



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur

et de la Recherche Scientifique



Université Hadj lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par

Boulfoul Khalifa

pour obtenir le diplôme de Magister en : Géotechnique

ETUDE NUMERIQUE SUR L'EFFET DE L'ESPACEMENT DES GEOGRILLES SUR LES MECANISMES DE RUPTURE DES MURS EN SOL RENFORCE

Sous la direction de : Hammoud. F

Mémoire soutenu le :26/04/2012

Devant le jury composé de :

<i>Jury</i>	<i>Grade</i>	<i>Affiliation</i>	<i>Qualité</i>
<i>Belachia. M</i>	<i>Professeur</i>	<i>U. Skikda</i>	<i>Président</i>
<i>Hammoud. F</i>	<i>M.C classe A</i>	<i>U. Batna</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>Abbeche .K</i>	<i>Professeur</i>	<i>U. Batna</i>	<i>Examineur</i>
<i>Messast .S</i>	<i>M.C classe A</i>	<i>U. Skikda</i>	<i>Examineur</i>
<i>Baheddi .M</i>	<i>M.C classe A</i>	<i>U. Batna</i>	<i>Examineur</i>

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2011/2012

Remerciement

A la fin de ce travail, je ne manque d'adresser mes sincères remerciements à notre dieu le grand créateur qui m'a guidé dans mes pats pour arriver à ce niveau.

Nombreuses sont les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce travail, aux quelles je dois avec plaisir, présenter mes remerciements:

*J'ai l'honneur d'avoir comme encadreur monsieur **Hammoud Farid**, qui n'a pas hésité à me faire confiance, et d'avoir me partager son énorme expérience, sa patience, sa compréhension, et son suivi continu au cours de la réalisation de ce travail.*

Je tiens également à le pour ses conseil et son soutien

J'adresse également mes vifs remerciements aux membres de jury, pour avoir bien voulu lire, commenter et débattre mon travail.

Je remercie toute personne, qui de près ou de loin ayant généreusement contribué à l'élaboration de ce travail.

Je remercie vivement tout l'ensemble des personnels du département de génie civil.

-Si par mégarde, j'ai oublié quelqu'un, qu'il me pardonne et qu'il soit remercié pour tous.

Boulfoul.K

ABSTRACT

The reinforced soil segmental walls using geosynthetic are now frequently used in different construction Project. This Works is dedicated to studies wich aim to improve the comprehension of the behavior of this type of structures.

The failure mecanism of extensible elements reinforced earth retaining structures have been studied by conducting afinite element numerical analysis with different combinations of spacings between layers of reinforcement, layer lengths, geogrids stifness, shearing resistance, parameters (cohesive and cohesivelesss soils).The ϕ /c reduction method whith is a special reduction technique of the shearing resistance parameters have been appeliied in order to simulate the failure conditions.Results of the ϕ/c reduction analysis have been used to evaluete the hypothesis used in the desing procedures of retaining structures reinforced with geosynthetics

Key Words: geogrid, numerical modelling ,reinforced earth wall ,plaxis ,stability.

RESUME

Les ouvrages à parements en bloc modulaires, renforcés par des nappes géosynthétiques sont de plus en plus utilisés dans différent projet de construction. Ce travail s'insère dans les études dédiées à la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage.

Les mécanismes de rupture des ouvrages de soutènement en remblai renforcés au moyen d'éléments extensible on été étudiés en performant une analyse numérique par la méthode des éléments finie avec différentes combinaison,d'espacement entre nappe de renforcement, longueur des nappes, rigidités des géogrilles, les paramètres de la résistance au cisaillement(sol pulvérulent et cohérent) .La méthode de réduction ϕ/c qui une technique de réduction spéciale des paramètres de résistance au cisaillement, a été appliqué pour simuler les conditions de rupture. Des résultats de l'analyse de la réduction ϕ/c on été utilisés pour évaluer les hypothèses utilisés dans les procédures de calcul des murs en sol renforcés par des géosynthétiques.

Mots clés : *Géogrille, Modélisation numérique, Mur en sol renforcé, Plaxis, Stabilité.*

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à la fin du neuvième siècle, le soutènement des terres était assuré par le seul poids d'un ouvrage massif. Après l'invention du béton armé et son rapide développement au début du vingtième siècle on a réalisé des murs de soutènements en béton armé où les terres au-dessus de la semelle arrière contribue à la stabilité du mur, mais toute la poussée est reprise par le voile en béton armé. En 1963, Henri Vidal associe des armatures métalliques résistant bien à la traction et invente un nouveau matériau composite : la terre armée (le sol renforcé).

La technique de renforcement des sols par géosynthétiques s'est développée pour une large variété d'applications dans plusieurs domaines (hydraulique, mécanique, environnement etc.). Selon le domaine d'application ou la fonction de l'ouvrage, l'inclusion géosynthétique améliore les propriétés du sol là où il fait défaut. En tant que le géogrilles est un produit apparent il est de plus en plus utilisés dans les murs en sol renforcés

Le sol renforcé est une structure composite formée par l'interaction du sol avec des armatures métalliques ou polymères (géosynthétique) disposées horizontalement. Le poids du sol tend à agir comme un groupe ou (un massif) homogène monolithique, soutenant son propre poids ainsi que les charges externes pour lesquels il a été conçu. La fonction principale des couches d'armatures à l'intérieur du sol est d'améliorer la résistance à la traction du corps du sol par le frottement créé à travers la surface d'armature et la résistance passive dans le sens transversal au déplacement. La contrainte de cisaillement moyenne mobilisé par le sol est réduite, alors que la contrainte normale moyenne s'accroît sur la surface de rupture.

Bien que des ouvrages de soutènement de sol armé aient été construits depuis 40 ans, leurs mécanismes de rupture ne sont pas bien compris (Leshchinsky N, Vulova M, 2001).

Comprendre les mécanismes de rupture d'un sol renforcé est l'influence de quelque paramètre telle que l'espacement entre les renforts, la longueur et la rigidité des renforts et les propriétés de sol est possible à travers les essais de laboratoire et in situ, ainsi que par l'analyse par éléments finis. La conception classique des ouvrages de mur de soutènement segmentaires (ou bloc modulaire) est généralement effectuée en utilisant l'analyse à l'équilibre

limite. Les plans de rupture utilisés dans les codes de conception actuels reflètent les conclusions des plans de rupture conventionnelles déterminées pour des structures de soutènement et adaptés aux matériaux d'armature métallique. Cette adaptation inclut également le renforcement géo-synthétiques.

Ce travail traite le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé et l'apport des géogrilles en matière de stabilité et de renforcement.

Les géogrilles sont intercalées dans un sol présentant des caractéristiques particulières soumis à des contraintes tangentielles dues à l'amorce d'un glissement.

Les différentes études effectuées faisant varier les caractéristiques intrinsèques du matériau ainsi que des paramètres liés aux géogrilles ont démontré l'apport considérable en matière de stabilité. Et de mécanisme de rupture.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'étudier essentiellement l'effet des espacements verticaux, la longueur des nappes de géogrilles, la rigidité des nappes et les caractéristiques mécaniques du remblai sur les mécanismes de rupture. Les analyses ont été effectuées en utilisant un logiciel de simulation numérique (PLAXIS).

Le mémoire est divisé en cinq chapitres détaillés ci-dessous :

- Le premier chapitre : l'utilisation des géogrilles dans le renforcement du sol en donnant un bref aperçu sur les différents géotextiles utilisés et leur fonction.*
- Le deuxième chapitre : concerne le prédimensionnement des géogrilles et la méthode d'analyse de la stabilité des murs en sols renforcés par géogrille.*
- Le troisième chapitre : une synthèse bibliographique des travaux d'études réalisées à ce jour.*
- Le quatrième chapitre : son été consacré à la présentation de l'outil de simulation numérique (PLAXIS) et ses possibilités de résolutions numériques de ces problèmes géotechniques.*
- Le cinquième chapitre : a trait aux problèmes de modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé et les effets de quelque paramètres importants tel que les espacement verticaux entre les nappes, les paramètres liés aux éléments de renforcement (longueur des nappes ,la rigidité axiale), ainsi que les propriétés mécaniques.*

INTRODUCTION GENERALE	16
1 Utilisation des géogrilles dans le renforcement des sols	18
1.1 Introduction	18
1.2 Principaux types d'ouvrages de soutènement.....	18
1.2.1 Les rideaux	18
1.2.2 Les murs de soutènement classique	18
1.2.3 Les massifs en terre renforcés (le sol renforcés ou le sol synthétique).....	19
1.3 Renforcement des sols par inclusions.....	19
1.3.1 Introduction	19
1.3.2 La terre armée.....	20
1.4 Les différents types des parements	21
1.5 Renforcement des sols par inclusion flexibles	21
1.5.1 Les géosynthétiques	21
1.6 Classification des géotextiles.....	23
1.6.1 Introduction	23
1.6.2 Le géotextile non tissé.....	24
1.6.3 Les géotextiles tissés	24
1.6.4 Le géotextile tricoté.....	24
1.6.5 Géocomposite.....	25
1.6.6 Les géogrilles	25
1.7 Les rôles et les fonctions des géotextiles.....	25
1.7.1 Les rôles mécaniques	25
1.7.2 Rôles hydrauliques	26
1.8 Les géogrilles.....	27
1.9 Principaux caractéristiques des géosynthétiques.....	29
1.9.1 Mesures et vérification des caractéristiques des géotextiles	31
1.10 Exemples d'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des sols.....	32
1.10.1 Renforcement de pentes raides et des talus subverticaux	32
1.10.2 Mur en sol renforcé	33
1.10.3 Routes et voies ferrées.....	33
1.11 Avantages –Inconvénients de la technique de renforcement par géosynthétiques.....	34
1.12 Conclusion.....	35

2	Synthèse bibliographique sur murs en sols renforcés par géogrilles.....	36
2.1	Introduction	36
2.2	Principe de dimensionnement des murs en sol renforcés par géosynthétiques(géogridde).....	36
2.2.1	Introduction	36
2.2.2	Inclusions bidimensionnelles	37
2.2.3	Frottement latéral	38
2.3	Le coefficient d'interaction sol-armature	39
2.4	Influence de l'extensibilité des renforcements	39
2.5	Murs renforcés par nappes de géotextiles.....	40
2.6	Prédimensionnement	41
2.6.1	Analyse externe de stabilité.....	42
2.6.2	Analyse interne de stabilité.	42
2.7	Les Coefficients partiels de sécurité.....	43
2.8	Définition des états limites	44
2.9	Différents surfaces de glissement.....	45
2.10	Conclusion.....	46
3	Travaux des recherches sur les murs en sol renforcé.....	48
3.1	Introduction	48
3.2	Influence de la rigidité du parement.....	48
3.3	Influence de la densité de renforcement et de l'inclinaison du chargement.....	50
3.4	Influence de la longueur de renforcement	51
3.5	Influence de la rigidité de renforcement.....	53
3.6	Influence du coefficient de recouvrement	54
3.7	Influence du compactage	54
3.8	Expériences numériques :.....	55
3.9	Conclusion.....	56
4	Présentation de l'outil de simulation numérique (plaxis)	57
4.1	Introduction	57
4.1.1	Généralités.....	57
4.1.2	Définition de la méthode des éléments finis	57
4.1.3	Principe de discrétisation	57
4.1.4	Intégration numérique	58
4.1.5	Techniques de résolution.....	59

4.1.6	Éléments géométriques	59
4.2	le Logiciel PLAXIS	59
4.3	Plaxis et son originalité.....	60
4.3.1	Option par défaut, Solution approchées	60
4.3.2	Entrée des données	60
4.3.3	Comportement du sol	61
4.3.4	Fonctions des calculs.....	62
4.3.5	Analyse des résultats	62
4.3.6	Déformation	62
4.3.7	Contraintes	62
4.4	Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis	62
4.4.1	Introduction	62
4.4.2	Lois de comportement élastoplastique	62
4.5	Théories et méthode numériques utilisées dans PLAXIS	72
4.5.1	Théorie de déformation	72
4.5.2	Théorie d'écoulement d'eaux souterraines	72
4.5.3	Théorie de la consolidation	73
4.5.4	Consolidation élastoplastique.....	74
4.6	Conclusion.....	74
5	Modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé	76
5.1	Introduction	76
5.2	Modélisation et procédure de calculs	76
5.2.1	Modèle numérique type.....	76
5.2.2	Les étapes de construction et la détermination de la rupture	77
5.2.3	Définition du modèle géométrique.....	77
5.2.4	Donnés et paramètres de l'étude	78
5.2.5	Propriétés mécaniques des géogrilles.....	78
5.3	Modèle et paramètres de sol	79
5.4	Procédure de calcul.....	80
5.5	Processus de construction et Méthodologie de Modélisation.....	80
5.6	Finesse du maillage	82
5.7	Effets de l'espacement de Géosynthétique sur Le mécanisme de rupture	83
5.7.1	Influence de l'utilisation des géogrilles sur les déplacements et les mécanismes de rupture	83

5.7.2 Effets de l'espacement des géogrilles	87
5.8 Effets de la longueur des géogrilles(Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H).....	92
5.9 Effets de la rigidité axiale du géosynthétique (géogrille) sur Les mécanismes de rupture.....	101
5.10 L'influence des propriétés mécaniques du sol renforce sur les mécanismes de rupture .	105
5.11 Conclusion	120
CONCLUSION GENERALE	122

Liste des figures

Figure 1-1 : Principaux types des murs de soutènements associant le sol et des éléments structuraux ..	19
Figure 1-2 :Exemples de géocellules.....	22
Figure 1-3 : Structure géocomposite	23
Figure 1-4 : types de géotextiles.....	24
Figure 1-5 : Pose des géogrille de séparation.....	25
Figure 1-6 : Pose de géotextiles de renforcement.....	26
Figure 1-7 : Utilisation dans la protection.....	26
Figure 1-8 : Utilisation contre l'érosion.....	26
Figure 1-9 : Utilisation pour filtration.....	27
Figure 1-10 : Utilisation pour drainage	27
Figure 1-11 : Géogrille.....	28
Figure 1-12 : Utilisation du géogrille dans le renforcement.....	28
Figure 1-13 : différents types de géogrilles	29
Figure 1-14 : Comportement typique d'une inclusion géosynthétique à la traction.....	30
Figure 1-15 : Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion.....	30
Figure 1-16 : Essai de cisaillement direct.....	30
Figure 1-17 : Essai d'extraction	31
Figure 1-18 : Revêtement des talus	33
Figure 1-19 : Utilisation du géotextile.....	33
Figure 2-1 : Analyse élastoplastique d'un élément de renforcement rigide cisailé par une surface de rupture	37
Figure 2-2 : Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage	37
Figure 2-3 : Équilibre d'une longueur élémentaire de renforcement	38
Figure 2-4 : Position de la ligne des tractions maximales des murs en Terre Armée.....	45
Figure 2-5 : Position de la ligne des tractions maximale des massifs renforcés par nappes de géotextile	46
Figure 2-6 : Différents types de glissement (d'après ?????).....	46
Figure 3-1 : Représentation schématique des différents types des parements (d'après F. Tatsuoka, 1992).	49
Figure 3-2 : Résultats d'essais sur modèles réduits avec différents types de parement (d'après Tatsuoka et al., 1989).....	50
Figure 3-3 : Influence de la densité de renforcement et de l'inclinaison du chargement sur la capacité portante (d'après Huang et al., 1994).....	50
Figure 3-4 : Influence de la longueur des armatures (modèle centrifugé) sur la stabilité de l'ouvrage (d'après Abe et al 1992).	51
Figure 3-5 : Influence de la longueur des armatures (modèle centrifugé) sur l'angle de la surface de rupture (d'après Abe et al 1992).....	51
Figure 3-6 : Influence de la longueur des nappes sur la stabilité de l'ouvrage (d'après Wilson-Jones, 1992).....	52
Figure 3-7 : Hauteur critique en fonction de la longueur des armatures, (d'après Long et Legeay, 1988).	52

