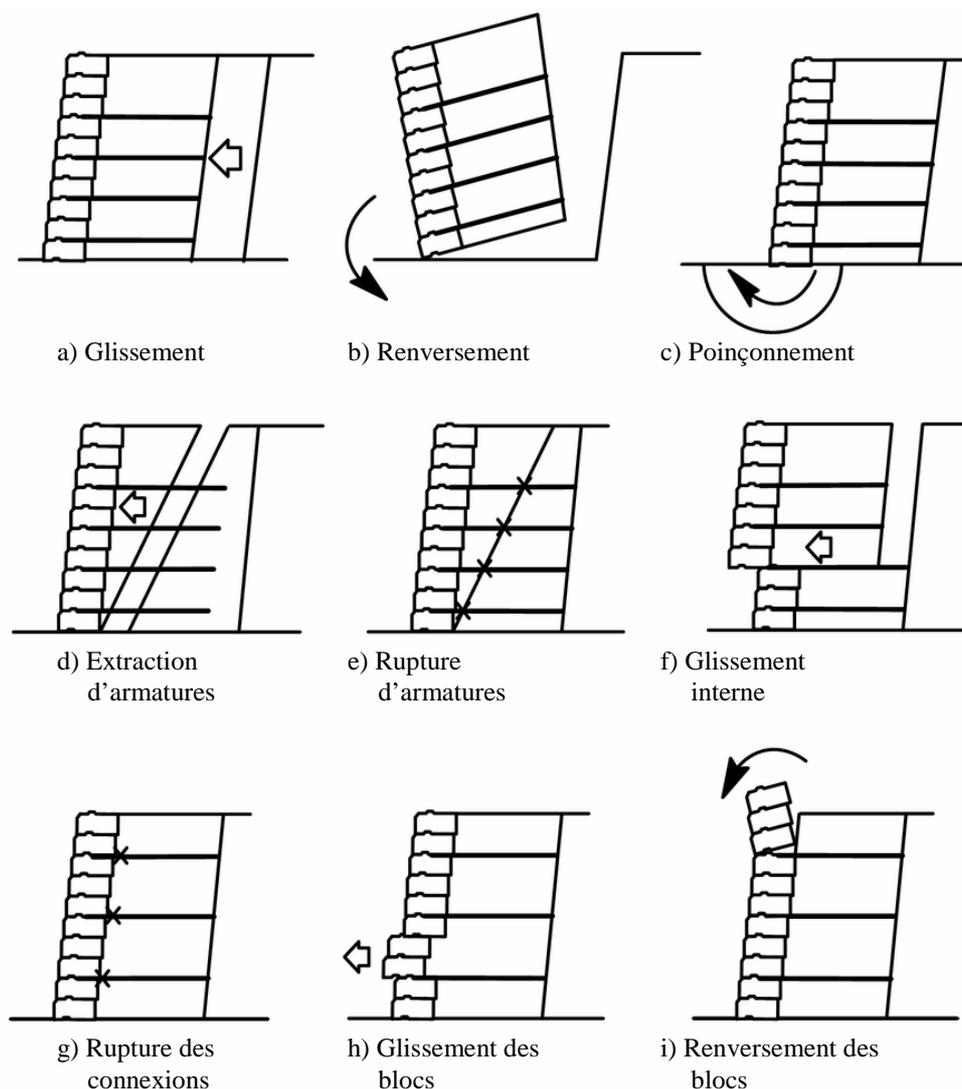


Figure 1-7 (a, b et c) Modes de rupture: externe; (d, e et f) Modes de rupture interne; (g, h et i) Modes de rupture du parement (Bathurst et Simac, 1994).

1.6.1 Stabilité externe

Pour l'analyse de la stabilité externe, la zone du sol renforcé et le parement sont supposés comme un corps rigide. ainsi, les mécanismes de rupture utilisés pour les murs de soutènement classiques sont également applicables pour la vérification et l'analyse de la stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé (Bilgin, 2009). La Figure (1-8) présente un schéma d'un mur typique en sol renforcé, ainsi que les forces résultantes agissant sur l'ouvrage pour l'analyse de la stabilité externe.

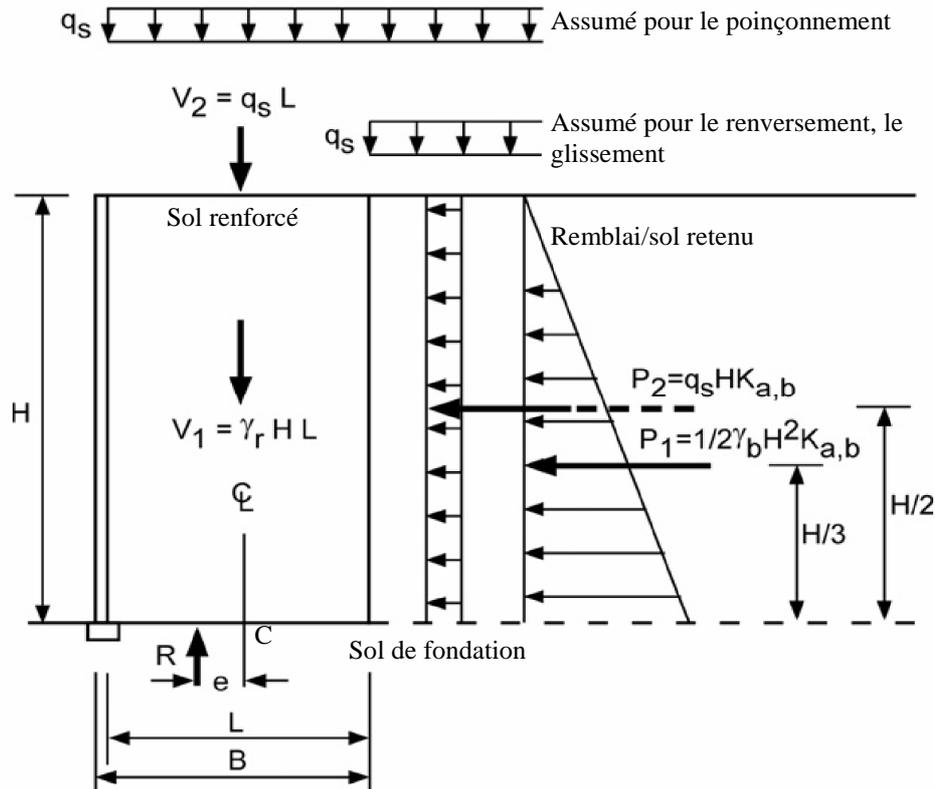


Figure 1-8 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012).

Mode de glissement :

Le facteur de sécurité pour le glissement est donné par l'équation (1-1) :

$$\begin{aligned}
 FS_s &= \frac{\sum \text{Forces horizontales résistantes}}{\sum \text{Forces horizontales motrices}} \\
 &= \frac{V_1 \tan \phi}{P_1 + P_2} \\
 &= \frac{\gamma_r H L \tan \phi}{0.5 \gamma_b H^2 K_{a,b} + q_s H K_{a,b}} \\
 FS_s &= \frac{\gamma_r L \tan \phi}{(0.5 \gamma_b H + q_s) K_{a,b}} \tag{1-1}
 \end{aligned}$$

Où V_1 est le poids propre du sol renforcé ; P_1 et P_2 sont les forces latérales derrière le sol renforcé ; γ_r est le poids volumique du sol renforcé ; H est la hauteur de l'ouvrage ; L est la longueur des armatures ; ϕ est l'angle de frottement du sol renforcé ou le sol de fondation ; γ_b est le poids volumique du sol retenu ; $K_{a,b}$ est le coefficient de poussée du sol retenu ; q_s est la surcharge.

Mode de renversement :

Le facteur de sécurité pour le renversement est donné par l'équation (1-2) :

$$\begin{aligned}
 FS_o &= \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}} \\
 &= \frac{V_1(L/2)}{P_1(H/3) + P_2(H/2)} \\
 &= \frac{\gamma_r HL(L/2)}{0.5\gamma_b H^2 K_{a,b}(H/3) + q_s HK_{a,b}(H/2)} \\
 FS_o &= \frac{\gamma_r L^2}{HK_{a,b}(1/3\gamma_b H + q_s)} \tag{1-2}
 \end{aligned}$$

Mode de poinçonnement :

Le facteur de sécurité pour le poinçonnement est donné par l'équation (1-3) :

$$FS_{BC} = \frac{\text{Capacité portante ultime}}{\text{Charge verticale appliquée sur le sol de fondation}}$$

La capacité portante ultime est calculée en utilisant la distribution de Meyerhof, qui considère une distribution uniforme sur une largeur effective $B = L - 2e$, comme le montre la Figure (1-8).

$$\begin{aligned}
 &= \frac{q_{ult}}{\sigma_v} = \frac{q_{ult}}{\frac{V + q_s L}{L - 2e}} \\
 FS_{BC} &= \frac{0.5\gamma_f(L - 2e)N_\gamma}{\frac{\gamma_r H + q_s}{(1 - 2e/L)}} \tag{1-3}
 \end{aligned}$$

L'excentricité doit également être vérifiée par l'utilisation de l'équation (1-4), sa valeur doit être dans les limites des critères de performance indiqués dans le Tableau 1-2.

L'excentricité est obtenue par la somme des moments autour le point C (Figure 1-8), ainsi elle est donnée par l'équation suivante :

$$e = \frac{P_1(H/3) + P_2(H/2)}{V_1 + q_s L}$$

$$= \frac{0.5\gamma_b H^2 K_{a,b}(H/3) + q_s H K_{a,b}(H/2)}{\gamma_r H L + q_s L}$$

$$e = \frac{0.5H^2 K_{a,b} \left(\frac{1}{3} \gamma_b H + q_s \right)}{L(\gamma_r H + q_s)} \quad (1-4)$$

Tableau 1-2 Critères de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012).

Mode de rupture	
Glissement	Facteur de sécurité $\geq 1,5$
Renversement	Facteur de sécurité $\geq 2,0$
Poinçonnement	Facteur de Sécurité $\geq 2,5$
Excentricité, e	$e \leq L/6$, $e \leq L/4$ (roche)
Extraction des armatures	Facteur de sécurité $\geq 1,5$

1.6.2 Stabilité interne

La stabilité interne d'un ouvrage de soutènement est assurée par les nappes de renforcement, qui résistent aux forces de traction qui se développent lors du chargement appliqué sur le remblai. Les calculs de la stabilité interne des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont effectués pour assurer la stabilité du sol renforcé, en considérant trois modes de rupture : fracture ou arrachement des nappes de renforcement et rupture au niveau des connexions parement-renforcement. Lorsque la force de traction dans l'armature devient supérieure à la résistance à la traction de la nappe de renforcement, un allongement ou une fracture se produit provoquant la rupture de l'ouvrage. Egalement, dès que la force de traction au niveau des connexions, dépasse la résistance au cisaillement du système mécanique de liaison une rupture du parement se produit.

Les forces de traction dans les nappes de renforcement mobilisent un frottement généré tout le long de l'interface sol-renforcement. Les positions des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, forme une ligne appelée surface de rupture interne, séparant le sol renforcé en deux zones, là où les contraintes de cisaillement changent d'orientation. Ainsi, on peut distinguer deux zones :

- Zone active située près du parement dans laquelle la contrainte de cisaillement exercée sur chaque face de renforcement est dirigée vers le parement ;

- Zone passive dans laquelle la contrainte de cisaillement est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les nappes de renforcement.

Pour le cas d'un renforcement extensible (géosynthétiques) la surface de rupture est similaire à celle de Rankine (Figure 1-9a). En revanche, dans le cas des armatures inextensibles (métallique), cette surface des tractions maximales est très différente du plan de rupture de Rankine, incliné à $\pi/4 + \phi/2$, où ϕ est l'angle de frottement interne du sol. Au fur et à mesure que l'extensibilité augmente, cette surface se rapproche du parement (Figure 1-9b).

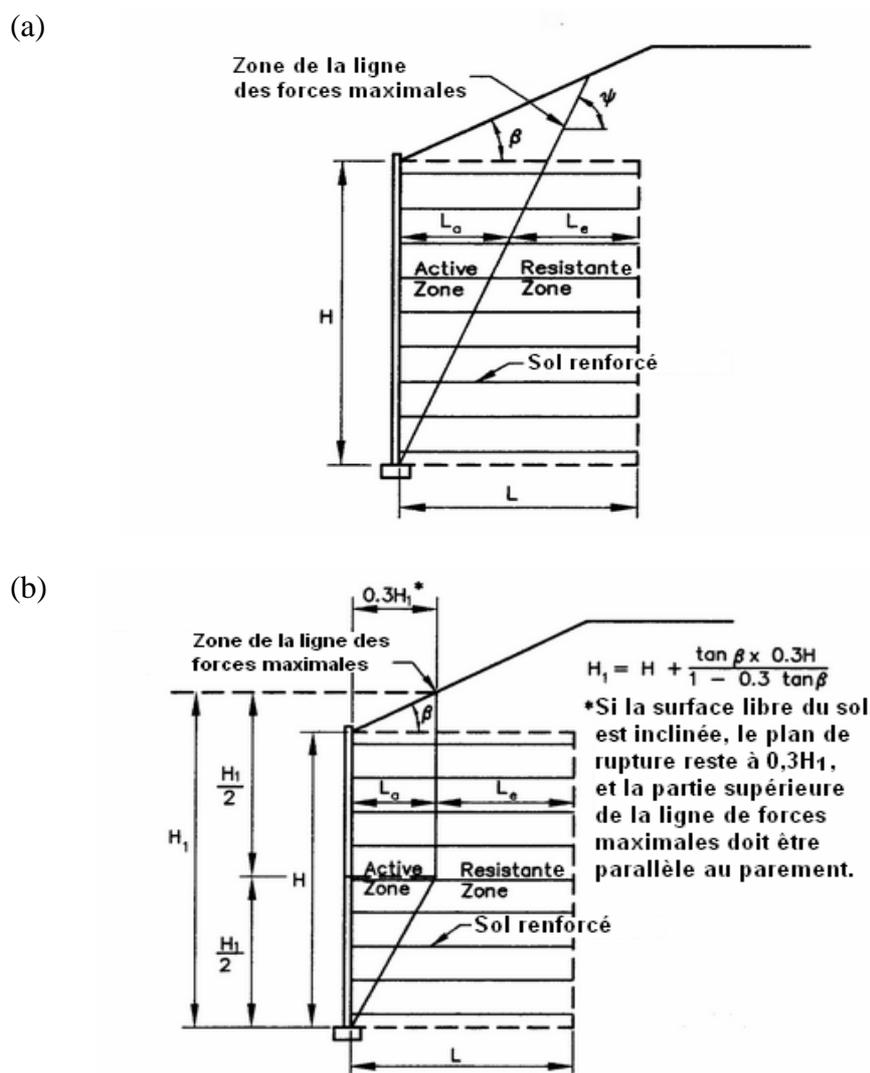


Figure 1-9 Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012). (a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.

Les éléments de renforcement doivent être choisis du marché commercial avec une résistance à la traction, supérieure à la force maximale de traction qui se développe dans les nappes de renforcement. La force maximale de traction est vérifiée par l'équation (1-5).

$$T_{\max} \leq T_a R_c \quad (1-5)$$

Où T_{\max} est la force maximale de traction dans les nappes de renforcement ; T_a la résistance à la traction requise pour l'élément de renforcement ; R_c rapport de couverture de renforcement.

T_a est donné par les équations (1-6 et 1-7) pour les armatures métalliques et géosynthétiques respectivement.

$$T_a = FS \frac{A_c F_y}{b} \quad (1-6)$$

A_c est le nombre des barres longitudinal ; F_y est la limite de rupture d'armature métallique ; b est le nombre des barres dans une unité de largeur.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS \times RF} \quad (1-7)$$

où T_{ult} est la résistance à la traction ultime de géosynthétique ; FS est le facteur de sécurité ; RF est le facteur de réduction combiné donné par l'équation (1-8) ; RF_{ID} est le facteur de réduction de résistance due à l'endommagement subi lors de l'installation des géosynthétiques ; RF_{CR} est le facteur de réduction de la résistance due au phénomène du fluage des géosynthétiques ; RF_D est le facteur de réduction de la résistance due à la dégradation chimique et biologique des géosynthétiques.

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \quad (1-8)$$

Le system de connexion doit être dimensionné pour résister aux forces actives, ainsi que le mouvement différentiel entre le sol renforcé et le parement suivant l'équation (1-9).

$$T_{\max} = T_o \leq T_{ac} R_c \quad (1-9)$$

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_u}{FS \times RF_c} \quad (1-10)$$

$$RF_c = RF_{CR} \times RF_D \quad (1-11)$$

$$T_{\max} = \sigma_h \times S_v \quad (1-12)$$

$$\sigma_h = k_r (\gamma_r Z + q) \quad (1-13)$$

où RF_c est le facteur de réduction combiné ; σ_h est la contrainte horizontale ; S_v est l'espacement vertical entre les nappes de renforcement ; k_r est le coefficient de pression latérale qui dépend de la profondeur et du type de renforcement (Figure 1-10) ; γ_r est le poids volumique du sol renforcé ; Z est la profondeur de la nappe de renforcement ; q est la surcharge.

Le coefficient de pression latérale k_r/k_a est tiré à partir des tests sur des ouvrages de soutènement en vraie grandeur, pour le renforcement par géosynthétiques le coefficient de pression latérale k_r est égale au coefficient de poussée k_a . Le coefficient de poussée est calculé en utilisant l'équation (1-14) (théorie de Rankine pour les ouvrages à parement vertical).

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1-14)$$

Pour les ouvrages à parement incliné le coefficient de poussée est calculé par la théorie de Coulomb en utilisant l'équation (1-15).

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \left(\frac{\sin \phi}{\sin \psi} \right)^2} \quad (1-15)$$

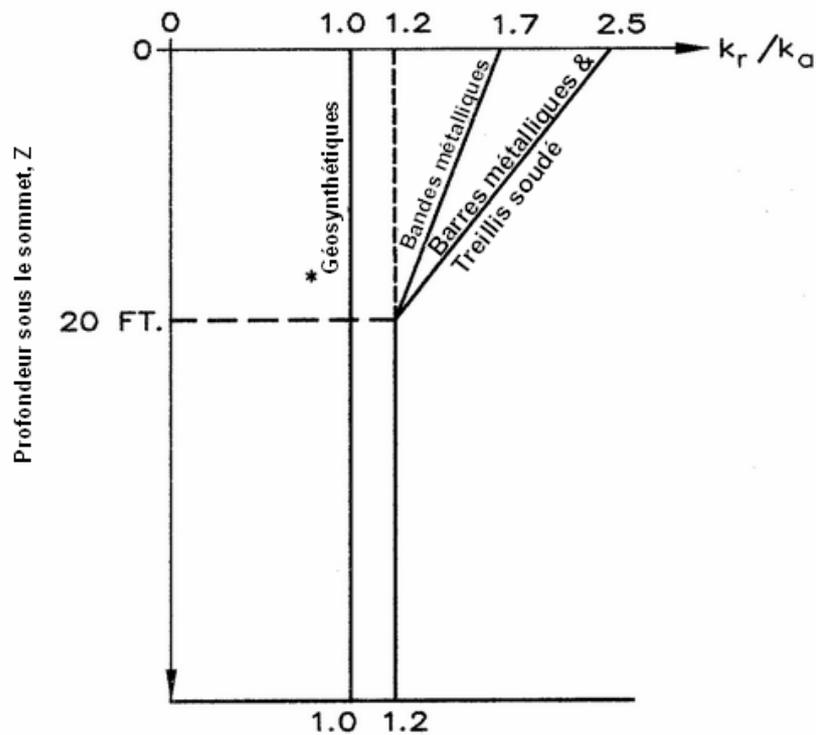


Figure 1-10 Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012).

Pour vérifier la stabilité à l'extraction d'armatures, seulement le poids propre du sol est pris en compte dans le calcul de T_{max} . Par contre pour le dimensionnement du system de connexion parement/armatures et le choix de la résistance à la traction d'armatures, le poids propre et seulement le chargement appliqué au-dessus le sol renforcé sont pris en compte pour le calcul de T_{max} (Figure 1-11).

La stabilité à l'extraction des armatures est assurée par la longueur d'ancrage des nappes de renforcement dans la zone passive.

La longueur minimale des nappes de renforcement requise pour satisfaire la stabilité contre leur extraction $L_{min;p}$, peut être calculée suivant l'équation (1-16).

$$L_{min;p} = L_a + L_e \quad (1-16)$$

où L_a et L_e sont les longueurs des nappes de renforcement dans les zones active et passive, respectivement, comme montré sur la Figure (1-9). L_a est calculée en fonction de la géométrie de la ligne de rupture, suivant le plan de Rankine pour les ouvrages à parement vertical équation (1-17), et suivant le plan de Coulomb donné par l'équation (1-18) pour les ouvrages avec un parement incliné avec $\psi \geq 10^\circ$, et L_e est donnée par l'équation (1-19).

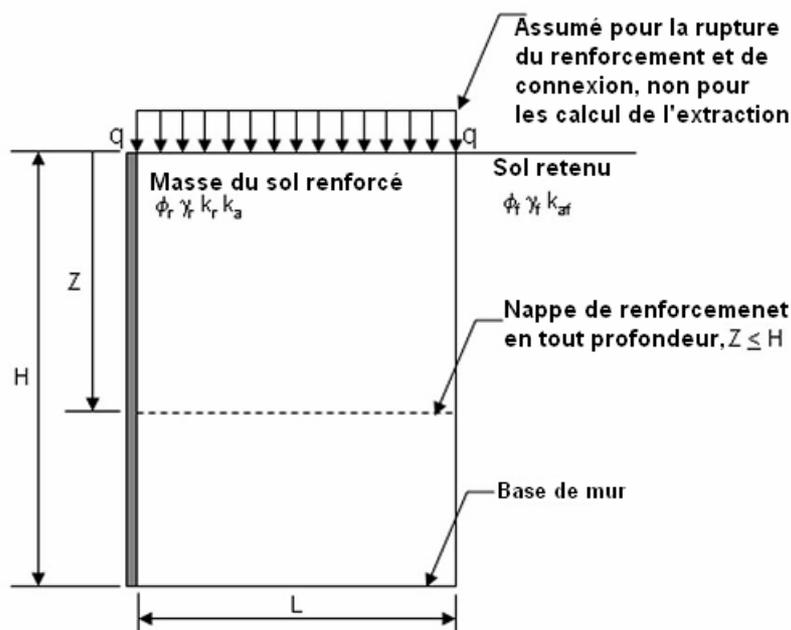


Figure 1-11 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \tag{1-17}$$

$$\tan(\alpha - \phi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)][1 + \tan(\lambda - \psi)\cot(\phi + \psi)]}}{1 + \tan(\lambda - \psi)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)]} \tag{1-18}$$

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{F^* \alpha \sigma_v C R_c} \times FS_p \tag{1-19}$$

où F^* est facteur de frottement à l'extraction ; α est le facteur de correction ; σ_v est la contrainte verticale agissant sur la nappe de renforcement ; C est le facteur de la géométrie de la surface ; R_c est le rapport de couverture ; FS_p est le facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement.

Le facteur de frottement à l'extraction dépend du type et la profondeur de la nappe de renforcement (Figure, 1-12).

Le facteur de sécurité requis pour la stabilité contre l'extraction de renforcement est recommandé par AASHTO (2012) est égal à 1,5 et L_e doit être supérieure à 0,9 m.

Le rapport de couverture R_c dépend de la géométrie des renforcements utilisés (continues ou discontinues) comme présenté sur la Figure (1-13). R_c peut être calculé par l'équation (1-20).

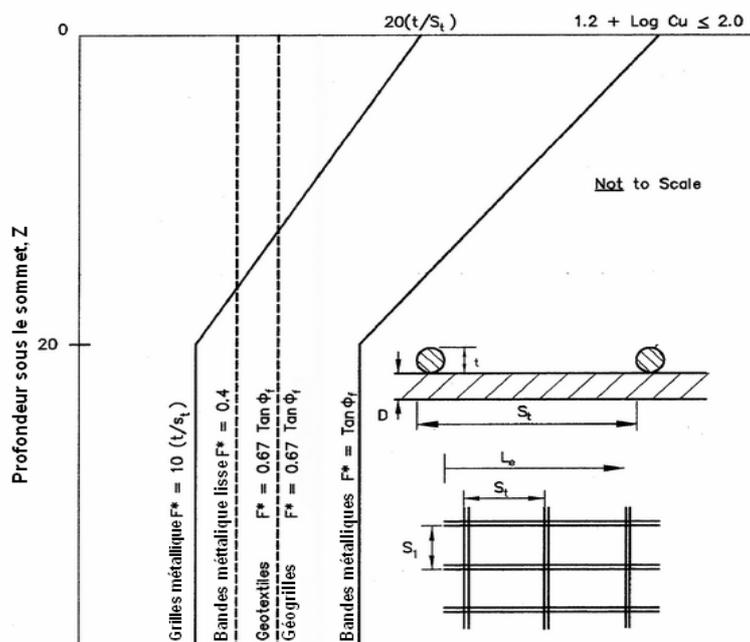


Figure 1-12 Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures (AASHTO, 2012).

$$R_c = \frac{b}{S_h} \quad (1-20)$$

Pour des renforcements métalliques ou géosynthétiques continus, le rapport de couverture est égal à $R_c = b = S_h = 1$.

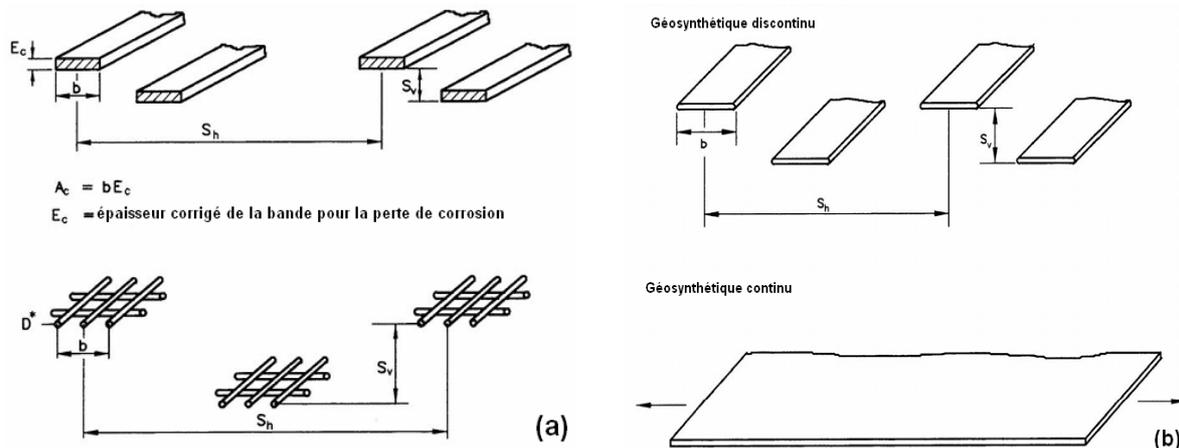


Figure 1-13 Rapport de couverture R_c d'après la méthode AASHTO (2012). (a) renforcement métallique ; (b) renforcement par en géosynthétique.

1.7 Paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènement renforcés

Plusieurs travaux expérimental, numérique, et analytique ont été réalisés pour montrer le conservatisme des méthodes de dimensionnement. Conservatisme soit dans le sens de sécurité (surestimation du dimensionnement), ou dans le sens de la rupture (sous-estimation du dimensionnement).

1.7.1 Coefficient de pression latérale

Le coefficient de pression latérale varie linéairement en profondeur sous la crête de l'ouvrage, de $k_r/k_a = 2,5$ pour les treillis soudé et $1,7$ pour les bandes métalliques à $k_r/k_a = 1,2$. (Figure 1-10).

D'après l'AASHTO (2012), le coefficient de pression latérale est calculé à partir de la force maximale de traction dans le renforcement, mesurée dans un test en vraie grandeur d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé. Le coefficient de poussée k_a est limité à un angle de frottement interne du sol de 40° .

Bathurst *et al.* (2009) ont déterminé le coefficient de pression latérale, en considérant une base de données de 20 ouvrages de soutènement en sol renforcé instrumentés en vraie grandeur, cette base de données a été publiée précédemment par Allen *et al.* (2004). Ils ont montré que la méthode adoptée par l'AASHTO sous-estime la force maximale de traction

dans les armatures métalliques pour les ouvrages avec un angle de frottement interne du sol supérieur à 45° .

1.7.2 Rigidité du parement

Le parement est l'un facteur qui change la réponse des ouvrage de soutènement renforcés (Tatsuoka, 1993; Bathurst *et al.*, 2006; Vieira *et al.*, 2008; Ehrlich et Mirmoradi, 2013; Mirmoradi et Ehrlich, 2017). Tatsuoka (1993) a étudié le comportement des ouvrages de soutènement renforcés, en considérant différents types de parement, cette étude a permis de constater que le déplacement latéral diminue avec l'augmentation de la rigidité du parement.

Bathurst *et al.* (2006) ont réalisé des essais en vraie grandeur sur deux ouvrages de soutènement en sol renforcé, le premier ouvrage avec un parement en blocs modulaires et le deuxième avec un parement flexible (Figure 1-14).

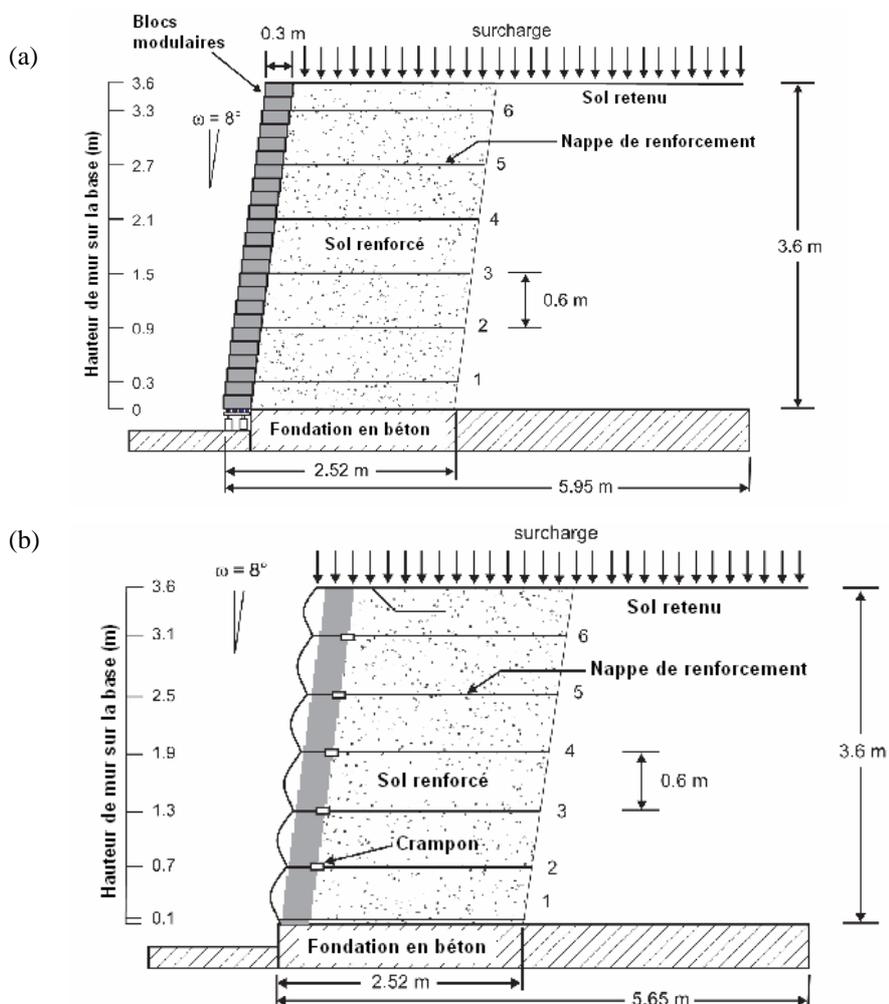


Figure 1-14 Ouvrage de soutènement en sol renforcé (Bathurst *et al.*, 2006). (a) parement en blocs modulaires ; (b) parement flexible.

Ils ont montré que sous l'effet du poids propre de l'ouvrage, les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement de l'ouvrage à parement flexible, sont environ 3,5 fois plus grandes que celles de l'ouvrage à parement en blocs modulaires ; de même, elles sont plus de deux fois supérieures dans le cas d'un chargement extérieur. D'autre part, ils ont comparé les mesures expérimentales de la force de traction maximale dans chaque nappe, avec celles calculées en utilisant la méthode de l'AASHTO (2002), ainsi il a été constaté que cette dernière surestime fois la force de traction maximale d'environ 150%, dans le cas d'un ouvrage de soutènement avec un parement en blocs modulaires sous l'effet de son poids propre.

Vieira *et al.* (2008) ont modélisé un ouvrage de soutènement en sol renforcé en utilisant le code FLAC (Fast Lagrangian Analyses of Continua). Ils ont montré que les forces de traction maximales dans les armatures et le déplacement latéral du parement diminuent en augmentant la résistance à la flexion du parement.