Figure 3-8 : Influence de la longueur et de la position des armatures sur la charge de rupture (d'après Huang et al., 1994).	53
Figure 3-9 : Courbes charge - tassement des deux modèles (d'après Resl, 1992).	54
Figure 3-10 : Comparaison des forces de gravité entre les modèles centrifugés et les prototypes.	55
Figure 3-11 : Modèle type de maillage.	55
Figure 4-1 : Éléments géométriques	59
Figure 4-2 : Type de maille	59
Figure 4-3 : Définition du module à 50% de la rupture.	63
Figure 4-4 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.	64
Figure 4-5 : Représentation du Hardening Soil Model.	65
Figure 4-6 : Forme des surfaces de charge du HSM	65
Figure 4-7 : Surface de rupture du modèle HSM pour un sol sans cohésion	66
Figure 4-8 : Définition du module oedométrique tangent.	67
Figure 4-9 : Définition de l'angle de dilatance.	67
Figure 4-10 : Représentations de l'essai œnométrique	68
Figure 4-11 : Surfaces de charge elliptique.	69
Figure 4-12 : L'effet du temps sur les essais œnométriques	70
Figure 4-13 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan $p - q$	71
Figure 4-14 : Illustration d'état de continuité	73
Figure 5-1 : Raccordement et interface blocs/geogrid	78
Figure 5-2 : Composants du modèle numérique.	80
Figure 5-3 : Étapes de modélisation	81
Figure 5-4 : Modèle achevé (Étape finale)	82
Figure 5-5 : Profil représentatif du modèle numérique (Le maillage.)	83
Figure 5-6 : Déformation du maillage	83
Figure 5-7 : Contour de déformation totale à la fin de la phase de construction.	84
Figure 5-8 : Le modèle des incréments	84
Figure 5-9 : Modèle P_1 ; Contour de déformation de cisaillement $S_v=0.5$ et $L/H=0.5$.	84
Figure 5-10 : Déplacement des parments ; (b) Effort de traction max dans chaque nappe ;	85
Figure 5-11 : Modèle P_2 ; Contour de déformation de cisaillement $S_v=1m$, $L/H=0.5$.	85
Figure 5-12 : (a) Déplacement des parments ; (b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c) localisation des efforts max dans chaque nappe.	86
Figure 5-13 : Modèle P_3 ; Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.2m$, $L=4.5m$.	87
Figure 5-14 : Modèle P_2 ; Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.4m$, $L=4.5m$.	88
Figure 5-15 : Modèle P_3 ; Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.6m$, $L=4.5m$.	88
Figure 5-16 : Modèle P_4 ; contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.8m$, $L=4.5m$.	89
Figure 5-17 : Modèle P_5 ; Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m$, $L=4.5m$.	89
Figure 5-18 : (a) déplacement du parement pour différents cas d'espacement.	90
Figure 5-19 : Coefficients des sécurités en fonction des déplacements	91
Figure 5-20 : Courbe coefficient de sécurité en fonction des espacements ($L=4,5m$).	92
Figure 5-21 : Modèle P_2 ; Contour de déformation de cisaillement ($S_v=0.5m$, $L/H=0.67$).	92
Figure 5-22 : (a) Déplacement des parments ; (b) Effort de traction max dans chaque nappe ;	93
Figure 5-23 : Modèle P_6 ; Contour de déformation de cisaillement $S_v=1m$, $L/H=0.67$.	93
Figure 5-24 : (a) Déplacement des parments ; (b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.	94
Figure 5-25 : Modèle P_3 ; contour de déformation de cisaillement $S_v=0.5$, $L/H=1m$.	94

Figure 5-26: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;(c) localisation des efforts max dans chaque nappe.....	95
Figure 5-27: Modèle P_7 : Contour de déformation de cisaillement $S_v=1m(L/H=1)$	95
Figure 5-28: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	96
Figure 5-29: Modèle P_4 :Contour de déformation de cisaillement $S_v=0.5,L/H=1,5$	96
Figure 5-30:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)localisation des efforts max dans chaque nappe	97
Figure 5-31: Modèle P_8 :Contour de déformation de cisaillement $S_v=1m,(L/H=1.5)$	97
Figure 5-32: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; localisation des efforts max dans chaque nappe.....	98
Figure 5-33: (a) déplacement du parement pour deux cas de rigidités,(b) effort de traction max dans chaque nappe pour deux cas de rigidités.....	98
Figure 5-34: Courbe coefficient de sécurité en fonction des déplacement.....	100
Figure 5-35: Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur ($S_v=0,5m$).....	100
Figure 5-36: Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur ($S_v=1,0 m$).....	101
Figure 5-37: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5m, L=4.5m$. ($EA=1500 \times 2 \text{ kN/m}$).....	101
Figure 5-38: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	102
Figure 5-39: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m, L=4.5m$. ($EA=1500 \times 2 \text{ kN/m}$).....	102
Figure 5-40: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	103
Figure 5-41: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1,00, m, L=13,5 m$	103
Figure 5-42 : (a) Déplacement des parements ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe.....	104
Figure 5-43 : (a)Déplacement du parment pour sol cohérent ($C=50kN/m^2$);(b)Déplacement du parement pour sol pulvérulent ($c=5KN/m2$).	104
Figure 5-44 : Modèle C_1 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5m$	105
Figure 5-45: (a) Déplacement des parements ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	106
Figure 5-46: Modèle C_5 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m, L=4.5m$ (pour le remblai $C=50 \text{ kPa}, \phi=5^\circ$).....	106
Figure 5-47: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;(c) localisation des efforts max dans chaque nappe.....	107
Figure 5-48: Modèle C_2 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5m, L=6m$ (pour le remblai $C=50kPa, \phi=5^\circ$).....	107
Figure 5-49:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	108
Figure 5-50: Modèle C_6 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m, L=6.0m$ (pour le remblai $C=50kPa, \phi=5^\circ$).....	108
Figure 5-51: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	109
Figure 5-52: Modèle C_3 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5m, L=9.0m$ (pour le remblai $C=50 \text{ kPa}, \phi=5^\circ$).....	109
Figure 5-53: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;(c) localisation des efforts max dans chaque nappe.....	110

Figure 5-54: Modèle C_1 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m$, $l=9.0m$ (pour le remblai $c=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$).....	110
Figure 5-55: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.	111
Figure 5-56: Modèle C_4 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5m$, $L=13.5m$ (pour le remblai $c=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$).....	111
Figure 5-57: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.	112
Figure 5-58: Modèle C_8 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0m$, $L=13.5m$ (pour le remblai $C=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$).....	112
Figure 5-59: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.....	113
Figure 5-60: Courbe coefficient de sécurité en fonction des déplacement.....	114
Figure 5-61: (a) Déplacement du parement pour sol cohérent ($C=50\text{ kN/m}^2$) ; (b) Déplacement du parement pour sol pulvérulent($C=5\text{ kN/m}^2$).	114
Figure 5-62 : (a) Effort de traction max dans chaque nappe pour sol cohérent($C=50\text{ kN/m}^2$),.....	115
Figure 5-63 : Coefficient de sécurité en fonction de la longueur($C=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$ degré).....	117
Figure 5-64 : Distribution de la force axial pour le cas (a) sol cohérent : $EA=1500$, $S=1$, $L=13,5$, Cas (b) sol pulvérulent: $EA=1500$, $S=1$, $L=13,5$	120

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Adéquation des produits de renforcement à l'utilisation de sols à forte granulaire	34
Tableau 2-1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H_m	42
Tableau 3-1 : Classification des différents types de parement en fonction de leur rigidité (d'après F. Tatsuoka, 1992).	48
Tableau 5-1 : Différentes combinaisons utilisé pour les analyses.	77
Tableau 5-2 : Caractéristiques des blocs modulaires.	78
Tableau 5-3 : Caractéristiques du geogrid.	79
Tableau 5-4 : Paramètres du remblai, blocs et géogrids.	79
Tableau 5-5 : Récapitulatif des résultats par l'analyse des élément finie.	91
Tableau 5-6 : Consolidation des résultats de l'analyse.....	100
Tableau 5-7 : Résultats des analyses numériques (pour $EA=3000 \text{ kN/m}$).	105
Tableau 5-8 Résultats des analyse numérique (pour $C=50 \text{ kPa}$, $\varphi=5^\circ$).	116
Tableau 5-9 :Résumé des resultats de l'analyse par éléments finis.	117
Tableau 5-10 :Tableau récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis.....	118

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à la fin du neuvième siècle, le soutènement des terres était assuré par le seul poids d'un ouvrage massif. Après l'invention du béton armé et son rapide développement au début du vingtième siècle on a réalisé des murs de soutènements en béton armé où les terres au-dessus de la semelle arrière contribue à la stabilité du mur, mais toute la poussée est reprise par le voile en béton armé. En 1963, Henri Vidal associe des armatures métalliques résistant bien à la traction et invente un nouveau matériau composite : la terre armée (le sol renforcé).

La technique de renforcement des sols par géosynthétiques, s'est développée pour une large variété d'applications dans plusieurs domaines (hydraulique, mécanique, environnement etc.). Selon le domaine d'application ou la fonction de l'ouvrage, l'inclusion géosynthétique améliore les propriétés du sol là où il fait défaut. En tant que le géogrilles est un produit apparent il est de plus en plus utilisés dans les murs en sol renforcés

Le sol renforcé est une structure composite formée par l'interaction du sol avec des armatures métalliques ou polymères (géosynthétique) disposées horizontalement. Le poids du sol tend à agir comme un groupe ou (un massif) homogène monolithique, soutenant son propre poids ainsi que les charges externes pour lesquels il a été conçu. La fonction principale des couches d'armatures à l'intérieur du sol est d'améliorer la résistance à la traction du corps du sol par le frottement créé à travers la surface d'armature et la résistance passive dans le sens transversal au déplacement. La contrainte de cisaillement moyenne mobilisée par le sol est réduite, alors que la contrainte normale moyenne s'accroît sur la surface de rupture.

Bien que des ouvrages de soutènement de sol armé aient été construits depuis 40 ans, leurs mécanismes de rupture ne sont pas bien compris (Leshchinsky & Vulova, 2001).

Comprendre les mécanismes de rupture d'un sol renforcé est l'influence de quelque paramètre telle que l'espacement entre les renforts, la longueur et la rigidité des renforts et les propriétés de sol est possible à travers les essais de laboratoire et in situ, ainsi que par l'analyse par éléments finis. La conception classique des ouvrages de mur de soutènement segmentaires (ou bloc modulaire) est généralement effectuée en utilisant l'analyse à l'équilibre limite. Les plans de rupture utilisés dans les codes de conception actuels reflètent les conclusions des plans de rupture conventionnelles déterminées pour des structures de soutènement et adaptés aux matériaux d'armature métallique. Cette adaptation inclut également le renforcement géosynthétiques.

Ce travail traite le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé et l'apport des géogrilles en matière de stabilité et de renforcement.

Les géogrilles sont intercalées dans un sol présentant des caractéristiques particulières soumis à des contraintes tangentielles dues à l'amorce d'un glissement.

Les différentes études effectuées faisant varier les caractéristiques intrinsèques du matériau ainsi que des paramètres liés aux géogrilles ont démontré l'apport considérable en matière de stabilité. Et de mécanisme de rupture.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'étudier essentiellement l'effet des espacements verticaux, la longueur des nappes de géogrilles, la rigidité des nappes et les caractéristiques mécaniques du remblai sur les mécanismes de rupture. Les analyses ont été effectuées en utilisant un logiciel de simulation numérique (PLAXIS).

Le mémoire est divisé en cinq chapitres détaillés ci-dessous :

- Le premier chapitre : l'utilisation des géogrilles dans le renforcement du sol en donnant un bref aperçu sur les différents géotextiles utilisés et leur fonction.
- Le deuxième chapitre : concerne le prédimensionnement des géogrilles et la méthode d'analyse de la stabilité des murs en sols renforcés par géogrille.
- Le troisième chapitre : une synthèse bibliographique des travaux d'études réalisées à ce jour.
- Le quatrième chapitre : son été consacré à la présentation de l'outil de simulation numérique (PLAXIS) et ses possibilités de résolutions numériques de ces problèmes géotechniques.
- Le cinquième chapitre : a trait aux problèmes de modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé et les effets de quelque paramètres importants tel que les espacement verticaux entre les nappes, les paramètres liés aux éléments de renforcement (longueur des nappes ,la rigidité axiale), ainsi que les propriétés mécaniques.

1 Utilisation des géogrilles dans le renforcement des sols

1.1 Introduction

L'utilisation des géosynthétique a connu un essor considérable ces dernières années à travers le monde au vu des résultats obtenus notamment en matière de renforcement des sols.

Ce matériau à la portée de tout le monde en matière de cout, facilement utilisable a été l'une des innovations les plus spectaculaires dans le domaine de la géotechnique.

L'idée est venue de l'utiliser dans le renforcement des massifs de terres ou des remblais qui ne présentent pas une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, néanmoins les études menées jusque là pour définir le comportement de ce matériau associé au sol restent insuffisantes pour avoir une idée fixe sur le comportement de ce matériau, le terrain reste à défraichir encore pour statuer définitivement sur cette option qui présente à coups sûr des avantages pécuniaires considérables. Notre idée a été d'exploiter ce chemin et mettre en exergue les avantages de ce matériau dont l'utilisation peut apporter des solutions aux problèmes posé.

1.2 Principaux types d'ouvrages de soutènement

Plusieurs méthodes de soutènement du sol et des ouvrages ont été utilisées auparavant parmi lesquels :

1.2.1 Les rideaux

Ce sont des écrans minces descendant généralement sous le niveau du fond de fouille de manière à mobiliser la butée des terres. Leur stabilité est assurée grâce à cette buté ou un système de tirants d'ancrages. Les rideaux de palplanches sont des élément de construction en bois, en béton armé préfabriqué ou métalliques ces derniers sont les plus fréquemment utilisés, soit d'une façon définitive (exemple : le mur de quai, bajoyer d'écluse), soit d'une façon provisoire (batardeaux).

1.2.2 Les murs de soutènement classique

Entrent dans cette catégorie :

Les murs de soutènement poids : ce sont des murs en béton ou en maçonnerie dont la stabilité est assurée par leurs poids propre et le sol de fondation.

Les murs de soutènement semi -gravité : ce sont des murs en béton légèrement ferrailés.

Les murs de soutènement cantilever : ce sont des murs en béton armée et demeurent économiquement utilisable ; jusqu'à une hauteur de 8m.

Les murs de soutènement en contrefort : ces murs sont similaires aux cantilevers avec en plus des raidisseurs disposés à un intervalle régulier .ces raidisseurs sont utilisés pour réduire les moments fléchissant et les efforts tranchants.

1.2.3 Les massifs en terre renforcés (le sol renforcés ou le sol synthétique)

Le renforcement des sols consistent, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Dans les ouvrages de soutènement de types traditionnels : murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage. Au contraire, dans les ouvrages de type plus récent : murs cellulaires ou à caisson, murs à ancrages multiples et ouvrages en sol renforcé une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, en étant associée à des éléments structuraux (figure 1-1). Le développement récent de ces techniques est lié aux économies qui peuvent être réalisées, d'autant plus que ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre.

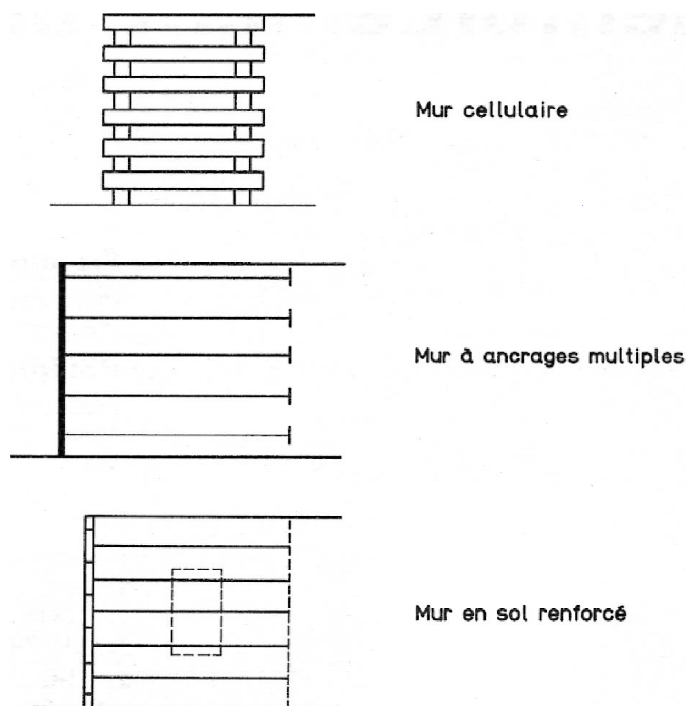


Figure 1-1 : Principaux types des murs de soutènements associant le sol et des éléments structuraux

1.3 Renforcement des sols par inclusions

1.3.1 Introduction

L'idée de renforcer les sols par inclusion n'est pas récente. Dès l'ancienne Égypte, les bâtisseurs des grands pyramides utilisaient des rampes renforcées empiriquement grâce à la mise en place de lits de roseaux et aléatoirement de poutres en bois de palmier. Ces rampes étaient des sortes de remblais provisoires pouvant atteindre 20 mètres de hauteur et servant à hisser les blocs constitutifs de l'édifice.