1.7.3 Rigidité de cisaillement du pied de parement

La force résultante de la pression latérale de terre exercée par le sol renforcé sur le parement, est transférée vers le sol de fondation par son interface commune avec la base du parement (Figure 1-15), produisant un ouvrage en équilibre avec la contribution des nappes de renforcement (Leshchinsky, 2007).

Jusqu'à présent la rigidité de cisaillement du pied de parement n'est pas prise en compte dans l'AASHTO (2012). Par ailleurs, plusieurs travaux expérimentaux et numériques ont montré l'effet du pied de parement sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Huang *et al.* (2010) ont réalisé un essai en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé, le pied de parement a été bloqué par une poutre métallique fixée à la base. La rigidité de cisaillement du pied de parement due à cette poutre est égale à $K_{toe} = 8MN/m/m$. Afin de montrer l'influence des conditions du pied de parement, ils ont enregistré les forces de connexion parement-renforcement et la force horizontale à la base du parement, à la fin de l'essai et après libération du pied de parement. Ils ont constaté que la libération du pied de parement produit un déplacement important du parement. Aussi, ils ont montré qu'après libération du pied, la charge retenue par ce dernier durant le blocage est distribuée à la nappe inférieure.

Egalement, Huang *et al.* (2010) ont étudié l'effet de plusieurs valeurs de rigidité de cisaillement du pied de parement, sur les forces de traction maximales dans les nappes de

renforcement. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux calculés par la méthode simplifiée de l'AASHTO (2002) qui néglige l'effet de la rigidité de cisaillement du pied. Cette étude a montré que la méthode de l'AASHTO (2002), surestime de manière significative la force de traction maximale dans les nappes de renforcement. Il est intéressant de noter que le modèle numérique utilisé dans cette étude a été validé par (Hatami et Bathurst, 2005; Hatami et Bathurst, 2006; Huang *et al.*, 2009).

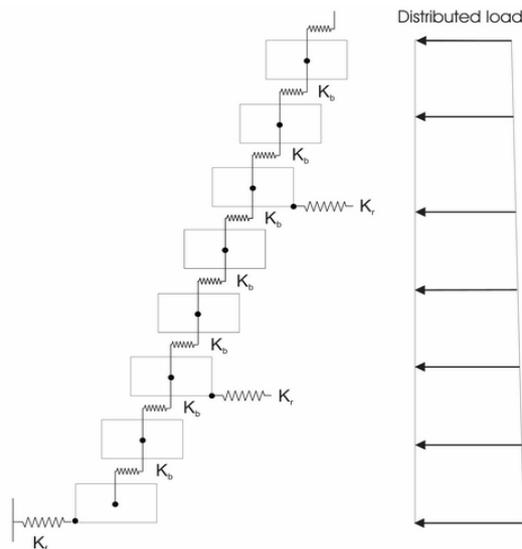


Figure 1-15 Schéma d'un parement en blocs modulaires soumis à une charge latérale répartie et avec une rigidité de cisaillement de l'interface bloc-bloc et une rigidité de cisaillement du pied de parement (Bathurst *et al.*, 2007).

Pour déterminer la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, Leshchinsky *et al.* (2009) ont montré qu'il est possible d'utiliser l'approche de l'équilibre limite avec un mécanisme de rupture en spirale logarithmique, en considérant la rigidité de cisaillement du pied de parement R_h qui est dérivée du poids du parement R_v (Figure 1-16). Ils ont développé des abaques afin d'évaluer un coefficient en fonction de l'angle de frottement interne du sol, l'angle d'inclinaison du parement et le rapport R_h/R_v . Ce coefficient est utilisé dans l'équation (1-21) pour calculer T_{max} .

$$T_{\max-i} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \frac{D_{T_{\max-i}}}{\sum_{i=1}^n D_{T_{\max-i}}} \quad (1-21)$$

Afin de valider cette méthode, Leshchinsky et Vahedifard (2012) ont fait une comparaison entre les résultats de cette méthode et ceux obtenus par l'étude numérique de Huang *et al.* (2010). Ils ont montré que pour différentes valeurs de R_h , l'équation (1-21) donne une bonne prédiction de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement.

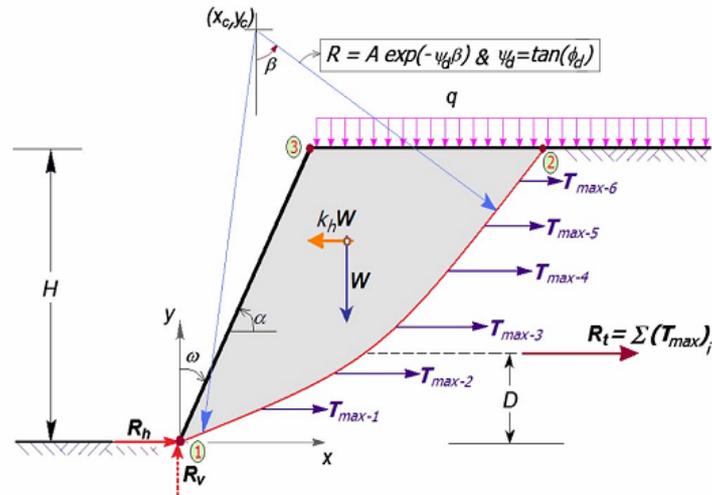


Figure 1-16 Mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Leshchinsky *et al.*, 2009).

1.7.4 Rigidité des armatures

De nombreuses études numériques et expérimentales ont montré que les forces de traction maximales dans les nappes géosynthétiques augmentent avec l'accroissement de leur rigidité (Ling et Leshchinsky, 2003). Cependant, jusqu'à présent la méthode simplifiée de (AASHTO, 2012) ne prend pas en compte ce paramètre.

Allen *et al.* (2003) ont utilisé une base de données de 11 ouvrages de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, pour développer une méthode empirique appelée « K-stiffness ». L'équation (1-22) prend en compte l'inclinaison du parement, la rigidité du parement, la rigidité des nappes de renforcement et la distribution des forces de traction maximales en profondeur.

$$T_{\max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_v^i D_{t \max} \Phi \quad (1-22)$$

où K est le coefficient de pression latérale ; γ est le poids volumique du sol ; H est la hauteur de l'ouvrage ; S est la hauteur équivalente à la surcharge ; S_v est l'espacement vertical entre les armatures ; $D_{t \max}$ est le facteur de distribution de force ; et Φ est le facteur d'influence donné par l'équation (1-23).

$$\Phi = \Phi_g \times \Phi_{local} \times \Phi_{fs} \times \Phi_{fb} \quad (1-23)$$

Le facteur d'influence prend en compte Φ_g , Φ_{local} , Φ_{fs} , Φ_{fb} qui sont respectivement, la rigidité globale et local des nappes de renforcement, la rigidité du parement, et l'inclinaison du parement.

1.7.5 Cohésion du remblai renforcé

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont généralement construits avec des remblais frottants qui assurent une bonne résistance à l'extraction des nappes de renforcement, et le drainage des eaux. Cependant, il existe de nombreux ouvrages réalisés en utilisant un remblai granulaire qui contient des particules fines.

Pour dimensionner un ouvrage de soutènement en sol renforcé, l'AASHTO (2012) et la méthode K-stiffness (Allen *et al.*, 2003) ne prennent pas en compte la cohésion du sol renforcé pour le calcul de la force de traction maximale T_{max} dans les nappes de renforcement.

Miyata et Bathurst (2007) ont étudié 12 cas d'ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, pour étudier l'effet de la cohésion du sol renforcé en introduisant un facteur de cohésion donné dans l'équation (1-24). La comparaison des mesures expérimentales avec les méthodes K-stiffness, K-stiffness modifiée, et l'AASHTO, a montré que l'AASHTO et la méthode K-stiffness surestiment de manière significative la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, il a été démontré que la force de traction maximale diminue en considérant de la cohésion.

$$T_{max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_v^i D_{tmax} \Phi_g \times \Phi_{local} \times \Phi_{fs} \times \Phi_{fb} \times \Phi_c \quad (1-24)$$

1.7.6 Compressibilité du sol de fondation

L'idée de considérer un mode de rupture interne et un autre externe séparément, permet de simplifier les calculs. Les méthodes de dimensionnement de l'AASHTO (2012) et K-stiffness, supposent que le sol de fondation est un corps rigide pour les calculs de la stabilité interne. Cependant, de nombreuses études expérimentales et numériques ont montré que cette hypothèse ne peut pas être appliquée aux ouvrages de soutènement en sol renforcé réalisés sur un sol de fondation compressible.

Santos *et al.* (2013) ont réalisé un ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, fondé sur un sol compressible, ils ont montré que la compressibilité du sol produit un déplacement latéral important du parement, dans la partie inférieure de l'ouvrage qui augmente les forces de traction dans les nappes de renforcement. Pour examiner l'influence de la compressibilité du sol de fondation sur le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, le code FLAC a été utilisé par Damians *et al.* (2014) dans le cas d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, posé sur une fondation modélisée par des ressorts linéaires

(Figure 1-17) avec plusieurs valeurs de rigidité axiale. Ils ont montré que le déplacement latéral du parement, les forces de traction, et les déformations axiales dans les nappes de renforcement augmentent avec la réduction de la rigidité du sol de fondation.

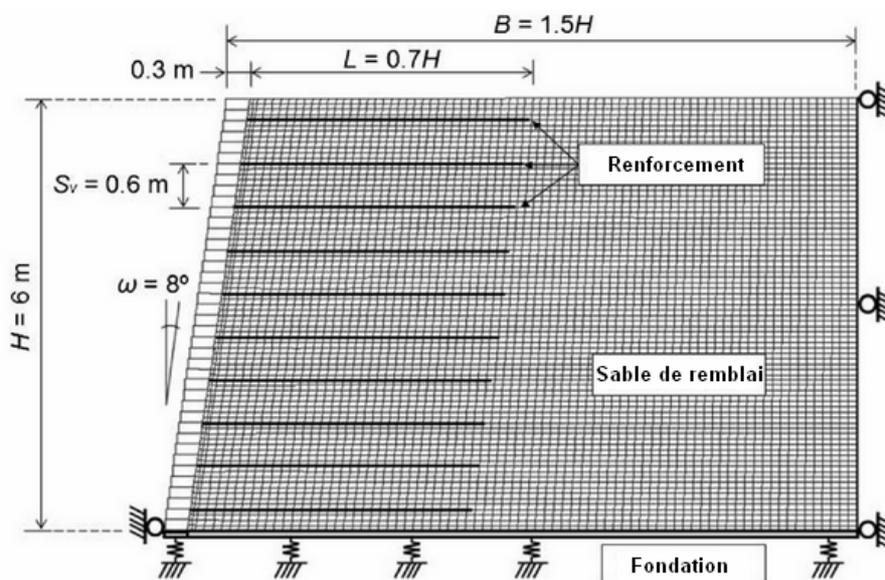


Figure 1-17 Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible (Damians *et al.*, 2014).

1.7.7 Interface sol renforcé-sol retenu

La résultante de la pression latérale du sol retenu est appliquée à un tiers la hauteur de l'ouvrage, ce qui provoque une excentricité pour la masse du sol renforcé. Cette excentricité a été prise en compte pour les calculs de la stabilité au poinçonnement dans la méthode de l'AASHTO (2012). Cependant, cette excentricité peut être réduite en tenant compte l'angle de frottement de l'interface sol renforcé/retenu, qui est négligé dans l'AASHTO (2012).

Leshchinsky *et al.* (2012) ont modélisé un ouvrage de soutènement en utilisant le code LimitState, qui utilise la théorie de la borne supérieure de l'analyse limite. Ils ont montré que l'interface sol renforcé-sol retenu contribue à la stabilisation de l'ouvrage, où le facteur de sécurité FS_{BC} augmente de $FS_{BC} = 1$ (pour une interface lisse) à 1,13 pour une interface rugueuse. Par contre, l'AASHTO qui néglige l'angle de frottement de l'interface surestime le facteur de sécurité et donne une valeur de 1,66 pour le cas étudié.

1.8 Conclusion

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont largement utilisés depuis leur première apparition, grâce aux plusieurs avantages tels que leur méthode de construction simple et

rapide, leur aspect esthétique, leur résistance aux chargements statique et dynamique, et surtout leur conception rentable.

Le comportement mécanique des ouvrages de soutènement en sol renforcé est compliqué, en raison du matériau composite et de la géométrie de l'ouvrage. A cause de cette complexité les méthodes de dimensionnement basées sur l'approche de l'équilibre limite adoptent généralement des hypothèses de simplification qui donnent des solutions conservatives.

D'après Bathurst *et al.* (2009), le coefficient de pression latérale utilisé par l'AASHTO (2012) sous-estime de la force de traction maximale, dans les nappes de renforcement métallique pour les remblais caractérisés par un angle de frottement interne du sol supérieur à 45°.

Les forces de traction dans les nappes de renforcement diminuent avec l'accroissement de la rigidité du parement (Bathurst *et al.*, 2006; Bathurst *et al.*, 2008). Cette rigidité est ignorée dans l'AASHTO (2012), mais elle a été prise en compte dans une nouvelle méthode empirique appelée K-stiffness. D'autre part, les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent avec l'accroissement de la rigidité des nappes de renforcement qui est aussi ignorée par l'AASHTO (2012). Cependant, la rigidité des nappes de renforcement est actuellement adoptée par la méthode K-stiffness.

La cohésion du sol renforcé est ignoré dans l'AASHTO (2012) et la première version de la méthode K-stiffness. Cette cohésion produit une diminution des forces de traction dans les nappes de renforcement (Miyata et Bathurst, 2007).

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé peuvent être réalisés sur des sols compressibles. La compressibilité du sol de fondation est aussi ignorée par l'AASHTO (2012), alors que cette compressibilité peut augmenter les forces de traction dans les nappes de renforcement.

L'interface entre le sol renforcé et le sol retenu contribue à la stabilité de l'ouvrage, où le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement de l'angle de frottement à cette interface. Alors que la méthode AASHTO ignore ce paramètre et surestime le facteur de sécurité.

Après la présentation de la méthode AASHTO (2012) et les paramètres qui conduisent le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, d'autres paramètres influençant aussi le comportement de ce type d'ouvrages sont présentés dans le deuxième chapitre.

Chapitre II

Facteurs influençant le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés

2.1 Introduction

Le premier chapitre a mis en évidence que le sujet des ouvrages de soutènement en sol renforcé est riche, du point de vue de la recherche et exige l'établissement de normes pour la conception d'ouvrages réels. La plupart des méthodes de calcul adoptent des hypothèses de simplification et sont basées sur la considération de deux modes de rupture. Ces hypothèses sont trop restrictives pour les besoins de la pratique ; on va donc, dans ce chapitre, présenter quelques études disponibles dans la littérature, concernant l'influence de certains paramètres géométriques et de chargement sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Bathurst *et al.* (2008) ont développé la méthode K-stiffness, qui prend en compte plusieurs paramètres pour le calcul de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement. Également, Bathurst *et al.* (2010) ont mentionné que cette méthode permet l'analyse de la stabilité interne et elle s'applique seulement aux problèmes de rupture de renforcement par coupure ou extraction. Les modes de rupture reliés à la stabilité du parement et la stabilité externe, ne sont pas considérés dans cette méthode. Cette approche n'est pas encore adoptée par l'AASHTO (2012) et le FHWA (2009).

Afin d'examiner le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement flexible Yang *et al.* (2013) ont utilisé le code PLAXIS en éléments finis, pour modéliser les essais en vraie grandeur réalisés par Bathurst *et al.* (2006). La comparaison des résultats numériques et expérimentaux avec la solution de la méthode K-stiffness, a montré que cette dernière sous-estime les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, dans le cas d'un chargement appliqué sur le remblai renforcé.

Dans la suite, on se limitera à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant l'effet de la disposition des blocs modulaires constituant le parement, l'inclinaison du parement et une fondation superficielle en interaction avec un ouvrage de soutènement en sol renforcé.

2.2 Disposition des blocs modulaires constituant le parement

D'après Huang *et al.* (2009), les ouvrages de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires, sont construits en considérant un angle d'inclinaison ω variant entre 1° et 15° par rapport à la verticale. Pratiquement, cette inclinaison est réalisée par le décalage successif des blocs modulaires constituant le parement. Aussi, les blocs modulaires peuvent être réalisés en admettant un angle d'inclinaison i_b par rapport à l'horizontale, comme indiqué sur la Figure (2-1).

Comme indiqué auparavant, la méthode de l'AASHTO (2012), ne prend pas en compte la rigidité du parement pour le calcul de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement. En revanche, la méthode K-stiffness permet de prendre en compte la rigidité du parement par le facteur ϕ_{fs} , alors que cette méthode ne considère pas la disposition des blocs modulaires constituant le parement.

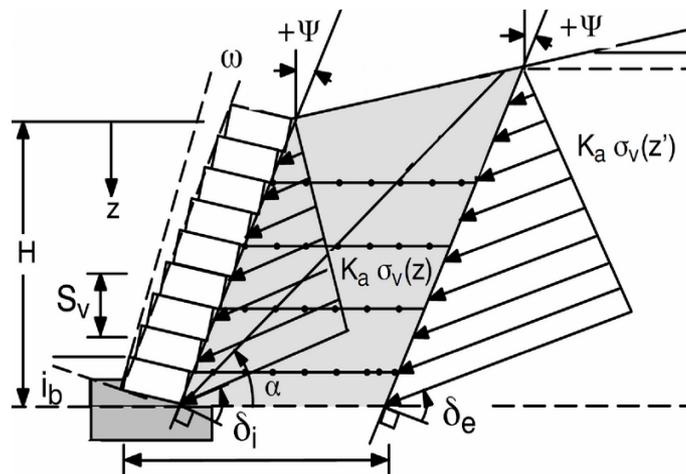


Figure 2-1 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé avec un parement constitué par des blocs inclinés (Bathurst et Simac, 1994).

D'après Hatami et Bathurst (2001), la poussée des terres appliquée sur le parement est équilibrée par les composantes normales et tangentielles dues au poids des blocs, et les forces de traction dans les nappes de renforcement comme indiqué sur la Figure (2-2).

Les équations (2-1) et (2-2), expriment respectivement l'équilibre des forces appliquées sur les blocs horizontaux (Hatami et Bathurst, 2001).

$$P_a \sin(\varphi) + W = R_v \quad (2-1)$$

$$P_a \cos(\varphi) - \sum T_i = \sum \tau_i A \quad (2-2)$$

où P_a , W , T_i , R_v , φ , i_b sont respectivement, la force de poussée du sol, le poids des blocs, les forces de traction dans les armatures, la réaction du pied de parement, l'angle de frottement interne du sol et l'angle d'inclinaison des blocs.

La considération d'un angle d'inclinaison pour les blocs modulaires, permet d'augmenter la contrainte normale entre les blocs. Ainsi, la contribution de l'inclinaison i_b est directement introduite dans l'équation (2-3). Il est à noter que l'accroissement de l'angle de l'inclinaison de la poussée du sol par rapport à la surface des blocs produit une diminution de la contrainte de cisaillement transmise entre les blocs, l'équilibre des forces est donné par l'équation (2-4).

$$P_a \sin(\varphi + i_b) + W \cos i_b - \sum T_i \sin(i_b) = R_v \quad (2-3)$$

$$P_a \cos(\varphi + i_b) - W \sin(i_b) - \sum T_i \cos(i_b) = \sum \tau_i A \quad (2-4)$$

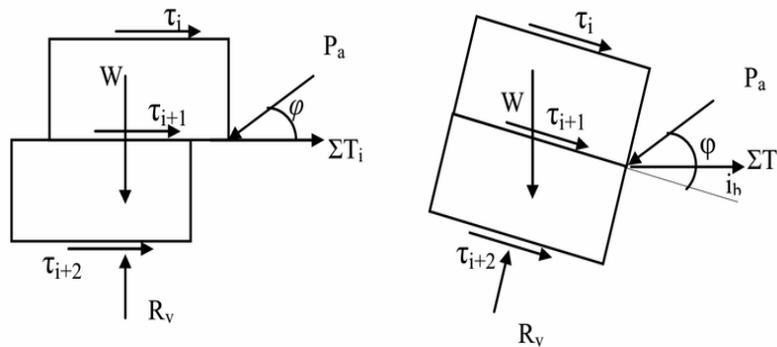


Figure 2-2 Présentation des forces appliquées sur les blocs. (a) blocs horizontaux. (b) blocs inclinés.

2.3 Surface de rupture et longueur de renforcement

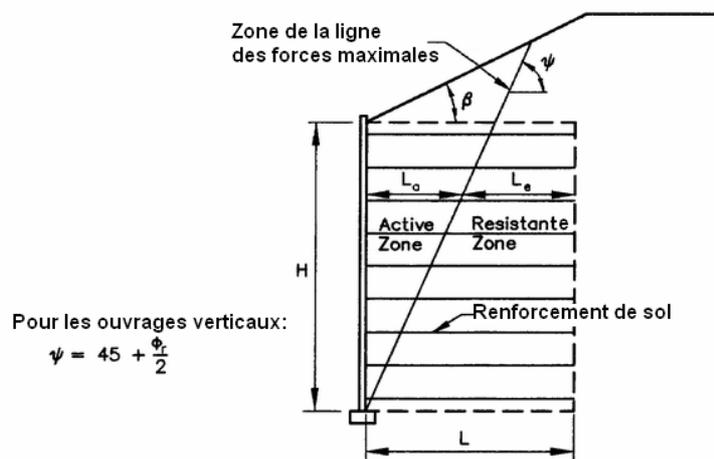
La longueur des nappes de renforcement est un élément essentiel pour la stabilité interne et externe de l'ouvrage renforcé. De nombreuses études ont montré que les méthodes classiques basées sur l'équilibre limite surestiment la longueur renforcement dans certains cas, où il est possible de réduire la longueur de renforcement sans influencer la stabilité de l'ouvrage. Toutefois, ces études n'ont pas identifié les causes de conservatisme des résultats.

La longueur de renforcement est divisée en deux parties, la première est L_a qui se trouve dans les zones actives et la deuxième est L_e , qui est ancrée dans la zone passive. Ces deux longueurs sont déterminées en connaissant le plan de rupture interne défini par l'angle α , ou les forces de traction maximales T_{max} dans les nappes de renforcement (Figure 2-3).

Bilgin (2009) et Bilgin et Mansour (2014) ont utilisé la méthode de l'(AASHTO, 2002), pour déterminer les paramètres influençant la longueur des nappes de renforcement d'un ouvrage

de soutènement. Ils ont montré que la stabilité interne exige une longueur de renforcement plus importante par rapport à celle exigée pour la stabilité externe.

Bathurst et Benjamin (1990) ont effectué des essais en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement renforcé par des nappes de géosynthétiques de faible rigidité, pour mobiliser la rupture sous l'effet d'une petite valeur de charge. Après le chargement à la rupture, ils ont constaté que la géométrie du plan de rupture est similaire à celle obtenue dans le cas d'un sol non renforcé. Il est important de noter que pour la détermination du plan de rupture interne, dans le cas des ouvrages de soutènement à parement vertical, la méthode de l'AASHTO (2012) est basée sur la théorie de Rankine, tandis que pour les ouvrages à parement incliné d'un angle $\alpha \geq 10^\circ$, la théorie de Coulomb est adoptée par l'AASHTO (Figure 2-3).



Pour les ouvrages à parement incliné à 10 degrés ou plus,

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

Figure 2-3 Plan de rupture interne d'après l'AASHTO (2012).

Pour calculer l'angle du plan de rupture interne α dans le cas d'un parement incliné à $\psi \geq 10^\circ$, l'AASHTO (2012) utilise l'équation (1-18) qui prend en compte l'angle de la surface libre du sol, l'angle d'inclinaison du parement, et l'angle du frottement de l'interface sol-parement.

Pour les ouvrages avec un angle d'inclinaison de parement $\psi < 10^\circ$, l'AASHTO (2012) ignore les trois paramètres : angle de la surface libre du sol, angle d'inclinaison du parement, et l'angle du frottement à l'interface sol-parement ($\beta = \psi = \lambda = 0$). En donnant $\beta = \psi = \lambda = 0$, l'équation (1-18) dégénère vers l'équation (1-17) qui représente le plan de rupture de Rankine.

Actuellement, peu de données existent sur l'effet de l'angle de la surface libre du sol et l'angle de frottement de l'interface sol-parement, dans le des ouvrages de soutènement en sol renforcé. En utilisant le code FLAC, Hatami *et al.* (2001) ont modélisé un ouvrage de soutènement en sol renforcé avec une surface libre du sol inclinée ($\beta = 26^\circ$), en faisant varier la rigidité, la longueur et l'espacement vertical des nappes de renforcement. Ils ont montré que la longueur de renforcement $L = 0,5H$ donne un comportement similaire à celui avec une longueur $L = H$, où H est la hauteur de l'ouvrage de soutènement.

Mohamed *et al.* (2014) ont réalisé une série de tests en centrifugeuse sur un ouvrage de soutènement renforcé de deux niveaux, en variant la distance D entre les deux parements (Figure 2-4). Egalement, ce modèle a été analysé numériquement par le code PLAXIS en éléments finis. Il a été constaté que le plan de rupture est proche à celui Rankine, et le niveau supérieur de l'ouvrage peut être considéré comme un remblai qui n'affecte pas le plan de rupture.

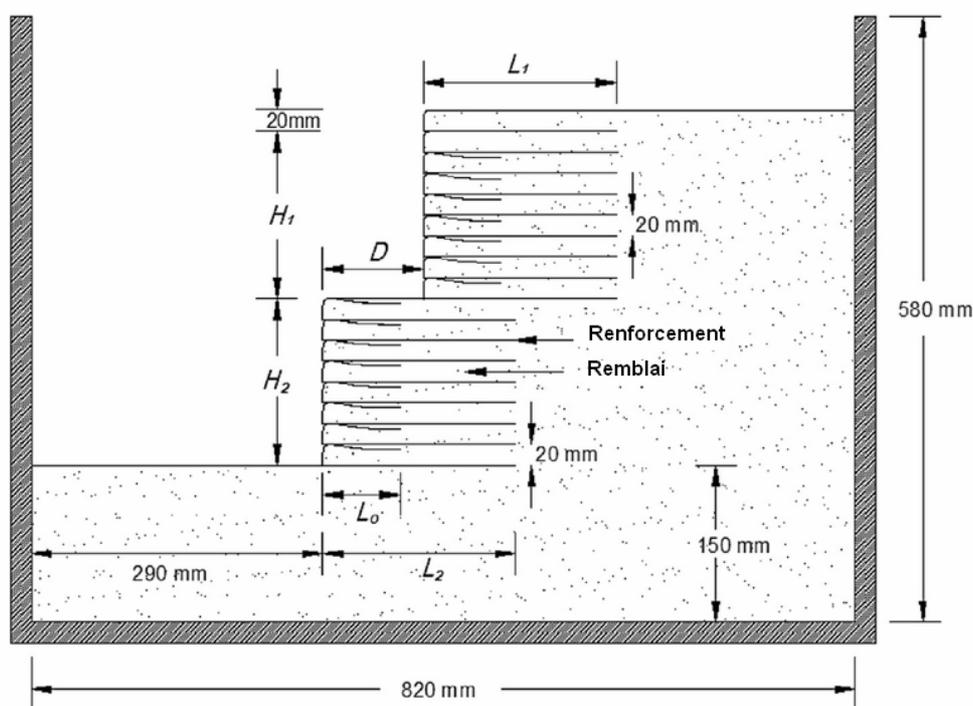


Figure 2-4 Configuration du test en centrifugeuse d'un ouvrage de soutènement renforcé de deux niveaux (Mohamed *et al.*, 2014).

Les angles des plans de rupture interne sont calculés en utilisant la méthode de l'AASHTO (2012), et présentés sur la Figure (2-5), pour montrer l'effet de l'angle de la surface libre du sol, l'angle du frottement de l'interface sol-parement, et l'angle d'inclinaison du parement sur le plan de rupture des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

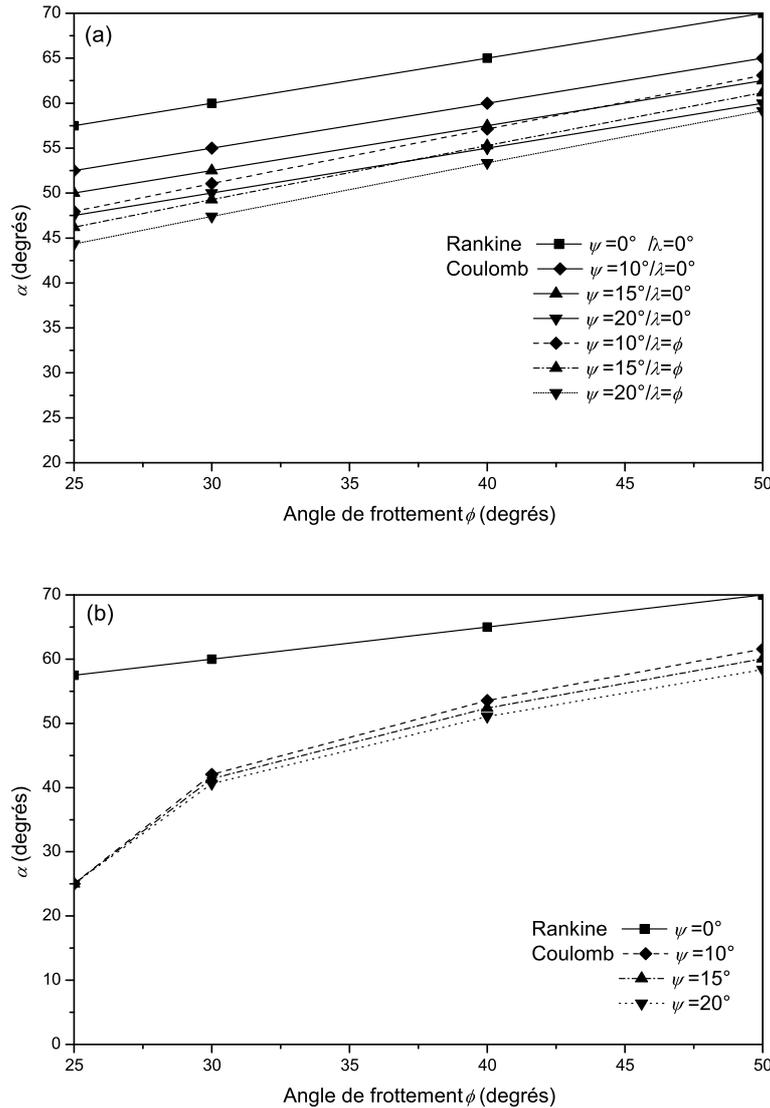


Figure 2-5 Angles des plans de rupture interne en utilisant l'AASHTO (2012) : a) $\beta = 0^\circ$; b) $\beta = 25^\circ$.

Pour un ouvrage de soutènement avec une surface libre horizontale (Figure 2-5a), $\beta = 0^\circ$, les plans de rupture interne calculés par la méthode de Coulomb sont plus profonds par rapport à ceux obtenus par la relation de Rankine. Egalement, en utilisant la méthode de Coulomb, on peut constater que la nature de l'interface sol-parement a une influence considérable sur le plan de rupture, les angles des plans de rupture obtenus pour le cas d'une interface rugueuse sont supérieurs à ceux déterminés en considérant une interface lisse. D'autre part, en présence d'une surface libre qui fait l'angle $\beta = 25^\circ$ avec l'horizontale (Figure 2-5b), les plans de rupture deviennent plus profonds. En se basant sur la géométrie de l'ouvrage et le plan de rupture interne, la longueur de renforcement dans la zone active peut être calculée par l'équation (2-5).

$$L_a = \frac{H}{\tan(\alpha)} - \frac{H_1}{\tan(90 - \psi)} \tag{2-5}$$

où H_1 est la hauteur de la nappe de renforcement supérieure, et H est la hauteur de l'ouvrage.

La Figure (2-6) montre la variation du rapport L_a/H en fonction de l'angle de frottement interne du sol et l'angle d'inclinaison du parement, où L_a est la longueur de renforcement dans la zone active. Il est clair que la longueur de renforcement L_a diminue avec l'accroissement de l'angle d'inclinaison du parement ψ . Aussi, la longueur L_a , est influencée par l'interface sol-parement. D'après l'(AASHTO, 2012) la longueur totale de renforcement requise pour un ouvrage avec un parement incliné peut être supérieure à celle nécessaire pour un ouvrage à parement vertical.

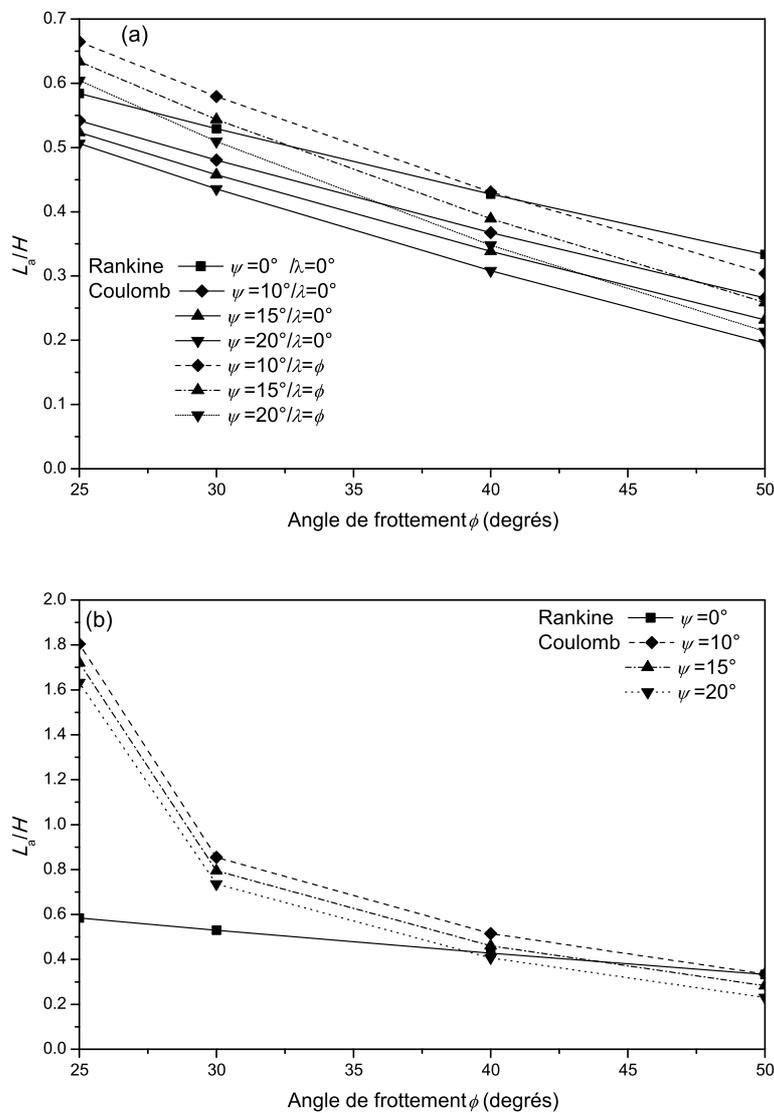


Figure 2-6 Longueur de renforcement dans la zone active. (a) $\beta = 0^\circ$ $\lambda = 0^\circ$ et $\lambda = \phi$; (b) $\beta = 25^\circ$ $\lambda = \phi$.

En pratique, l'interface sol-parement est parfaitement rugueuse, cette hypothèse a été justifiée par le fait que la connexion parement-renforcement empêche le mouvement entre le sol et le parement (Hatami et Bathurst, 2005). Ainsi, la prise en compte d'une interface sol-parement rugueuse ($\lambda = \phi$) pour la conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé, surestime la longueur L_a , comme présenté sur la Figure (2-6a).

La Figure (2-6b) montre que pour des angles de frottement interne du sol supérieurs à 40° , la longueur de renforcement L_a calculée par la méthode de Coulomb, en considérant une surface libre inclinée ($\beta=25^\circ$), est trois fois supérieure à celle calculée par la relation de Rankine.

2.4 Distance semelle-parement

Le calcul de forces de traction maximales dans les nappes de renforcement d'un ouvrage de soutènement présente un défi aux chercheurs en génie civil. Ce calcul est plus compliqué dans le cas d'un chargement localisé sur la surface du sol, où le mécanisme de rupture est différent de celui observé pour un ouvrage non chargé ou chargé uniformément.

Comme mentionné dans le premier chapitre, la méthode de l'AASHTO (2012) considère seulement le chargement localisé au-dessus de la zone renforcé (Figure 2-7). Ainsi, elle ne prend pas en compte le chargement à l'extérieur de la zone renforcée. Egalement, la méthode K-stiffness (Bathurst *et al.*, 2008), ne prend pas en compte la distance semelle-parement pour l'estimation des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement.

L'augmentation des contraintes verticales dues à la surcharge n'a pas d'influence sur les contraintes utilisées pour l'évaluation de la stabilité interne si la surcharge est localisée derrière la masse du sol renforcé.

Pour la stabilité externe, il est assumé que la surcharge n'a pas d'influence si elle est localisée hors la zone active.

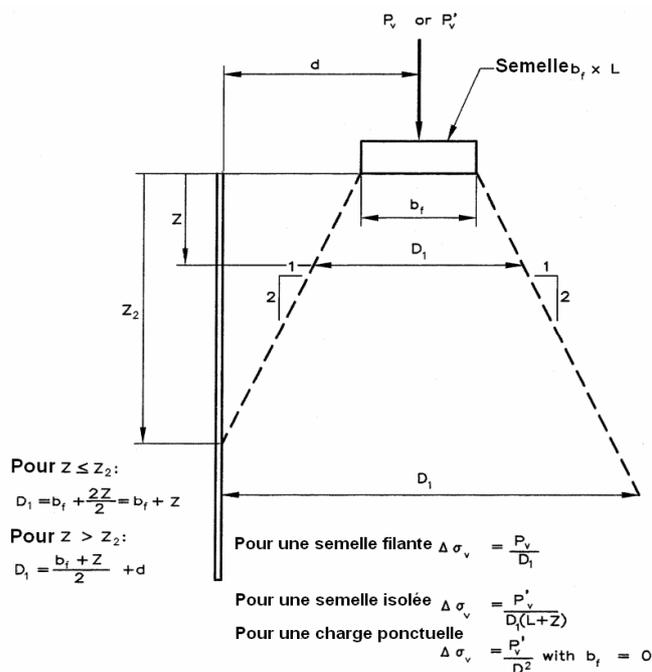


Figure 2-7 Distribution de contrainte verticale pour les calculs de la stabilité interne et externe (AASHTO, 2012).

La plupart des études expérimentales, analytiques et numériques des ouvrages de soutènement en sol renforcé considèrent l'effet du poids propre de l'ouvrage et d'un chargement vertical. Alors que, peu de résultats existent sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, chargés jusqu'à la rupture. Bathurst et Benjamin (1990) ont effectué des essais en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé, chargé jusqu'à la rupture. Le chargement a été supposé uniformément réparti, sur toute la surface de l'ouvrage (Figure 2-8). Dans le domaine des essais sur modèles réduits à gravité normale, on trouve les expérimentations de Palmeira et Gomes (1996) ; ces essais ont été réalisés dans une boîte métallique (Figure 2-9), l'un des côtés de cette boîte est en Plexiglas, pour permettre d'observer le mécanisme de rupture. Le modèle a été chargé jusqu'à la rupture à l'aide d'une semelle rigide filante, en considérant différentes valeurs de la distance semelle-parement. Ils ont observé que le mécanisme de rupture dépend de la position de la semelle, cette étude a permis aussi de montrer le conservatisme des méthodes classiques, pour l'évaluation de la portance de l'ouvrage à partir de la distance relative $d/B < 0,2$. L'effet de la distance semelle-parement sur les forces de traction dans les nappes de renforcement, n'est pas examiné dans cette étude.

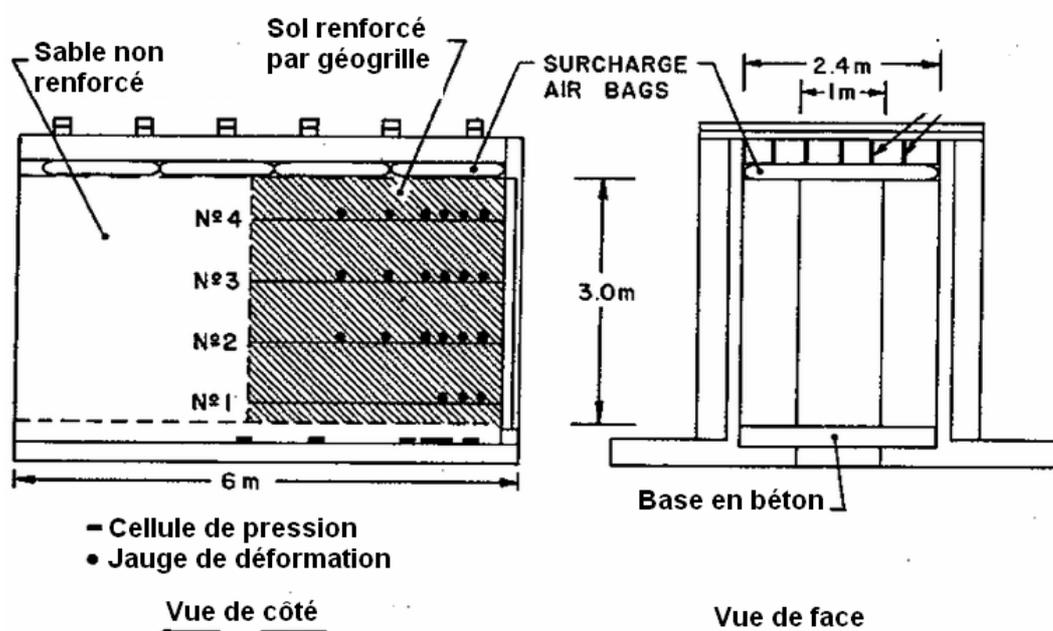


Figure 2-8 Modèle en vraie grandeur d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Bathurst et Benjamin, 1990).

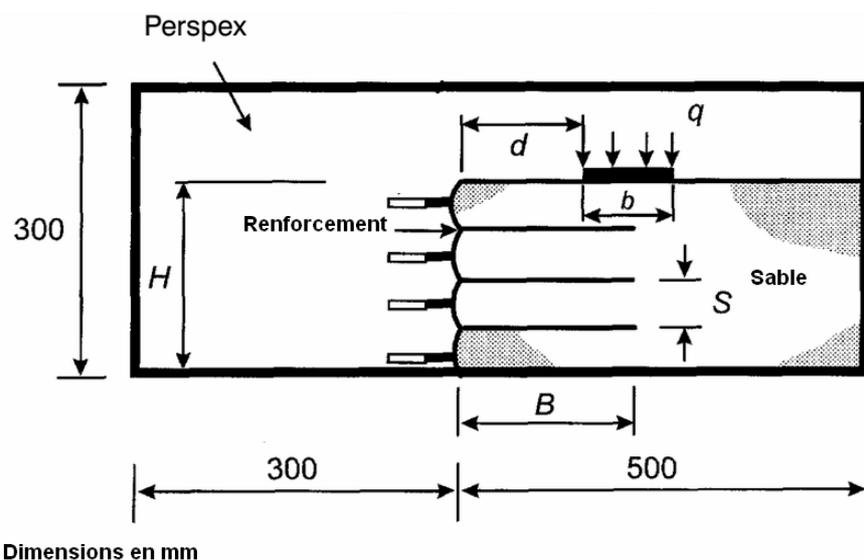


Figure 2-9 Modèle réduit d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé réalisé par Palmeira et Gomes (1996).

Pour étudier l'effet du chargement localisé en tête, Haza (1997) a effectué des essais en vraie grandeur (Figure 2-10) pour valider la méthode de double blocs adoptée. Cette méthode de calcul basé sur l'approche de l'équilibre limite, consiste à localiser les lignes de glissement pour calculer les forces de traction maximales et le facteur de sécurité. Haza (1997) a montré que cette méthode donne une solution conservatrice dans plusieurs cas. Il à noter que dans ce travail expérimental la variation de la distance semelle-parement n'est pas étudiée.



Figure 2-10 Vue générale des massifs de l'expérimentation (Haza, 1997).

Xie et Leshchinsky (2015) ont indiqué que la méthode de l'AASHTO (2012) prend en compte une variété de paramètres géométriques et mécaniques, mais certains paramètres sont ignorés

pour les ouvrages de soutènement en sol renforcé supportant une semelle, c'est le cas des culés de pont où les conditions de chargement sont ignorées. Aussi, ils ont développé un modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Figure 2-11) à l'aide du code LimitState qui utilise la méthode de l'analyse limite pour déterminer le mécanisme de rupture critique.

Pour chaque distance semelle-parement L_f , ils ont étudié l'effet de la résistance à la traction des nappes de renforcement. Par cette étude ils ont constaté que la portance de la semelle augmente, lorsque le renforcement possède une résistance à la traction élevée ou placée d'une manière dense dans la partie supérieure de l'ouvrage. Pour éviter la rupture par extraction du renforcement, toutes les nappes sont prolongées jusqu'à la limite droite (Figure 2-10). Ainsi, cette hypothèse ne représente pas un ouvrage de soutènement en sol renforcé réel, aussi l'effet de la distance semelle-parement sur les forces de traction dans les nappes de renforcement n'est pas étudié.

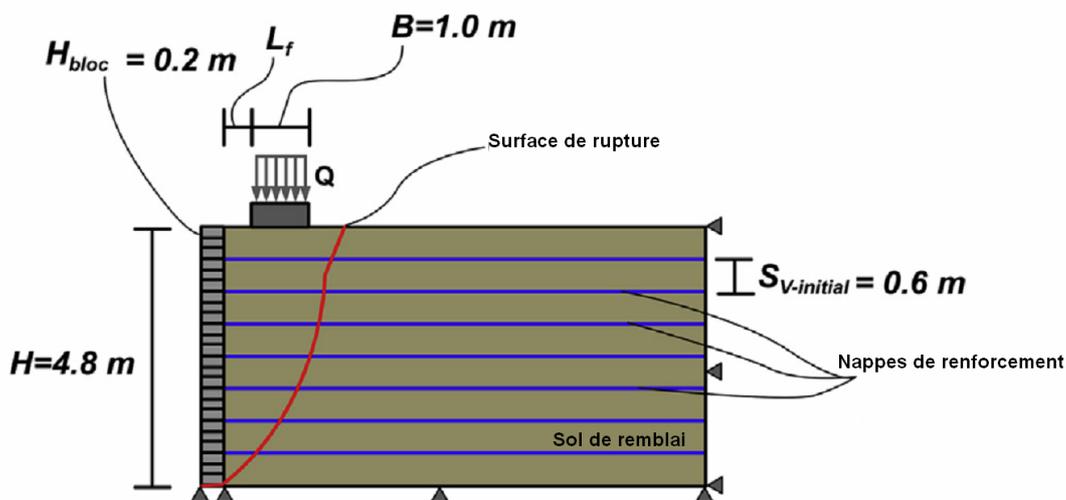


Figure 2-11 Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé en utilisant LimitState établi par Xie et Leshchinsky (2015).

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé d'exposer les paramètres influençant le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcés. Également, on a présenté les différentes études expérimentales et théoriques consacrées à l'évaluation de l'influence de la disposition des blocs constituant le parement, l'angle de frottement de l'interface sol-parement, l'angle de la surface libre du sol, l'angle d'inclinaison du parement et enfin l'influence d'une semelle à proximité du parement.

Les études théoriques ont permis de mettre en évidence l'importance de la disposition des blocs. Il a été démontré que l'inclinaison des blocs réduit : les contraintes de cisaillement entre les blocs, les déplacements du parement, les forces de traction et les déformations dans les nappes de renforcement. Ainsi, il est recommandé de réaliser les parements des ouvrages de soutènement renforcés en utilisant des blocs modulaires inclinés par rapport à l'horizontale.

La méthode exposée dans l'AASHTO (2012), néglige l'effet de la rigidité du parement pour le calcul de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement. Le calcul de la longueur de renforcement est basé sur la géométrie du plan de rupture interne, l'angle de ce plan est déterminé en considérant l'angle de la surface libre de sol, l'angle d'inclinaison du parement, et l'angle de frottement de l'interface sol-parement. Toutefois, l'AASHTO (2012) néglige ces paramètres pour les ouvrages à parement incliné à un angle de $\psi \leq 10^\circ$.

Un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement vertical, requiert une longueur de renforcement plus importante que celle nécessaire pour un ouvrage à parement incliné. Pour déterminer l'angle de la surface de rupture interne, dans le cas d'un parement incliné d'un angle $\psi > 10^\circ$, l'AASHTO (2012) prend en compte l'angle de la surface libre du sol, l'angle d'inclinaison du parement, et l'angle de frottement de l'interface sol-parement ; ainsi la prise en compte de ces trois paramètres peut surestimer la longueur de nappes de renforcement, parce que dans ce cas la longueur de renforcement devient plus importante par rapport à celle requise pour un ouvrage à parement vertical. Par ailleurs, pour le calcul de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, l'AASHTO (2012) néglige l'effet du chargement appliqué à l'extérieur de la zone du sol renforcé.

Chapitre III

Outils numériques et lois de comportement

3.1 Introduction

L'utilisation des équipements puissants pour l'étude expérimentale de la stabilité interne et externe, des ouvrages de soutènement en sol renforcé, reste encore une opération extrêmement coûteuse. La mise en évidence des mécanismes de rupture et l'étude détaillée de leurs caractéristiques, suivies par des évaluations quantitatives concrètes des déplacements à travers des essais en centrifugeuse ou sur modèles réduits, ont fourni la vérification expérimentale de nombreux modèles théoriques visant à la description plus rationnelle du phénomène d'interaction d'un ouvrage de soutènement avec un sol renforcé (Bathurst et Benjamin, 1990; Bathurst *et al.*, 2006; Santos *et al.*, 2013). Le comportement mécanique des sols renforcés est très complexe, il est donc évident qu'une loi de comportement capable de présenter convenablement un sol renforcé serait excessivement complexe. Bien qu'il existe différentes méthodes de résolution numérique, lorsque le comportement du sol est schématisé de façon non linéaire et irréversible. Les codes de modélisation numérique, bidimensionnels et tridimensionnels par éléments finis ou différences finies ont connu un développement considérable dans le domaine de géotechnique. Les analyses numériques permettent d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres sur la réponse du modèle, dans un temps raisonnable. Par ailleurs, l'approche expérimentale pour l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé peut fournir à la fois une validation des résultats numériques, une évaluation de l'importance de chaque hypothèse adoptée dans le calcul et finalement une compréhension plus profonde du problème. L'utilisation des méthodes numériques a commencé dès les années 70 sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques inextensibles.

Ce chapitre est consacré à la présentation des outils numériques FLAC et FLAC3D utilisés dans cette thèse pour la modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. On présente aussi dans ce chapitre quelques généralités concernant le comportement élastoplastique et le critère de Mohr-Coulomb largement adopté et utilisé pour la simulation des ouvrages géotechniques.

3.2 Méthodes numériques

Le choix de la méthode numérique la mieux adaptée se fait en fonction du type de résultats attendus (par exemple, analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.).

Dans les méthodes milieu continu (méthode des éléments finis ou méthode des différences finies), le massif du sol est considéré dans son ensemble, et représenté par un maillage d'éléments. Des lois de comportement et d'interaction associées à des relations de continuité et de compatibilité inter-éléments permettent de décrire le comportement mécanique de ces volumes élémentaires de matériau, qui contribuent à la réponse globale du massif. Par ailleurs, la méthode des éléments discrets (DEM) est adaptée à la simulation de phénomènes discrets et discontinus, au contraire de l'approche de la mécanique continue classique. Les approches continues représentent le sol comme un maillage volumique et le géosynthétique comme un élément câble ou coque entre les deux couches de remblai. L'interaction est constituée par des éléments d'interface sur les deux côtés de la géosynthétique. Les ouvrages de soutènement sont souvent modélisés par éléments finis (FEM) ou différence finis (FDM).

3.2.1 Méthode des éléments finis

Dans la méthode par éléments finis, la relation contraintes-déformations fait intervenir une matrice de rigidité que l'outil de calcul devra inverser pour résoudre le système. Cette inversion est coûteuse en temps mais aussi en mémoire. En revanche, dans le cas d'une résolution par différences finies, il n'y a pas de matrice de rigidité. Les équations sont résolues au fur et à mesure. Les premières études numériques par la méthode des éléments finis ont été focalisées sur la reproduction des résultats expérimentaux. Plusieurs études numériques basées sur la méthode des éléments finis ont été effectuées dans la littérature. Corté (1977) a modélisé, à l'aide du logiciel ROSALIE, un mur en Terre Armée, avec sol élastique linéaire et une adhérence parfaite entre le sol et les armatures. Les hypothèses assez simplistes admises dans cette modélisation ont conduit l'auteur à ne comparer que qualitativement ses résultats à ceux d'expérimentations en vraie grandeur et d'essais sur modèle réduit.

Egalement, Arab *et al.* (1996) ont comparé les mesures de l'expérimentation en vraie grandeur de deux ouvrages de soutènement en sol renforcé avec deux types de renforcement, avec les résultats obtenues en utilisant le code de calcul aux éléments finis GOLIATH. Ils ont

trouvé des résultats en accord avec ceux obtenus par l'expérimentation, aussi le modèle numérique peut prédire la charge qui produit la rupture de l'ouvrage.

Rowe et Ho (1998) Rowe et Ho (1998) ont réalisé des simulations numériques par le logiciel AFENA en éléments finis. Les paramètres étudiés sont la longueur d'armatures, le nombre de nappes de renforcement, la distribution des renforcements et la hauteur de l'ouvrage. Le Tableau 3.1 présente la synthèse bibliographique donnée par Lajevardi (2014), ce tableau est actualisé avec des études numériques en éléments finis effectuées récemment sur des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Tableau 3-1 Modèles numériques existant en élément fini, Tableau modifié à partir de Lajevardi (2014).

Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Modélisation du renforcement /J (en kN/m)	Interface sol/renforcement	But de l'étude
Sugimato et Alagiyawanne (2003)	2D / DIANA /DP	Drucker - Prager	EL-GR/ 285-941	Bond slip coulomb friction	Etudier les propriétés d'interface
Bergado <i>et al.</i> (2003)	2D/SAGE CRISP/DP	MC	EL-Acier/ 8400-10000	Elément joint	Etude d'un mur sol renforcé
Bolt et Duszynska (2002)	2D/PLAXIS/ DP	MC	EL-GT/500	Elasto- plastique	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction
De et Vellone (2005)	2D/SSTIPNH	Hyperbolique	Hyperbolique-GSN (GT, GNT et GMB)	Une dimensionnel	Analyser un système linéaire multicouche
Perkins et Edens (2003)	2D/ABAQUS	1-surface de limite plasticité 2-élastique-linéaire	GR-GT Elasto-plastique	Coulomb friction	Comportement des GSY dans l'essai d'extraction
Mirmoradi et Ehrlich (2017)	2D/PLAXIS/ DP	Hardening Soil	EL/600	Adhérence parfaite	Comportement des murs de soutènement

MC : Mohr-Coulomb, DP : déformations planes, EL : Elastique linéaire, GT : Géotextile GR : Géogrille, GNT : Géonet, GMB : Géomembrane.

3.2.2 Méthode des différences finies

Billiaux et Cundall (1993) ont mentionné que la méthode des différences finies est la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre les systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites données. Dans cette méthode, toute dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définies au niveau de points discrets dans l'espace. Par ailleurs, dans la méthode des éléments finis, les contraintes

et déplacements varient pour chaque élément suivant des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres.

Dans la littérature on trouve de nombreuses études numériques effectuées à l'aide du logiciel FLAC en différences finies. En utilisant version bidimensionnelle du code FLAC, Gotteland *et al.* (1996) ont modélisé un ouvrage de soutènement pour reproduire les phénomènes observés expérimentalement en vraie grandeur par Arab *et al.* (1996). Bathurst *et al.* (2000) ont lancé un programme de recherche à long terme comprend la construction de 11 murs de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur. Aussi, ils ont développé un modèle numérique en utilisant le code FLAC2D qui a été validé par les mesures expérimentales (Hatami et Bathurst, 2001; Hatami *et al.*, 2003; Hatami et Bathurst, 2005; Hatami et Bathurst, 2006; Huang *et al.*, 2007; Huang *et al.*, 2009; Chen et Bathurst, 2013; Damians *et al.*, 2014). Le Tableau 3.2 présente la synthèse bibliographique donnée par lav , ce tableau est actualisé avec des études numériques en différences finies effectuées récemment sur des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Tableau 3-2 Modèles numériques existant en différences finies, Tableau modifié à partir de Lajevardi (2014).

Auteur	Type d'analyse et logiciel	Modélisation du sol	Renforcement	Elément structure	But de l'étude
Aydogmus et Klapperich (2008)	3D / FLAC	MC	EL GSY	Geogrid	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction
Bergado et Teerawattanasuk (2008)	2D / FLAC	MC	Treillis soudés et treillis métallique hexagonal	Cable	Etude un remblai sol renforcé
	3D / FLAC			Shell	
Huang <i>et al.</i> (2009)	2D / FLAC	MC Duncan Lade	GR	Cable	Influence des types de modèle de sol
Hatami et Bathurst (2005)	2D / FLAC	MC	GR	Cable	Etude un mur sol renforcé
Abdelouhab <i>et al.</i> (2010)	2D / FLAC	MC Duncan Chang CJS2	EL Bande métallique et synthétique		Etude un mur sol renforcé et étude paramétrique
Reiffsteck (1996)	2D / FLAC	MC	GSY	Cable	Comportement de GSY dans l'essai d'extraction
Damians <i>et al.</i> (2014)	2D / FLAC	MC	Treillis soudés et GSY	Cable	Comportement des murs de soutènement

MC : Mohr-Coulomb EL : Elastique linéaire GSY : Géosynthétique GR : Géogrille.

Damians *et al.* (2013) ont examiné la performance d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par bandes métalliques en utilisant deux approches de modélisation numérique. La modélisation par éléments finis a été réalisée en utilisant le logiciel PLAXIS (Figure 3-1) et la

modélisation par différences finies en utilisant le code bidimensionnel FLAC (Figure 3-2). Les résultats numériques, ont été comparés avec les mesures expérimentales d'un modèle en vraie grandeur.

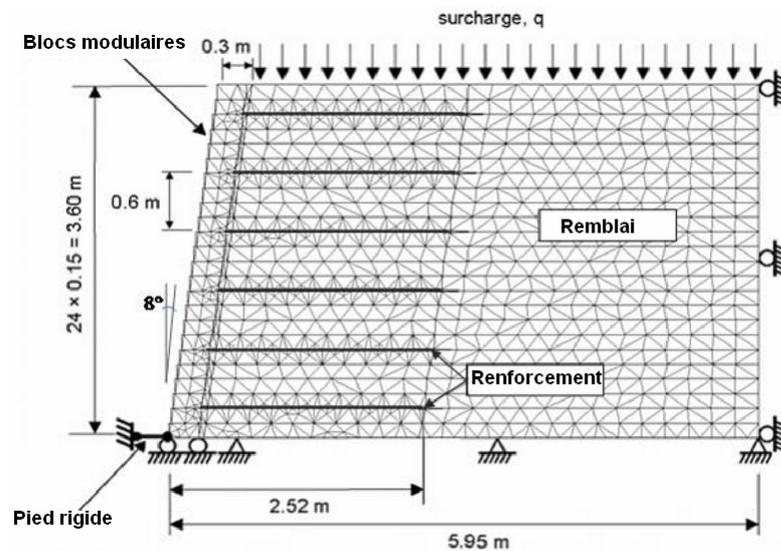


Figure 3-1 Modèle numérique de PLAXIS (Damians *et al.*, 2013).

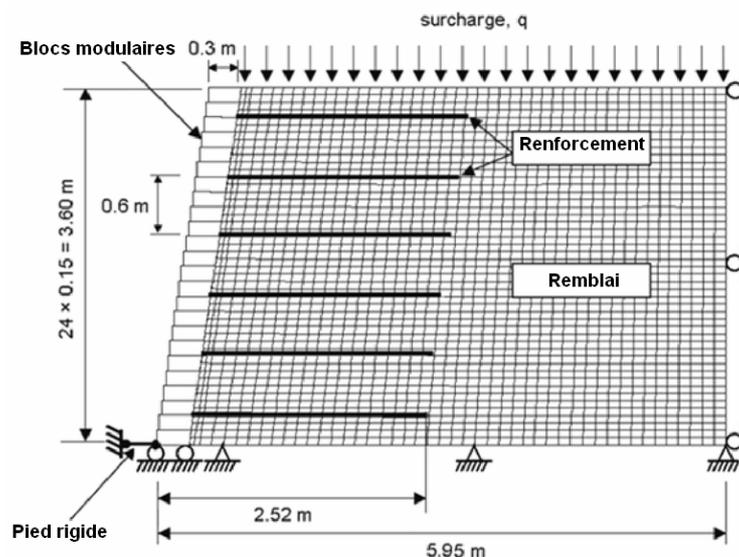


Figure 3-2 Modèles numériques de FLAC (Damians *et al.*, 2013).

3.3 Outils de modélisation numérique adoptés FLAC (2005) et FLAC3D (2006)

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) et FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) sont des codes en différences finies explicites, développés par la société américaine Itasca Consulting Group. Ils permettent de simuler le comportement des sols, roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. Les codes FLAC et FLAC3D sont basés sur la méthode des différences finies qui permet de

résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et/ou aux limites.

Des éléments de structure sont incorporés dans les deux codes et rendent ainsi possible l'analyse de nombreux problèmes d'interaction sol-structure. FLAC et FLAC3D intègrent de nombreux modèles constitutifs, adaptables à simuler le comportement d'un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chaque modèle constitutif nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par l'utilisateur pour avoir la géométrie de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte, selon sa description, par une loi contrainte/déformation linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler et le maillage peut subir des grandes déformations.

Une des spécificités de FLAC et de FLAC3D (et de tous les logiciels d'Itasca) est le macro-langage FISH, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures et sorties graphiques.

3.3.1 Analyse lagrangienne

La méthode de différences finies explicites utilisé par FLAC est basée sur une formulation numérique appelée « méthode des éléments lagrangiens », où les coordonnées des nœuds peuvent être réactualisées en rajoutant les incréments de déplacement à chaque pas de calcul. De cette façon le maillage se déforme en même temps que le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par contre à la formulation « Eulérienne », où le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.3.2 Résolution en mode explicite

La séquence de calcul de FLAC est représentée sur la Figure (3-3). Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Ensuite, les taux de déformation sont déduits des vitesses et la loi de comportement du matériau est utilisée pour déduire de nouvelles contraintes et forces nodales. Chaque parcours de cette boucle représente un pas de temps, Δt .

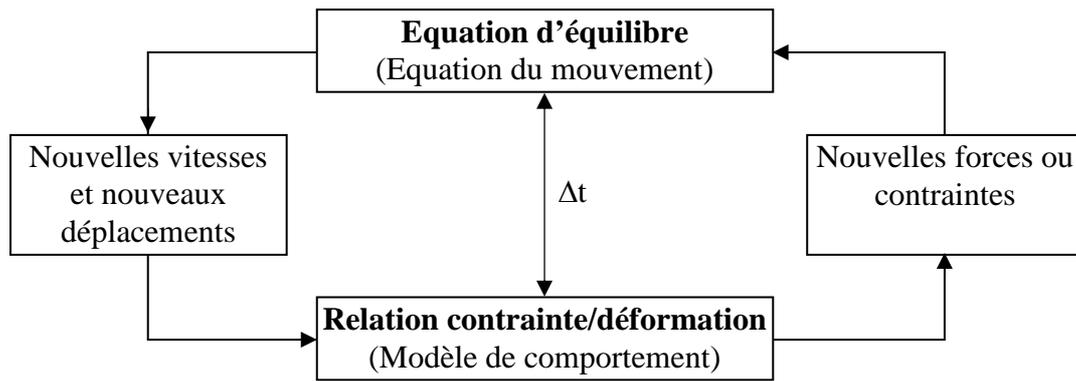


Figure 3-3 Cycle élémentaire du calcul explicite par différences finies, d'après Billiaux et Cundall (1993)

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

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des nœuds. Dans les codes FLAC et FLAC3D l'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisée comme une courbe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle. Aussi, on peut remarquer la variation de R appelé rapport d'équilibre ("equilibrium ratio") qui est défini comme le plus grand rapport de la force non équilibrée maximale à la force maximale appliquée, parmi tous les nœuds ("gridpoints"). Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre en fonction du degré de précision voulu : $R = 1\%$ peut être considérée suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opérations, tandis que $R = 0.1\%$ peut être utilisé pour un état final.

Ainsi, la méthode de résolution explicite implémentée dans les codes de calcul FLAC/FLAC3D présente des avantages et des inconvénients par rapport aux autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 3-3 présente une comparaison des méthodes explicites et implicites.

Tableau 3-3 Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après Billiaux et Cundall (1993).