Quelques exemples de renforcement de sols : notamment des digues construites par des terres et des branches d'arbres, qui ont été utilisées en Chine depuis 1000 ans, puis par la suite tout le long de la rivière du Mississippi après 1880. Les Français qui se sont installés à Fundy Bay au Canada ont utilisé des bâtons pour le renforcement des bouts de la digue.

Durant le 17^{ème} et le 18^{ème} siècle, en Angleterre des chevilles en bois ont été utilisées en érosion et en contrôle de glissement de terrain, le bambou ou les fils de maille ont été utilisés universellement pour le revêtement de contrôle d'érosion.

1.3.2 La terre armée

Les recherches de l'ingénieur français Henry Vidal ont contribué au développement de la terre armée.

La terre armée, inventée en 1963, est un nouveau matériau de construction formé par l'association de terre et des armatures, c'est un matériau composite constitué de sol pulvérulent compacté, de lits d'armatures et de parement sur la face (peau). Ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires (bandes métalliques) flexibles supportant des efforts de traction importants.

Il est apparu ainsi comme un matériau composite relativement homogène, fortement anisotrope et présentant une résistance élevée à la traction. Ce nouveau procédé qui est la terre armée a été utilisé dans le domaine de génie civil pour la réalisation des murs de soutènement, culées de ponts et ouvrages spéciaux d'aménagement divers. Il peut être utilisé également dans le renforcement du sol de fondation superficielle. Il offre de nombreux avantages en particulier :

La souplesse qui permet de réaliser des ouvrages fondés sur des sols compressibles.

La rapidité d'exécution grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

Un meilleur rapport qualité prix par rapport à d'autres procédés

Un ouvrage de terre armée est constitué de sol, d'armatures et de parement.

1.3.2.1 Le sol

Le sol utilisé doit avoir des caractéristiques tel que :

✓ le frottement sol – armature soit assuré, le coefficient de frottement ≥ 0.25 ($\tan \phi > 0.25$)

ou :

Φ : angle de frottement entre le sol et l'armature.

✓ la proportion d'éléments inférieurs à 80 micron ($< 80\mu m$) doit être inférieure à 15%.

Le sol est mis en place par couche horizontale compacte d'une épaisseur de l'ordre de 20cm à 30 cm.

1.3.2.2 Les armatures

Les armatures doivent être durables. Si elles sont métalliques, leur vitesse de corrosion doit être connue et compatible avec la durée de service de l'ouvrage. En pratique, cela conduit à exclure les métaux passivables tels que les alliages d'aluminium ou l'acier inoxydable dont le type de corrosion est régi par une cinétique peu prévisible.

le choix du matériau constituant les armatures doit répondre au critère suivants :

- Faible déformabilité.
- Rupture non fragile.
- Durabilité.
- Économie.

Elles doivent être souples, de bonnes résistances à la traction, avec un coefficient de frottement appréciable, et une bonne résistance à la corrosion.

On utilise en générale des bandes métalliques d'environ 5mm d'épaisseur, ayant une largeur de 5cm à 12 cm.

Elles peuvent être en acier inoxydable ou en acier galvanisé ou en alliage d'aluminium.

1.3.2.3 Les parements

Les parements seront soit des plaques préfabriquées en béton appelés communément écailles, soit des éléments métalliques en acier galvanisé ou en aluminium sous forme de profils minces à section semi-elliptique et devront avoir les caractéristiques suivantes :

- Une bonne résistance à la traction .
- Une bonne flexibilité pour permettre à la terre armée de conserver sa souplesse.
- Une harmonie avec le paysage avoisinant.
- Une bonne maniabilité pour la rapidité de construction.

Les parements les plus utilisés sont les parements (TERRATREL¹) en treillis métallique auquel sont attachées des armatures de renforcement et qui permettent une végétalisation du parement parfois un géogrille ou un géotextile non tissé peut lui être associé.

1.4 Les différents types des parements

Les parements mis en œuvre pour des ouvrages renforcés par géotextiles sont très nombreux. Quelques exemples de parements :

a-Parement géotextile

Le parement en géotextile qui consiste à rabattre les nappes entre chaque niveau d'armature.

L'avantage de ce type de parements est que la partie visible des nappes doit être traité vis-à-vis des rayons ultraviolets aux quels les géotextiles sont très sensibles.

b-Parement en éléments préfabriqués

Les éléments préfabriqués sont des cellules plus ou moins creuses, de géométrie variée que l'on remplit si nécessaire de matériaux. Les nappes de renforcement sont protégées mais l'ouvrage perd rapidement de sa déformabilité et le cout du parement est très élevé .

c- Parement en terre végétales

Les parements en terre végétale peuvent être recherchés avec un objectif supplémentaire de protection contre l'érosion par géogrille ou par produit géotextiles alvéolaires. Le géotextile de renfort est bien protégé mais la pente maximale autorisée pour ce genre de parement ne dépasse pas 45° (avec renforcement de type géogrille).

1.5 Renforcement des sols par inclusion flexibles

1.5.1 Les géosynthétiques

En Génie Civil, les polymères font partie des matériaux qui sont utilisés dans les différents ouvrages géotechniques de soutènement, de protection de bassins d'étanchéité,

¹ C'est un procédé élaboré par la firme française en 1960

sous les chaussées, dans les tunnels...etc. Leur emploi nécessite la maîtrise de leur comportement à long terme (la durée de vie exigée) et qui est généralement de l'ordre de 100 ans).

En règle générale, les défaillances de ces ouvrages sont d'ordre mécanique. la connaissance des lois de comportement (fluage, fatigue...) permet, en principe, d'établir des règles de conception garantissant que si la structure initiale du polymère est préservée, la rupture sera évitée dans un délai compatible avec les attentes des utilisateurs. Cependant, les polymères réagissent lentement avec leur environnement (en particulier avec l'oxygène) et l'évolution de leur structure se traduit par des ruptures prématurées, d'où l'importance pratique d'études de vieillissement, de ses mécanismes, de sa cinétique, et de ses conséquences.

Les principaux facteurs de vieillissement des polymères sont l'agressivité du milieu (oxygène, acides, bases, solvants..Etc.), la fatigue dynamique, la température et les Rayonnements UV, tous ces facteurs pouvant évidemment être combinés. Dans les conditions d'emploi des géotextiles, le vieillissement du polypropylène (PP par la suite) est dû à la thermo-oxydation du polymère à basse température ($< 50^{\circ}\text{C}$) dans des atmosphères appauvries en oxygène. Il faut également noter que si ces matériaux sont en contact avec une phase aqueuse, l'influence de cet environnement sur la cinétique de thermo-oxydation doit être prise en compte.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi sa très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

Les produits se distinguent par leurs propriétés géométriques en:

- Bandelettes, filaments
- Produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5m de largeur et d'environ 50-300m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres;
- Produits volumétriques, dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement les géocellules, qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connectées et une fois étirées les cellules 3D sont créées, par exemple, sous la forme de nid d'abeilles.
-

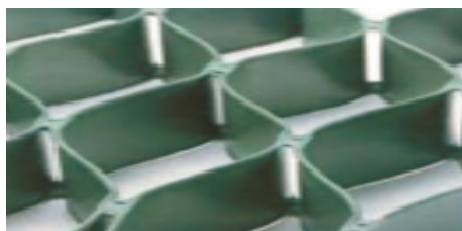


Figure 1-2 :Exemples de géocellules.

De la classification ci-dessus les plus souvent utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer: les géotextiles, les géomembranes (membrane plane

imperméable à partir de polymères d'épaisseur entre environ 0,5 et 3 mm), les géogrilles, les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétique).

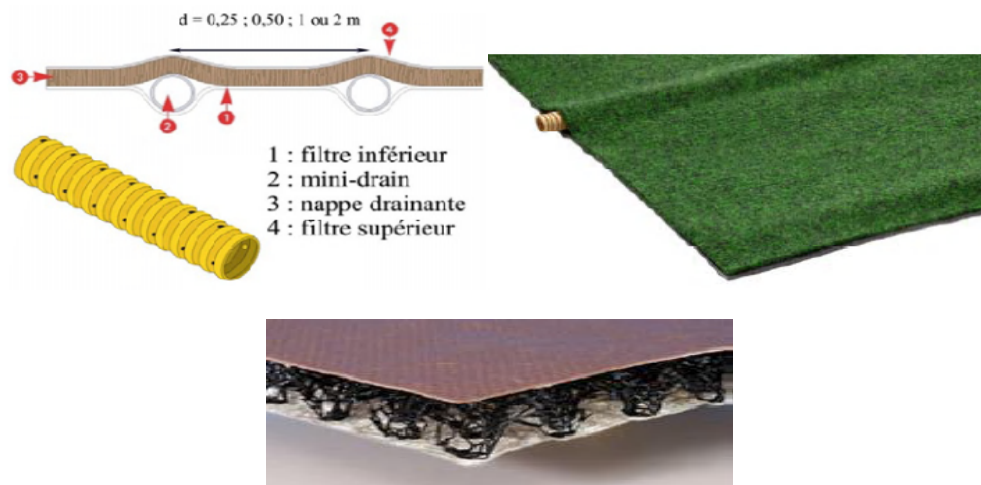


Figure 1-3 : Structure géocomposite.

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles,...).

Les produits géosynthétiques recèlent six fonctions principales à savoir :

A. Fonctions mécaniques

Les géosynthétiques sont utilisés pour les fonctions mécaniques pour régler des problèmes de :

- Séparation.
- Renforcement.
- Protection.
- Lutte contre l'érosion.

B. Les fonctions hydrauliques

Les géosynthétiques sont utilisés pour les fonctions hydrauliques pour régler des problèmes de :

- Filtrage.
- Drainage.

1.6 Classification des géotextiles

1.6.1 Introduction

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

1.6.2 Le géotextile non tissé

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liées par différents procédés mécanique, thermique ou chimique.

L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.

Le thermo-sondage consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres en la faisant passer entre deux rouleaux, il en résulte une soudure superficielle des fibres entre elles.

La liaison chimique qui consiste à imprégner la nappe de fibre d'un liant est actuellement peu utilisée en raison de son coût.

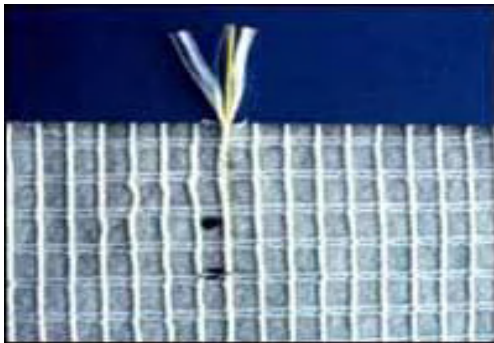
1.6.3 Les géotextiles tissés

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.

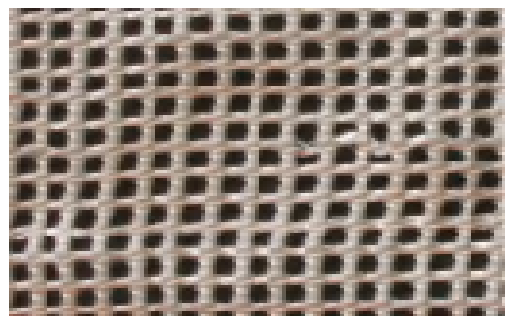
Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel. Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.

1.6.4 Le géotextile tricoté

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil.



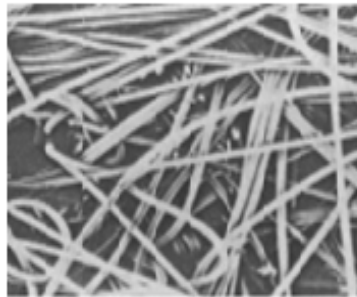
géotextile optique



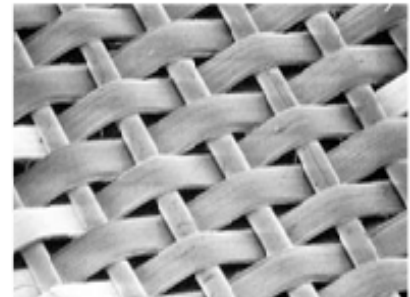
géotextile tricoté



Géotextile non tissé thermo lié



Géotextiles non tissé aiguilleté



textiles Tissé de mono filament

Figure 1-4 : types de géotextiles.

1.6.5 Géocomposite

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogridle combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

1.6.6 Les géogridles

Les géogridles sont classées parmi les produits géosynthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Ils sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains. Les Géogridles ont une haute rigidité et force plus que les autres géotextiles.

1.7 Les rôles et les fonctions des géotextiles

1.7.1 Les rôles mécaniques

a) Séparation

Ils sont insérés entre deux matériaux de nature différente, les empêchant de se mélanger. Cette technique est employée en construction ferroviaire pour éviter les remontées des couches argileuses au passage des convois par un mécanisme de pompage.

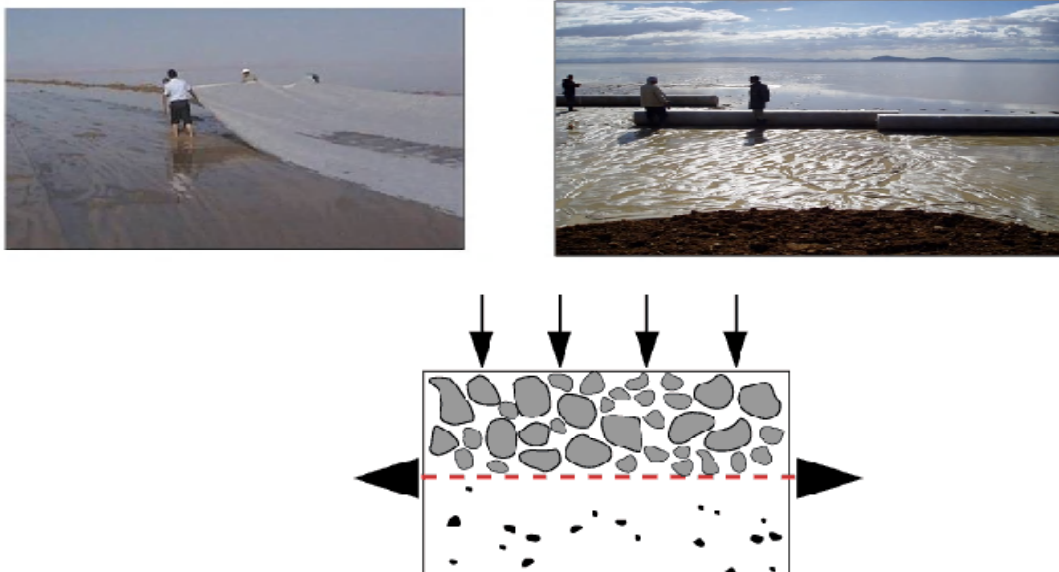


Figure 1-5 : Pose des géogridle de séparation.

b) Renforcement

Les nappes de géotextiles empilées et alternées avec un sol faible permettent le maintien du talus, le renforcement des routes sur des zones instables assujetties des glissements de terrain.

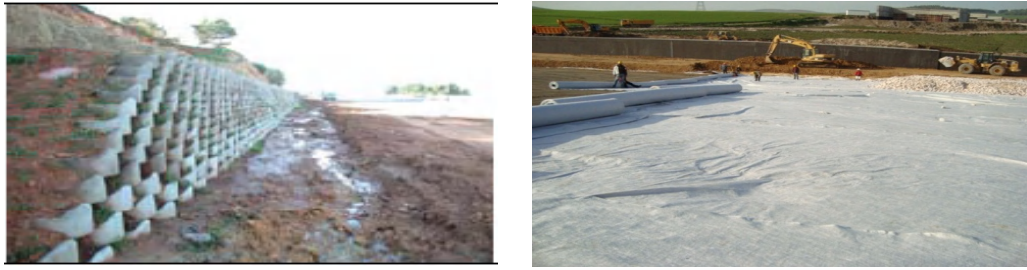


Figure 1-6 : Pose de géotextiles de renforcement.

c) La protection

On peut en particulier citer la protection par la géomembranes lors de la conception de bassins de rétention (collecte des ruissellements routiers). Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation. On retrouve également ce type de dispositif dans les tunnels, où les géomembranes isolent la paroi en béton des infiltrations.