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

3.3.3 Méthodologie de modélisation par FLAC et FLAC3D

La formulation des codes FLAC et FLAC3D est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation – construction – chargement. La Figure (3-4) montre l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC et FLAC3D pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée. La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

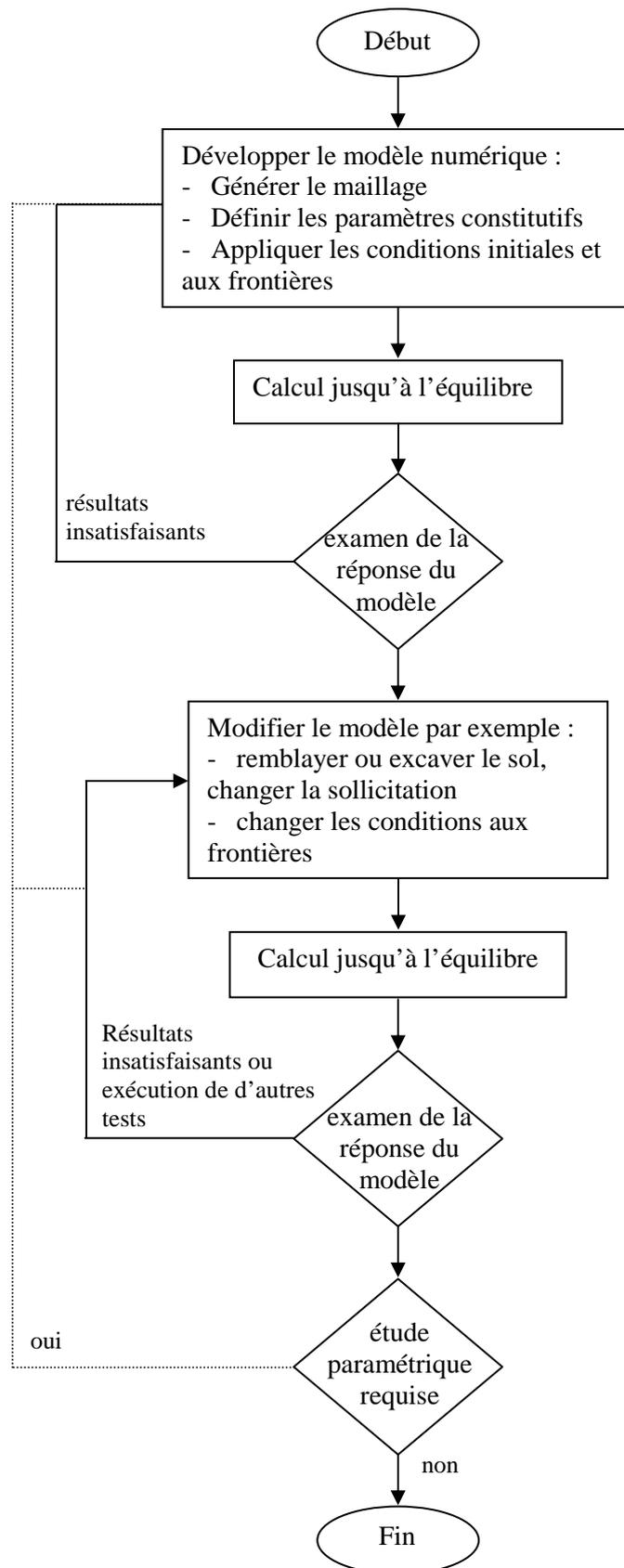


Figure 3-4 Méthodologie de modélisation numérique par les codes de calcul FLAC/FLAC3D d'après le manuel FLAC (2005).

3.4 Modèles de comportement et éléments de structure

3.4.1 Modèles de comportement

Le comportement mécanique des sols est irréversible et il dépend du chemin de contraintes ; il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous les aspects du comportement d'un sol serait excessivement complexe. Malgré les progrès considérables dans le domaine de développement des lois de comportement des sols, il n'existe aucun modèle mathématique capable de décrire parfaitement le comportement mécanique des sols.

FLAC et FLAC3D, intègrent de nombreux modèles de comportement mécanique (élastique, élasto-plastique, fluage et thermique), des modèles d'écoulement couplés ou non, des éléments d'interface et de structures (poutre, géogridde, soutènement, câble, pieu, boulon d'ancrage,...). Aussi, l'option de modèle de comportement permet à l'utilisateur de développer ses propres modèles de comportement en C++.

3.4.1.1 Comportement élastique linéaire isotrope

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours de chargement. Dans les codes FLAC et FLAC3D, l'écriture des relations de comportement utilise les modules volumique K et de cisaillement G plutôt que le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ; la relation entre ces divers paramètres sont données par les équations (3-1 et 3-2). Il est important de noter que le modèle de comportement élastique linéaire est utilisé, pour le sol de fondation et les blocs modulaires constituant le parement.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3-1)$$

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

3.4.1.2 Comportement élasto-plastique

Les lois de comportement utilisées couramment par les ingénieurs pour décrire les massifs de sol sont des lois élasto-plastiques parfaites, composées d'une élasticité linéaire, d'un critère de plasticité et d'un potentiel plastique. L'application de ces modèles permet d'analyser le comportement à la rupture des fondations, des pentes, des tunnels, des ouvrages de

soutènements, etc. Coulomb (1776) a proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents et pour les sols cohérents à long terme.

Dans le plan de Mohr (Figure 3-5), la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de Coulomb, d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}(\phi) \quad (3-3)$$

Où τ , σ_n , ϕ , et c correspondent respectivement à la contrainte de cisaillement, la contrainte normale, angle de frottement interne du sol, et la cohésion effective.

Dans l'espace des contraintes principales effectives (σ_1 , σ_2 , σ_3) la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale irrégulière à sa base ayant pour axe la droite d'équation $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (Figure 3-6). L'équation de la surface de charge est donnée par l'équation (3-4) (Mestat, 1993).

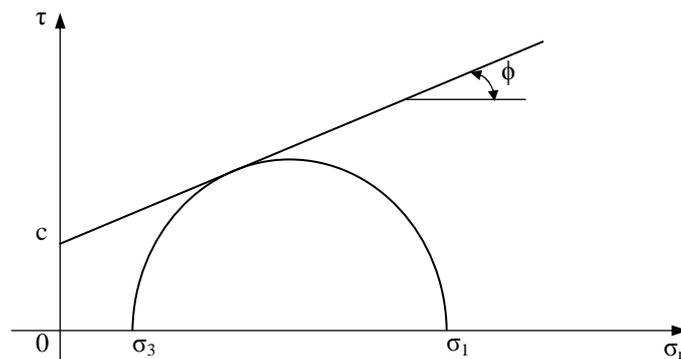


Figure 3-5 Critère de plasticité dans le plan de Coulomb.

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi = 0 \quad (3-4)$$

où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement).

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi$$

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

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, le modèle élastique linéaire isotrope – parfaitement plastique avec le critère de Mohr-

Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques E (module d'Young), ν (coefficient de Poisson), c (cohésion), ϕ (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Comme le sol n'est pas capable de supporter des contraintes de traction, on doit de plus avoir $\sigma_1 \geq 0$, $\sigma_2 \geq 0$, $\sigma_3 \geq 0$ (c'est-à-dire que la pyramide doit être tronquée par les trois plans fournis par ces conditions avec le signe d'égalité). Une limite peut être introduite pour la contrainte de rupture de traction (σ_t), ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre règle d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr-Coulomb qui ne tient pas compte ce paramètre.

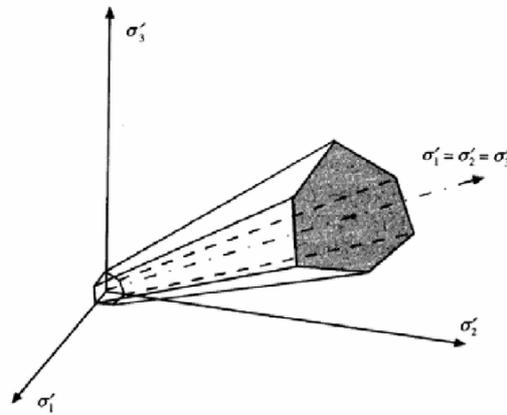


Figure 3-6 Conditions de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.

Pour représenter le comportement non linéaire du domaine élastique des sols, plusieurs études numériques d'ouvrages de soutènement en sol renforcé ont été faites avec un sol modélisé par le modèle de comportement élastique non linéaire de Duncan-Chang (Hatami et Bathurst, 2001; Hatami *et al.*, 2003; Hatami et Bathurst, 2006; Huang *et al.*, 2009; Zheng et Fox, 2016).

Duncan-Chang est un modèle de comportement élastique non linéaire avec une fonction hyperbolique de contrainte-déformation, ce modèle de comportement permet de prendre en compte les non-linéarités du sol avant la rupture. Duncan-Chang est basé sur la loi de Hooke généralisé, le module d'élasticité tangentiel est exprimé par la relation (3-5) (Duncan *et al.*, 1980) :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K_e p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3-5)$$

Où σ_1 est la contrainte principale majeure ; σ_3 contrainte principale mineure ; p_a pression atmosphérique ; R_f rapport de rupture ; K_e nombre de module d'élasticité ; ϕ angle de frottement interne du sol ; c cohésion ; n exposant du module d'élasticité.

Adedapo (2007) a mentionné que l'utilisation de ce modèle est limitée, parce qu'il nécessite la détermination de plusieurs paramètres qui ne peuvent être obtenues à partir des tests de laboratoire géotechniques classiques. Cependant, plusieurs études numériques ont montré que le critère de Mohr-Coulomb est suffisant pour reproduire le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Hatami et Bathurst (2005) ont appliqué une méthode numérique basée sur la méthode des différences finies, en utilisant le modèle élasto-plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, et le modèle hyperbolique de Duncan-Chang combiné avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le modèle combiné utilise la relation hyperbolique contrainte-déformation pour le comportement de sol avant la rupture, et le modèle plastique conventionnel de Mohr-Coulomb pour le comportement du sol à la rupture. Les résultats numériques ont été comparés aux mesurés de tests en vraie grandeur ; ainsi, en utilisant les deux modèles de comportement, les résultats numériques des forces au pied du parement, déplacements du parement, forces de connexion et les déformations dans les nappes de renforcement, sont en bon accord avec les mesures expérimentales.

Egalement, Huang *et al.* (2009) ont utilisé le code bidimensionnel FLAC, pour étudier l'influence du modèle de comportement de sol sur le comportement de deux types de murs en sol renforcé. Le sol a été modélisé par trois différents modèles de comportement : le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, le modèle hyperbolique modifié de Duncan-Chang et le modèle de Lade. Ces trois modèles de comportement ont été utilisés d'abord sur des essais triaxiaux afin de valider les paramètres numériques. La modélisation des deux murs par les trois modèles de comportement a permis de calculer les forces au pied de parement, les contraintes sur le sol de fondation, les déplacements latéraux du parement, les forces de connexion et les déformations des armatures. Les résultats numériques ont été comparés aux résultats de mesures expérimentales. Il a été trouvé que les résultats de calcul numérique obtenus par les trois modèles sont assez proches de ceux de mesures expérimentales sous l'effet du poids propre et sous les différents niveaux de chargement. La Figure (3-7) montre que les trois modèles donnent des résultats quasi-similaires pour les forces de connexion et les déplacements du parement.

Par conséquent, ils concluent que l'utilisation d'un modèle de comportement de sol simpliste tel que Mohr-Coulomb est suffisante pour reproduire le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Pour cela, le modèle de comportement élasto-plastique Mohr-Coulomb est adopté dans cette thèse pour modéliser le sol.

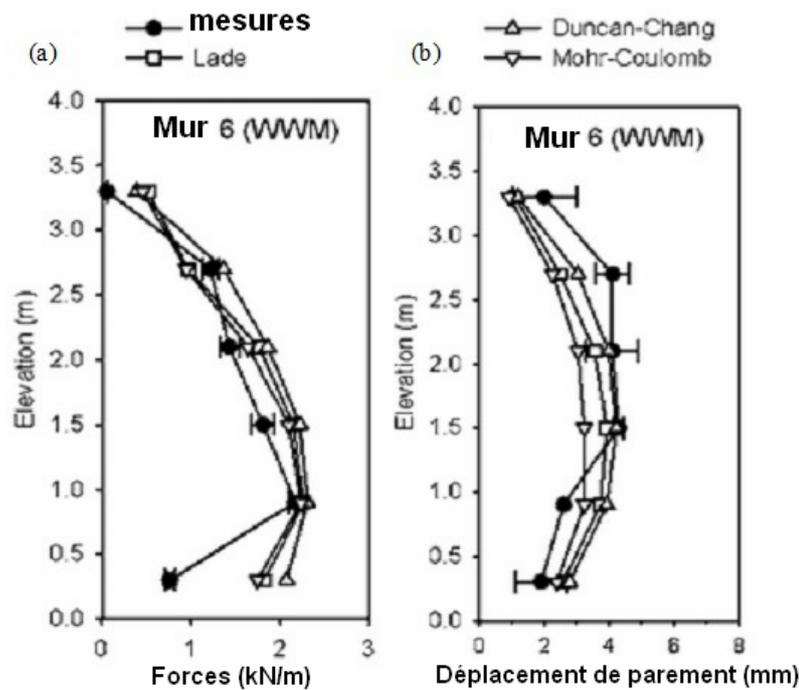


Figure 3-7 Prédiction et mesures d'après Huang *et al.* (2009). A) forces de connexion ; b) déplacements latéraux de parement.

3.4.2 Eléments d'interface

Il y a plusieurs cas en géomécanique dans lesquels il est souhaitable de représenter des plans, sur lesquels le glissement ou la séparation peut se produire. Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter d'une manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations soit en cisaillement (surface de glissement) soit en traction (fissures). Pour le cas des ouvrages de soutènement le glissement ou la séparation peuvent se produire dans les plans suivant : bloc-bloc, sol-parement, et sol-renforcement.

Dans les codes FLAC (2005) et FLAC (2006), ces plans peuvent être modélisé à l'aide des éléments d'interface sans épaisseur, régies par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface. Les interfaces ont les propriétés de frottement, cohésion, dilatance, rigidité normale et de cisaillement et une résistance à la traction. La Figure 3-8 (a) et (b) présente les détails des composants des éléments d'interface de FLAC et FLAC3D.

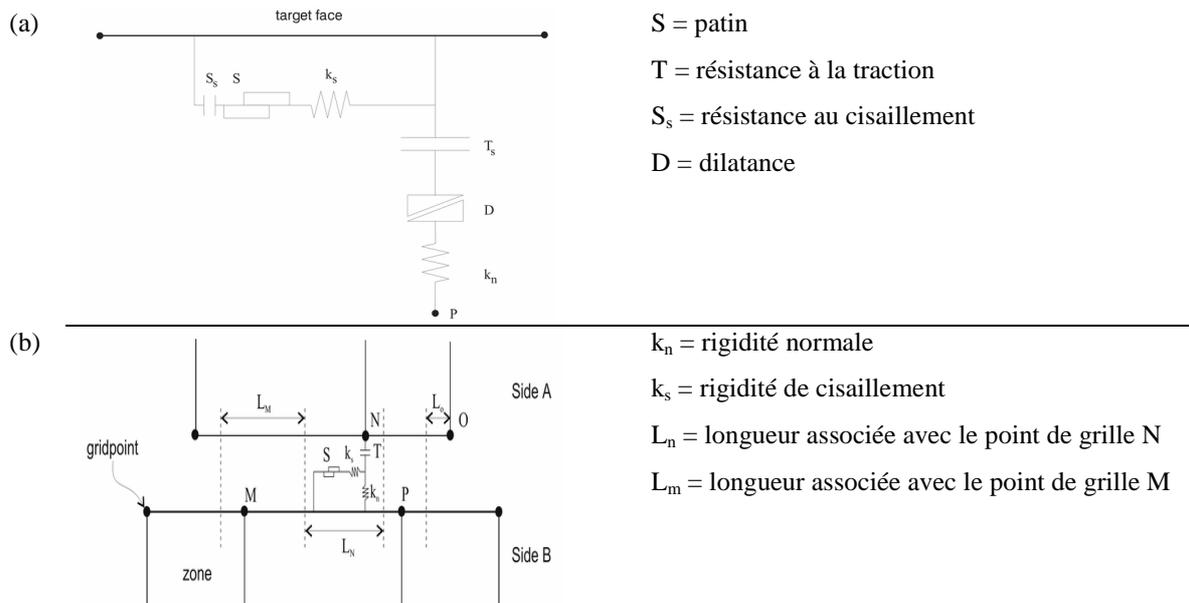


Figure 3-8 Composants du modèle constitutif de l'interface d'après FLAC (2005) et FLAC (2006).
a) élément d'interface FLAC3D ; b) élément d'interface FLAC.

3.4.3 Éléments de structure

Les géosynthétiques peuvent être modélisés à l'aide des éléments structurels, incorporés dans les codes de calcul aux différences finies FLAC/FLAC3D. Deux types d'éléments permettent de modéliser les géosynthétiques : l'élément Câble pour FLAC et l'élément Géogrille pour FLAC3D. Les autres types d'éléments structurels (Coque, poutre, bande, etc.) avec certaines modifications, peuvent simuler le comportement des géosynthétiques.

3.4.3.1 Élément Câble

L'élément Câble est un élément axial unidimensionnel, sa rupture peut se produire par traction ou compression (Figure 3-9), mais il ne résiste pas au moment de flexion. Le comportement axial de l'élément Câble est régi par sa rigidité axiale, décrite en termes de section transversale, A (surface) et module d'Young, E .

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

Le comportement au cisaillement de l'interface du l'élément Câble est représenté sous la forme d'un système ressort-patin aux nœuds du câble (Figure 3-10).

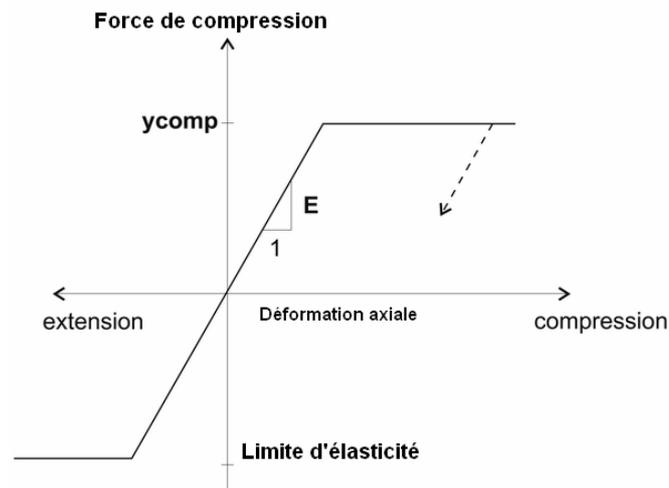


Figure 3-9 Comportement axial du l'élément Câble de FLAC (2005).

L'élément Câble a les propriétés suivantes : surface transversale, densité, module élastique, résistance à la traction, résistance à la compression, périmètre, rigidité de l'interface, cohésion de l'interface, angle de frottement de l'interface, et coefficient thermique.

Le comportement au cisaillement de l'interface Câble/grille, lors du déplacement relatif entre eux, est décrit numériquement par la rigidité de cisaillement de l'interface ($kbond$ sur la Figure 3-11b).

La force de cisaillement maximale qui peut être développée à l'interface, par longueur d'élément, est en fonction de la force de cohésion ($sbond$) d'interface et de la résistance de frottement dépendant de la contrainte normale à l'interface (Figure 3-11a). La relation (3-6) est utilisée pour déterminer la force de cisaillement maximale.

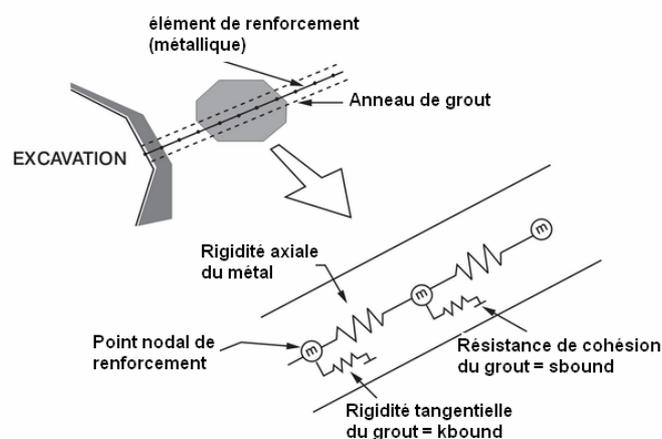


Figure 3-10 Représentation mécanique de l'interface associée à l'élément Câble de FLAC (2005).

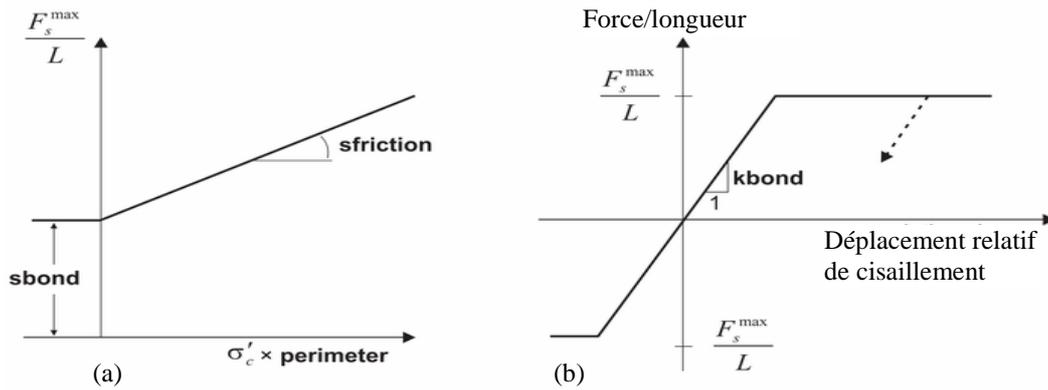


Figure 3-11 Comportement mécanique de l'interface du l'élément Câble de FLAC (2005).

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} + \sigma_c' \times \tan(S_{friction}) \times \text{périmètre} \quad (3-6)$$

- où
- S_{bond} = Cohésion de l'interface (sbond) ;
 - σ_c' = Contrainte de confinement normale à l'élément ;
 - $S_{friction}$ = Angle de frottement de l'interface (sfriktion) ; et
 - périmètre = périmètre de l'élément (perimeter).

3.4.3.2 Élément Géogrille

L'élément géogrille incorporé dans le code FLAC3D (2006), est un élément finis à trois nœuds, qui résiste aux chargements membranaires et non flexionnels, avec un comportement isotrope ou orthotrope, élastique linéaire sans limite de rupture, où la rupture peut se produire uniquement au niveau de l'interface.

L'interface sol-géosynthétique, peut être aussi modélisée par l'interface associée à l'élément géogrille. L'interface est présentée numériquement sur chaque nœud de l'élément géogrille, par une liaison rigide dans la direction normale et par un système ressort-patin dans le plan tangentiel de la surface du Géogrille. Le comportement de cisaillement de l'interface sol-géogrille (Figure 3-12) est régi par la cohésion et le frottement, ce comportement est contrôlé par la rigidité tangentielle k , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ et par la contrainte de confinement effective σ_m .

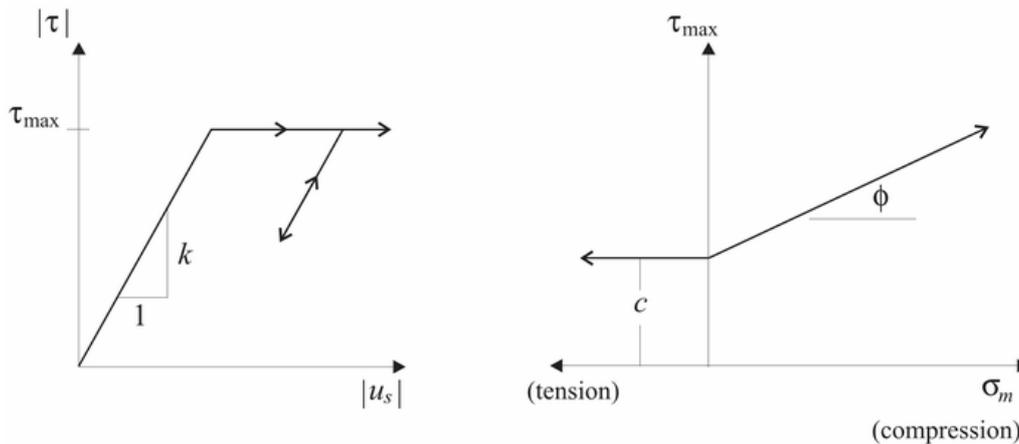


Figure 3-12 Comportement au cisaillement à l'interface de l'élément Géogrille (FLAC, 2006).

3.5 Conclusion

Les méthodes numériques ont connu un développement très important dans le domaine de géotechnique. L'utilisation de ces méthodes est intéressante pour la vérification de la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement. Le choix de la méthode dépend du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul à la rupture) et des caractéristiques du matériau étudié (type du sol, interaction sol-structure). Généralement, on peut distinguer deux approches : la première est basée sur des méthodes de type « éléments limites » (*boundary methods*). La deuxième regroupe les méthodes des domaines (*domain methods*), en utilisant les éléments finis et les différences finies, qui traitent le sol comme un milieu continu, et les éléments distincts, qui modélisent chaque bloc du massif comme un élément unique.

L'avantage de l'approche par milieu continu est qu'elle permet de simplifier la description géométrique du milieu, ce qui facilite la mise en œuvre informatique du modèle. Ainsi, pour la modélisation des ouvrages géotechniques, il existe une variété des codes basés sur la méthode des éléments finis et la méthode des différences. Les codes de calcul aux différences finies FLAC (2005) et FLAC3D (2006) présentés dans ce chapitre, sont adoptés dans cette thèse pour développer des modèles numériques d'ouvrages de soutènement en sol renforcé. Ces modèles sont utilisés pour montrer l'influence des paramètres géométriques et mécaniques présentés dans le deuxième chapitre.

La modélisation du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par le modèle élastique-parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, est suffisante pour reproduire le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Également, les éléments de renforcement peuvent être modélisés à l'aide des éléments de structures incorporés dans les codes de calcul aux différences finies FLAC et FLAC3D.

Chapitre IV

Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé

4.1 Introduction

Les dispositifs comportant des géosynthétiques sont de plus en plus utilisés dans de nombreux ouvrages, en particulier dans les ouvrages de soutènement. Les dispositifs géosynthétiques supportent les nombreuses contraintes mécaniques et hydrauliques appliquées lors de la mise en œuvre et lorsque l'ouvrage est en service. En raison de la complexité du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ce problème a fait l'objet de très nombreuses études théoriques, expérimentales et numériques. La motivation de ces travaux était de comprendre le comportement de ces ouvrages en considérant l'effet de leur poids propre et le chargement appliqué sur le sol (Hatami et Bathurst, 2005; Hatami et Bathurst, 2006; Huang *et al.*, 2010; Damians *et al.*, 2014). Généralement, le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basé sur l'approche de l'équilibre limite, toutefois les résultats obtenus sont conservatifs.

Dans ce chapitre les codes FLAC et FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites, sont utilisés pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Cette analyse numérique est effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécanique, afin d'examiner l'influence de la disposition des blocs constituant le parement, l'interface sol-parement, l'angle de la surface libre du sol, l'angle d'inclinaison du parement, et la distance semelle-parement. Pour la validation des modèles numériques, les résultats sont comparés à ceux obtenus par Bathurst *et al.* (2000) et Huang *et al.* (2009) en utilisant un ouvrage de soutènement renforcé en vraie grandeur. La mobilisation d'une rupture au niveau de la fondation permet d'analyser les mécanismes de rupture. Ainsi, dans ce chapitre les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont analysés jusqu'à la rupture en considérant une fondation à proximité du parement.

4.2 Développement et validation des modèles numériques

La formulation du problème de l'interaction entre un ouvrage de soutènement et un sol renforcé, ainsi que les techniques appliquées pour vérifier leur stabilité, ont évolué et continuent à évoluer, en raison des besoins de la construction et la demande croissante pour des systèmes de soutènement plus efficaces. Les développements théoriques permettent de

proposer des solutions pertinentes pour la modélisation mathématique du problème, par l'adoption et la mise en œuvre de nouveaux outils analytiques et numériques. Aussi, l'approche expérimentale pour la validation de la solution théorique établie est très intéressante ; ainsi, les deux aspects du problème sont fortement liés. Par conséquent, pour une étude paramétrique fiable, les résultats numériques doivent être comparés avec d'autres résultats existants, théoriques ou expérimentaux.

Le problème de la validation du modèle numérique par des tests expérimentaux, dans le domaine des ouvrages de soutènement en sol renforcé a fait l'objet de nombreuses études (Arab *et al.*, 1996; Hatami *et al.*, 2003; Guler *et al.*, 2007; Yang, 2009; Huang *et al.*, 2011; Krishna et Latha, 2012; Ehrlich et Mirmoradi, 2013). Il est important de noter que les résultats de Bathurst *et al.* (2000) ont été considérés par plusieurs auteurs, afin de valider leurs modèles numériques (Hatami *et al.*, 2001; Guler *et al.*, 2007; Huang *et al.*, 2009; Sabet *et al.*, 2011; Liu, 2013; Yang *et al.*, 2013; Chou *et al.*, 2015; Mirmoradi et Ehrlich, 2017). Ces résultats sont aussi utilisés pour valider les modèles numériques développés dans la présente thèse.

4.2.1 Caractéristiques géométrique et mécaniques de modèles adoptés

Bathurst *et al.* (2000) ont lancé un programme de recherche à long terme comprend une série de tests au laboratoire sur 11 ouvrages de soutènement renforcés en vraie grandeur. Ces ouvrages sont construits en variant plusieurs paramètres, tels que le type d'armatures, la contrainte de compactage, et le type de parement.

Dans le présent chapitre, deux types des ouvrages de soutènement sont pris en compte pour la validation des modèle numérique : le premier est un ouvrage avec un parement en blocs modulaires (Huang *et al.*, 2009) ; le deuxième est un ouvrage avec un parement flexible en géotextiles (Bathurst *et al.*, 2006).

Le premier ouvrage a été renforcé en utilisant six nappes de treillis soudés relativement rigides ($J=3100$ kN/m). Ce mur a été choisi, parce que les armatures métalliques ont un comportement élastique linéaire et le phénomène de fluage est négligé, ce qui nous permet de simplifier la modélisation et la validation des modèles numériques développés. On note que l'ouvrage a été dimensionné suivant la méthode de l'AASHTO (2002). L'ouvrage été réalisé avec un espacement vertical entre les armatures de 0,6 m et la longueur de renforcement est de 0,7 fois la hauteur du mur. Ce mur est de 3,6 m de hauteur, de 3,3 m de largeur, et 5,95 m de longueur à partir du parement (Figure 4-1). Le parement est réalisé en blocs modulaires de 15 cm de hauteur, 20 cm de largeur, et 30 cm de longueur. Les armatures sont connectées de

manière rigide au parement à l'aide des connecteurs mécanique, le mur est construit sur une fondation rigide. Le sol renforcé est un sable propre, avec un coefficient de courbure $C_c = 2,25$ et un coefficient d'uniformité $C_u = 1,09$. Le mur est construit couche par couche, chaque couche de sol a une épaisseur de 15 cm et compactée par une contrainte de 16 kPa.

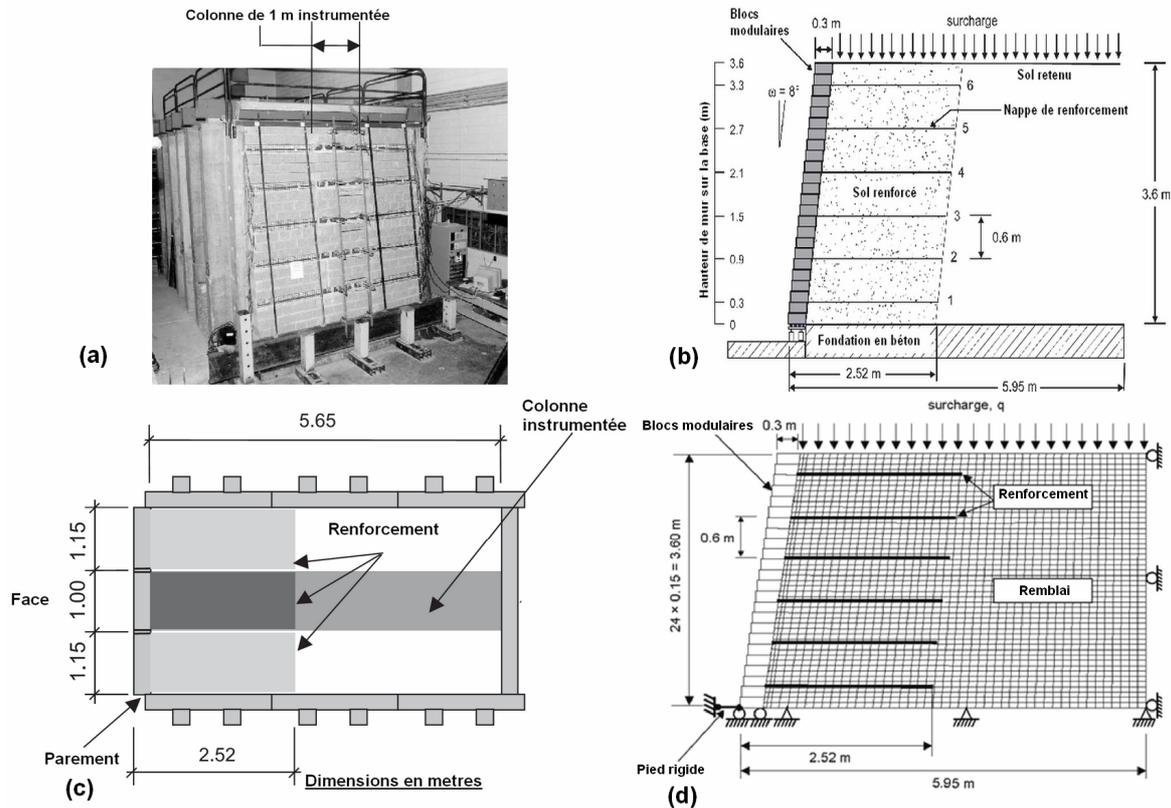


Figure 4-1 Géométrie de l'expérimentation et le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Hatami et Bathurst, 2005). (a) vue de face ; (b) vue de coupe transversale ; (c) vue en plan ; (c) modèle numérique de FLAC.

Le comportement en déformation plane de ce mur a été simulé par Huang *et al.* (2009) en utilisant le code FLAC basé sur la méthode des différences finies. La Figure (4-1d) montre le modèle numérique utilisé. Le sol a été modélisé par le modèle de comportement élasto-plastique linéaire de Mohr-Coulomb, les armatures métalliques ont été modélisées avec l'élément câble, le comportement de l'interface bloc-bloc et sol-parement est régi par le critère de Mohr-Coulomb. Aussi, les étapes de construction (couche par couche) et le compactage ont été simulés.

Le deuxième ouvrage est identique au premier ouvrage, mais cette fois il est construit avec un parement flexible en géogrille, un géotextile tissé léger a été placé à l'intérieur de géogrille du parement afin d'empêcher le sable remblai de s'échapper à travers le géogrille (Figure 4-2a).

Le renforcement a été réalisé par un géogrille de polypropylène (PP) d'une rigidité $J = 115$ kN/m, chaque nappe de géogrille est retournée autour de la couche du sol et attachée à la nappe supérieure par un outil métallique. Le mur a été construit en maintenant chaque couche de 60 cm par un coffrage, le sol a été compacté avec une contrainte de 8 kPa.

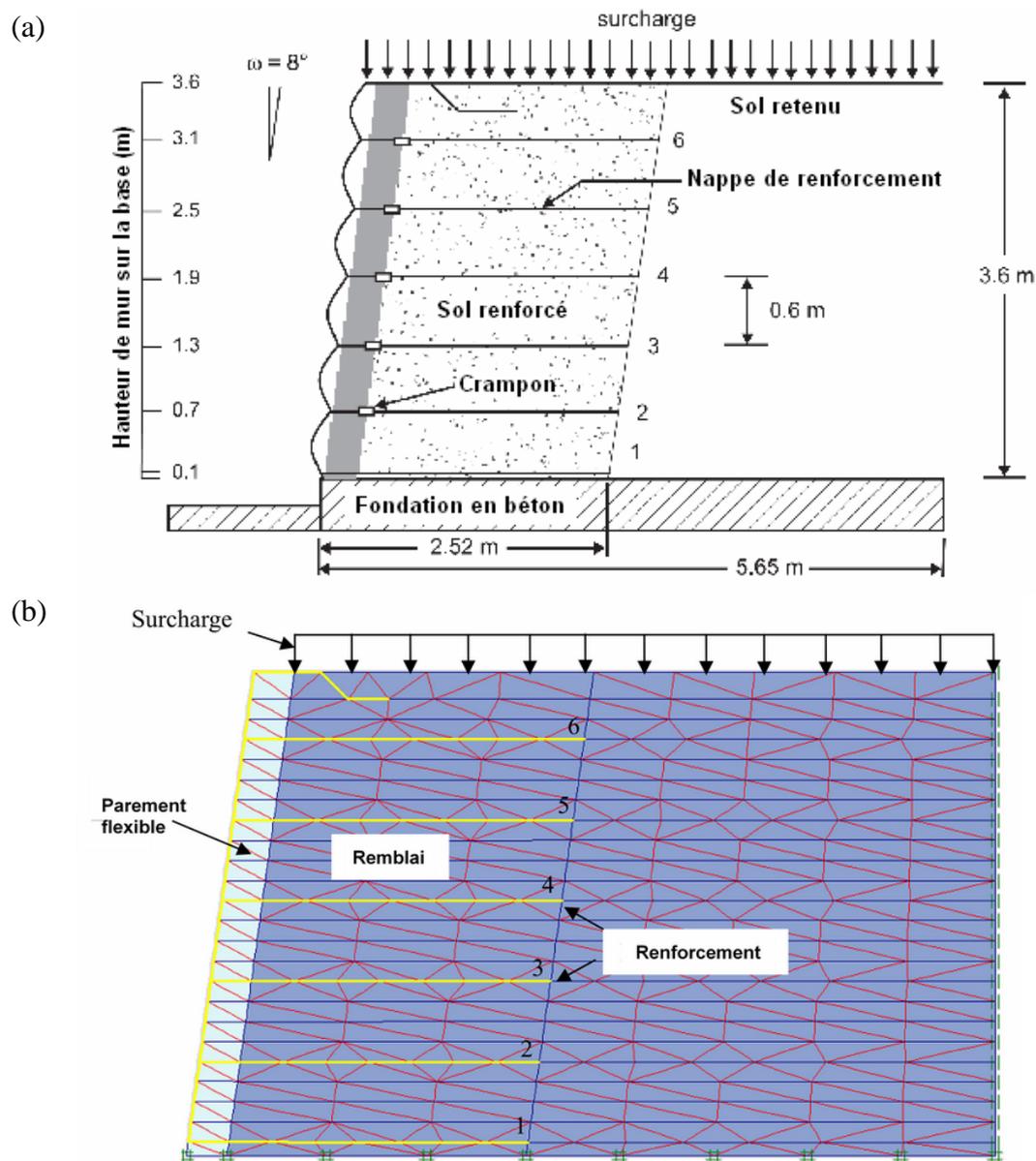


Figure 4-2 Ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement flexible. (a) test au laboratoire (Bathurst *et al.*, 2006) ; (b) modèle numérique de PLAXIS (Yang *et al.*, 2013).

Le deuxième ouvrage de soutènement a été modélisé par Yang *et al.* (2013) en utilisant le code PLAXIS en éléments finis, la Figure (4-2b) montre le modèle numérique utilisé. Les propriétés des matériaux et des interfaces, ont été estimées à partir des essais expérimentaux (Hatami et Bathurst, 2005) et sont résumées dans les Tableaux (4-1 et 4-2).

Tableau 4-1 Propriétés de sol, armatures, et les blocs modulaires (Hatami et Bathurst, 2005; Bathurst *et al.*, 2006; Huang *et al.*, 2009).

	Mur 4	Mur 6
Sol		
E (module de Young) (MPa)	40	80
ν (coefficient de Poisson)	0,3	0,3
ϕ (angle de frottement) (degrés)	44	44
ψ (angle de dilatance) (degrés)	11	11
c (cohésion) (kPa)	0,2	0,2
γ (poids volumique) (kN/m ³)	16,8	16,8
Armatures		
J (rigidité) (kN/m)	115	3100
e (épaisseur) (mm)	2	2
Blocs modulaires		
E (module de Young) (GPa)	23	23
ν (coefficient de Poisson)	0,15	0,15
γ (poids volumique) (kN/m ³)	23	23

Tableau 4-2 Propriétés des interfaces (Huang *et al.*, 2009; Chen et Bathurst, 2013).

Interface	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)	Angle de frottement (°)	Cohésion (kPa)
Bloc-bloc	1000	40	57	46
Sol-parement	100	1	44	/
Sol-armature	/	1	44	1000
Pied de parement	1000	40	27	7

4.2.2 Développement des modèles numériques

Dans ce chapitre, trois modèles numériques ont été développés en utilisant les codes FLAC et FLAC3D basés sur la méthode des différences finies. Le code FLAC3D a été initialement utilisé dans cette thèse pour les calculs de stabilité. Cependant, pour un coût de calcul raisonnable à la rupture, le code FLAC2D a été utilisé.

Le premier ouvrage (mur 6) de Huang *et al.* (2009), a été modélisé avec les deux codes FLAC et FLAC3D (Figure 4-3). Le modèle de comportement linéaire élastique parfaitement plastique, avec le critère de Mohr-Coulomb est adopté pour modéliser le sol renforcé et non renforcé ; par ailleurs, les blocs du parement et le sol de fondation sont modélisés par un modèle de comportement élastique linéaire.

La construction des blocs conduit à une géométrie complexe de la façade du mur, cette géométrie tridimensionnelle est simplifiée pour les calculs bidimensionnels en considérant un seul bloc. Les armatures sont modélisées par un élément de structure appelé « cable » dans le code FLAC, et l'élément géogridde appelé « geogrids » dans le code FLAC3D. Le contact bloc-bloc et sol-parement est modélisée par un élément d'interface. La procédure de construction (couche par couche) et le compactage de chaque couche sont simulés en considérant 24 phases, le compactage est simulé en appliquant une contrainte uniforme de 16kPa sur chaque couche de 15 cm d'épaisseur.

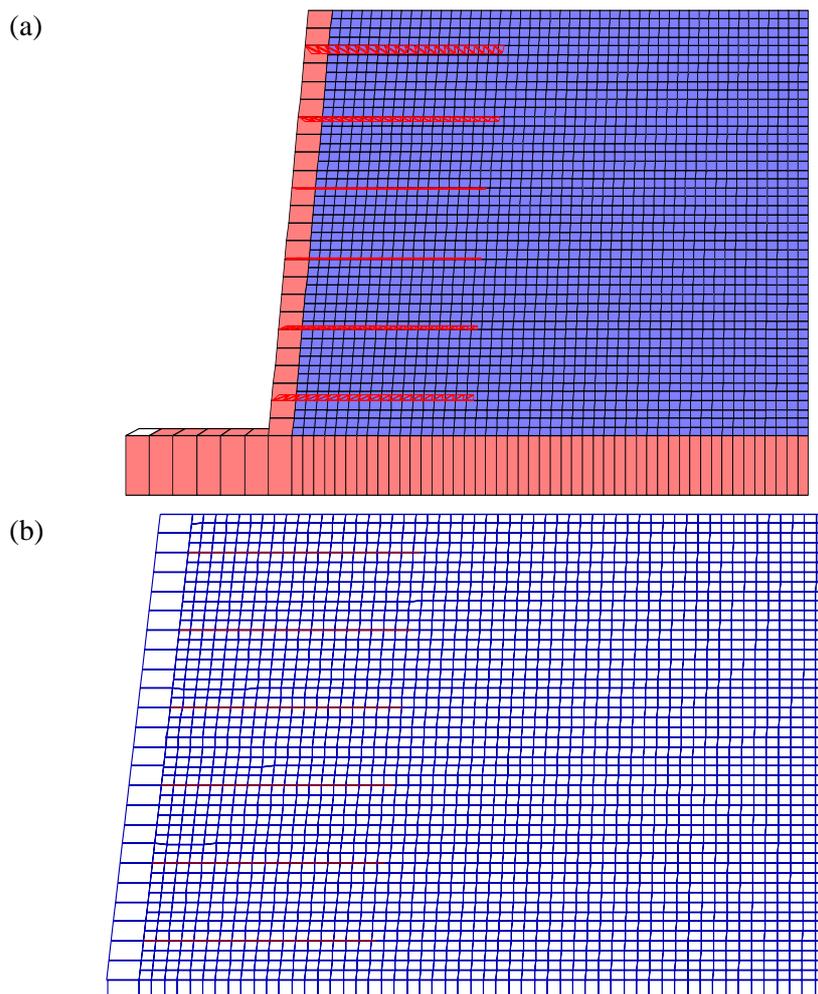


Figure 4-3 Modèles numériques développés. (a) FLAC3D ; (b) FLAC.

Huang *et al.* (2009) ont donné les propriétés d'une interface collée pour le contact sol-armature, cette hypothèse est justifiée par le fait que le glissement se produit dans le sol lui-même et non à l'interface sol-armature (Yoo et Kim, 2008). C'est pour cette raison, les interfaces sol-armatures sont modélisées en tant que des interfaces collées en donnant une cohésion de valeur importante.

D'après Hatami et Bathurst (2005), les connexions armatures-parement empêchent le mouvement entre le sol et le parement, à cette effet l'interface sol-parement est modélisée en par une interface rugueuse.

Pour les conditions aux limites, la base du modèle est fixée dans les deux directions horizontal et vertical ; cependant, pour les bords latéraux seulement les déplacements horizontaux sont fixés. Le déplacement dans la troisième dimension du modèle FLAC3D est bloqué pour traiter le problème en déformation plane.

Les propriétés du sol, blocs, armatures, et les interfaces utilisées dans la modélisation sont résumées dans les Tableaux (4-1 et 4-2). Les résultats obtenus par le modèle numérique de FLAC3D sont comparés avec les mesures expérimentales de Huang *et al.* (2009) et avec les résultats de leur simulation numérique en utilisant le code FLAC2D.

Le deuxième ouvrage de soutènement à parement flexible (mur 4) de Bathurst *et al.* (2006), est modélisé en utilisant le code FLAC3D (Figure 4-4). Le comportement du sol est régi aussi par le critère de Mohr-Coulomb, les armatures et les interfaces sont modélisées respectivement, par les éléments de géogridde et d'interface incorporés dans FLAC3D.

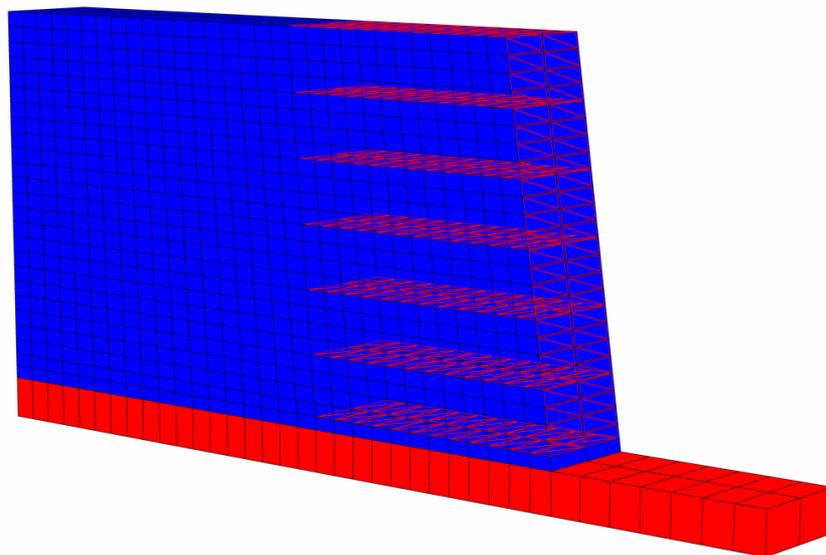


Figure 4-4 Modèle numérique développé d'un ouvrage de soutènement à parement flexible.

La procédure de construction est aussi considérée pour la simulation numérique. La technique de construction par un coffrage est simulée par la fixation du déplacement latéral des points de la grille du parement de chaque couche de 60 cm, ensuite ils sont libérés pendant la modélisation de la couche suivante. Les propriétés de sol, armatures, et les interfaces utilisées dans la modélisation sont présentées dans les Tableaux (4-1 et 4-2).

Les résultats obtenus par le modèle numérique de FLAC3D sont comparés avec les mesures expérimentales de Bathurst *et al.* (2006), et avec les résultats numériques de Yang *et al.* (2013) obtenus à l'aide du code de calcul aux éléments finis PLAXIS.

4.2.3 Résultats et discussion

4.2.3.1 Ouvrage de soutènement à parement en blocs modulaires

Une comparaison est représentée sur les Figures (4-5a et 4-5b) entre les résultats numériques et les mesures expérimentales des déplacements latéraux de parement et des forces de connexion sous l'effet du poids propre de l'ouvrage. Il est important de noter que les résultats numériques de la présente étude, sont en bon accord avec les mesures expérimentales et les résultats numérique de Huang *et al.* (2009) obtenus à l'aide du modèle de FLAC2D.

Le code FLAC3D donne un bonne estimation de la force de connexion dans la nappe de renforcement inférieure par rapport aux valeurs de FLAC2D, ce résultat peut être justifié par l'utilisation d'un élément d'interface au pied de parement, qui représente bien le comportement du pied de parement, il est à noter que l'élément poutre a été utilisé par Huang *et al.* (2009) pour simuler le comportement à l'interface du pied de parement.

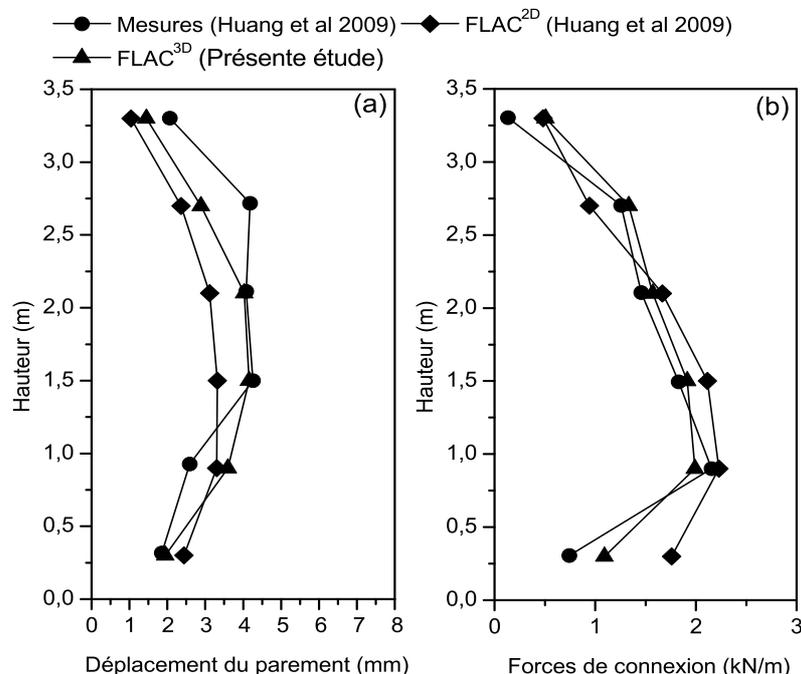


Figure 4-5 Comparaison de: (a) déplacements latéraux de parement ; (b) forces de connexion, obtenus par la modélisation numérique et les mesures expérimentales (Mur 6, (Huang *et al.*, 2009)).

La Figure (4-6) montre les déformations dans les armatures, sous l'effet du poids propre de l'ouvrage. Cette figure montre le bon accord entre les distributions des déformations obtenues par les analyses numériques et les mesures expérimentales ; cet accord est remarqué dans toutes les nappes de renforcement, à l'exception de la nappe 5, où le code FLAC3D sous-estime les déformations; cette divergence a été également signalée aussi par Huang *et al.* (2009) en utilisant FLAC2D.

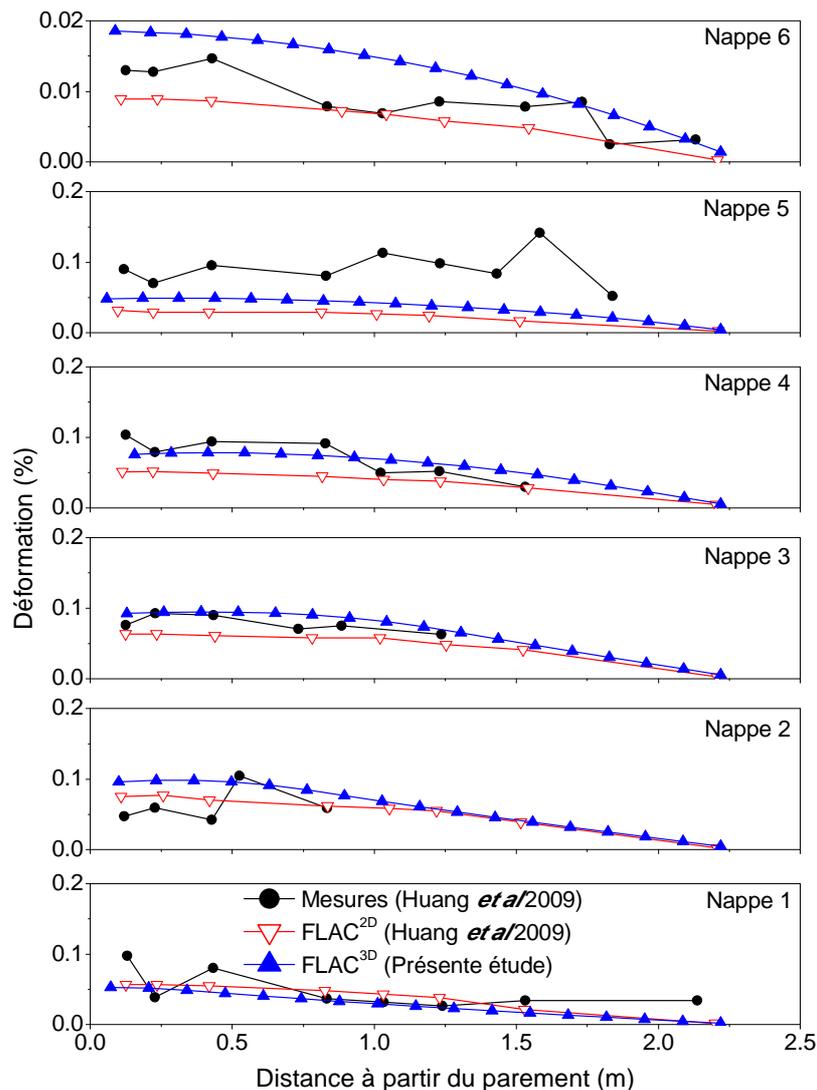


Figure 4-6 Comparaison des déformations d'armatures, obtenus par la modélisation numérique et les mesures expérimentales (Mur 6, (Huang *et al.*, 2009)).

4.2.3.2 Ouvrage de soutènement à parement flexible

La Figure (4-7) montre le déplacement latéral du parement à la fin de construction de l'ouvrage, on peut noter une différence significative entre les résultats numériques et expérimentaux. Cette différence peut être justifiée par la technique utilisée pour simuler le

coffrage, qui est différente à celle utilisée par Bathurst *et al.* (2006). Le déplacement maximal estimé par le modèle numérique est environ 43 mm. Néanmoins, la Figure (4-8) montre que le modèle numérique est capable à prédire le déplacement maximal du parement au cours du chargement, et les résultats numériques et expérimentaux ont la même allure.

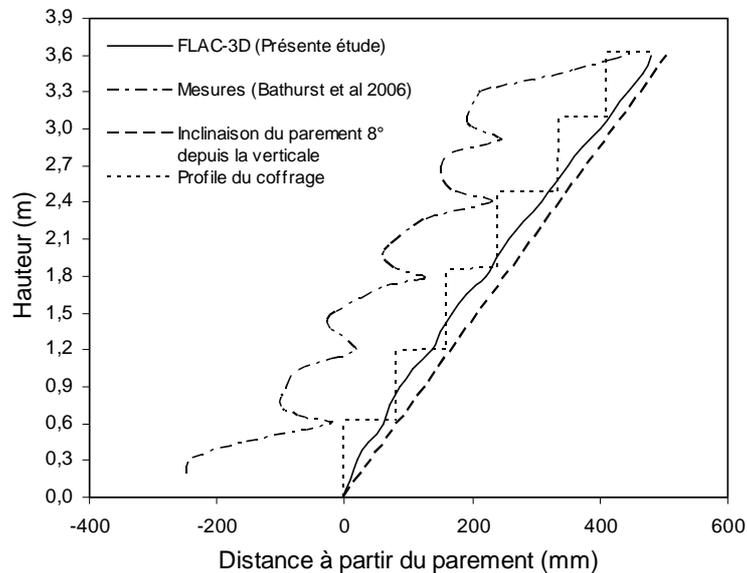


Figure 4-7 Profil du parement à la fin de construction.

La force maximale de traction au cours de chargement est observée dans la 4^{ème} nappe de renforcement (Figure 4-9), les résultats numériques montrent que le modèle numérique en utilisant FLAC3D peut prédire la force maximale de traction à la fin de construction jusqu'à un chargement de 29 kPa qui provoque le fluage des armatures et la relaxation commence.

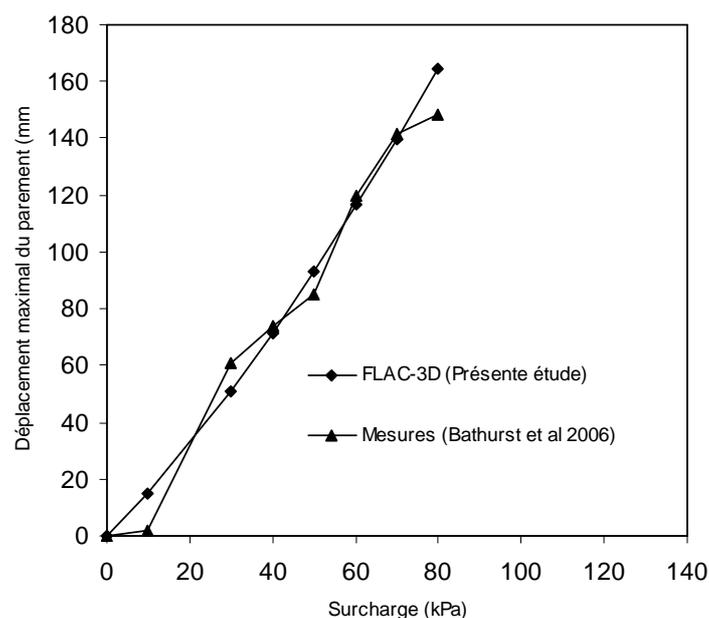


Figure 4-8 Déplacement maximal du parement après chargement, enregistré à 3 m de hauteur.

Ainsi, dès que le fluage des armatures commence, le modèle numérique n'est plus capable de prédire la force maximale de traction dans les armatures, parce que la présente étude a été réalisée en supposant une rigidité d'armatures constante. Aussi, la Figure (4-9) montre que la méthode de réduction de la rigidité des armatures adoptée par Yang *et al.* (2013), en utilisant un modèle basé sur la méthode des éléments finis, ne peut pas simuler la relaxation des armatures et estimer la force maximale de traction.

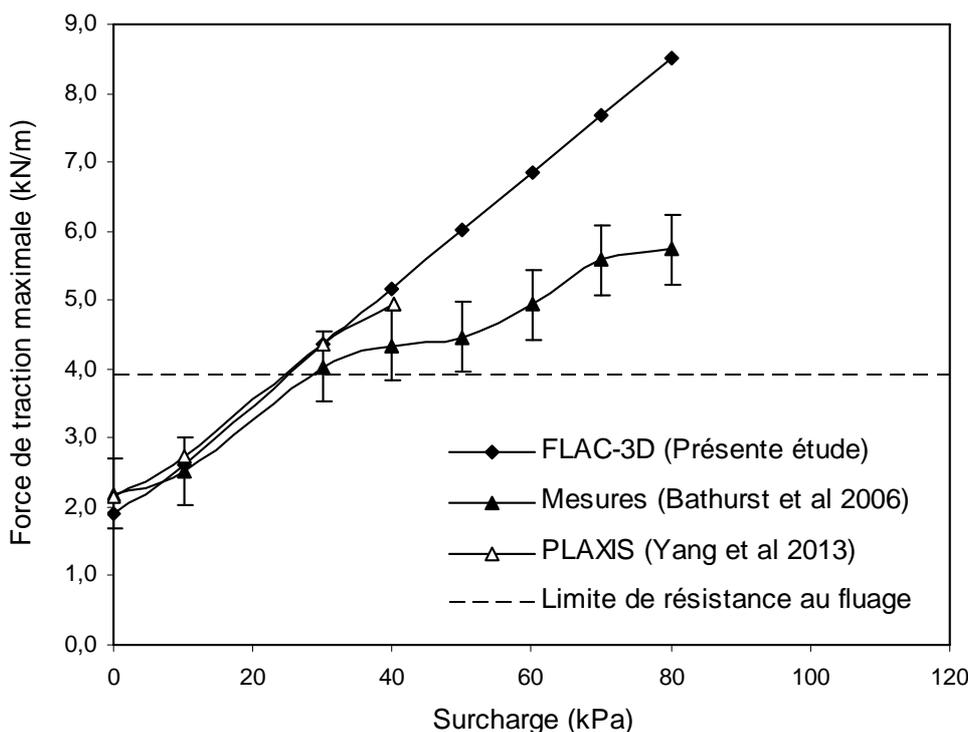


Figure 4-9 Force maximale de traction dans la nappe 4 au cours de chargement.

Hatami et Bathurst (2006) ont indiqué que la méthode de réduction de la rigidité des armatures qui est indépendante du temps, est valable seulement pour le cas où les déformations des armatures sont inférieures à 2%.

La Figure (4-10) montre la distribution des déformations dans les nappes de renforcement à la fin de construction, obtenues par les calculs numériques et les mesures expérimentales. Le modèle numérique de la présente étude donne des déformations dans les différentes nappes, en accord raisonnable avec celles estimées par les mesures expérimentales.

D'autre part, le modèle numérique en éléments finis de Yang *et al.* (2013) donne des distributions de déformations acceptables, à l'exception des résultats près du parement, où le parement a été modélisé en considérant une valeur de cohésion élevée de 10 kPa.

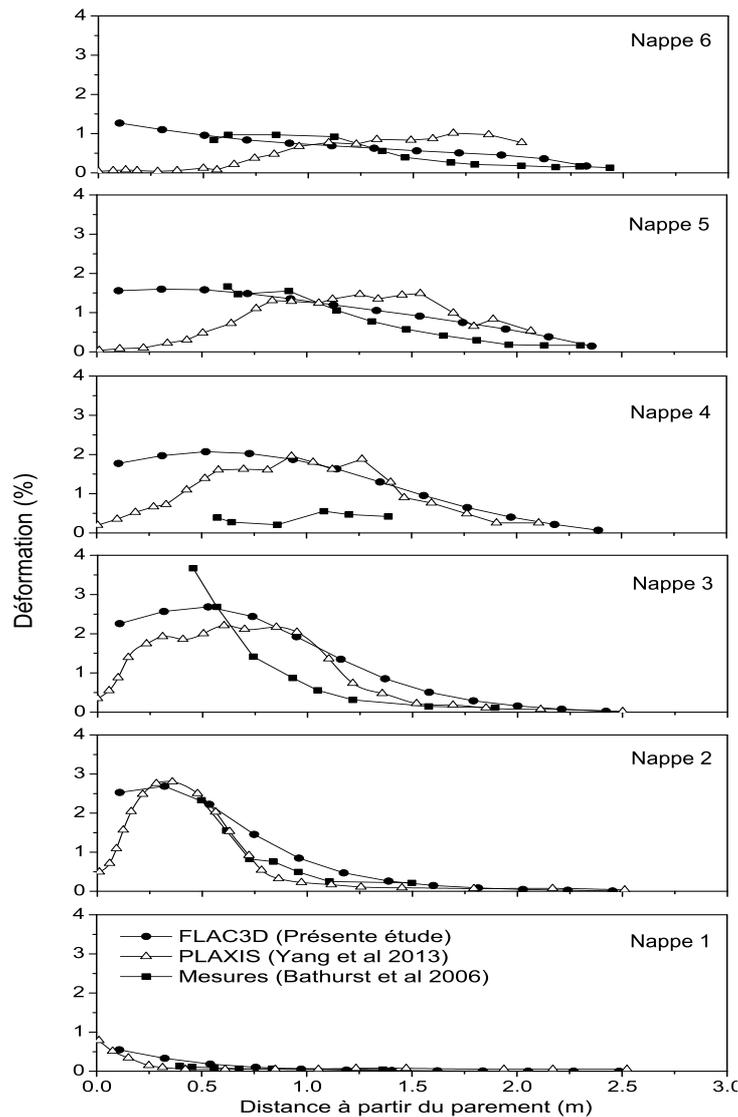


Figure 4-10 Déformation des armatures à la fin de construction.

4.3 Etudes paramétriques

4.3.1 Disposition des blocs constituant le parement

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont généralement réalisés avec un parement incliné, cette inclinaison est couramment réalisée par le décalage successif des blocs constituant le parement. Cependant, cette inclinaison peut être réalisée avec des blocs inclinés, ce qui permet d'optimiser le comportement de ce type d'ouvrage et de réaliser un dimensionnement conservatif.

La présente étude a déjà fait l'objet d'une publication (Rahmouni *et al.*, 2015) dans la revue Journal of Applied Engineering Science & Technology, revue nationale à comité de lecture.

Cette publication est donc résumée brièvement ci-dessous. Sa référence complète est la suivante :

Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2015). Numerical study of geogrid-reinforced segmental earth retaining wall. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(2), 43-49.

4.3.1.1 Présentation des cas étudiés

Dans cette étude le modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé validé précédemment est utilisé, pour effectuer une étude paramétrique en considérant deux dispositions des blocs constituant le parement ; le premier modèle avec des blocs horizontaux, le second avec des blocs inclinés avec un angle de 15° afin de former un parement incliné par alignement des blocs (Figure 4-11).