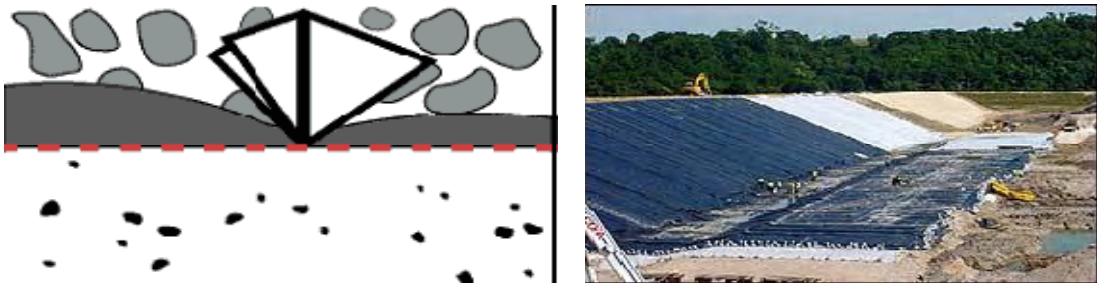


Figure 1-7 : Utilisation dans la protection.

d) Anti-érosion :

Les géotextiles peuvent être utilisés contre les effets naturels (pluie, vent, vague) et favoriser la végétalisation des talus ou des berges.

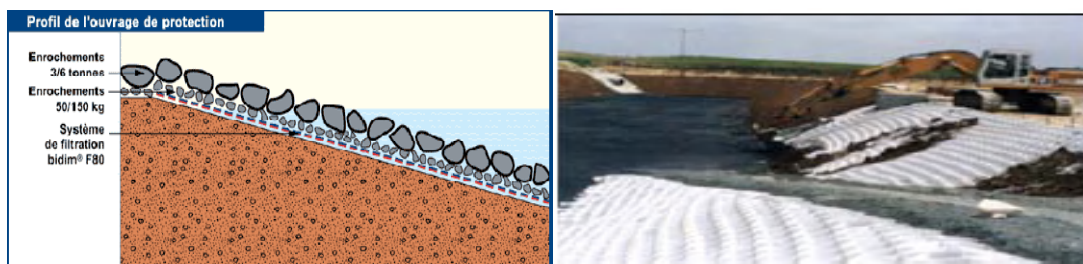


Figure 1-8 : Utilisation contre l'érosion.

-Les fonctions hydrauliques considérées sont les suivantes :

1.7.2 Rôles hydrauliques

a) Filtration

Les géotextiles sont utilisés en substitution de filtres à sable sur des tranchées drainantes, en sous couches de berges... Même s'ils n'induisent aucune rétention particulière en leur sein, ils favorisent la rétention des métaux dans le sol avoisinant en

ralentissant l'écoulement et en améliorant le contact entre la solution métallique et les particules du sol porteuses de carbonates susceptibles de capter les ions métallique.



Figure 1-9 : Utilisation pour filtration.

b) Drainage

Les géotextiles épais sont capables de transporter des flux liquides importants en fondation (immeubles, tunnels). On peut également citer l'emploi de géoespaceurs, destinés à maintenir de l'espace entre deux matériaux en vue de faciliter le drainage.

Le comité français des géosynthétiques (CFG) a défini la classification des géotextiles en fonction de leurs propriétés caractéristiques telles que leur résistance à la traction, leur résistance au déchirement, leur permittivité, leur transivité ou encore leur ouverture de filtration.



Figure 1-10 : Utilisation pour drainage.

1.8 Les géogrilles

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

On peut distinguer :

Les géogrilles uniaxiaux ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée.

Les géogrilles biaxiaux ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles

ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogridde mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai comme le montre le second schéma de la figure pour une géogridde biaxiale rigide et une géogridde biaxiale souple.

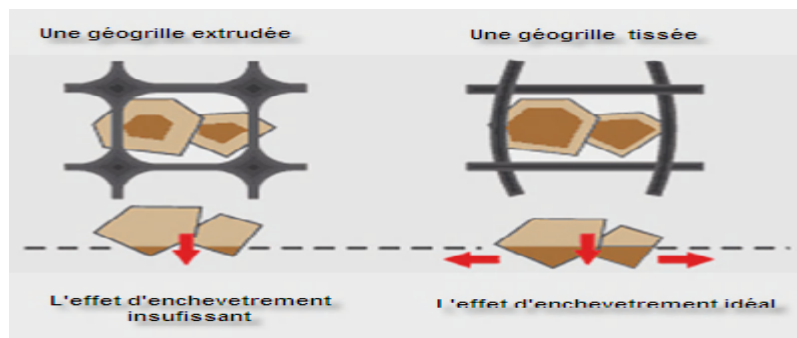


Figure 1-11 : Géogrids.

Imbrication des grains dans une géogridde rigide (figure 1-11 : à gauche).

Enchevêtrement insuffisant et souple (figure 1-11 : adroite) enchevêtrement idéal.



Figure 1-12 : Utilisation du géogridde dans le renforcement.

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrids.

Ce pendant, la nature même des géogrids fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

La surface de contact avec le sol est plus faible. L'ancrage des géogrids se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f_{\theta 2} > 1$ lors d'un essai de cisaillement (Collios, 1981). Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion" (interlocking en anglais), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille. Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu_3 faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois le D_{50} du matériau.

² Coefficient de frottement

³ Coefficient d'uniformité

Selon certaines marques (doc. Tensar), le coefficient F_0 serait de **0,9 à 1** en présence de roches broyées ou de graves. D'une manière générale les géogrilles présentent les caractéristiques suivantes:

- Avantages :

Bonne résistance à l'endommagement.

Excellente perméabilité (colmatage impossible).

- Inconvénients

Peu de souplesse en flexion.

Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m)

Les géogrilles se différencient selon leur matériau constitutif et selon leur mode de fabrication (voir Figure 1.13). Ils peuvent donc être :

Thermoformées.

Extrudées .

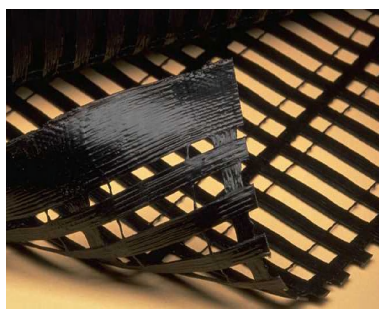
Sous forme de bandes extrudées soudées.

Tissées.

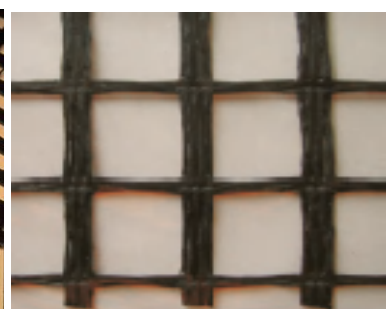
Poinçonnées.



Géogrille extrudée



Géogrilles uniaxiale



Géogrilles biaxiale

Figure 1-13 : Différents types de géo grilles.

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains (interlocking) dans le maillage et donc augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément). Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

1.9 Principaux caractéristiques des géosynthétiques

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la rupture.
- Mobiliser le frottement du sol.

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J) :

$$J = Td / \epsilon d$$

$$\alpha_F = Ff / L \text{ (N/m)}$$

$$\epsilon_R = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_1 \epsilon_2$$

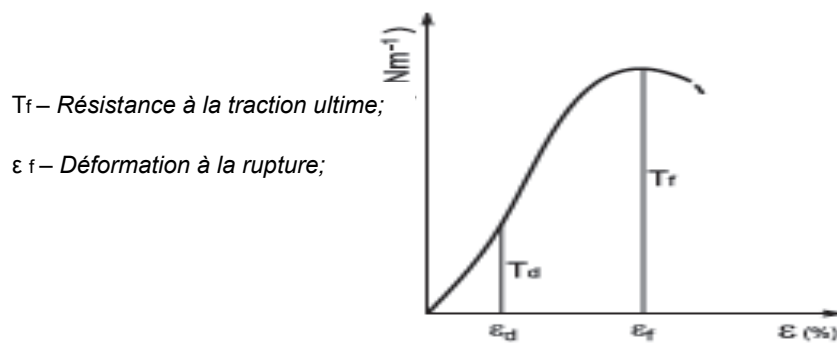


Figure 1-14 : Comportement typique d'une inclusion géosynthétique à la traction

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique. Elle se présente schématiquement de la façon suivante :

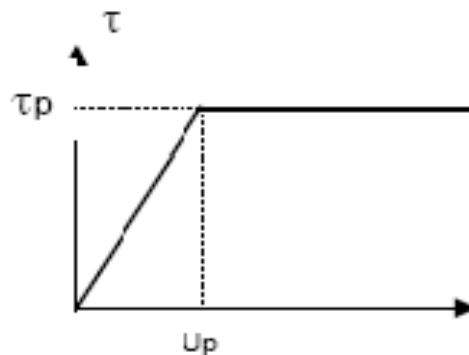


Figure 1-15 : Loi de frottement schématique à l'interface sol/inclusion

$$\tau = \tau_p + \frac{\tau_p}{U_p} \cdot U \quad \text{avec :} \quad \frac{\tau_p}{U_p} = \frac{f_0 \cdot \sigma}{1} \quad (1.2)$$

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_0 disponibles est issue d'essais réalisés sur sable et géotextiles types. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles.

Le coefficient de frottement est déterminé généralement au moyen de l'essai de cisaillement direct ou dans un essai d'extraction.

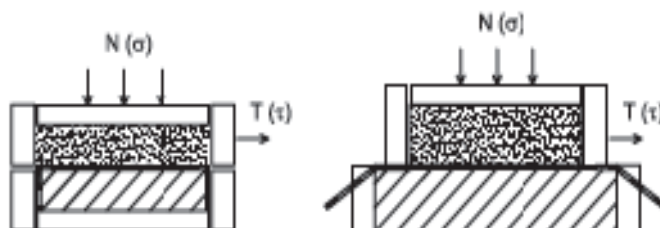


Figure 1-16 : Essai de cisaillement direct.

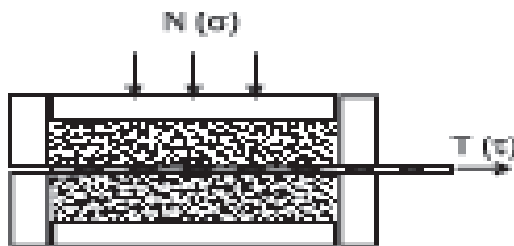


Figure 1-17 : Essai d'extraction.

1.9.1 Mesures et vérification des caractéristiques des géotextiles

Les géotextiles doivent être considérés comme étant des constituants à part entière des ouvrages dans lesquels on a prévu de les utiliser. Il est important de connaître et de vérifier leurs caractéristiques afin de s'assurer qu'ils pourront effectivement remplir les fonctions qui leur sont dévolues dans l'ouvrage.

On distingue généralement :

1.9.1.1 Les caractéristiques d'identification

Elles servent à la description de chaque géotextile exprimé suivant une terminologie normalisée. Elles concernent notamment :

- Les modes de fabrication (tissage, aiguilletage...).
- La nature et les caractéristiques des constituants (matière de base, géométrie des fibres...),
- La masse surfacique
- L'épaisseur nominale
- Les caractéristiques de conditionnement (dimension des rouleaux...).

Parmi ces caractéristiques, la masse surfacique et l'épaisseur nominale, font l'objet de mesures suivant un mode opératoire normalisé, les autres sont le plus souvent vérifiées visuellement.

1.9.1.2 Les caractéristiques de comportement

Elles précisent quantitativement les performances mécaniques, hydraulique et d'anticontamination de chaque géotextile. Elles concernent principalement :

- La résistance à la traction (dans le sens production et sens travers).
- L'allongement à la rupture (dans le sens production et sens travers).
- La résistance à la déchirure (dans le sens production et sens travers).
- La permittivité (perméabilité dans le sens perpendiculaire au géotextile).
- La transmissivité (perméabilité dans le plan du géotextile).
- La porométrie (détermination dans l'ouverture de filtration).

1.9.1.3 Résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris.

Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier. Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, géotextiles tissés puis les non-tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

1.9.1.4 Conditions de mise en œuvre

La mise en œuvre du géosynthétique se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol /géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle.

$$(\theta < \quad) \quad (1.3)$$

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le « festonnage » et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol /géosynthétique a été étudié (Gourc, 1982). Ces tests mettent en évidence une perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage.

L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géotextile à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau joue un rôle essentiel.

1.10 Exemples d'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des sols

1.10.1 Renforcement de pentes raides et des talus subverticaux

Le renforcement avec les géogrilles est utilisé pour obtenir des pentes plus fortes que la pente limite définie par l'angle du talus du matériau naturel de remblais. Il est particulièrement pertinent de construire des talus raidis avec une façade végétale qui s'intègre bien dans l'environnement. Ainsi, le renforcement par les géogrilles a permis de construire des talus raidis végétalisés ayant des hauteurs avoisinant les 45 m.

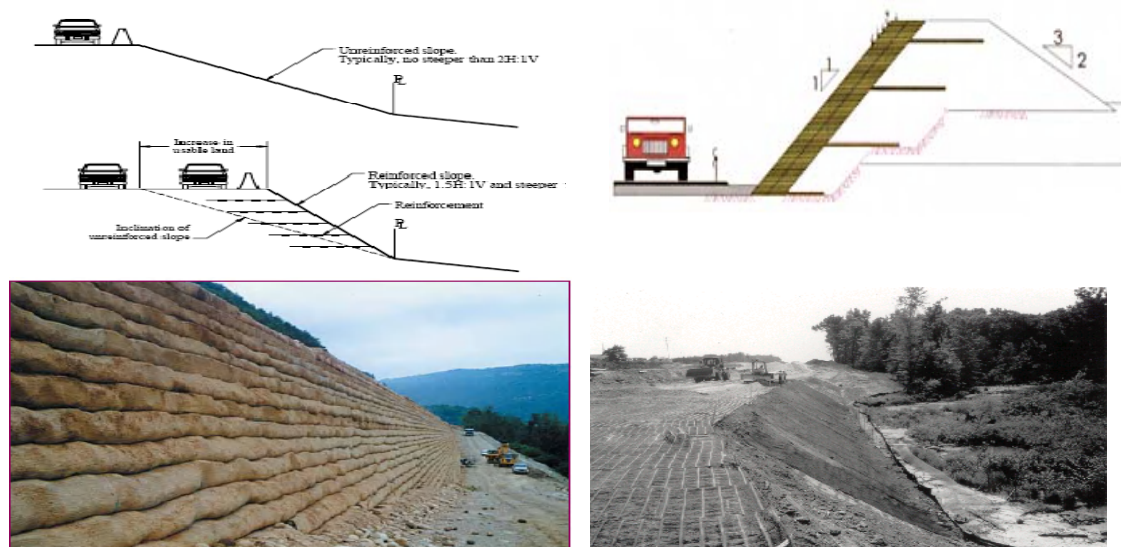


Figure 1-18 : Revêtement des talus.

1.10.2 Mur en sol renforcé

Traditionnellement, les murs de soutènement ont été construits avec des parements en béton ou de maçonnerie, afin de résister aux pressions latérales ou hydrostatiques des sols. En utilisant les géogrilles, le mur peut être construit sans support externe; la façade n'a alors qu'une fonction de protection esthétique. Les géogrilles peuvent être utilisées en combinaison avec différents types de parements, blocs ou panneaux en béton, panneaux en bois, parements végétalisés...