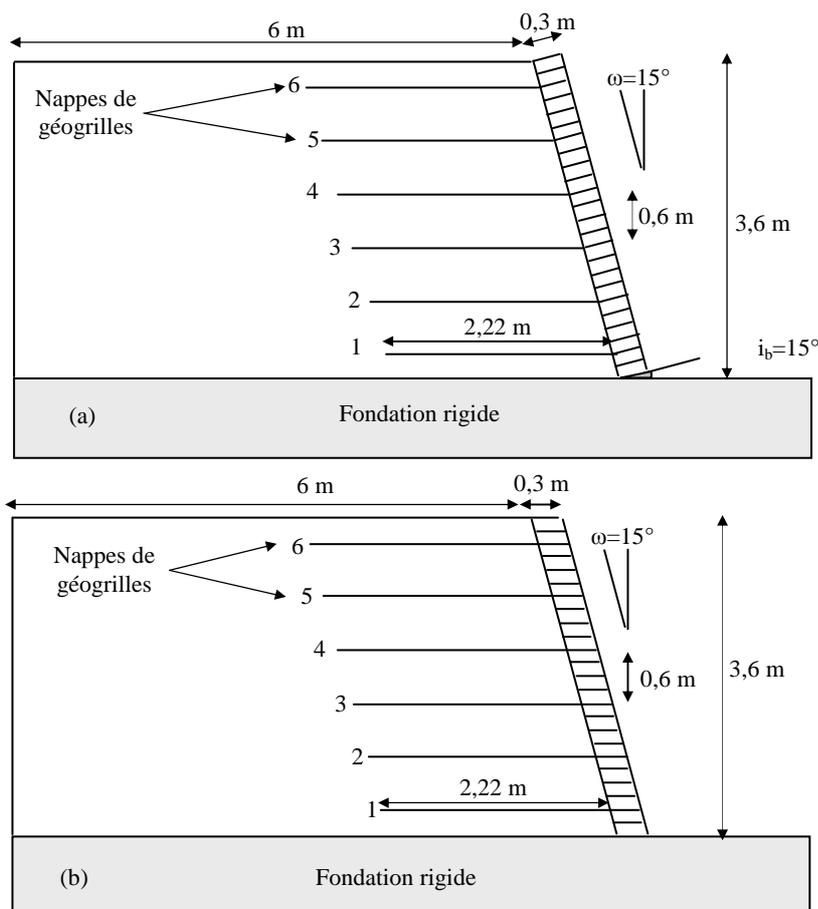


Figure 4-11 Géométrie de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé. (a) blocs inclinés ; (b) blocs horizontaux.

Le comportement du sol de remblai est régi par une loi élastique linéaire isotrope-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté, le modèle élastique linéaire isotrope est adopté pour modéliser le sol de fondation et les blocs. Les nappes de renforcement sont modélisées par l'élément géogridde.

Les propriétés du sol et les géogrids sont résumées dans le Tableau (4-3), les propriétés des interfaces sont résumées dans le Tableau (4-1). La géométrie et le maillage du modèle numérique sont présentés respectivement sur les Figures (4-11) et (4-12).

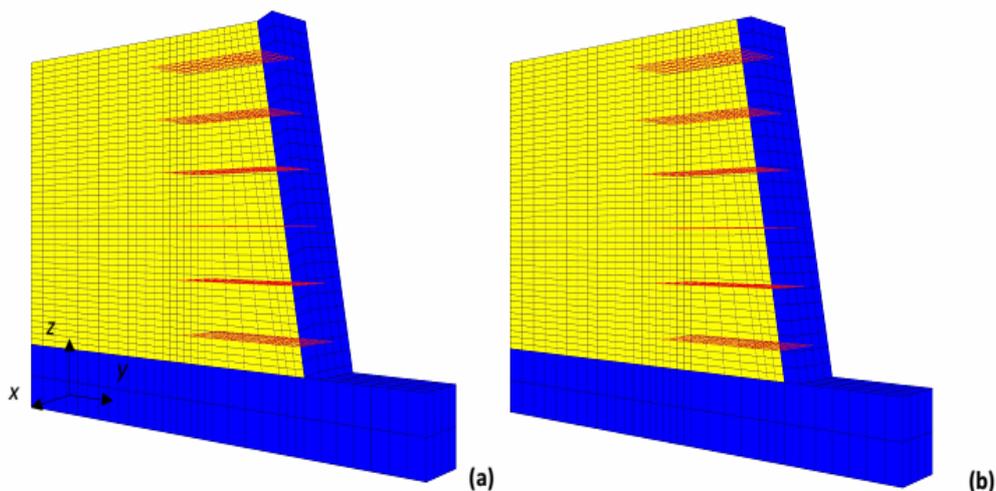


Figure 4-12 Modèle numérique utilisé. (a) blocs inclinés ; (b) blocs horizontaux.

Tableau 4-3 Propriétés des matériaux utilisés.

Matériau	Modèle de comportement
Sol	Modèle élasto-plastique
E (module de Young) (MPa)	40
ν (coefficient de Poisson)	0,3
ϕ (angle de frottement) (degrés)	44
ψ (angle de dilatance) (degrés)	11
c (cohésion) (kPa)	0,2
γ (poids volumique) (kN/m^3)	16,8
Armatures	Modèle élastique
J (rigidité) (kN/m)	95
e (épaisseur) (mm)	2
Blocs modulaires	Modèle élastique
E (module de Young) (GPa)	23
ν (coefficient de Poisson)	0,15
γ (poids volumique) (kN/m^3)	23

4.3.1.2 Résultats et discussion

La poussée des terres appliquée sur le parement est équilibrée par les composantes normales et tangentielles, le poids des blocs et les forces de traction dans les des géogrilles, ainsi il est nécessaire d'étudier la variation avec la profondeur des contrainte normale et de cisaillement dans les blocs de parement.

La Figure (4-13) montre la variation de la contrainte normale calculée entre les blocs, cette contrainte augmente avec la profondeur à cause de l'effet du poids des blocs qui croît de façon linéaire avec la profondeur. Aussi, les résultats de la présente étude montrent que la disposition inclinée des blocs constituant le parement augmente légèrement la contrainte normale entre les blocs. Cette augmentation peut être expliquée par la contribution de la poussée du sol qui est plus importante pour le cas des blocs inclinés par rapport aux blocs horizontaux.

La variation de la contrainte de cisaillement entre les blocs est présentée sur la Figure (4-14). Il est clair que cette contrainte augmente avec la profondeur à cause de l'effet de la poussée de terres et l'augmentation de la contrainte normale entre les blocs avec la profondeur. Il est important de noter que la disposition inclinée des blocs réduit les contraintes de cisaillement entre les blocs, en raison de la contribution de la composante tangentielle due au poids propre des blocs. Dans le cas des blocs inclinés la Figure (4-14) permet de constater une diminution d'environ 35% de la contrainte de cisaillement au niveau de la surface de contact entre les blocs.

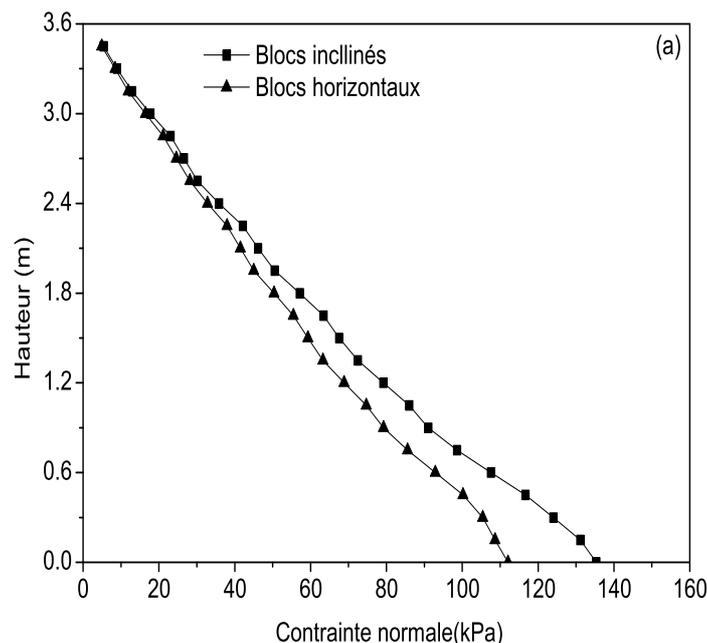


Figure 4-13 Contraintes normales entre les blocs

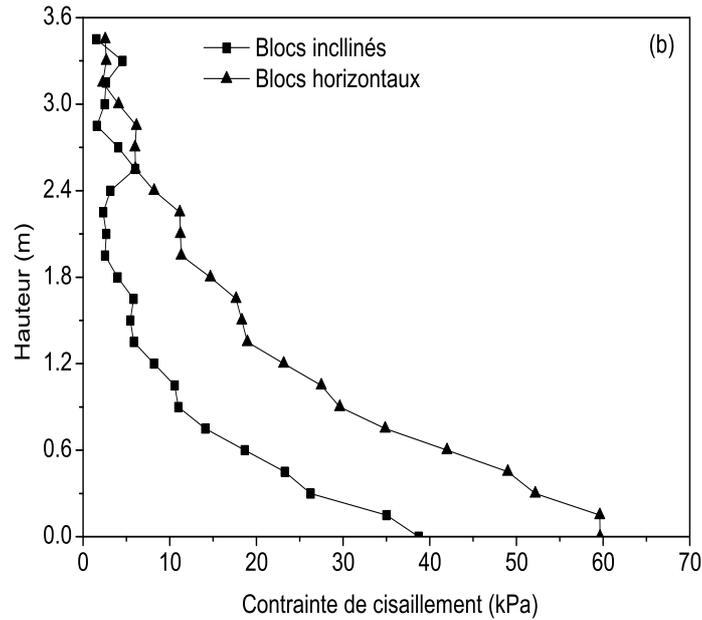


Figure 4-14 Contraintes de cisaillement entre les blocs.

Les déplacements latéraux du parement à la fin de la construction et après un chargement vertical ont été calculés et représentés sur la Figure 4-15 (a) et (b). On peut remarquer que l'inclinaison des blocs par rapport à l'horizontale réduit le déplacement latéral du parement, cette réduction peut être expliquée par l'augmentation de la contrainte normale et la diminution de la contrainte de cisaillement au niveau de la surface de contact entre les blocs. Cependant, l'influence de l'inclinaison des blocs sur le déplacement latéral du parement est relativement faible à la base de l'ouvrage de soutènement, ceci est causé par la rigidité du sol de fondation.

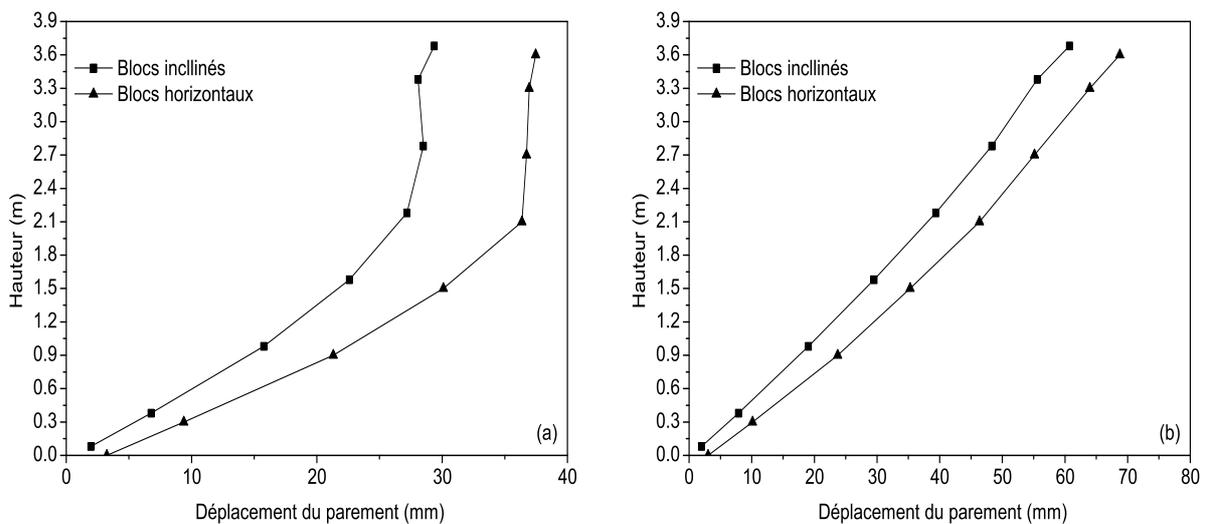


Figure 4-15 Déplacement latéral de parement. (a) en fin de construction ; (b) après un chargement vertical de 80 kPa.

La Figure 4-16 (a) et (b) montre les forces maximales de traction (T_{max}), dans les nappes de géogrilles. Pour le cas d'un ouvrage de soutènement à la fin de construction (sans chargement), la force maximale de traction est obtenue à mi-hauteur d'ouvrage. Cependant, après un chargement vertical, la force maximale de traction est obtenue dans la nappe supérieure où la contrainte de confinement est importante. À partir des résultats présentés sur la Figure 4-16 (a) et (b), on peut remarquer que l'inclinaison des blocs réduit les forces maximales de traction d'environ 19 % et 9 % en fin de construction et après chargement respectivement, cette diminution est due à la réduction du déplacement latéral du parement.

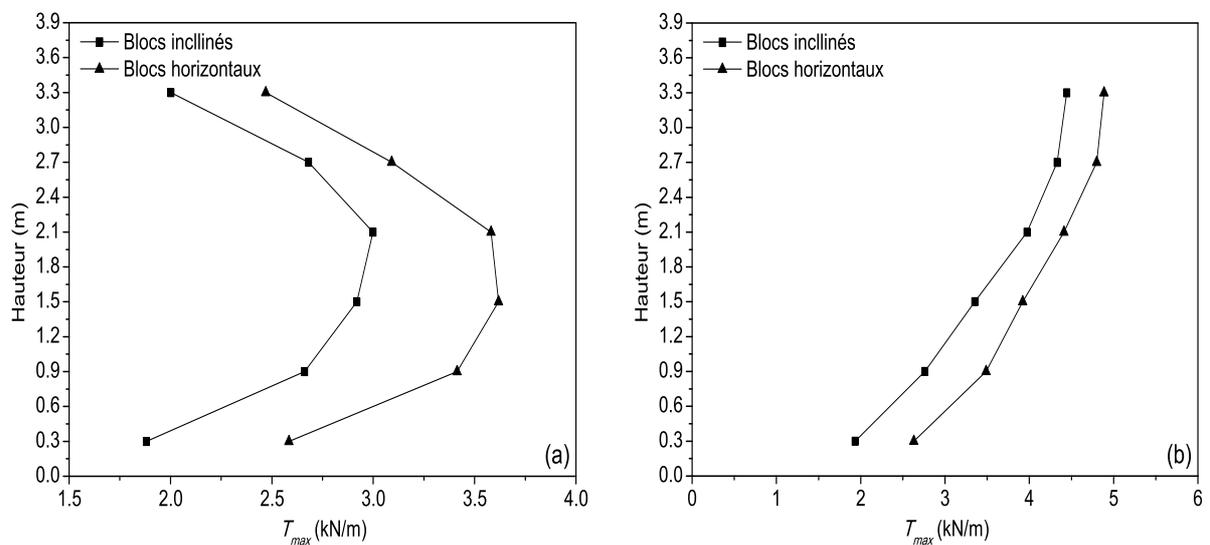


Figure 4-16 Forces maximales de traction dans les nappes de géogrilles. (a) en fin de construction ; (b) après un chargement vertical de 80 kPa.

La surface critique de rupture interne est localisée en fonction des points des forces maximales de traction dans les nappes de géogrilles. La Figure 4-17 montre la répartition des forces de traction le long des différents nappes de renforcement, les calculs numériques montrent que l'ouvrage de soutènement renforcé est divisé en deux zones, limitées par la ligne des forces maximales de traction définie par la méthode AASHTO (2012).

Aussi, la Figure (4-17) montre que la disposition des blocs inclinés n'affecte pas la surface critique de rupture, c'est-à-dire que l'inclinaison des blocs ne change pas la position de la force maximale de traction dans les nappes de géogrilles. Yang *et al.* (2012) ont montré que les déformations maximales apparaissent le long de la surface critique de rupture, c'est-à-dire que les déformations sont maximales où les forces de traction sont maximales.

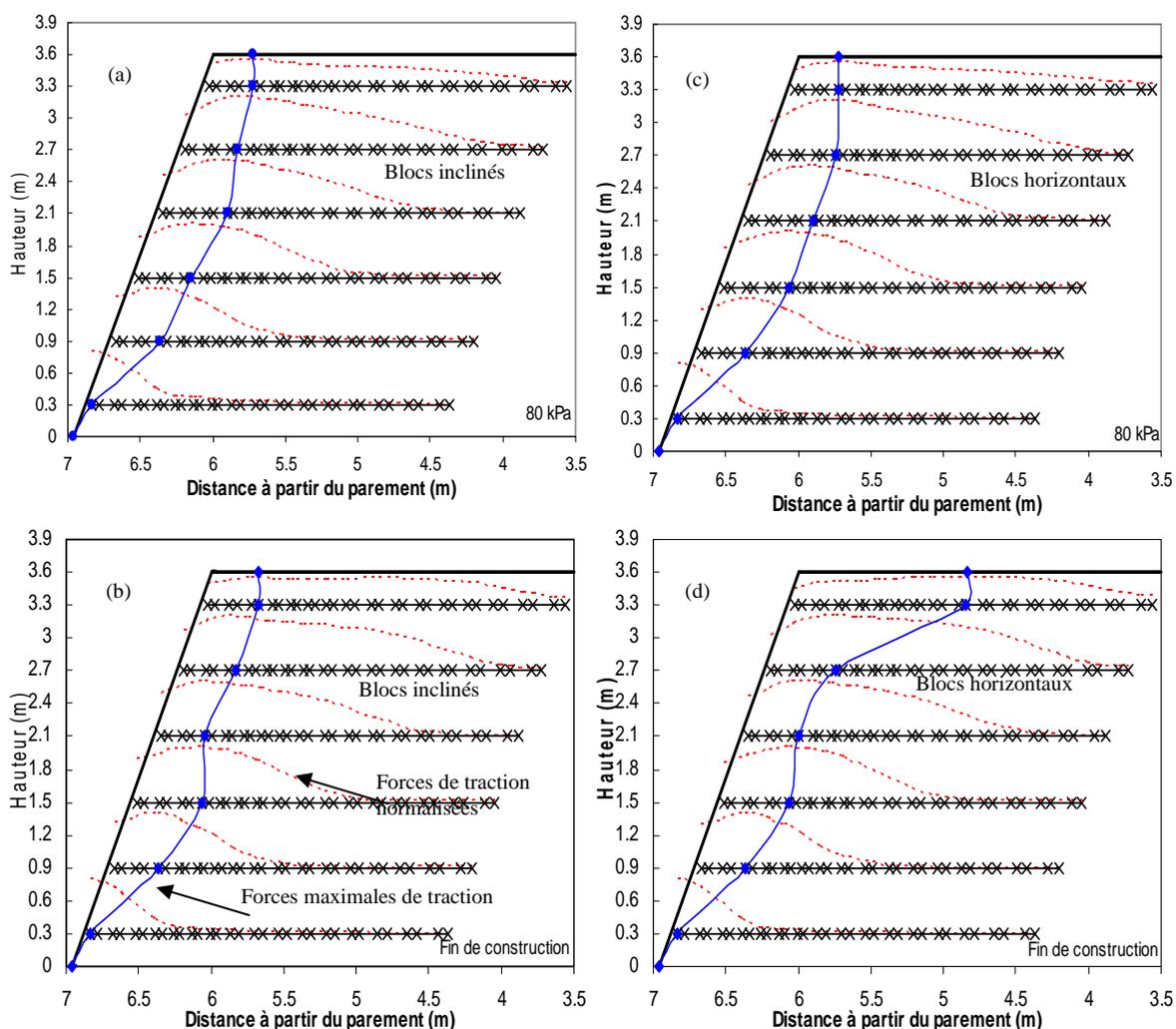


Figure 4-17 Surfaces critiques de rupture interne. (a) et (b) blocs inclinés ; (c) et (d) blocs horizontaux.

La Figure (4-18) montre que les déformations maximales se trouvent dans la nappe 3 en fin de construction et dans la nappe 6 après le chargement. Les déformations deviennent faibles dans les nappes inférieures, à cause de la rigidité du pied du parement qui contribue à la stabilité de l'ouvrage. Ainsi, les blocs inclinés contribuent à la réduction des déformations dans les nappes de géogrille qui est due à la réduction des forces de traction.

4.3.2 Inclinaison du parement

La présente étude a déjà fait l'objet d'une publication (Rahmouni *et al.*, 2016) dans la revue International Journal of Geotechnical Engineering, revue internationale à comité de lecture. Cette publication est donc résumée brièvement ci-dessous. Sa référence complète est la suivante :

Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), 435-444.

Une partie de cette publication a fait l'objet d'une communication dans la conférence internationale "Rencontres Universitaires de Génie Civil", organisée à Bayonne, France les 27-29 Mai 2015 (Rahmouni *et al.*, 2015).

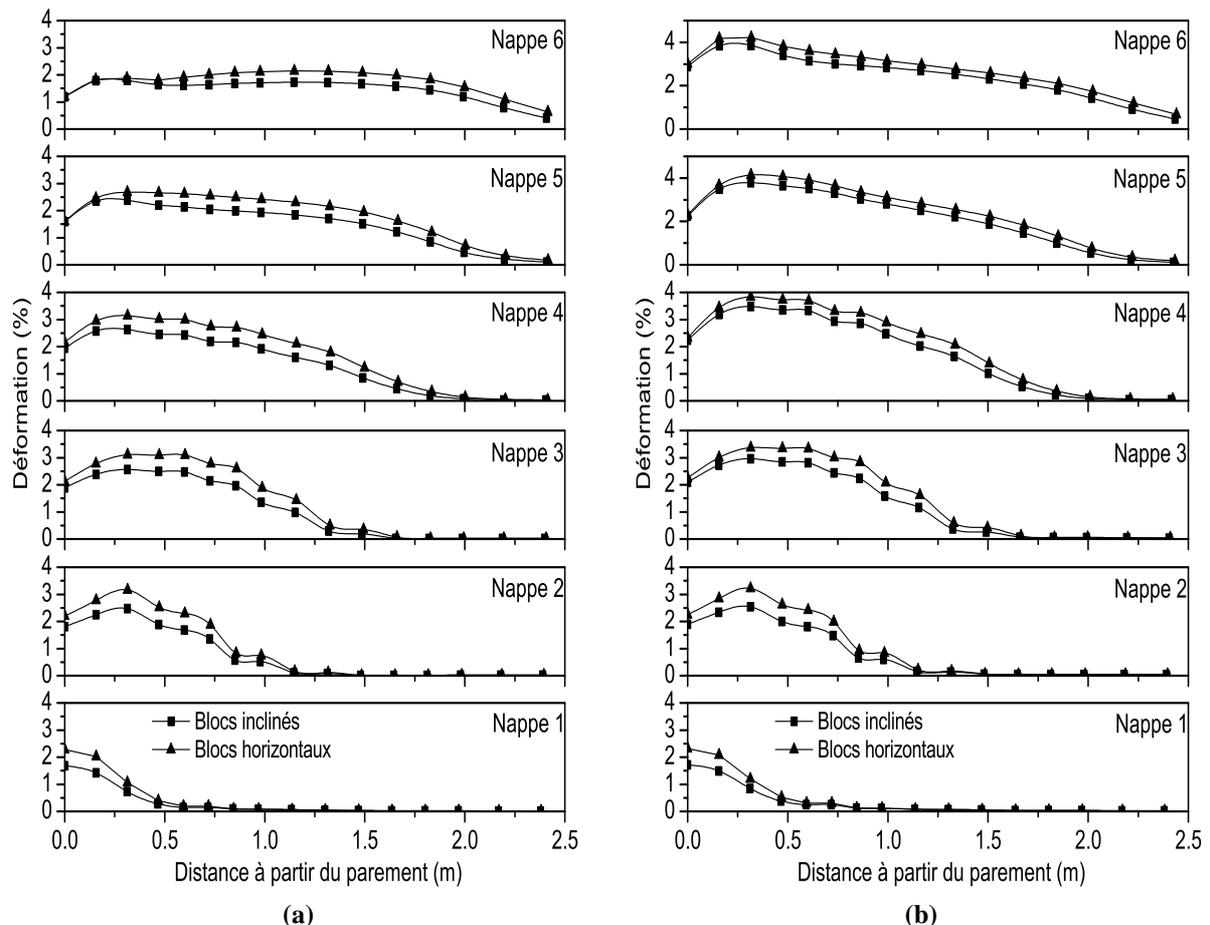


Figure 4-18 Déformations des nappes de géogrilles. (a) en fin de construction. (b) après un chargement vertical de 80 kPa.

4.3.2.1 Présentation des cas étudiés

Une étude paramétrique est effectuée en considérant différents angles de l'inclinaison du parement et de la surface libre du sol. Aussi, on examine dans cette étude l'effet de l'angle de l'interface sol-parement sur le plan de rupture interne, les forces maximales de traction dans les nappes de renforcement, les déplacements latéraux du parement et le facteur de sécurité.

Les quatre angles d'inclinaison du parement considérés sont : $\psi = 0, 10, 15$ et 20° , les angles de frottement de l'interface sol-parement sont : $\lambda = 0$ et 30° , et les angles d'inclinaison de la surface libre du sol : $\beta = 0$ et 25° .

Dans cette partie, deux modèles numériques sont analysés en utilisant le code FLAC3D, le premier modèle avec un parement en blocs modulaires. D'une part, le deuxième modèle avec un parement flexible est utilisé pour calculer le facteur de sécurité. La géométrie du modèle de base est présentée sur la Figure (4-19). Les propriétés des matériaux et des interfaces du modèle de base sont présentées dans le Tableau (4-4).

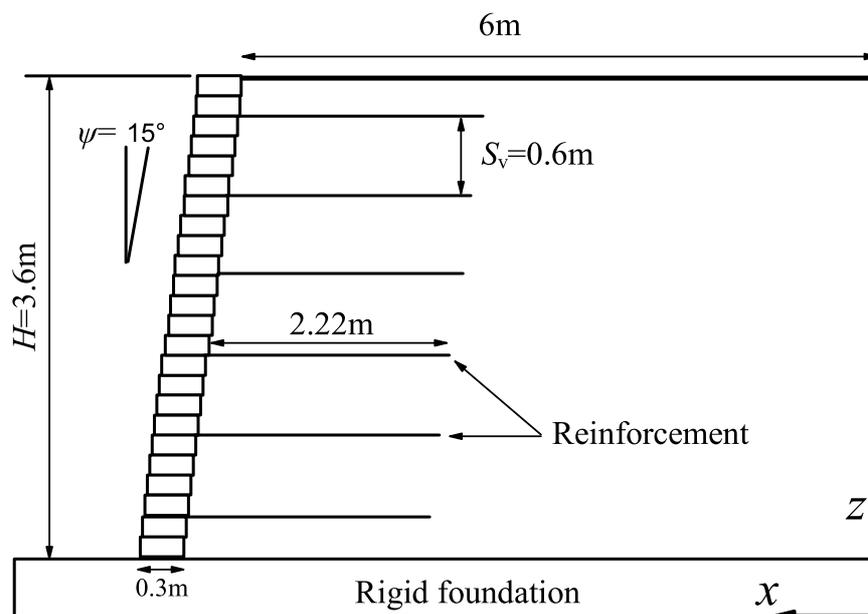


Figure 4-19 Géométrie du modèle de base.

4.3.2.2 Résultats et discussion

Les plans de rupture interne obtenus par la position des forces maximales de traction et par la méthode de dimensionnement de l'AASHTO sont présentés sur les Figures (4-20 et 4-21). Le plan de rupture défini par la ligne des forces maximales de traction traverse le pied du parement ; il est important de noter que dans la partie inférieure de l'ouvrage cette ligne est plus profonde que celle obtenue par la méthode de Rankine et Coulomb. Il est évident que la conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé est réalisée en considérant la nappe d'armature supérieure, où la distance jusqu'à la surface de rupture interne est plus large.

La Figure (4-20) montre seulement l'effet de l'angle d'inclinaison du parement ψ , avec une interface sol-parement rugueuse et une surface libre horizontale. Pour un angle d'inclinaison supérieur à 10° par rapport à la verticale (Figures 4-20a et 4-20b), la présente étude est en bon

accord avec la méthode de dimensionnement de l'AASHTO où le plan de rupture interne défini par la ligne des forces maximales de traction est quasi-linéaire et plus profond que celui obtenu par la méthode de Rankine.

Tableau 4-4 Propriétés des matériaux du modèle de base.

Matériau	Modèle de comportement			
Sol	Modèle élasto-plastique			
E (module de Young) (MPa)	40			
ν (coefficient de Poisson)	0,3			
ϕ (angle de frottement) (degrés)	44			
ψ (angle de dilatance) (degrés)	11			
c (cohésion) (kPa)	0,2			
γ (poids volumique) (kN/m ³)	16,8			
Armatures	Modèle élastique			
J (rigidité) (kN/m)	95			
e (épaisseur) (mm)	2			
Blocs modulaires	Modèle élastique			
E (module de Young) (GPa)	23			
ν (coefficient de Poisson)	0,15			
γ (poids volumique) (kN/m ³)	23			
Interfaces				
	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)	Angle de frottement (°)	Cohésion (kPa)
Bloc-bloc	1000	40	57	46
Sol-parement	100	1	30	/
Sol-armatures	/	1	30	1000
Pied du parement	1000	40	27	7

Pour un angle d'inclinaison du parement inférieur à 10° (Figures 4-20c et 4-20d), le plan de rupture interne défini par la ligne des forces maximales de traction est de forme parabolique. La force maximale de traction la plus loin du parement est située près du plan de rupture de Rankine, où cette forme de plan de rupture interne a été observée pour les ouvrages de grande hauteur (Koerner et Soong, 2001).

La Figure (4-21) montre l'effet de l'angle de la surface libre du sol et de l'angle de frottement de l'interface sol-parement sur le plan de rupture défini par la ligne des forces maximales de traction et par la méthode de dimensionnement AASHTO. Les résultats numériques présentés

sur la Figure (4-21a) montrent que les plans de rupture sont presque identiques pour $\lambda=0^\circ$ et $\lambda=\phi$. Par conséquent, en tenant compte de l'angle de frottement de l'interface sol-parement la méthode de l'AASHTO, donne une surface de rupture plus large, ce qui conduit à une surestimation de la longueur de renforcement.

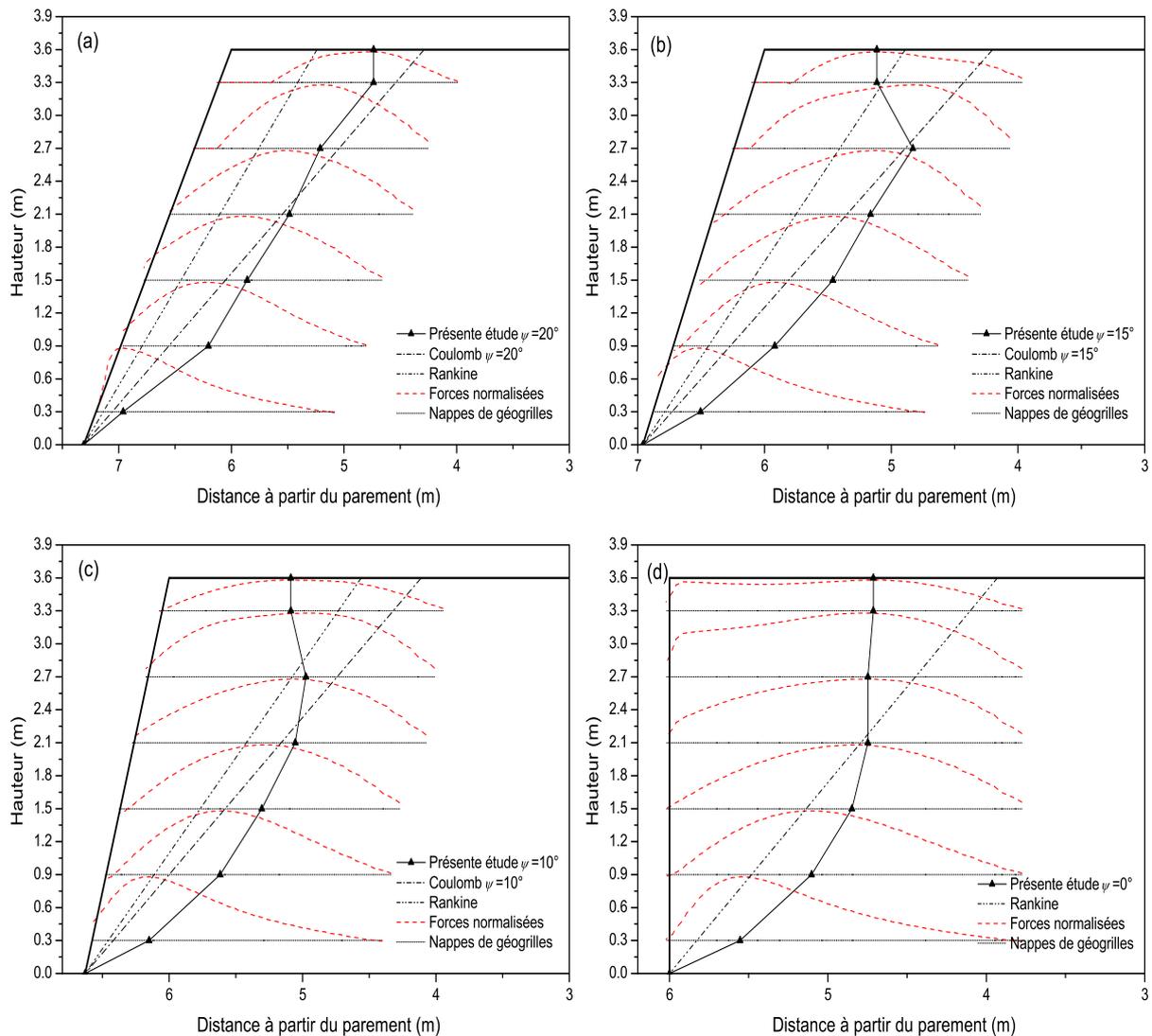


Figure 4-20 Effet de l'inclinaison du parement sur le plan de rupture interne.

Il est clair que pour le cas d'un sol incliné avec $\beta = 25^\circ$ et dans la moitié inférieure de l'ouvrage, le plan de rupture interne défini par les points des forces maximales de traction (Figure 4-21b) est légèrement plus profond par rapport au plan de rupture obtenu pour le cas d'un sol à surface horizontale ($\beta = 0^\circ$). Cependant, lorsque la surface libre du sol est inclinée ($\beta = 25^\circ$), le plan de rupture interne défini par la méthode de dimensionnement de l'AASHTO, conduit à une surestimation de la longueur de renforcement.

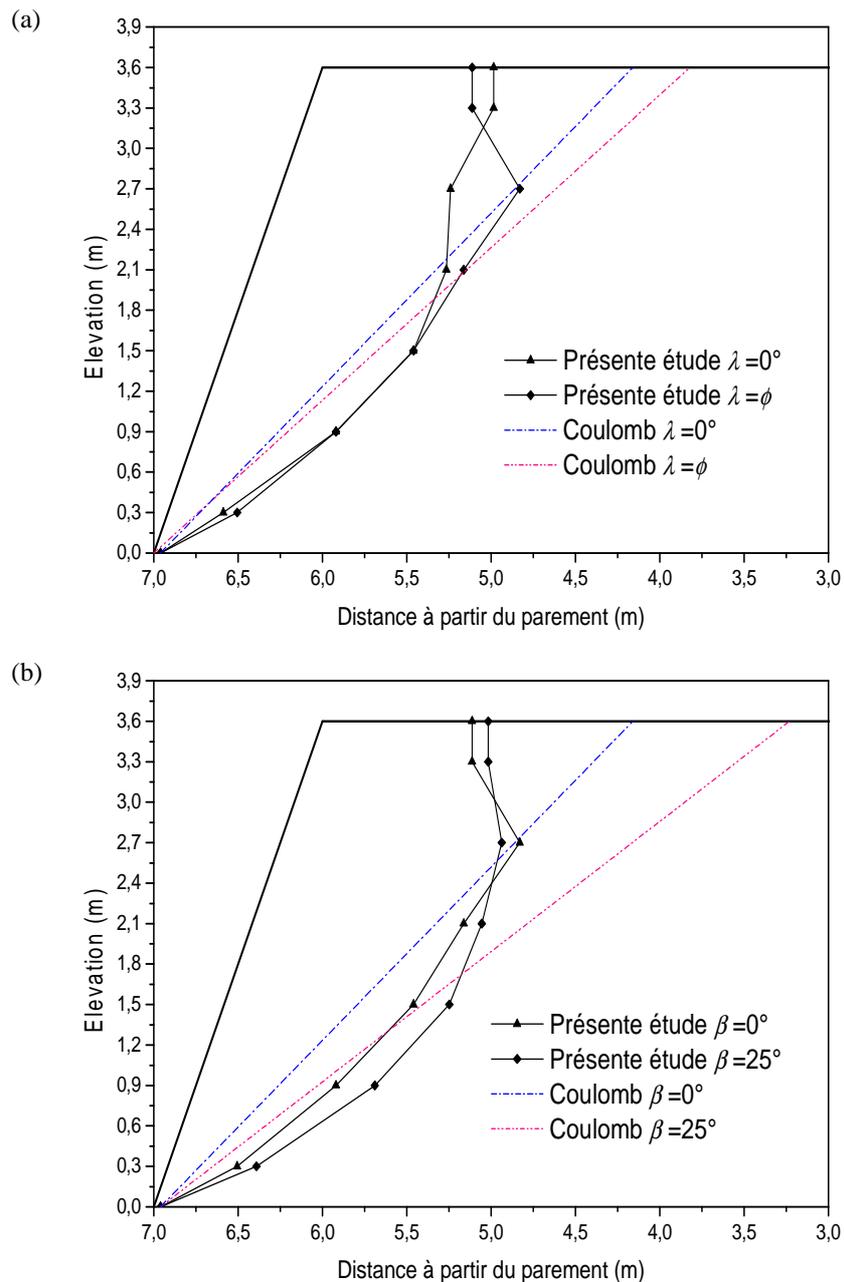


Figure 4-21 Plans de rupture interne. (a) effet de l'angle de frottement de l'interface sol-parement ; (b) effet de la surface libre d sol.

L'influence de l'angle de la surface libre du sol β , sur les contours des déformations maximales de cisaillement est illustrée sur la Figure (4-22). Ces contours permettent d'identifier un plan de rupture incliné qui traverse la zone renforcée ; ce plan de rupture est légèrement plus profond que celui obtenu par les forces maximales de traction. Il est clair que l'inclinaison de la surface libre du sol influence d'une manière légère, le plan de rupture défini par les contours des déformations maximales de cisaillement.

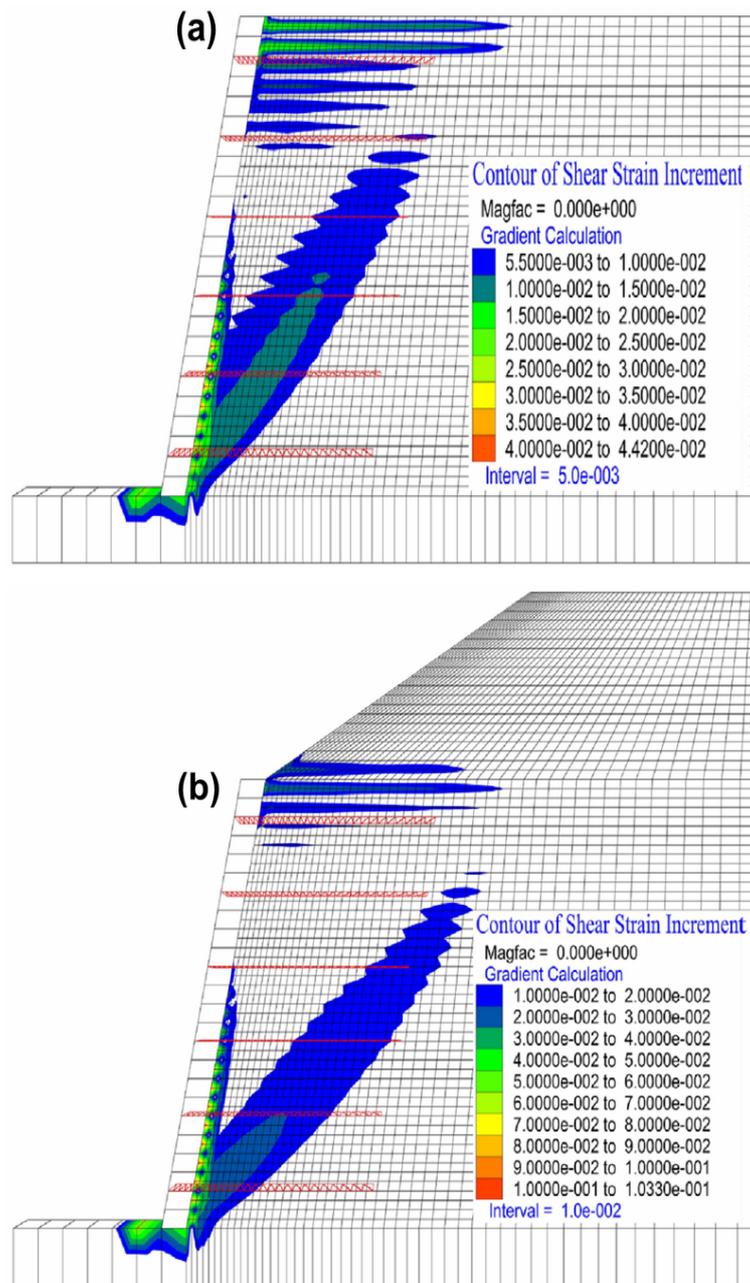


Figure 4-22 Contours de déformation maximale de cisaillement. (a) surface libre de sol horizontale ; (b) surface libre de sol $\beta = 25^\circ$.

Les effets de l'angle d'inclinaison du parement ψ , l'angle de frottement de l'interface sol-parement λ et l'angle d'inclinaison de la surface libre du sol β , sur la distribution des forces maximales de traction sont présentés sur la Figure (4-23). Il est à noter que les distributions des forces maximales de traction dans les nappes de renforcement sont de forme triangulaire et que la valeur maximale est située au tiers inférieur de la hauteur d'ouvrage de soutènement.

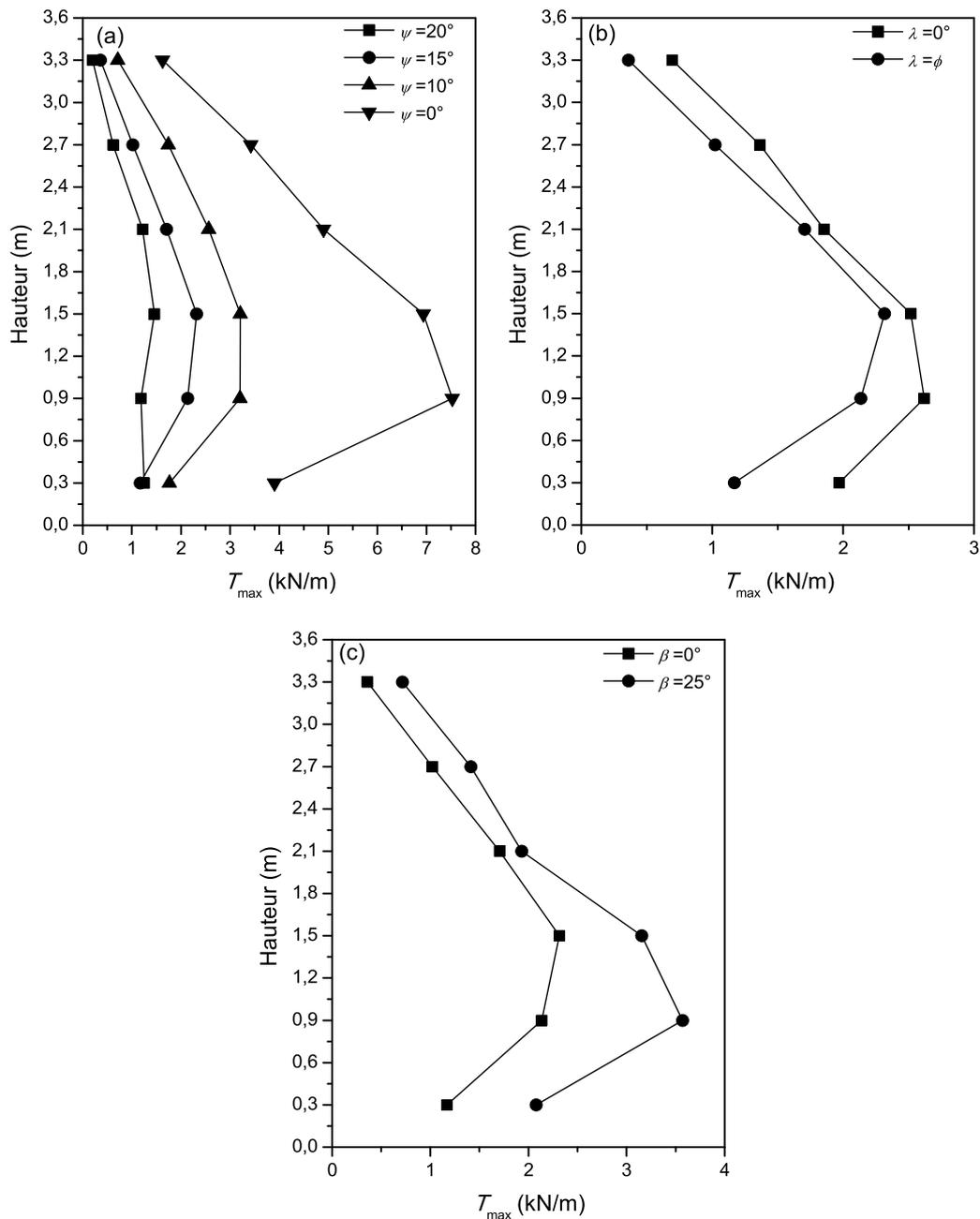


Figure 4-23 Forces maximales de traction dans les armatures. (a) effet de l'angle d'inclinaison du parement ; (b) effet de l'angle de frottement de l'interface sol-parement ; (c) effet de l'angle de la surface libre du sol.

La Figure (4-23a) montre que la diminution de l'angle d'inclinaison du parement, augmente les forces maximales de traction dans les armatures, aussi on peut remarquer une distribution qui suit une allure de forme trapézoïdale. En revanche, lorsque l'interface sol-parement est lisse et la surface libre du sol n'est pas horizontale ($\beta = 25^\circ$) les forces maximales de traction dans les nappes de renforcement augmentent (Figures 4-23b et 4-23c). Ces résultats peuvent être expliqués par l'augmentation du déplacement entre le sol et le parement dans le cas d'une interface lisse, ce déplacement augmente les forces de traction au niveau des points de

connexion parement-armatures et par la suite dans les nappes de renforcement. Il est évident que les forces maximales de traction augmentent avec l'augmentation du coefficient de poussée K_a ; d'après Benmeddour *et al.* (2012), le coefficient de poussée K_a augmente dans le cas d'une interface de sol-parement lisse ($\lambda = 0^\circ$) et en cas de présence d'une surface libre inclinée ($\beta > 0^\circ$), ce qui provoque un chargement supplémentaire.

Les résultats de la présente étude ont montré que la considération d'une interface sol-parement rugueuse et/ou la prise en compte de l'angle de la surface libre du sol, pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, peut conduire à une surestimation de la longueur des nappes de renforcement. Pour évaluer l'influence de la longueur de renforcement sur les déplacements latéraux et le facteur de sécurité, différentes longueurs de renforcement ont été considérées en vérifiant la stabilité interne selon l'AASHTO (2012). Ainsi, on considère la longueur de renforcement recommandée par l'AAHSTO $L=2,52$ ($L=0,7H$ avec H est la hauteur de l'ouvrage), aussi les longueurs $L=2,8$ et $L=3,8$ m ont été calculées en utilisant la méthode de dimensionnement de l'AASHTO pour $\beta = \lambda = 0^\circ$ et $\beta = 25^\circ, \lambda = 30^\circ$, respectivement. Il est important de noter que le modèle de base a été utilisé, en variant la longueur de renforcement. Les résultats numériques présentés sur la Figure (4-24), montrent que le déplacement latéral du parement diminue avec l'augmentation de la longueur des nappes de renforcement. Cependant, une petite différence a été observée entre les déplacements obtenus en utilisant une longueur de renforcement qui ignore les angles β et λ ($L=2,8$ m), et la longueur qui considère ces angles ($L=3,8$ m). La différence est environ 4 mm entre les valeurs maximales de déplacement.

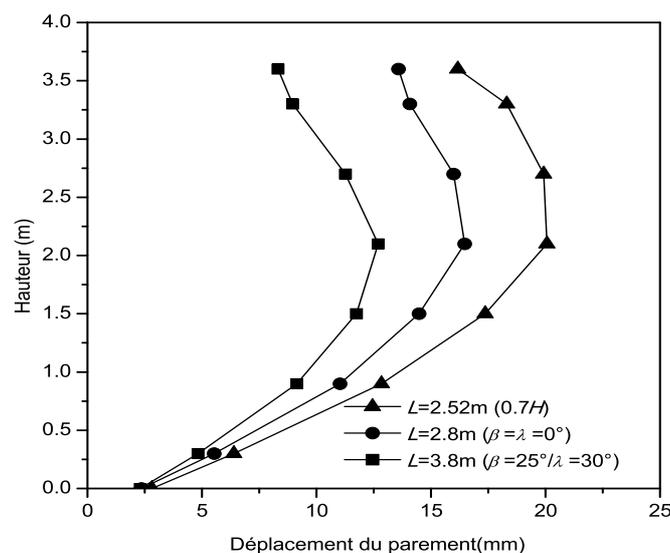


Figure 4-24 Effet de la longueur des armatures sur le déplacement latéral du parement.

Pour le calcul du facteur de sécurité en utilisant le code FLAC3D (2006), il n'est pas possible de supposer un ouvrage de soutènement à parement rigide modélisé par d'un modèle élastique linéaire, parce que le calcul du facteur de sécurité à l'aide de FLAC3D est basé sur la méthode de réduction de la cohésion et de l'angle de frottement interne du sol. C'est pour cette raison, un modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement flexible a été utilisé, en considérant les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques. Le modèle adopté est présenté sur la Figure (4-25).

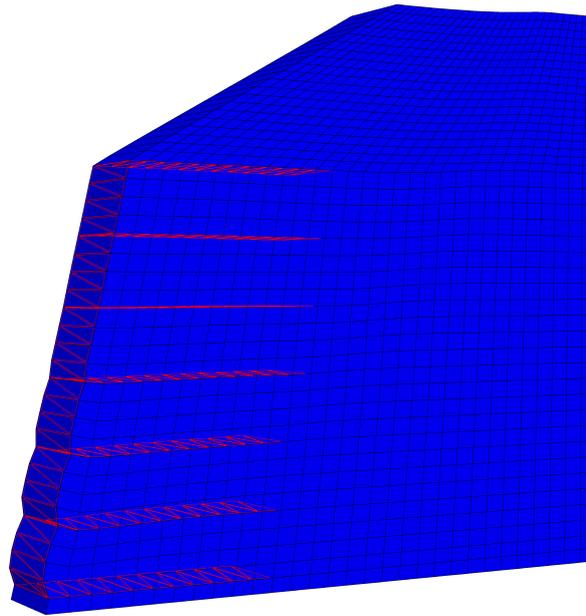


Figure 4-25 La grille du modèle numérique de FLAC3D d'un ouvrage de soutènement à parement flexible.

La Figure (4-26) montre le facteur de sécurité calculé pour différentes longueurs d'armatures, on remarque que le facteur de sécurité est inférieur à 1,5 celui requis par la méthode de dimensionnement AASHTO en raison de la rigidité du parement. Pour l'ouvrage de soutènement en sol renforcé avec surface libre de sol horizontale, le facteur de sécurité reste raisonnablement constant à 1,23 pour les différentes longueurs d'armatures, pour le cas avec surface libre de sol $\beta = 25^\circ$, le facteur de sécurité diminue de 6,5 et 14% pour $L = 2,52$ et 2 m respectivement.

Pour la longueur des nappes de renforcement $L = 2,8$ m calculée en négligeant l'angle de la surface libre du sol β et l'angle de frottement de l'interface sol-parement λ , le modèle numérique à un angle de surface libre du sol $\beta=25^\circ$ donne le même facteur de sécurité (1,23) que celui d'un angle $\beta=25^\circ$. Cependant, l'utilisation d'une longueur déterminée pour $\beta = 25^\circ$

et $\lambda = 30^\circ$ ($L = 3,8$ m), n'augmente pas le facteur de sécurité, ce qui signifie que l'accroissement de la longueur dû à la prise en compte de β et λ n'est pas nécessaire.

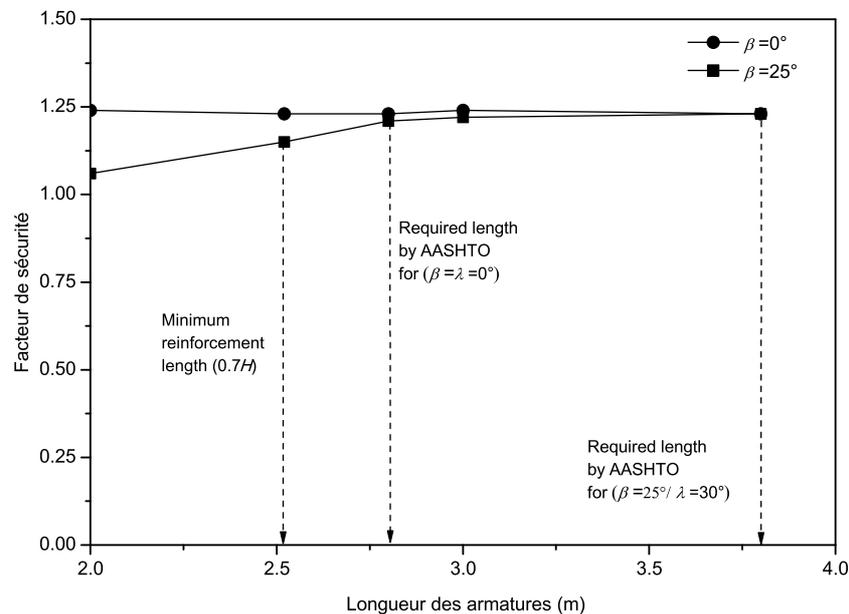


Figure 4-26 Facteur de sécurité pour différentes longueurs d'armatures.

4.3.3 Interaction entre ouvrage de soutènement renforcé et fondation superficielle

Le problème d'évaluation de la capacité portante d'une semelle filante posée sur une surface horizontale a fait l'objet de très nombreuses études théoriques, expérimentales et numériques. Cependant, peu d'études ont été menées sur l'interaction d'un ouvrage de soutènement renforcé et fondation superficielle chargées à la rupture, en raison de la complexité du comportement de ce type d'ouvrage. Dans ce problème d'interaction la rupture peut se produire sur l'interface sol-renforcement, au dessous de la semelle, dans le parement et le sol renforcé.

L'objectif de cette partie est de comprendre le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé chargés à la rupture, en utilisant le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites.

Cette étude a fait déjà d'une communication intitulée "Numerical study of the bearing capacity of a strip footing near of geosynthetic-reinforced soil retaining walls" dans la conférence internationale "Fourth International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering", organisée à Nicosie, Chypre du Nord les 2-4 Juin 2016 (Rahmouni *et al.*, 2016).

4.3.3.1 Présentation des cas étudiés

Afin d'étudier le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé sous l'effet d'une charge localisée, une étude paramétrique est faite en utilisant un modèle numérique développé par le code FLAC, en faisant varier la distance semelle-parement. Dans cette étude on considère une fondation filante non encastrée, rigide et lisse de largeur $B=2\text{m}$, repose sur un massif de soutènement renforcé et située à une distance D du parement. Le rapport D/B variant entre 0 et 1,5 par pas de 0,5. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée. La version bidimensionnelle FLAC (FLAC, 2005) a été utilisée à la place de FLAC3D, en raison du temps de calcul raisonnable.

La réduction du nombre d'éléments dans le modèle est nécessaire pour réduire le temps nécessaire à l'exécution du modèle sans compromettre la précision des résultats. Le maillage adopté pour l'étude d'une semelle filante posée au-dessus d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé est illustré sur la Figure (4-27) ; le maillage dans les zones de forts gradients de contraintes a été raffiné, c'est-à-dire au voisinage de la fondation, sous sa base, et près du parement.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements dans les deux directions pour la base du modèle, tandis que les cotés latéraux sont bloqués uniquement dans la direction horizontale.

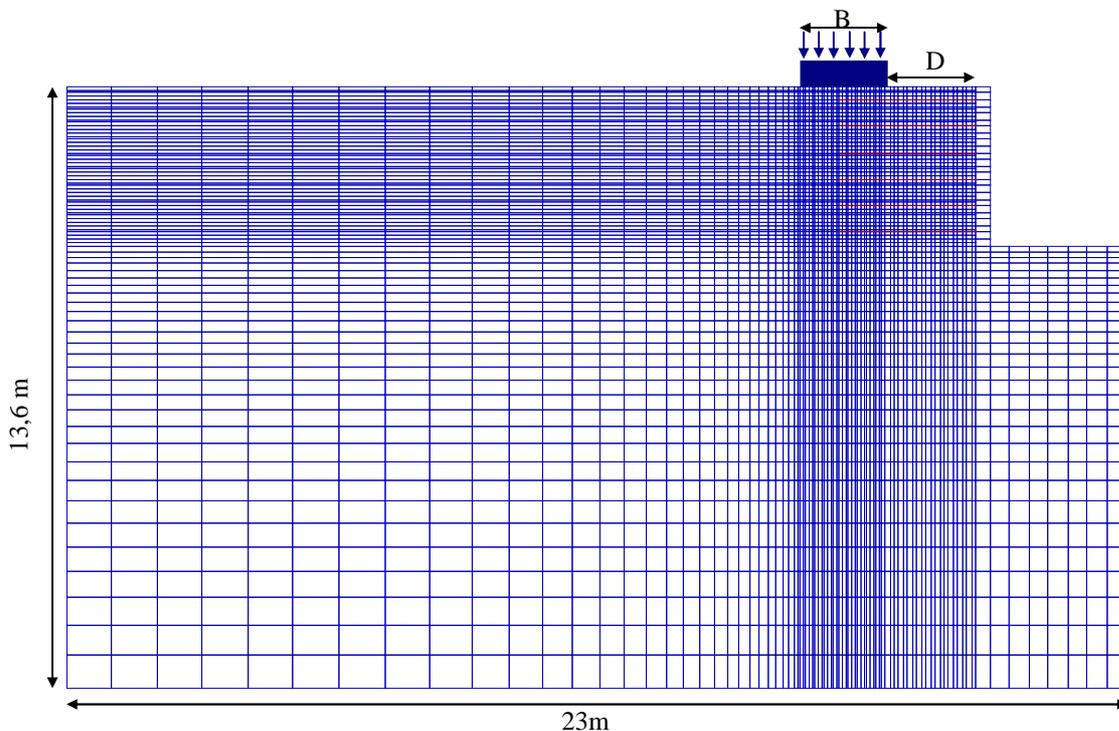


Figure 4-27 Modèle numérique de FLAC.

Les nappes de renforcement sont modélisées en utilisant l'élément câble, ainsi pour empêcher la rupture de ces éléments par traction une grande résistance à la traction est considérée, les propriétés des blocs, sol et nappes de renforcement sont résumées dans le Tableau (4-5).

L'évaluation de la capacité portante d'une semelle rigide filante en utilisant le code FLAC est basée sur la subdivision du sol en plusieurs zones. Ensuite, on applique une vitesse verticale sur les nœuds de la semelle. Pour simuler une semelle lisse et rigide, les déplacements verticaux des nœuds qui discrétisent la semelle sont fixés.

L'application d'une vitesse verticale de 2×10^{-7} m/pas sur les nœuds de la semelle est accompagnée par l'augmentation des contraintes au-dessous de la semelle. Enfin, cette contrainte se stabilise pour une valeur qui indique une charge limite ; cette charge correspond à la capacité portante.

Tableau 4-5 Propriétés des matériaux utilisés.

Sol	Modèle Mohr-Coulomb	Values
	E (module de Young)/MPa	32
	ν (coefficient de Poisson)	0,3
	ϕ (angle de frottement)(°)	30 ; 35
	c (cohesion)/kPa	2
	γ (poids volumique)/kN m ⁻³	16.8
	ψ (angle de dilatance) (°)	30 ; 35 ; 15 ; 17
Blocs	Modèle élastique	
	E (module de Young)/GPa	23
	ν (coefficient de poisson)	0,15
	γ (poids volumique)/kN m ⁻³	23
Renforcement (Câble)		
	J (rigidité)/kN m ⁻¹	500
	e (épaisseur)/mm	2

4.3.3.2 Résultats et discussions

Dans la première partie de ce chapitre, les études numériques des ouvrages de soutènement en sol renforcé ont été effectuées en supposant une règle d'écoulement non associée. Ainsi, pour montrer l'effet de l'angle de dilatance sur la capacité portante, dans ce qui suit, on considère $\psi = \phi$ et $\phi/2$. On note que l'influence de la non-associativité sur les facteurs de portance pour le cas d'une semelle filante, reposant sur une couche de sol sans renforcement a été étudiée par de nombreux auteurs. Mabrouki *et al.* (2010) ont étudié la capacité portante d'une semelle filante sur un sol non renforcé à l'aide du code FLAC en différences finies et en considérant

l'effet de la règle d'écoulement. Ils ont montré que la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de dilatance ψ .

De même, la présente étude confirme que la capacité portante d'une semelle au bord d'un ouvrage de soutènement renforcé augmente dans le cas d'un sol associé, comme indiqué sur Figure (4-28). Cette augmentation est plus importante dans le cas $D/B = 0,5$ et 1 (Figures 4-28a et 4-28b) où la semelle repose sur la longueur de renforcement ancrée dans la zone passive. Également, les Figures 4-28 (a et b) montrent que la capacité portante augmente avec l'accroissement de la distance relative D/B de 0 à 0,5, où la semelle s'éloigne du parement et se rapproche de la zone d'ancrage des nappes de renforcement.

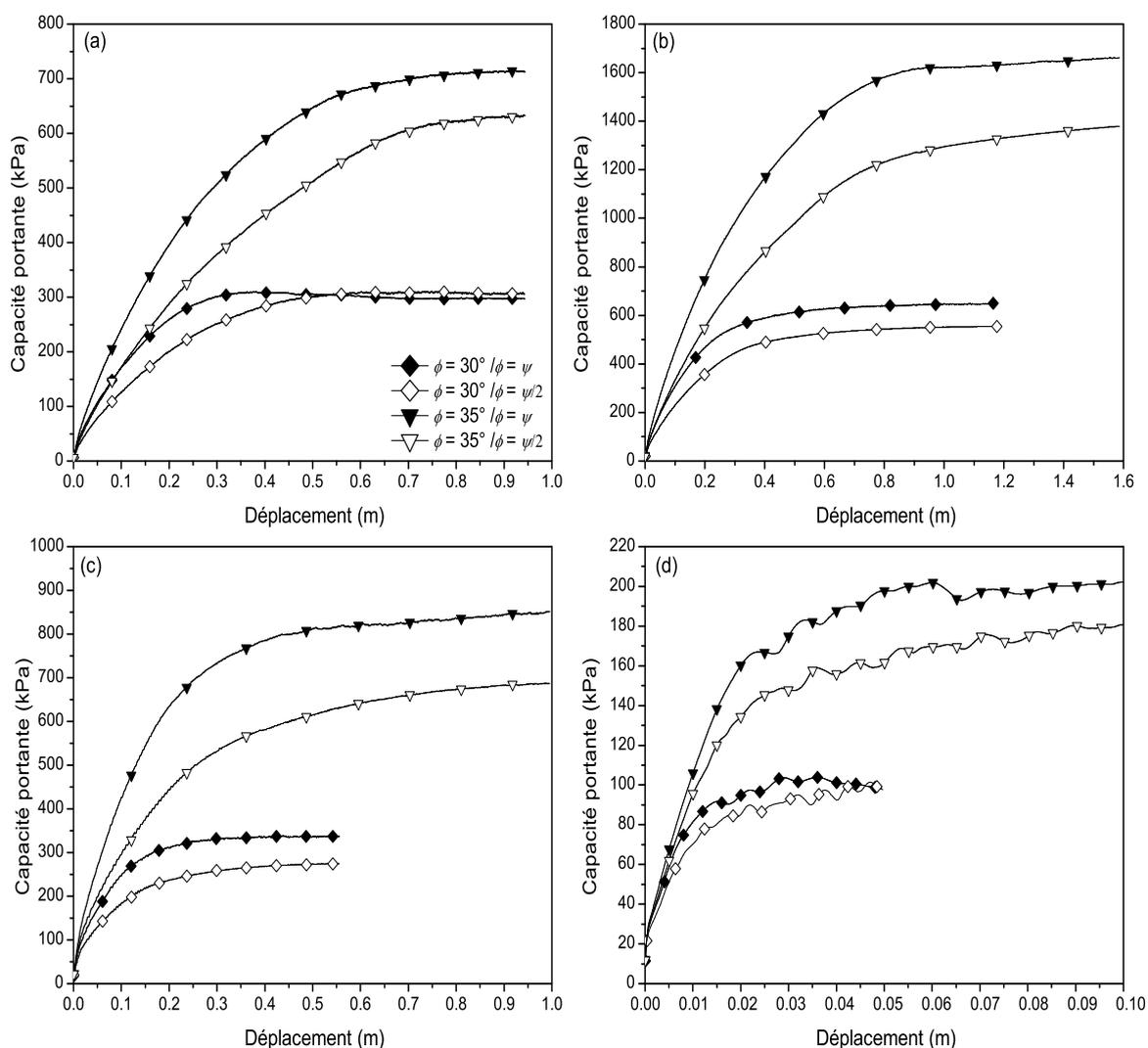


Figure 4-28 Variation de la capacité portante avec D/B . (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B = 1,5$.