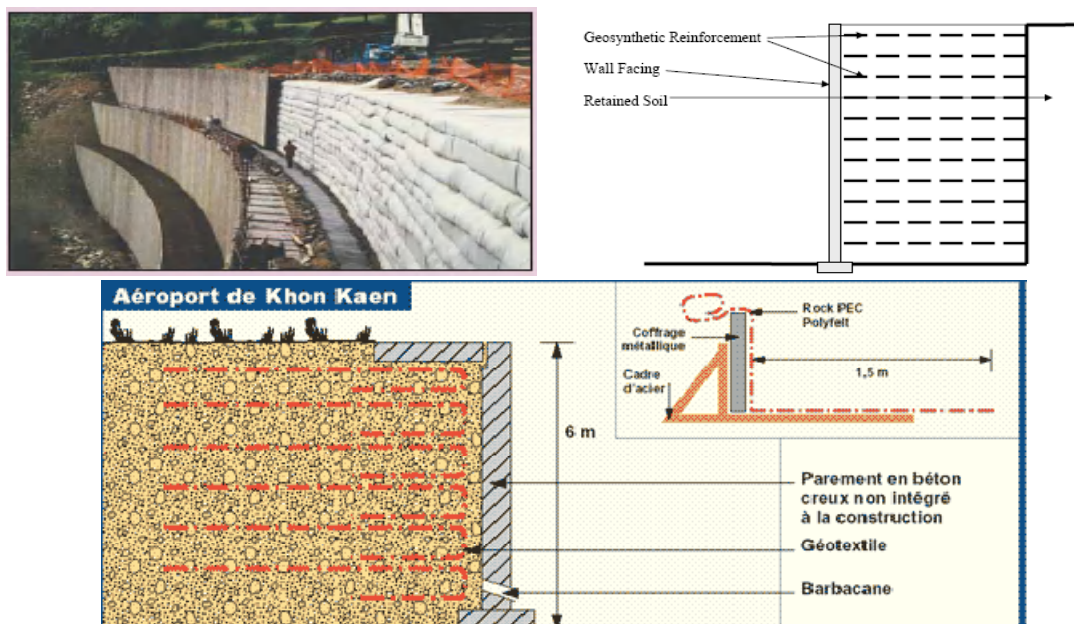


Figure 1-19 : Utilisation du géotextile.

1.10.3 Routes et voies ferrées

Le renforcement par les géogrilles est utilisé à la base pour restreindre les déformations de la structure. En pratique, cela signifie une réduction des déformations structurales dues au trafic (orniérage) et aux autres charges. Le bénéfice potentiel des géogrilles est lié aux zones soumises à de fortes charges et à des sols support de faible portance (sols mous). Cette technique de renforcement peut être utilisée soit pour réduire le rapport couche de base/ballast soit pour

augmenter la durée de service de la voie. Les géogrilles peuvent aussi être utilisés avec bénéfice pour réduire les déformations différentielles, lors de l'élargissement de remblais.

1.11 Avantages –Inconvénients de la technique de renforcement par géosynthétiques

L'avantage des techniques de renforcement des sols dans un contexte d'ouvrage de protection contre les risques naturels réside essentiellement dans la réduction de l'emprise au sol des ouvrages et la possibilité d'utiliser les matériaux du site.

Les inconvénients et lacunes relatives restent cependant la méconnaissance du comportement des sols (à forte granularité) et la modification et dégradation des caractéristiques d'interface inclusions géosynthétiques /sols grossiers .Le tableau ci-dessous propose une première analyse de l'adéquation des produits géosynthétiques ou grillage au contexte des sols à forte granularité.

Nature du matériau	Type	Avantages	Inconvénients
Géosynthétique	Non tissé aiguilletés	Souplesse, adaptation à une granulométrie grossière	Peu adapté au contexte de renforcement des sols (sensibilité au poinçonnement fort allongement) durabilité.
	Géocomposite (non tissé, et tissé)	Allongement plus faible rôle de séparation joué par le géotextile non tissé support	Endommagement (risque d'arrachement des fibre de renforts) durabilité.
	Tissé	Effet de la perforation sans perte de matière (réparation de part et d'autre des blocs mais réduction de la surface de contact fibres sols	
		Fort résistance mécanique	Sensibilité à l'endommagement Durabilité
	géogrilles	Fort résistance mécanique Mobilisation de la pseudo -cohésion (imbrication grains/grille)	Rigidité Mécanisme et caractérisation du frottement et/ou de la pseudo-cohésion mal connue
inclusions métallique	Grillage gabions	Mise en place sur sol non compacté comportement des élément grossiers conseillée	Déformation importante du grillage (la présence de gros blocs augmenterait la raideur mai cet effet n'est pas quantifié) Risque de corrosion
	Lamelle métalliques	Faible allongement	Condition restrictives sur la granulométrie à utiliser paramètre de frottement mal connue au contact de granulométrie grossière Mise en œuvre plus délicate Risque de corrosion
	Treillis soudé	Rigidité si fort diamètre permettant la transmission Partielle d'effort de compression	Rigidité empêchant l'adaptation aux sol grossiers La mobilisation des efforts dans le sol ce fait partiellement par frottement (l'autre effet est mal connue)

Tableau 1-1 : Adéquation des produits de renforcement à l'utilisation de sols à forte granulaire

1.12 Conclusion

Les différentes techniques de soutènement de type traditionnel notamment les murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches..., utilisées à travers le monde coûtent très chères aux collectivités et restent difficilement maîtrisables nécessitant une technicité élevée, c'est pourquoi les ingénieurs ont été contraints d'améliorer ces procédés et optimiser les coûts. Des essais et des tentatives ont été faits pour optimiser ces procédés notamment l'utilisation des géosynthétiques qui demeure jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problème.

Les techniques de renforcement par géosynthétiques ont permis de répondre aux exigences et aux objectifs des donneurs d'ordre en offrant des solutions alternatives avec de nombreux avantages. En effet, elles sont simples à mettre en œuvre, les structures sont souples dans leurs fonctionnements et elles contribuent à la préservation de la ressource naturelle.

Il existe plusieurs techniques de renforcement des sols qui ont fait l'objet d'une normalisation (NFP 94-270). En raison de leur apport en matière de renforcement donnant des solutions très performantes. En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales, soit pour limiter ses déformations à chargement fixe ; soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées.

Les éléments de renforcement dits inclusions peuvent travailler en traction, compression ou flexion – cisaillement.

Suivant le type d'inclusion choisi, nous distinguons le macro-renforcement à l'échelle du massif de sol.

Le macro-renforcement est obtenu par l'association de sol avec des éléments de renforcement dont les dimensions sont relativement importantes par rapport à la dimension des particules du sol à renforcer. On distingue deux types de macro renforcement :

- renforcement inextensible
- renforcement extensible (inclusions géosynthétiques).

Les géosynthétiques, qui ont un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères :

Leur résistance à la traction à long terme (tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement),

Le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai,

La nature de polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et, le cas échéant, avec le parement.

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles ou géogrilles) se présentent généralement sous forme de nappe constituée de fibres qui peuvent être tissées entre elles, aiguilletées, ou tricotées. Les géogrilles sont, par rapport aux géotextiles, ajourées ce qui permet une meilleure imbrication du renfort avec le matériau constitutif du remblai renforcé. Les raideurs en traction des géogrilles sont, dans la plupart des cas, supérieures à celles des géotextiles.

2 Synthèse bibliographiques sur les murs en sols renforcés par géogrilles

2.1 Introduction

Dans un sol renforcé, les propriétés mécaniques du sol, (qui le plus souvent ne possède pas de résistance en traction), se trouvent améliorées par la mise en place d'inclusions résistant à la traction.

C'est ainsi qu'un sable, purement frottant, renforcé par des armatures métalliques possède une cohésion « apparente » qui peut être mesurée à l'essai triaxial. Le calcul précis de la cohésion « apparente » d'un sol renforcé (matériau composite anisotrope), est relativement complexe et peu être utilisé en pratique pour le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé par des éléments linéaires ou bidimensionnels.

Pour de tels ouvrages le dimensionnement est fait par une approche « discrète », c'est-à-dire que les éléments sont modélisés séparément du sol. L'approche « composite » au moyen de la cohésion « apparente » est notamment utilisée dans le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé de façon tridimensionnelle. Pour que, dans un ouvrage, le sol et les renforcements se comportent comme un matériau composite, il est important que les éléments de renforcement soient suffisamment nombreux par rapport aux dimensions de l'ouvrage. De plus, pour contenir le sol entre les éléments, il est le plus souvent nécessaire d'installer un parement, dont la rigidité doit être compatible avec l'extensibilité des renforcements.

2.2 Principe de dimensionnement des murs en sol renforcés par géosynthétiques(géogrid)

2.2.1 Introduction

Dans le renforcement des sols, les inclusions sont qualifiées de passives car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints. C'est sous l'effet des déformations du sol, durant ou après la construction, et par l'intermédiaire de l'interaction entre le sol et le renforcement, qu'elles se mettent à travailler. Suivant leur rigidité relative par rapport au sol, elles peuvent travailler simplement en traction ou en compression comme une barre ou une membrane, ou de manière plus complexe en traction ou compression, cisaillement et flexion comme une poutre. La mobilisation de ces efforts dépend de nombreux facteurs dont les plus importants sont :

La rigidité relative des inclusions par rapport au sol.

La géométrie, l'extensibilité, l'orientation et la densité, ainsi que le procédé de construction. Suivant le type d'application, l'un ou l'autre des efforts sera privilégié.

En soutènement, les éléments de renforcement horizontaux travaillent essentiellement en traction tandis que ceux placés verticalement sont soumis à un chargement combiné en compression, cisaillement et flexion. En stabilisation des pentes (renforcements verticaux), les efforts de cisaillement et de flexion sont les plus importants. En fondation, les renforcements verticaux travaillent le plus souvent en compression, tandis que ceux placés horizontalement travaillent le plus souvent en traction, et en flexioncisaillement s'ils sont assez rigides.

2.2.2 Inclusions bidimensionnelles

Les inclusions bidimensionnelles (nappes de géotextiles, géogrilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. En outre, elles travaillent le plus souvent en traction. Dans le cas des nappes continues en géotextile, le frottement latéral est l'interaction principale entre le renforcement et le sol. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, ou des treillis, qui sont le plus souvent métalliques, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types :

- a- Frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction.
- b- La résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, pour ce dernier type de renforcement, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement (figure 2.1, et figure 2.2).

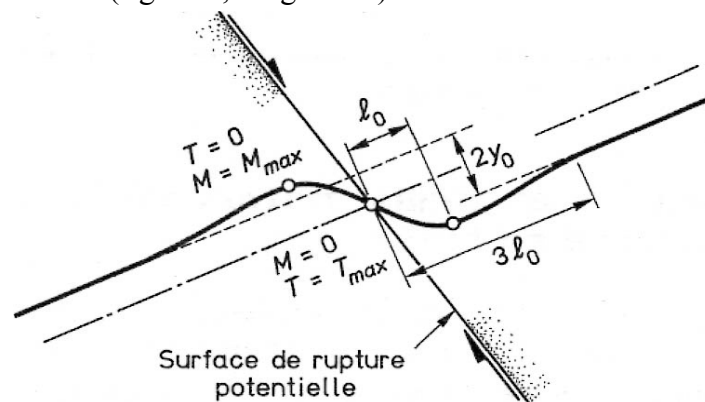


Figure 2-1 : Analyse élastoplastique d'un élément de renforcement rigide cisailé par une surface de rupture.

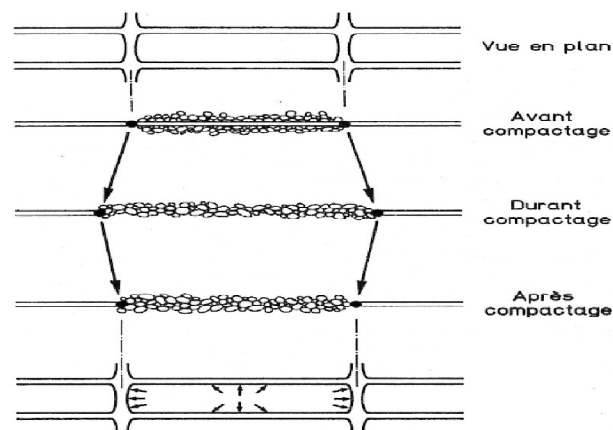


Figure 2-2 : Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage

Pour les géogrilles et les treillis, les mécanismes de frottement latéral et de résistance en butée sont intimement mêlés. Pour le dimensionnement aux états limites ultimes, ils sont le plus souvent regroupés dans le terme de frottement latéral unitaire q_s . La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol. Par contre, aux états limites de service, le déplacement relatif du sol avec

l'inclusion, nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux, est de l'ordre de quelques millimètres. Il est très inférieur à celui nécessaire pour mobiliser la résistance en butée le long des éléments transversaux, qui peut être de plusieurs centimètres (figure 2.2). Pour le dimensionnement, le calcul du terme qs se fait de façon similaire à celui d'une nappe continue, en utilisant un angle de frottement qui incorpore en fait les deux mécanismes d'interaction. Dans le cas des nappes en géotextile et produits apparentés (géogrilles), qui sont relativement extensibles, l'angle de frottement est le plus souvent déterminé en laboratoire dans un essai à la boîte de cisaillement, car les essais d'arrachement en place sont difficiles à réaliser et à interpréter pour de tels matériaux. Pour les treillis métalliques, par contre, on réalise de préférence des essais d'arrachement en place.

Pour les ouvrages en sol de remblai renforcé par nappes continues, les phénomènes de dilatance empêchée, observés sur les armatures linéaires, n'existent pas du fait de la géométrie plane des renforcements. Le frottement latéral unitaire qs peut alors être calculé directement à partir du coefficient de frottement réel μ en le multipliant par la contrainte verticale σ_v due au poids des terres.

2.2.3 Frottement latéral

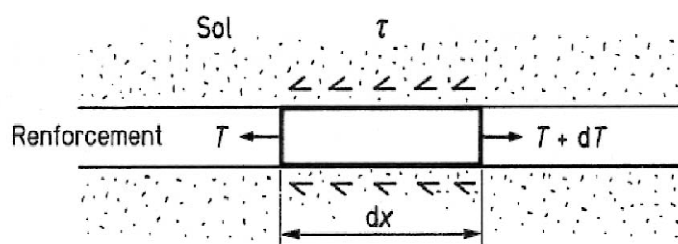
L'équilibre d'un petit élément de renforcement montre que la variation de l'effort normal T (positif si c'est un effort de traction, négatif si c'est un effort de compression) le long d'une armature ou d'une nappe est proportionnelle à la contrainte de cisaillement à l'interface du sol avec l'inclusion, notée :

τ (figure 2.3), la contrainte de cisaillement : $\tau = \frac{dT}{dx}$

Avec : T effort normal par unité de largeur de la nappe

x abscisse le long de l'armature ;

$$T = T_0 + \int_0^x \tau \, dx \quad (2.1)$$



x abscisse le long du renforcement

T effort de traction le long du renforcement

τ composante tangentielle de la contrainte exercée par le sol sur chaque face du renforcement

Figure 2-3 : Équilibre d'une longueur élémentaire de renforcement

Frottement latéral : $qs = \mu \sigma_v(z)$ (2.2)

Coefficient de frottement réel μ :

$$\mu = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \sigma_h} \quad (2.3)$$

σ_{v0} : la contrainte verticale initiale.

$\Delta\sigma_v$: la contrainte verticale normale.

Ou bien : si ϕ est le coefficient de frottement :

$$\mu^* = \frac{\tan \phi}{1 + \frac{\sigma_{v0}}{\Delta\sigma_v}} \quad (2.4)$$

La majorité des valeurs du coefficients de frottement est disponibles .ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles .des valeurs très inferieures ont cependant pu être mises en évidence lors d'essais spécifiques.

Le coefficient de frottement f_θ doit être inferieur à 1.

Selon certaines marques des géogrilles le coefficient de frottement serait f_θ de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de grave .

2.3 Le coefficient d'interaction sol-armature

Lorsque l'armature est soumise à un effort de traction elle transmet cet effort au sol par frottement. Le sol au voisinage de l'armature est cisailé, comme sous tout cisaillement le sol a tendance à changer de volume. Pour les remblais bien compactés des massifs en Terre armée, le sol va être dilatant (la dilatance augmente avec la compacité, mais diminue avec la contrainte verticale); cette dilatance est partiellement empêchée par le sol environnant qui va freter la couche limite cisailée (phénomène tridimensionnel). La contrainte initiale σ_{v0} est augmentée de $\Delta\sigma_v$ et $\tau = (\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v) \tan\phi'$ (avec $C = 0$) Comme il est très difficile d'estimer $\Delta\sigma_v$ on préfère définir un coefficient de frottement apparent μ^* qui a été calculé sur un grand nombre d'essais de traction d'armatures :

$$\mu^* = \frac{\tau}{\sigma_v} \quad (2.5)$$

Le coefficient d'interaction μ^* est défini dans la norme NF P 94-222.