Cependant, la capacité portante diminue pour $D/B = 1$ à 1,5 (Figures 4-28c et 4-28d) à cause de la diminution de la contrainte de confinement appliquée sur les nappes de renforcement

lorsque la semelle s'éloigne de la zone d'ancrage de renforcement. Ainsi, les résultats obtenus montrent que les ouvrages de soutènement en sol renforcé peuvent supporter des déplacements et des chargements importants avant la rupture.

La Figure (4-29) montre les forces maximales de traction dans les armatures sous l'effet du poids propre de l'ouvrage, pour le cas d'un angle de frottement interne du sol $\phi = 30^\circ$ avec une règle d'écoulement associé. On constate que les forces maximales de traction augmentent avec la profondeur et la valeur maximale est obtenue dans la nappe inférieure.

Les forces maximales de traction et le déplacement horizontal du noeud à l'extrémité de chaque élément câble, au cours de chargement jusqu'à la rupture, sont représentés sur la Figure (4-30). Les forces maximales de traction augmentent avec l'augmentation de la charge appliquée, cet accroissement est moins important pour les nappes inférieures, à cause de la répartition de la charge appliquée avec la profondeur.

L'augmentation de la force maximale de traction dans les nappes de renforcement est plus importante pour $D/B = 0,5$ et 1, en raison de l'augmentation de la contrainte de confinement appliquée sur les câbles de renforcement. De plus, pour $D/B = 0$ et 1,5 la force maximale de traction est plus de deux fois supérieure à celle obtenue sous l'effet du poids propre de l'ouvrage, parce que la contribution de la charge à l'augmentation de la contrainte de confinement appliquée sur les éléments de renforcement est faible pour ces distances.

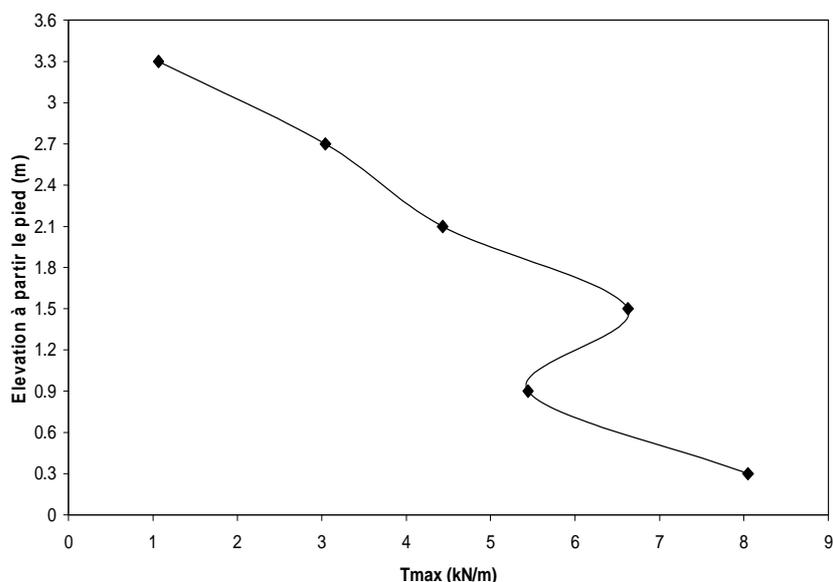


Figure 4-29 Forces maximales de traction sous l'effet du poids propre.

Comme il a été expliqué auparavant, la méthode AASHTO (2012) ne prend pas en compte le chargement appliqué sur le sol non renforcé pour le calcul de la force maximale de traction

dans les nappes de renforcement lors du dimensionnement à la stabilité interne (rupture des armatures).

L'analyse numérique d'une fondation filante à proximité de parement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé a permis de montrer que même si la semelle se repose sur la zone non renforcée ($D/B = 1,5$), l'utilisation de l'AASHTO (2012) conduit à une sous-estimation de la force maximale de traction, donc sous estimation de la résistance à la traction des nappes de renforcement.

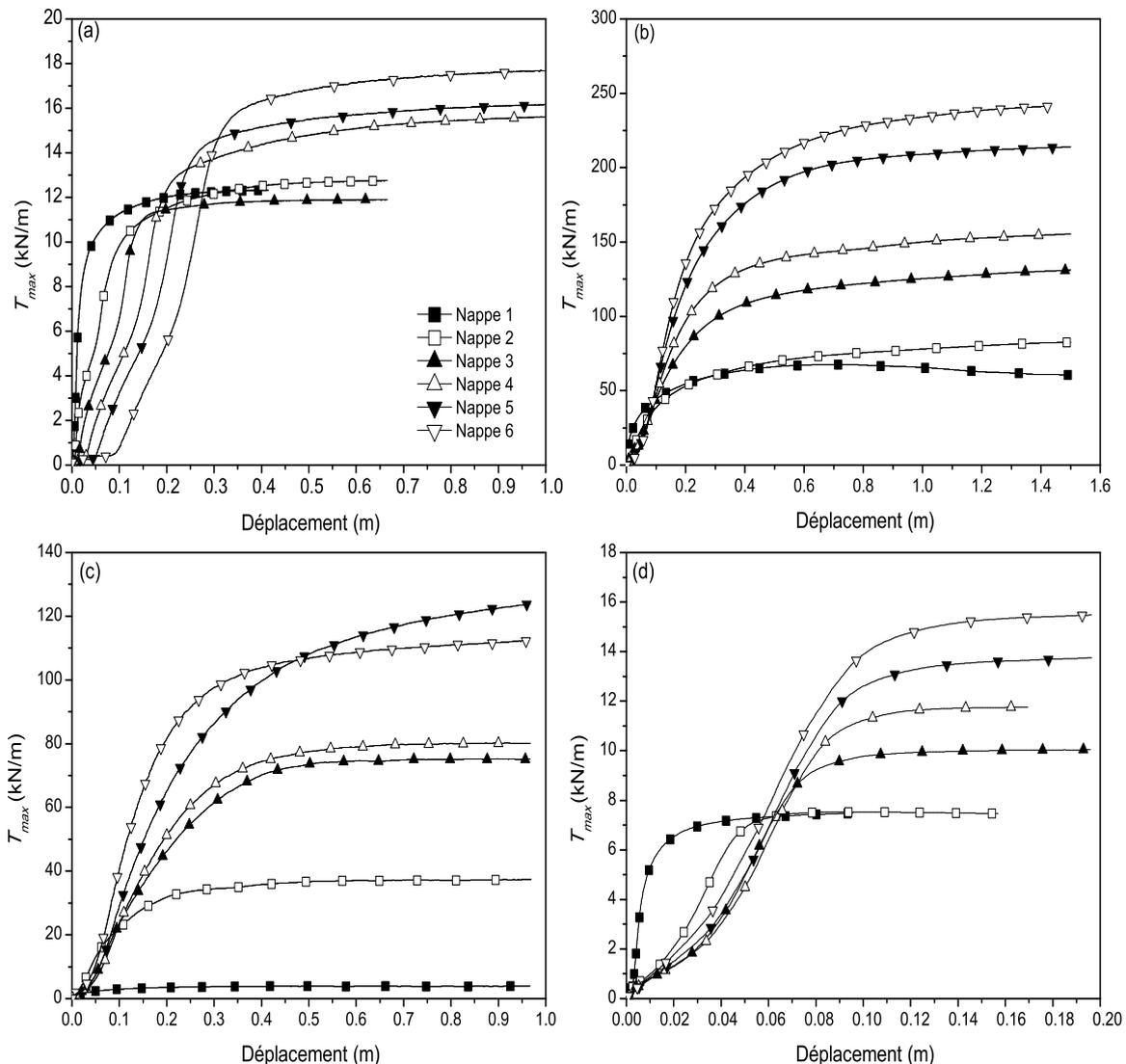


Figure 4-30 L'historique de la force maximale de traction dans les armatures au cours du chargement. (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B = 1,5$.

La Figure (4-31) montre les mécanismes de rupture identifiés par les contours de déformation maximale de cisaillement. Les calculs numériques montrent que le mécanisme de rupture des

ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend de la distance semelle-parement. Pour la distance relative $D/B = 0$ (Figure 4-31a) les déformations sont concentrées dans la zone de renforcement. Par ailleurs, on peut remarquer l'apparition d'un mécanisme de rupture dans le sol de fondation pour le cas $D/B = 0,5$ (Figure 4-31b). Lorsque la moitié de la semelle est posée sur le sol non renforcé ($D/B = 1$), on constate un mécanisme de rupture qui traverse la zone non renforcée et le sol de fondation (Figure 4-31c). De plus, dans le cas d'une semelle posée à l'extérieur du sol renforcé ($D/B = 1,5$), un mécanisme de rupture externe se produit, où il est possible de considérer le massif renforcé comme un ouvrage de soutènement (Figure 4-31d).

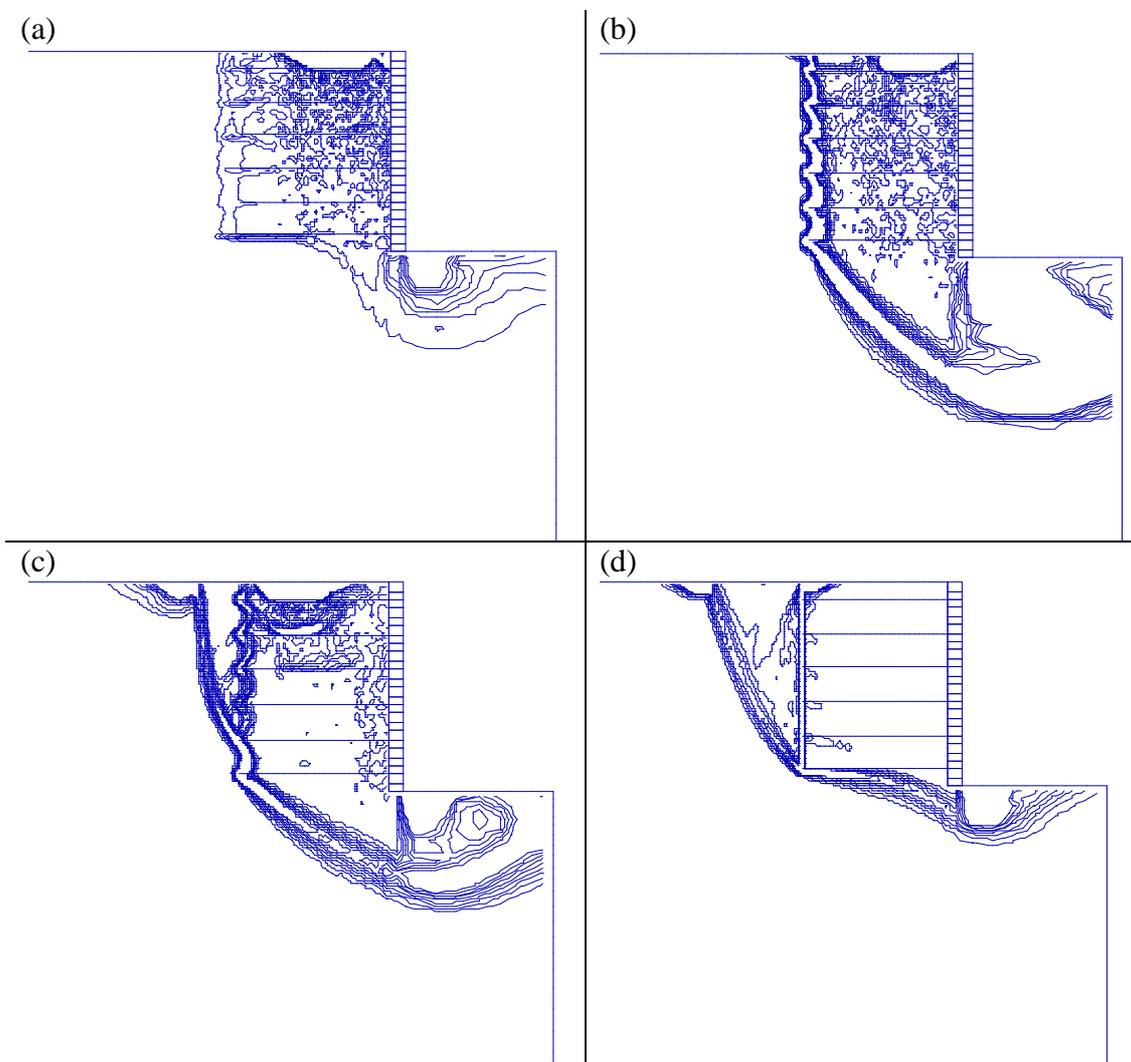


Figure 4-31 Contours de déformations maximales de cisaillement. (a) $D/B = 0$; (b) $D/B = 0,5$; (c) $D/B = 1$; (d) $D/B=1,5$.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a essayé de développer des modèles numériques qui reflètent bien le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, mais aussi de mettre en évidence l'importance de chaque paramètre introduit pour la modélisation numérique. L'importance de la présente étude numérique réside dans la prise en compte des paramètres réalistes. En effet, les étapes de la construction réelle ont été considérées, également les modèles numériques développés ont été validés par la comparaison des résultats numériques avec ceux obtenus par les essais en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé. Les analyses numériques ont permis de définir les paramètres influençant le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ainsi que l'importance de chaque paramètre. Il a été démontré que la formulation des codes FLAC et FLAC3D, donne la possibilité de tester différentes idées, de développer de nouveaux modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Il a été trouvé que la réalisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé avec un parement en blocs modulaires inclinés, peut conduire à une diminution des déplacements latéraux du parement et des contraintes de cisaillement entre les blocs ; aussi cela peut conduire à la réduction de forces de traction et les déformations dans les nappes de renforcement. Cependant, la réalisation du parement avec des blocs inclinés n'affecte pas la surface de rupture interne.

Dans le cas d'une interface sol-parement lisse, les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent avec la diminution de l'angle d'inclinaison du parement par rapport à la verticale, et avec l'augmentation de l'angle de la surface du sol libre.

Le plan de rupture interne de l'ouvrage de soutènement renforcé n'est pas affecté considérablement par l'angle de frottement de l'interface sol-parement et l'angle de la surface libre du sol. Par ailleurs, le mécanisme de rupture interne devient plus large lorsque le parement de l'ouvrage est vertical. Il a été démontré que le prolongement de la longueur des nappes de renforcement contribue à la diminution des déplacements latéraux du parement et à l'augmentation du facteur de sécurité ; cependant, à certaine longueur de renforcement le facteur de sécurité devient constant.

Les forces de traction dans les nappes de renforcement dépendent de la distance semelle-parement. Dans le cas d'une semelle reposant au-dessus du sol non renforcé, les forces de

traction dans les nappes de renforcement sont deux fois plus grandes à celles sous l'effet du poids propre de l'ouvrage.

Le mécanisme de rupture des ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend de la distance semelle-parement, lorsque la semelle est posée sur la zone active le mécanisme de rupture est interne et les déformations sont concentrées sur les nappes de renforcement. Dans le cas où la semelle est posée sur le sol non renforcé, on constate un mécanisme de rupture externe, ce qui conduit à un renversement ou le glissement de l'ouvrage renforcé.

Conclusion générale et perspectives

L'objectif principal de cette thèse était de contribuer à la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ainsi que de montrer les limitations des méthodes de dimensionnement classiques basées sur l'approche d'équilibre limite. Les restrictions de ces méthodes présentent généralement des sources de conservatisme, ainsi les hypothèses de simplification adoptées, qui conduisent à surestimer le dimensionnement des ouvrages de soutènement renforcés.

Pour bien orienter ce travail, une recherche bibliographique a été présentée dans la première partie pour examiner les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, présentés dans le document réglementaire américain AASHTO (2012). En général, ces méthodes, donnent une solution conservatrice et ne considère pas plusieurs paramètres régissant le comportement de ce type d'ouvrage, tels que la rigidité des nappes de renforcement, la cohésion du sol, la rigidité du pied du parement, la rigidité du parement, et la rigidité du sol de fondation.

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé ont un comportement complexe, la modélisation numérique permet aux ingénieurs de prévoir le comportement de ce qui trop complexe pour être appréhendé complètement. Ainsi, dans cette thèse des modèles numériques ont été développés à l'aide des codes FLAC et FLAC3D en différences finies, pour examiner le comportement de ces ouvrages. Afin de valider le modèle numérique, nous avons utilisé les résultats expérimentaux de Huang *et al.* (2009), obtenus par des essais en vraie grandeur, sur un ouvrage de soutènement renforcé.

Les résultats numériques de la présente étude ont montré l'efficacité de réalisation d'un parement avec des blocs inclinés, pour améliorer la stabilité et la résistance des ouvrages de soutènement renforcés. Ainsi, en considérant des blocs inclinés, il est possible de réduire les contraintes de cisaillement transmises entre les blocs, les déplacements du parement, les forces de traction et les déformations dans les nappes de renforcement. Cette disposition des blocs n'affecte pas le plan de rupture interne, défini par la ligne de forces de traction maximales après le chargement. De plus, la méthode de l'AASHTO ignore l'inclinaison des blocs, qui peut amener à une surestimation de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé à parement réalisé avec des blocs inclinés.

Le plan de rupture interne obtenu par la présente étude pour un ouvrage de soutènement en sol renforcé avec un angle d'inclinaison du parement inférieur à 10° , est en bon accord avec celui déterminé par la méthode AASHTO ; d'autre part, les plans de rupture obtenus par les deux approches sont plus profonds que ceux donnés par Rankine. Cependant, l'angle de la surface libre du sol et l'angle de frottement de l'interface sol-parement, n'affectent pas le plan de rupture interne défini par les forces de traction maximales.

Par ailleurs, les forces de traction maximales diminuent avec l'accroissement de l'angle de frottement de l'interface sol-parement et l'angle d'inclinaison du parement. Aussi, les forces maximales de traction augmentent avec l'accroissement de l'angle de la surface libre du sol.

Lorsqu'on considère l'angle de la surface libre du sol et l'angle de frottement de l'interface sol-parement, les résultats numériques obtenus par le présent travail, confirment que la méthode de l'AASHTO surestime la longueur de renforcement dans le cas du parement d'un angle d'inclinaison $\psi > 10^\circ$. Pour un angle de frottement interne du sol $\phi = 25^\circ$, la surestimation peut atteindre 3 fois la longueur de renforcement nécessaire. Ainsi, en négligeant, l'angle de la surface libre du sol et l'angle de frottement de l'interface sol-parement, la méthode AASHTO conduit à des résultats raisonnables pour la longueur des nappes de renforcement.

L'étude numérique de l'interaction entre un ouvrage de soutènement renforcé et une fondation superficielle a montré que lorsque la semelle reposant sur le sol non renforcé, on observe une rupture par renversement ou glissement de l'ouvrage renforcé. Cependant, la portance de l'ouvrage est très importante lorsque la semelle est placée au-dessus de la zone d'ancrage des nappes de renforcement (zone passive). Aussi, si l'ouvrage est chargé par une semelle dans la zone du sol non renforcé, on constate une augmentation des forces de traction dans les nappes de renforcement, cet accroissement atteint deux fois la force de traction maximale sous l'effet du poids propre de l'ouvrage, alors que la méthode de dimensionnement de l'AASHTO ignore le chargement à cette distance, ce qui conduit à une sous-estimation de la résistance à la traction des armatures.

Il a été démontré dans le cadre du calcul numérique que la distance semelle-parement change la forme du mécanisme de rupture des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Lorsque la semelle est posée sur la zone active le mécanisme de rupture est interne. Par ailleurs, lorsque la semelle est placée sur la zone passive une rupture externe se produit par glissement ou renversement.

La formulation du problème des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, ainsi que les techniques appliquées pour sa résolution, ont évolué et continuent à évoluer. Les publications récentes montrent que le comportement à la rupture des ouvrages de soutènement offre de nombreux sujets de recherche. En considérant les aspects théoriques et appliqués, plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- L'étude numérique des mécanismes de rupture des ouvrages de soutènement en sol renforcé, afin d'identifier dans quel élément se produit la rupture ;
- La confrontation des résultats de l'étude numérique (mécanismes de rupture, forces de traction et déformation dans les nappes de renforcement, et la portance de l'ouvrage) avec ceux obtenus par les essais sur un modèle en vraie grandeur ou sur des modèles réduits centrifugés ou à gravité normale des semelles chargées à la rupture au bord d'un parement d'ouvrage de soutènement renforcé.
- Modélisation numérique des ouvrages de soutènement à parement flexible en considérant les techniques de construction réelles, également le développement des lois de comportement qui peuvent simuler le fluage des nappes de renforcement.

Références bibliographiques

AASHTO (2002). Standard specifications for highway bridges. Washington, D.C, USA, American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO).

AASHTO (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C., USA, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Adedapo, A. A. (2007). Pavement deterioration and PE pipe behaviour resulting from open-cut and HDD pipeline installation techniques. PhD Thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.

Allen, T., R. J. Bathurst, R. D. Holtz, W. F. Lee et D. Walters (2004). New method for prediction of loads in steel reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **130**(11): 1109-1120.

Allen, T., R. J. Bathurst, R. D. Holtz, D. Walters et W. F. Lee (2003). A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, **40**(5): 976-994.

Allen, T., B. Christopher, V. Elias et J. DeMaggio (2001). Development of the simplified method for internal stability design of mechanically stabilized earth walls. Olympia, Washington Washington State Department of Transportation.

Arab, R., P. Villard et J. Gourc (1996). Mechanism of reinforcement from two field trials. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement*, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam. pp. 303-308.

Bathurst, R., T. Allen et B. Huang (2010). Current issues for the internal stability design of geosynthetic reinforced soil. *Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics*, Guarujá, Brazil. pp. 533-546.

Bathurst, R. J. et D. J. Benjamin (1990). Failure of a geogrid-reinforced soil wall. *Transportation Research Record* 1288. Washington, D.C: 109-116.

Bathurst, R. J., Y. Miyata, A. Nernheim et A. Allen (2008). Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, **15**(4): 269-295.

Bathurst, R. J., A. Nernheim et T. M. Allen (2009). Predicted loads in steel reinforced soil walls using the AASHTO Simplified Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **135**(2): 177-184.

Bathurst, R. J. et M. R. Simac (1994). Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America. *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore. pp. 1275-1298.

- Bathurst, R. J., N. Vlachopoulos, D. L. Walters, P. G. Burgess et T. M. Allen (2006). The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, **43**(12): 1225-1237.
- Bathurst, R. J., N. Vlachopoulos, D. L. Walters, P. G. Burgess et T. M. Allen (2007). Reply to the discussions on “The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls”. *Canadian Geotechnical Journal*, **44**: 1479-1482.
- Bathurst, R. J., D. Walters, N. Vlachopoulos, P. Burgess et T. Allen (2000). Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. *Proceedings of GeoDenver*, Melbourne, Australia.
- Benmeddour, D., M. Mellas, R. Frank et A. Mabrouki (2012). Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics*, **40**: 34-44.
- Bilgin, Ö. (2009). Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls. *Engineering Structures*, **31**(9): 1967-1975.
- Bilgin, Ö. et E. Mansour (2014). Effect of reinforcement type on the design reinforcement length of mechanically stabilized earth walls. *Engineering Structures*, **59**: 663-673.
- Billiaux, D. et P. Cundall (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*(63): 9-21.
- BSI (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soil and other fills (BS8006), British Standards Institution, Milton Keynes, UK.
- Chen, J. et R. Bathurst (2013). Investigation of interface toe sliding of reinforced soil block face walls using FLAC. *Proceedings of Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics*, Itasca International, Shanghai, China.
- Chou, J.-S., K.-H. Yang, J. P. Pampang et A.-D. Pham (2015). Evolutionary metaheuristic intelligence to simulate tensile loads in reinforcement for geosynthetic-reinforced soil structures. *Computers and Geotechnics*, **66**: 1-15.
- Corté, J. (1977). La méthode des éléments finis appliquée aux ouvrages en terre armée. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **90**: 37-48.
- Coulomb, C. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. *Mémoires de mathématiques et de physique présentés à l'Académie royale des sciences par divers savants, et lus sans ses assemblées*, **7**: 343-382.
- Damians, I., R. Bathurst, A. Josa et A. Lloret (2013). Comparison of finite element and finite difference modelling results with measured performance of a reinforced soil wall. *GeoMontreal 66th Canadian Geotechnical Conference*, Montreal, QC, Canada.
- Damians, I., R. Bathurst, A. Josa et A. Lloret (2014). Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, **8**(3): 247-259.

- Duncan, J., K. S. Wong et P. Mabry (1980). Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Geotechnical engineering Report UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, Calif.
- Ehrlich, M. et S. Mirmoradi (2013). Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, **40**: 28-36.
- FHWA (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Publication No, FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA.
- FLAC (2005). Fast Lagrangian Analysis of Continua v. 5.0. *User's manual*, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- FLAC (2006). Fast Lagrangian Analysis of Continua in three Dimensions, User's Manual Version 3.1. *Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis*.
- Geoguide-6 (2002). Guide to Reinforced Fill Structure and Slope Design, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, China.
- Gotteland, P., J. Gourc, C. Jommi et R. Nova (1996). Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls. *Proceedings of EuroGeo*, Maastricht, Netherlands. pp. 503-510.
- Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan (2007). Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, **14**(6): 330-345.
- Hatami, K. et R. Bathurst (2001). Modeling static response of a geosynthetic reinforced soil segmental retaining wall using FLAC. *Proceedings of the 2nd international FLAC symposium on numerical modeling in geomechanics*, Lyon, France. pp. 223-231.
- Hatami, K., R. Bathurst et T. Allen (2003). A calibrated FLAC model for geosynthetic reinforced soil modular block walls at end of construction, FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics. *Proceedings of the 3rd International FLAC Symposium, Sudbury*. pp. 251-259.
- Hatami, K., R. Bathurst et P. D. Pietro (2001). Static response of reinforced soil retaining walls with nonuniform reinforcement. *International Journal of Geomechanics*, **1**(4): 477-506.
- Hatami, K. et R. J. Bathurst (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(4): 1066-1085.
- Hatami, K. et R. J. Bathurst (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **132**(6): 673-684.
- Haza, E. (1997). Ouvrages renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête: expérimentation et méthode de calculs.

- Huang, B., R. J. Bathurst et K. Hatami (2007). Numerical study of the influence of block interface stiffness on reinforced soil segmental walls of variable height. *Proceedings of the 60th Canadian Geotechnical Conference* Ottawa, Canada. pp. 21-25.
- Huang, B., R. J. Bathurst et K. Hatami (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **135**(10): 1486-1498.
- Huang, B., R. J. Bathurst, K. Hatami et T. M. Allen (2010). Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. *Canadian Geotechnical Journal*, **47**(8): 885-904.
- Huang, J., R. L. Parsons, J. Han et M. Pierson (2011). Numerical analysis of a laterally loaded shaft constructed within an MSE wall. *Geotextiles and Geomembranes*, **29**(3): 233-241.
- Johnson, A. (2012). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements-EBGEO, John Wiley & Sons.
- Kasa, A., Z. Chik et M. R. Taha (2012). Global Stability and Settlement of Segmental Retaining Walls Reinforced with Geogrid. *The Online Journal of Science and Technology*, **2**(4): 41-46.
- Koerner, R. M. (2005). Designing with Geosynthetics, Pearson Education, Inc. NJ. USA.
- Koerner, R. M. et T.-Y. Soong (2001). Geosynthetic reinforced segmental retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, **19**(6): 359-386.
- Krishna, A. M. et G. M. Latha (2012). Modeling the dynamic response of wrap faced reinforced soil retaining walls. *International Journal of Geomechanics ASCE*, **12**(4): 439-450.
- Lajevardi, S. H. (2014). Comportement des geosynthetiques en ancrage: modelisation physique et numerique. Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, France.
- LCPC (2003). Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques, Guide technique. : 78 pages.
- Leshchinsky, D. (2007). Discussion on "The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls". *Canadian Geotechnical Journal*, **44**(12).
- Leshchinsky, D. et F. Vahedifard (2012). Impact of toe resistance in reinforced masonry block walls: design dilemma. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **138**(2): 236-240.
- Leshchinsky, D., F. Vahedifard et B. A. Leshchinsky (2012). Revisiting bearing capacity analysis of MSE walls. *Geotextiles and Geomembranes*, **34**: 100-107.
- Leshchinsky, D., F. Zhu et C. L. Meehan (2009). Required unfactored strength of geosynthetic in reinforced earth structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **136**(2): 281-289.

- Ling, H. et D. Leshchinsky (2003). Finite element parametric study of the behavior of segmental block reinforced-soil retaining walls. *Geosynthetics International*, **10**(3): 77-94.
- Liu, H. (2013). An analytical method for reinforcement load of wrapped-face MSE walls before full mobilization of soil strength. *Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*. pp. 519-528.
- Mabrouki, A., D. Benmeddour, R. Frank et M. Mellas (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, **37**(4): 431-439.
- Mirmoradi, S. et M. Ehrlich (2017). Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. *Geotextiles and Geomembranes*, **45**(1): 67-76.
- Miyata, Y. et R. J. Bathurst (2007). Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c- ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, **44**(12): 1391-1416.
- Mohamed, S. B., K.-H. Yang et W.-Y. Hung (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.
- NF-P94-270 (2009). Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué. Editions AFNOR.
- Onodera, S., T. Hirai, A. Hazama et S. Itagaki (2004). Long-term durability of geogrids laid in reinforced soil wall. *Third Geosynthetics Conference, EuroGeo3*, Munich, Germany.
- Palmeira, E. et R. Gomes (1996). Comparisons of predicted and observed failure mechanisms in model reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, **3**(3): 329-347.
- Palmeira, E. M. (2009). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, **27**(5): 368-390.
- Rahmouni, O., A. Mabrouki, D. Benmeddour et M. Mellas (2015). Numerical study of geogrid-reinforced segmental earth retaining wall. *Journal of applied engineering science & technology*, **1**(2): 43-49.
- Rahmouni, O., A. Mabrouki, D. Benmeddour et M. Mellas (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, **10**(5): 435-444.
- Rahmouni, O., A. Mabrouki, M. Mellas et D. Benmeddour (2015). Etude numérique des ouvrages de soutènement à parement en blocs modulaires renforcés par géogrid. *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France.
- Rahmouni, O., A. Mabrouki, M. Mellas et D. Benmeddour (2016). Numerical study of the bearing capacity of a strip footing near of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. *International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Nicosia, North cyprus. pp. 633-638.

- Rowe, R. K. et S. Ho (1998). Horizontal deformation in reinforced soil walls. *Canadian Geotechnical Journal*, **35**(2): 312-327.
- Sabet, M., A. M. Halabian et K. Barkhordari (2011). Static Response of Reinforced Soil Retaining Walls with Modular Block Facing. *6th National Congress on Civil Engineering*, Semnan, Iran.
- Santos, E. C., E. M. Palmeira et R. J. Bathurst (2013). Behaviour of a geogrid reinforced wall built with recycled construction and demolition waste backfill on a collapsible foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, **39**: 9-19.
- Tatsuoka, F. (1993). Roles of facing rigidity in soil reinforcing. *Earth Reinforcement Practice*, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam. pp. 831-870.
- Vieira, C., M. Lopes et L. Caldeira (2008). Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls: a numerical study. *Proceedings of the 4th european geosynthetics conference*, Edimburg, Scotland.
- Xie, Y. et B. Leshchinsky (2015). MSE walls as bridge abutments: Optimal reinforcement density. *Geotextiles and Geomembranes*, **43**(2): 128-138.
- Yang, K.-h. (2009). Stress distribution within geosynthetic-reinforced soil structures. PhD Thesis, University of Texas at Austin, USA.
- Yang, K.-H., P. Utomo et T.-L. Liu (2013). Evaluation of force-equilibrium and deformation-based design approaches for predicting reinforcement loads within geosynthetic-reinforced soil structures. *Journal of GeoEngineering*, **8**(2): 41-54.
- Yang, K., J. Zornberg, C. Liu et H. Lin (2012). Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes. *Geosynthetics International*, **19**(1): 62-78.
- Yoo, C. et H.-Y. Jung (2006). Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **132**(12): 1538-1548.
- Yoo, C. et S.-B. Kim (2008). Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, **26**(6): 460-472.
- Zheng, Y. et P. J. Fox (2016). Numerical Investigation of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments under Static Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, **142**(5): 04016004.