2.4 Influence de l'extensibilité des renforcements

La notion d'extensibilité ou d'inextensibilité d'un renforcement a été introduite en mécanique des sols pour la première fois par Mc Gown et al 1981. Sont appelés renforcements quasi inextensibles les éléments dont la déformation en traction à la rupture est très faible par rapport à celle nécessaire au sol pour atteindre un état de plastification en poussée. Sont appelés renforcements extensibles ceux dont la déformation à la rupture est du même ordre de grandeur ou plus grande que celle du sol pour atteindre un état de plastification . Historiquement, les

armatures de terre armée sont le premier type de renforcement quasi inextensible à avoir été utilisé. Sous charges de service, la déformation des renforcements en acier est de l'ordre de 0,1 %. Se classent dans la catégorie des renforcements extensibles, les nappes de géotextiles ou géogrilles. En moyenne, les géotextiles et géogrilles se déforment de 3 à 7 % sous charges de service, suivant le type de polymère. Il est à noter que cette définition de l'extensibilité repose uniquement sur les propriétés du matériau constitutif du renforcement, indépendamment de l'ouvrage en sol renforcé, et plus particulièrement de sa densité de renforcement. Une autre définition, qui tient compte de la densité de renforcement, est utilisée actuellement en France pour classer les techniques de renforcement (norme française NF P 94-210). Cette définition repose sur la notion de module équivalent E_{eq} de l'ouvrage, défini de la façon suivante :

pour les nappes :

$$E_{eq} = J/S_v \quad (2.6)$$

Avec J : raideur du renforcement dans son état non altéré.

S_v : espacements vertical et horizontal.

La limite entre les ouvrages renforcés de types extensibles et inextensibles est prise à 20 MPa (norme NF P 94-270).

Quelle que soit la définition adoptée pour l'extensibilité, les deux techniques les plus anciennes que sont la terre armée et le renforcement par géotextiles se situent aux deux extrémités des échelles mesurant l'extensibilité. Par contre, depuis 20 ans, de nombreuses autres techniques intermédiaires sont apparues parmi lesquelles celles utilisant des armatures linéaires en géosynthétique comme par exemple le procédé Freyssisol. On constate, aussi bien pendant la construction que sous charges de service, une continuité du comportement depuis les ouvrages en Terre Armée jusqu'aux ouvrages renforcés par les géotextiles les plus extensibles. Cette continuité se caractérise par une augmentation progressive des déplacements du parement en fonction de l'extensibilité des renforcements, à la rupture, par contre, le volume de sol renforcé par des armatures quasi inextensibles se comporte comme un bloc monolithique alors que celui renforcé par des éléments extensibles présente des déformations plastiques de cisaillement importantes, qui ont tendance à se développer pour conduire progressivement à l'apparition d'une surface de rupture interne. Si, à la rupture, les ouvrages renforcés quasi inextensibles et extensibles ont des comportements différents, nécessitant des méthodes de dimensionnement à la rupture différentes, par contre, aux états de service, leurs comportements sont similaires.

2.5 Murs renforcés par nappes de géotextiles

Les remblais renforcés par des nappes en géotextile ou produits apparentés (géogrille) se classent pour la plupart dans les ouvrages extensibles. Ils sont justifiés aux états limites ultimes avec coefficients de sécurité partiels vis-à-vis de la stabilité externe (poinçonnement de la fondation et glissement sur la base) et la rupture circulaire coupant ou non le massif de sol renforcé. Il n'existe pas actuellement de méthode simple de type équilibre local, permettant de faire un calcul aux états limites de service. Pourtant, dans ce type d'ouvrage, la prise en compte des déformations serait tout à fait souhaitable car les charges limites prédites à l'aide du calcul à la rupture, qui se fait sans tenir compte des déformations, sont souvent sous-estimées. De plus, le parement, qui peut être constitué par les nappes repliées sur elles-mêmes ou par des

éléments de type cellulaire (blocs en béton, sacs de sable, pneus, etc.) participe à la stabilité d'ensemble, ce qui n'est pas souvent pris en compte.

Les géosynthétiques sont utilisés en soutènement avec tout type de sol frottant aussi bien que cohérent, alors que les murs en sol de remblai renforcé et quasi inextensibles sont plutôt construits avec des sols frottant. Récemment sont apparus des géotextiles multifonctions, appelés géocomposites, qui jouent à la fois un rôle de renforcement et de drainage. Avec ces géocomposites, il est possible d'utiliser comme matériau de remblai des sols cohérents à très forte teneur en eau, de l'ordre de 100 %, et à des degrés de saturation importants, très au-dessus de l'optimum Proctor. Au niveau des renforcements, des suctions se développent dès la construction, tandis que la consolidation du sol de remblai augmente sa résistance mécanique à long terme. Ces deux phénomènes ont pour effet d'augmenter la stabilité de l'ouvrage.

La revue bibliographique concernant les murs en sol renforcés par géogrilles est basée sur des références concernant les aspects suivants :

Méthodologie de conception; mécanismes de rupture du mur en sol renforcé par des inclusions et utilisation de PLAXIS dans l'analyse des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

La méthodologie de conception avec les géosynthétique (géogrille) et les revêtements en bloc modulaires ont été étudiée dans plusieurs documents de FHWA et d'AASHTO (Elias et Christopher 1997, AASHTO 1998).

La conception d'un Mur en sol renforcé comprend les étapes suivantes :

Spécifications des données d'entrée de conception.

- Prédimensionnement.
- Analyse externe de stabilité.
- Analyse interne de stabilité.
- Calculs de déformation et de tassement.
- Caractéristiques basées sur le rendement de conception.

Les informations nécessaires pour commencer la conception :

Paramètres du mur : taille totale (h) ; inclinaison du parement (i) ; type de revêtements (blocs modulaires, béton préfabriqué, renfort enveloppé, etc...) ; type de renforcement des éléments (bandes en métal, nappes de barre, geogrille, geotextile, etc.).

Paramètres du sol : angle de frottement interne, poids spécifique du sol maintenu, paramètres de résistance au cisaillement.

2.6 Prédimensionnement

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé :

la longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est :

$$L \geq 0,7.H \quad (2.7)$$

Selon la norme NF P 94-220-0 :

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de 0,7 Hm.

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est-il limité à la plus grande des deux valeurs : 0,15 Hm et 1 m.

La longueur minimale est de 0,4 Hm en pied et n'est pas inférieure à 0,5 Hm en moyenne pour un mur à parement vertical.

L'espacement des lits de renforcement

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

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

Tableau 2-1 : Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H

2.6.1 Analyse externe de stabilité.

L'analyse externe de stabilité d'un mur en sol renforcé est semblable à l'analyse de stabilité des murs de soutènement conventionnels. Elle permet de vérifier si les dimensions d'un mur en sol renforcé assurent sa stabilité globale sous les charges induites par le sol retenu. La masse renforcée est considérée comme un bloc plein. Les facteurs minimums correspondants de la sécurité sont comme suit :

- Glissement direct le long de l'interface avec le sol de base (**$F > 1.5$**).
- Excentricité ($e < L/6$ ou $L/4$) ou renversement (**$F_o > 2.0$**).
- Portance (approche de Meyerhof (**$F > 2.0$**)).
- Stabilité vis-à-vis au glissement d'ensemble (**$F > 1.3$**).

2.6.2 Analyse interne de stabilité.

L'analyse de la stabilité interne examine la possibilité d'un effondrement dans le sol renforcé en raison de la force ou la longueur insuffisante d'ancrage de l'armature.

Des surfaces planes de glissement peuvent se développer à travers le pied et les armatures étudiées. Si l'inclinaison frontale du mur est supérieure à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la théorie de Coulomb.

Si l'inclinaison frontale du mur est inférieure ou égale à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la théorie de Rankine. L'analyse de stabilité interne rend l'espacement et les paramètres de résistance de l'armature nécessaires pour assurer l'intégrité et la stabilité interne du sol renforcé. Les calculs majeurs sont:

- La vérification contre la résistance à la traction
- La vérification contre le retrait d'armature.

La vérification contre la rupture d'armature se fait à chaque niveau de l'armature. Il faut s'assurer que la résistance à la traction nécessaire de l'armature est inférieure à la résistance admissible à long terme:

$$T_{max} \leq T_{al} \cdot R_c \quad (2.8)$$

Là où :

T_{max} : la force de traction maximum requise pour résister à la pression latérale active de la terre à la surface du mur :

T_{ad} : la capacité de traction admissible par largeur d'unité du renfort ;

Rc : La résistance à la traction à long terme admissible est calculée selon le type du renforcement .Pour le geosynthétique, la résistance à la traction admissible tient compte de la réduction de la force finale due au fluage, à la dégradation, et aux dommages horizontaux. Comme l'état des contraintes et des déformations dans ce volume réduit du sol dépend du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il faut faire appel à un certain nombre d'hypothèses ainsi qu'à des résultats de mesures sur des ouvrages réels similaires pour pouvoir résoudre le problème. Il est classiquement supposé que les contraintes tangentielles

$$\tau_i \text{ et } \tau_{i+1}(z) \quad (2.9)$$

sur les faces supérieure et inférieure s'équilibrent ainsi que les efforts tranchants horizontaux dans le parement. Par ailleurs, le cisaillement τ est nul au point de traction maximale T_M (T est maximale et sa dérivée, proportionnelle à τ est nulle) et les directions horizontale et verticale sont des directions principales pour les contraintes. La face arrière de la tranche est alors prise verticale au point de traction maximale T_M ce qui permet d'écrire simplement l'équilibre horizontal de la tranche sous la forme suivante :

$$T_M = S_V \cdot K \cdot \sigma_v(z) \quad (2.10)$$

Avec :

S_V : espacements vertical et horizontal.

$\sigma_v(z)$: contrainte verticale à la profondeur z et au point de traction maximale.

K : coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale.

2.7 Les Coefficients partiels de sécurité

Dans l'approche traditionnelle du dimensionnement d'un ouvrage, le coefficient global de sécurité F_s tient compte des incertitudes sur les actions et les résistances ainsi que des imprécisions inhérentes à la méthode de calcul. De plus, dans le cas particulier des ouvrages en sol renforcé, un coefficient F_R est appliqué sur les efforts maximaux mobilisables dans les renforcements. Dans l'étude à l'équilibre limite d'un ouvrage se rompant le long d'une surface de rupture, l'ouvrage est considéré comme étant sûr si l'inégalité suivante est respectée :

$$\frac{\sum (S_i \cdot \tau_{i+1})}{\sum (S_i \cdot \tau_i)} = \frac{\sum (S_i \cdot \tau_{i+1})}{\sum (S_i \cdot \tau_i)} \geq 1 \quad (2.11)$$

F_s : coefficient de sécurité globale

F_{s0} : valeur minimale admissible pour F_s , généralement prise égale à 1,5.

τ_{max} : (sol renforcé) efforts résistants mobilisables le long de la surface de rupture dans le sol renforcé.

τ_{ext} : (actions) résultante des actions extérieures sur cette même surface de rupture.

Dans l'approche de la méthode des coefficients de sécurité partiels, trois types de coefficients sont introduits :

Des coefficients de sécurité partiels, notés Γ_m , sont appliqués sur les résistances des matériaux : sol, renforcements, frottement latéral unitaire sol-renforcement .

Des coefficients pondérateurs, noté Γ_Q , sont appliqués sur les actions .

Un coefficient de méthode, noté Γ_{s3} est également introduit pour tenir compte des imprécisions dues à la méthode de calcul et notamment de la simplification du comportement réel.

Un ouvrage est alors considéré comme sûr si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\Gamma_{s3} \tau_{\text{ext}} (\text{actions pondérées par } \Gamma_Q) \leq \tau_{\text{max}} (\text{résistances réduites par } \Gamma_m).$$

NB : Le coefficient de sécurité varie selon la composition des géogrilles par exemple :

Géogrilles PP.PEHD : le coefficient de sécurité est de 1,2.

Géogrilles PET : le coefficient de sécurité est de 1,7.

2.8 Définition des états limites

Nous allons exposer brièvement la théorie des états limites couplées à l'approche semi-probabiliste de la sécurité. A l'idée de Terzaghi, une attention particulière a été basée sur les deux principaux groupes de problèmes de la géotechnique, à savoir les problèmes de stabilité et de déformations. Il a indiqué que les premiers ne considèrent que les conditions précédant immédiatement la rupture ultime par écoulement plastique imminent (ce que nous appelons états limites ultimes ELU), alors que les seconds considèrent les déformations du sol dues aux charges qui lui sont appliquées (états limites de service ELS). Le principe des facteurs de sécurité partiels a ensuite été introduit dans la théorie du calcul aux états limites. Il s'agit d'appliquer ces facteurs aux différents types de charges et aux caractéristiques de cisaillement du sol. Cette approche semi-probabiliste a pour but de rendre compte des incertitudes de paramètres intervenant dans le calcul de dimensionnement ou de vérification : ces incertitudes concernent les valeurs à adopter pour les paramètres définissant l'ouvrage étudié tels que les charges, le frottement interne du sol et la cohésion ...

Les facteurs de sécurité partiels ont été obtenus par calibrage avec les méthodes traditionnelles utilisant les facteurs de sécurité globaux, de manière à assurer la même marge de sécurité que celle fournie par la bonne pratique et l'expérience. C'est sur ces bases qu'ont été rédigés les différents codes de réglementation technique tels que les documents de calculs nord-américains (ANSI A58 en 1980 et Canadian Foundation. Engineering Manual en 1985 ainsi que l'Eurocode 7 en 1992). Les facteurs de sécurité partiels plus particulièrement applicables aux géotextiles ont été définis par concertation entre les fabricants, les concepteurs, les universités et les clients réunis au sein du CFGG[CFG 90].

D'après le concept de calcul aux ELU, la sécurité peut être évaluée par un critère nommé critère de rupture. Nous allons calculer dans certains schémas de rupture un facteur F rapport de l'action des forces résistantes R (valeurs après application des facteurs de sécurité partiels) mobilisables pour la stabilité à l'action des forces motrices M tendant à déstabiliser, appliquées au bloc de rupture considéré. Si celui-ci se trouve inférieur à une valeur réglementaire prenant en compte les erreurs sur la méthode, la stabilité n'est pas assurée, il convient de changer les données géométriques du talus d'où les chargements des résistances.

La valeur du coefficient de sécurité admissible F est déterminée de manière à prendre en compte certaines incertitudes du problème telles que :

Les incertitudes grossières, ce sont les erreurs humaines et celles dues au hasard.

Les incertitudes du système : ces incertitudes sont dues au manque de confiance accordé à un modèle théorique lorsqu'il est utilisé pour décrire le comportement d'un ouvrage donné, en considérant un ensemble précis de paramètres.

Les combinaisons d'actions appliquées au mur, suivant que l'on se place à l'état limite ultime (ELU), à l'état limite de service (ELS) ou aux états limites de stabilité d'ensemble (ELSE) pour le cas de séisme, sont définies par les textes ou fixées par le marché ou proposée au maître d'œuvre plus précisément les calculs justificatifs qui sont de trois ordres :

La stabilité interne de la structure doit être justifiée, à l'état limite ultime, vis-à-vis du glissement sur la base du poinçonnement de la couche de fondation et de la résistance à la traction du géotextile (justification vis-à-vis de la résistance des sections),

La stabilité externe doit être vérifiée à l'état limite ultime pour des ruptures sur des surfaces de glissement (justification vis-à-vis de la résistance des sections),

La stabilité interne et externe doit être vérifiée à l'état limite de service pour l'allongement maximum autorisé du géotextile ainsi qu'au poinçonnement de la couche de fondation (justification vis-à-vis des déformations admissibles).

2.9 Différents surfaces de glissement

La ligne des tractions maximales dépend de l'extensibilité des renforcements, plus les renforcements seront souples plus la ligne des tractions maximales se rapprochera du coin de Coulomb.

Il est intéressant de noter que, dans le cas des renforcements quasi inextensibles, cette surface des tractions maximales est très différente du plan de rupture de Coulomb, incliné à $\pi/4 + \varphi/2$, où φ est l'angle de frottement interne du sol (cf. article Ouvrages de soutènement).

Poussée et butée [C 242] dans cette rubrique). Au fur et à mesure que l'extensibilité augmente cette surface se rapproche du plan de Coulomb ; cette évolution a été prise en compte dans les recommandations américaines sur les techniques de renforcement (figure 2.4 et 2.5).

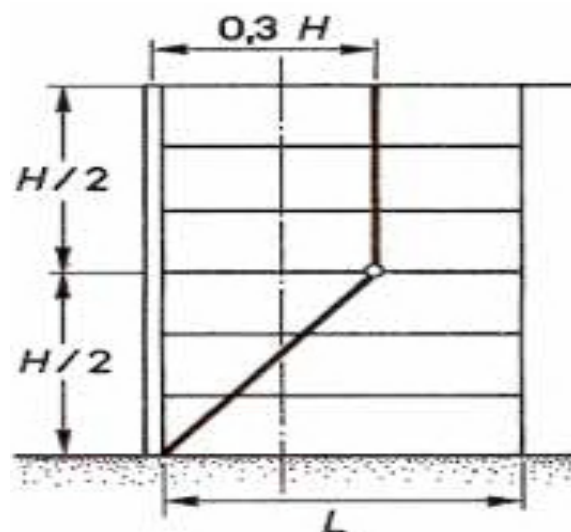


Figure 2-4 : Position de la ligne des tractions maximales des murs en terre Armée.

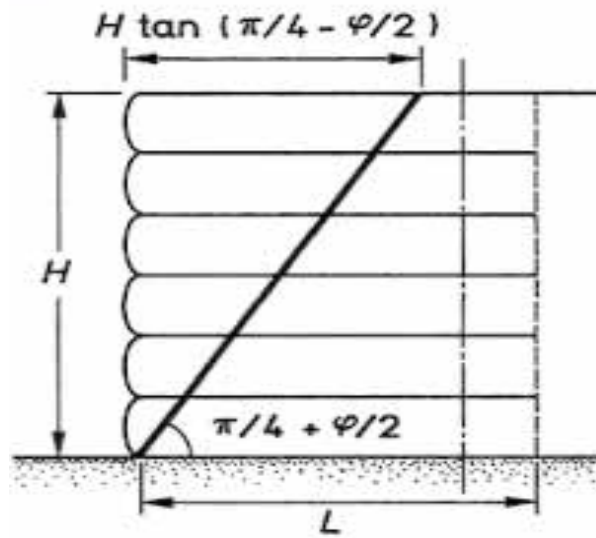
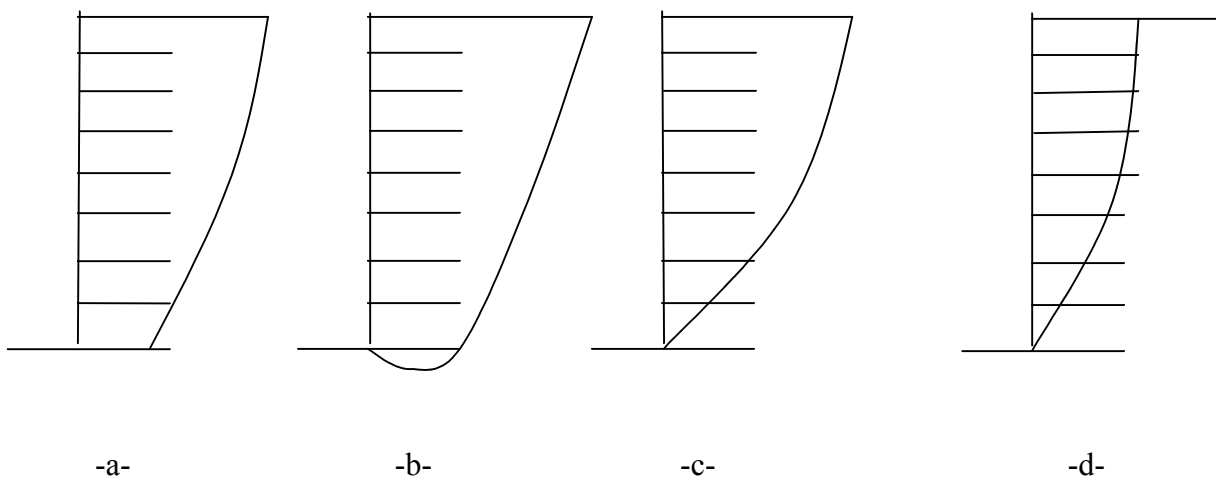


Figure 2-5 : Position de la ligne des tractions maximale des massifs renforcés par nappes de géotextile.

Dans les murs en sol renforcés par des inclusions, La position de la ligne de glissement dépend de l'extensibilité des renforcements, ainsi que les caractéristiques des sols. On peut distinguer quatre types de surface de glissement.



(a) Surface de glissement externe; (b) Surface de glissement profonde ; (c) Surface de glissement composée; (d) Surface de glissement interne.

Figure 2-6 : Différents types de glissement (d'après ASHTO).⁴

2.10 Conclusion

Il ressort d'après la synthèse bibliographique que la méthodologie de conception des murs renforcés est basée sur une analyse de stabilité interne et externe en utilisant des méthodes

⁴ American Association of State Highway and Transportation Officials

d'équilibre limite. Les calculs de stabilité interne sont fondées sur l'hypothèse que la surface de glissement la plus critique se développera à travers le sol armé. Par conséquent, dans de nombreux cas, l'analyse de la stabilité contrôle la conception du mur, en raison de la longueur de l'armature spécifiée dans le dimensionnement préliminaire du mur. Ce dimensionnement correspond à un rapport longueur-hauteur d'au moins 0,7.

Quatre types de rupture sont susceptibles de se produire, à savoir : interne, externe, profonde et composée. La relation entre l'espacement de l'armature et le mode de rupture ne sont pas encore bien compris et ne sont pas pris en compte dans la conception actuelle, mais il est amplement prouvé que l'armature rapprochée peut conduire à un matériau composite. C'est à dire, aucune plasticité du sol ou rupture ne se développe au sein de la zone renforcée.

Le système composé du sol-géotextile peut être assimilé à un mur poids et obéira au même principe et sera vérifié de la même façon à savoir :

- La vérification au renversement.

- La vérification au glissement.

- La vérification au renversement.

- Calculs de déformation et de tassement.

Pour que, dans un ouvrage, le sol et les renforcements se comportent comme un matériau composite, il est important que les éléments de renforcement soient suffisamment nombreux par rapport aux dimensions de l'ouvrage. De plus, pour contenir le sol entre les éléments, il est le plus souvent nécessaire d'installer un parement, dont la rigidité doit être compatible avec l'extensibilité des renforcements.

Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle.

3 Travaux des recherches sur les murs en sol renforcé

3.1 Introduction

Des études expérimentales et numériques ont été effectuées et ont mis en exergue l'importance de certains facteurs dans la stabilité des murs en sol renforcé par des inclusions géosynthétiques.

D'après les résultats des travaux de recherche effectués, les facteurs susceptibles d'avoir une influence sur le comportement des murs renforcés par inclusion, sont nombreux.

Les plus significatifs sont :

Rigidité du parement

Densité de renforcement (l'espacement des nappes vertical).

Longueur des nappes.

Rigidité de renforcement.

Coefficient de recouvrement.

Le phasage de construction et le compactage.

3.2 Influence de la rigidité du parement

La stabilité locale et globale des murs renforcés est améliorée non seulement par la rigidité locale du parement, mais également par les différentes rigidités globales qu'on peut distinguer en rigidité axiale, rigidité de cisaillement, rigidité de flexion et résistance gravitaire. Toyotoshi et al. (1988) et Tatsuoka (1992) ont classé les différents types de parements utilisés dans les soutènements en fonction de leur rigidité comme indiqué dans le tableau 3.1.

Rigidité du parement	A	B1	B2	B3	C	C'	C''	D	E
rigidité locale	⊗	⊕	□	●	●	●	●	●	●
rigidité axiale globale	⊗	⊗	⊗	⊗	●	⊗	●	●	●
rigidité de cisaillement globale	⊗	⊗	⊗	⊗	●	⊗	⊗	●	●
rigidité de flexion globale	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	●	●
résistance gravitaire	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	●

Légende ⊗ : nulle ⊕ : faible □ : moyenne ● : grande

Tableau 3-1 : Classification des différents types de parement en fonction de leur rigidité (d'après F. Tatsuoka, 1992).

La schématisation des différents types de parement est illustrée sur la figure 3.1. L'influence de la rigidité du parement sur le comportement global des murs de soutènement, renforcés par géosynthétiques surchargés localement en tête, a été étudiée par plusieurs auteurs afin d'évaluer l'apport du parement sur la stabilité globale de la structure.

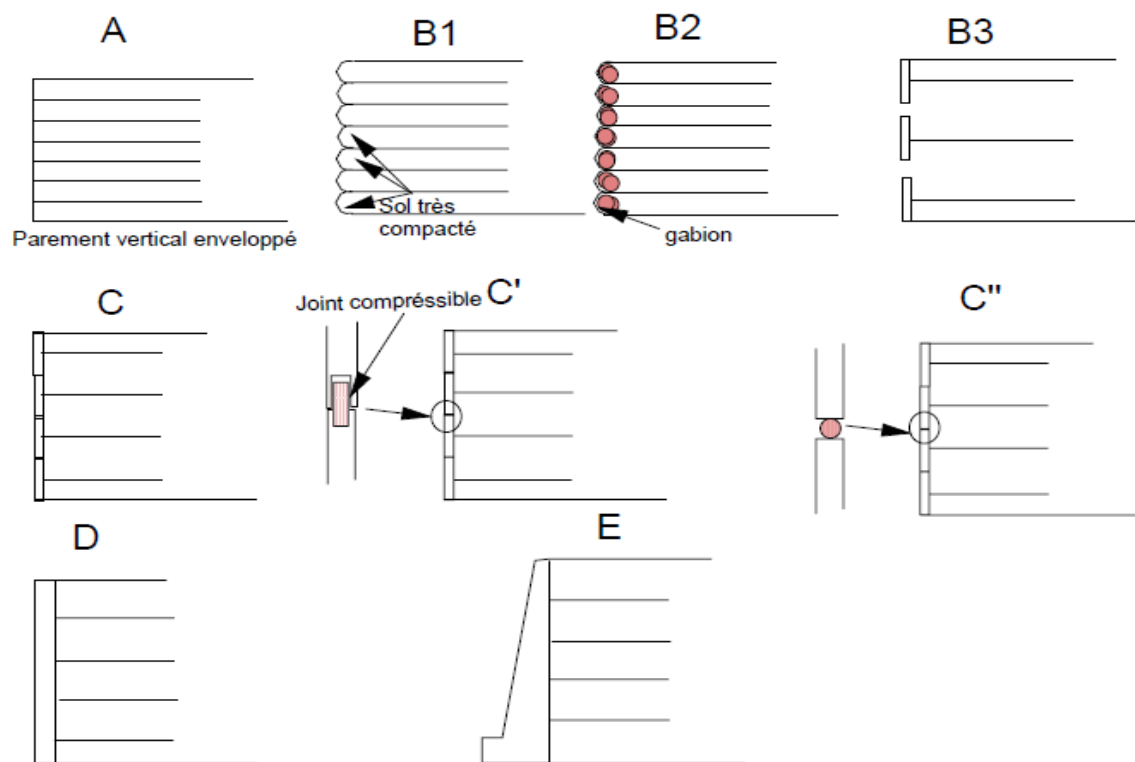


Figure 3-1 : Représentation schématique des différents types des parements (d'après F. Tatsuoka, 1992).

Cette influence est mise en évidence à partir d'essais sur modèles réduits de hauteur 50 cm par Tatsuoka et al.(1989). Les parements utilisés pour la réalisation des modèles sont de types A (membrane de latex), B' (papier légèrement rigide), B (brique de bois à face lisse avec des joints compressibles entre les briques), C (brique de bois à face rugueuse en contact direct) et D (parement rigide et continu). Tous les modèles ont été chargés en tête dans la zone renforcée (mode b) et immédiatement derrière la zone renforcée (mode a) par l'intermédiaire d'une fondation de 10 cm de largeur à base lisse. La figure 3.2 illustre les résultats obtenus pour les deux modes de chargements et les différents modèles.

Les résultats montrent clairement que plus le parement est rigide plus le mur est stable, notamment pour le mur de type D où la ligne de glissement passe par le pied du mur, tandis que pour le mur type A, elle traverse le parement à une hauteur intermédiaire. Hormis le mur type A, le rapport des contraintes de poussée derrière le parement P_f aux contraintes appliquées sous la dalle Q_u ne varie pas de manière significative d'un type de parement à un autre. Les contraintes verticales P_b et le rapport P_b/Q_u à la base du mur augmentent avec la rigidité du parement.

Les efforts dans les éléments de renforcements augmentent avec la rigidité du parement particulièrement aux points de connections derrière le parement. Plus le parement est rigide plus la ligne des tractions maximales est proche de ce dernier. Ceci montre bien que les différentes rigidités de parement classées dans l'ordre du tableau 3.1 contribuent à la stabilité de la structure et influence son comportement global.

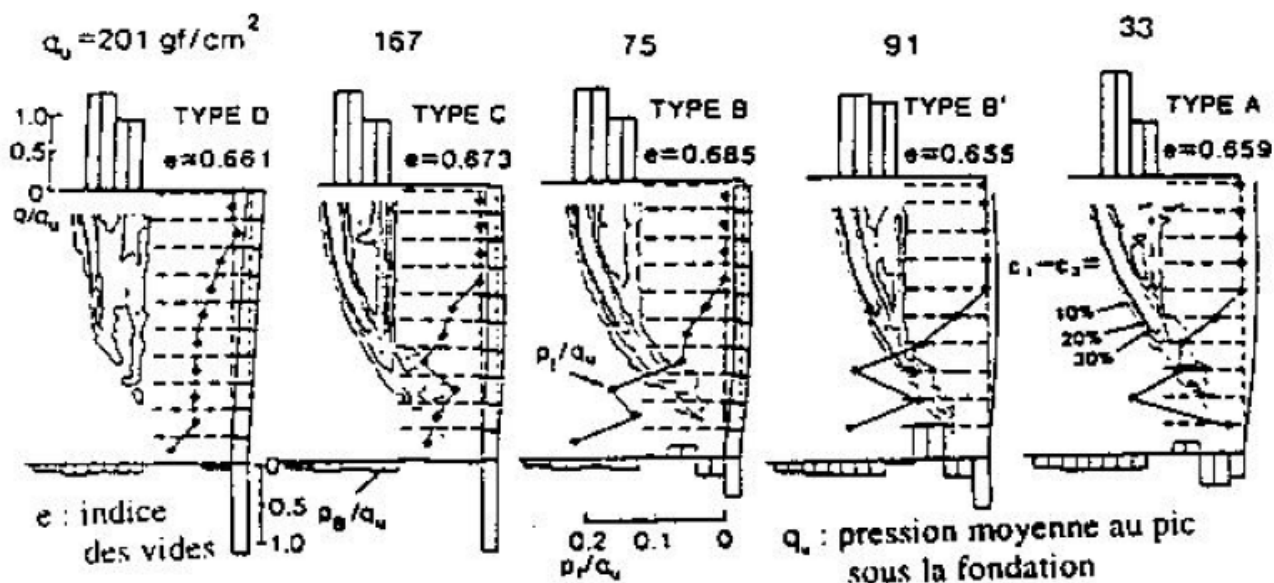


Figure 3-2 : Résultats d'essais sur modèles réduits avec différents types de parement (d'après Tatsuoka et al., 1989).

3.3 Influence de la densité de renforcement et de l'inclinaison du chargement

La densité de renforcement est un facteur important. Plusieurs études sur modèles réduits et vraie grandeur (surchargés en tête ou non) ont montré que la stabilité de l'ouvrage est d'autant plus grande que la densité de renforcement est importante. La hauteur critique et la charge de rupture dans le cas de modèles surchargés en tête sont améliorées en diminuant l'espacement vertical des nappes de renforcement comme le montre la figure 3.3.

Nous remarquons que la densité de renforcement améliore la capacité portante, cependant l'inclinaison du chargement ne semble pas influencer la charge de rupture.

Une forte densité de renforcement rigidifie la structure en modifiant son comportement global. La structure se comporte comme un bloc monolithique. L'inclinaison du chargement induit des déplacements latéraux importants à la structure.

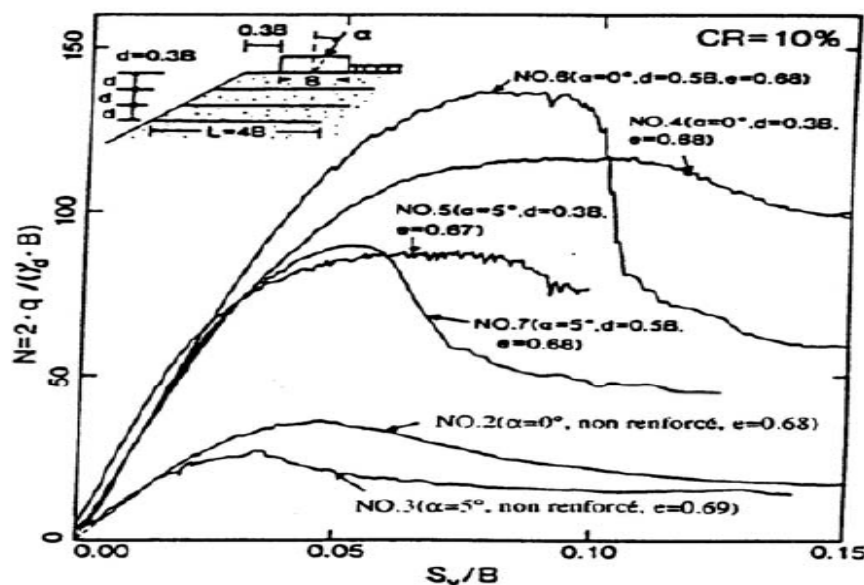


Figure 3-3 : Influence de la densité de renforcement et de l'inclinaison du chargement sur la capacité portante (d'après Huang et al., 1994)

3.4 Influence de la longueur de renforcement

Abe et al., (1992), après une série d'essais sur des murs renforcés par des géosynthétiques centrifugés (parement type A) surchargés uniformément en surface, conclut que la stabilité de tels ouvrages requiert une longueur de nappe minimale, et au delà d'une certaine longueur de nappe, l'apport est négligeable (figure 3.4). Sur cette figure, l'ordonnée est la valeur de la hauteur équivalente du prototype, déduite de celle du modèle en la multipliant par le niveau d'accélération atteint au moment de la rupture. L'auteur conclut également que la surface de rupture, pour l'ensemble de ces essais, est plane et que l'angle d'inclinaison, mesuré par rapport à la verticale est fonction des longueurs des nappes de renforcement (figure 3.5). On remarque aussi que par rapport à l'horizontale les surfaces de rupture font des angles compris entre 51,5 et 62 degré .

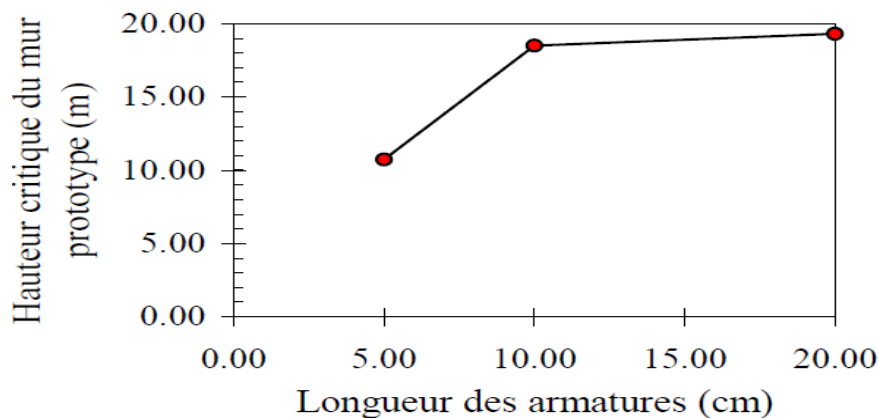


Figure 3-4. :Influence de la longueur des armatures (modèle centrifugé) sur la stabilité de l'ouvrage (d'après Abe et al 1992).

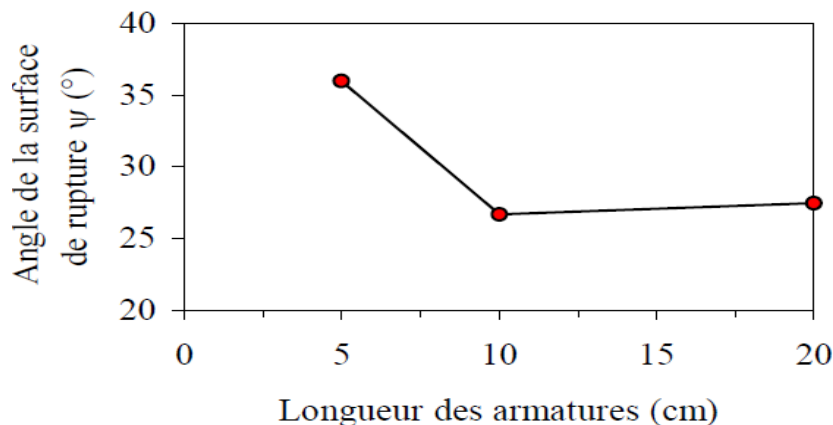


Figure 3-5 : Influence de la longueur des armatures (modèle centrifugé) sur l'angle de la surface de rupture (d'après Abe et al 1992).

Wilson-Jones, (1992), a réalisé une série d'essais sur modèles réduits analogiques bidimensionnels de Schneebeli sans surcharge en tête en faisant varier l'inclinaison du parement ($\beta = 60, 80$ et 90°) et la longueur des nappes.

Les hauteurs critiques atteintes en fonction des longueurs des armatures sont illustrées sur

la figure 3.6 pour les différentes inclinaisons du parement. Des modèles réduits renforcés par des armatures métalliques ont également montré que la longueur des armatures n'apporte aucun gain de stabilité au delà d'une certaine limite comme le montre la figure 3.7.

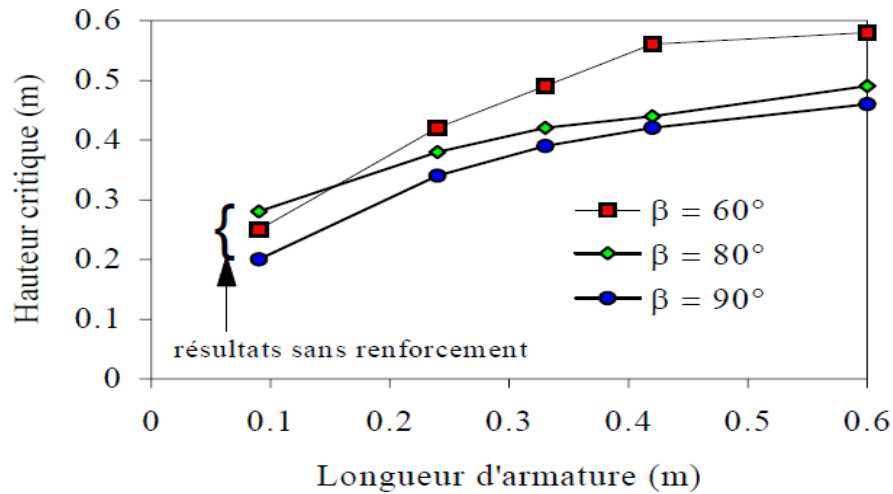


Figure 3-6 : Influence de la longueur des nappes sur la stabilité de l'ouvrage (d'après Wilson-Jones, 1992).

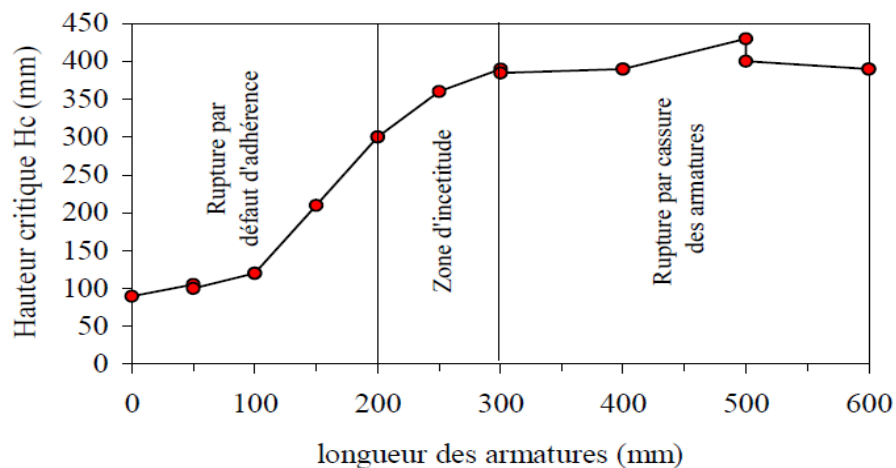


Figure 3-7 : Hauteur critique en fonction de la longueur des armatures, (d'après Long et Legeay, 1988).

Huang et al. (1994), ont étudié l'influence de la longueur et de la position du renforcement sur des essais en modèles réduits renforcés par des bandes métalliques.

Trois configurations ont été testées (voir figure (3.8)) :

Des bandes courtes de même dimension que la semelle de fondation placées juste sous celle-ci (configuration a)

Des bandes de longueurs différentes de telle sorte qu'elles n'interceptent pas la surface de glissement potentielle (configuration b).

Des bandes quatre fois plus longues que la semelle (configuration c).

Les courbes tassements - surcharge pour l'ensemble des essais sont illustrées sur la figure 38.

Nous remarquons que la capacité portante est plus importante dans la configuration (a) comparativement à la configuration (b), mais inférieure à celle de la configuration (c).

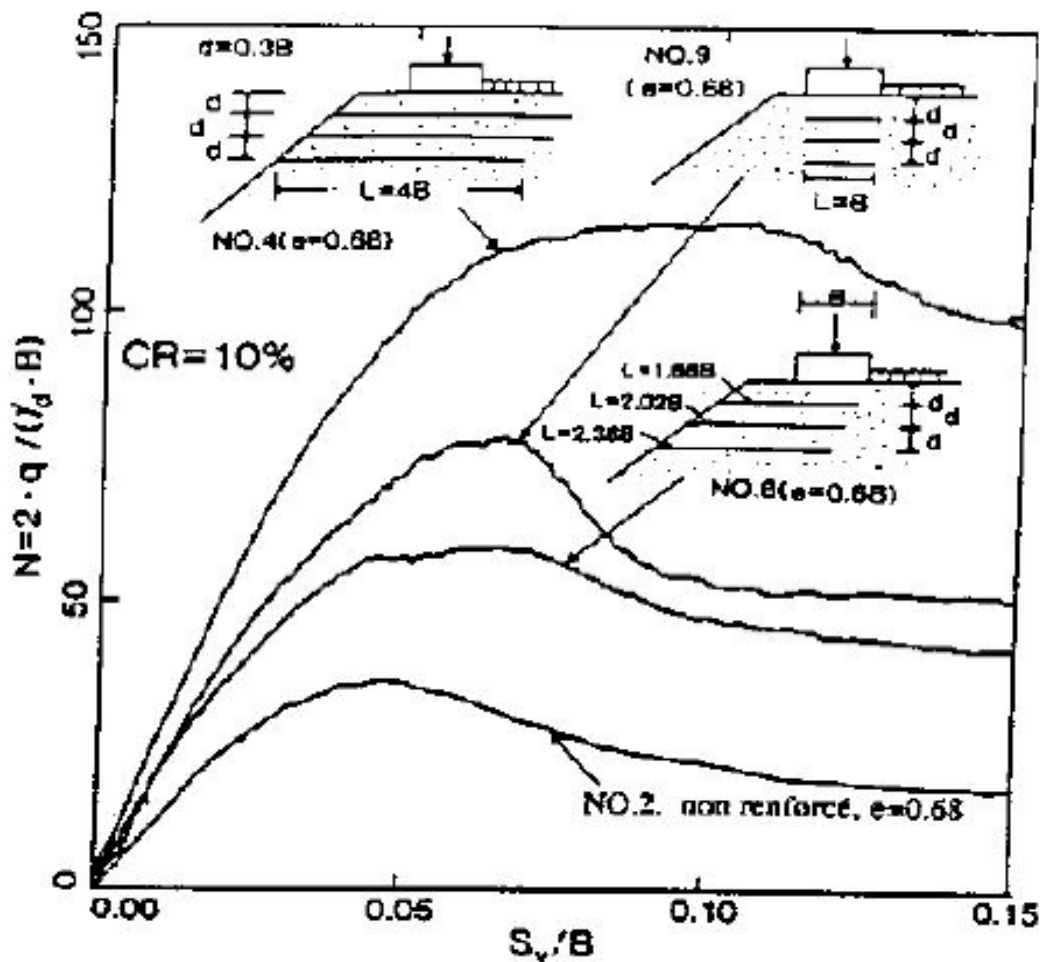


Figure 3-8 : Influence de la longueur et de la position des armatures sur la charge de rupture (d'après Huang et al., 1994).

L'hypothèse classique de ligne de glissement, prenant naissance derrière la semelle de fondation et émergeant au parement, couramment utilisée dans les méthodes de dimensionnement, en supposant que seules les nappes dans la zone passive résistent aux poussés des terres, n'est pas suffisante pour expliquer les résultats obtenus. La prise en compte du poinçonnement sous la semelle de fondation dans le dimensionnement est nécessaire. La capacité portante peut être améliorée par l'utilisation de nappes longues. Dans les essais réalisés par Huang, ce gain de résistance peut être attribué principalement à une diffusion plus large de la charge à la zone renforcée sous la dalle de chargement. Les nappes longues interceptées par la surface de rupture contribuent également au gain de capacité portante mais de manière relativement faible.

3.5 Influence de la rigidité de renforcement

Ce facteur a été analysé par plusieurs auteurs (Toriihita et al, 1992 ; Resl, 1992, Hardiyatmo, 1995). La rigidité du renforcement améliore la stabilité des ouvrages. Pour mieux cerner les mécanismes de renforcement par inclusions souples, (Toriihita et al, 1992 ; Resl, 1992, a réalisé deux essais sur modèles réduits de murs à parement vertical et à face enveloppée, surchargés localement en tête. Deux géotextiles de caractéristiques mécaniques différentes ont été utilisés ($T_f = 2.8 \text{ kN/m}$, $\epsilon_f = 25\%$ et $T_f = 5.1 \text{ kN/m}$, $\epsilon_f = 40\%$). Les courbes

Surcharge - tassement obtenues pour les deux modèles sont présentées sur la figure 3.9. La charge de rupture du modèle renforcé par le géotextile ($T_f = 5.1 \text{ kN/m}$) est nettement supérieure. Les démantèlements des deux modèles, après rupture n'ont pas révélé de rupture de nappe, la ruine des deux modèles s'est produite par défaut d'ancrage.

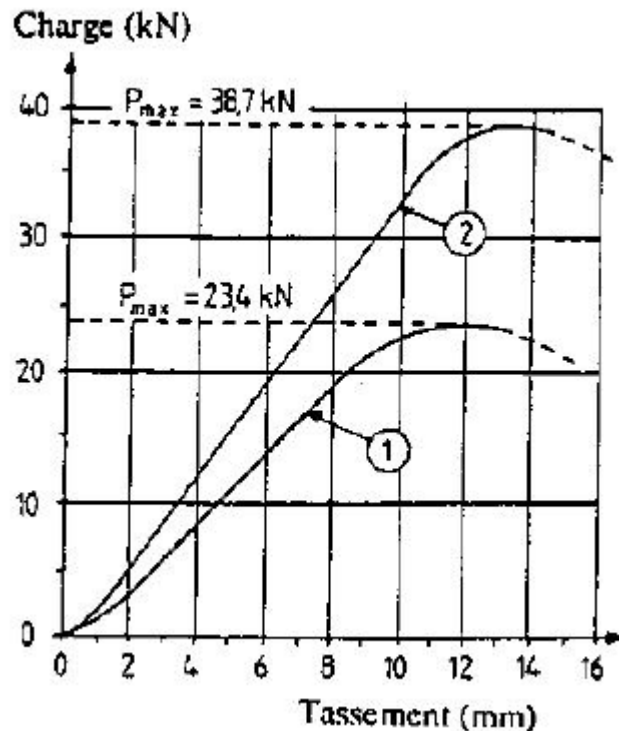


Figure 3-9 : Courbes charge - tassement des deux modèles (d'après Resl, 1992).

Des essais sur modèles réduits renforcés réalisés au LIRIGM de l'université Joseph Fourier de Grenoble ont montré que plus les renforts sont rigides, plus la stabilité est bonne.

Dans certains cas, l'emploi d'un renforcement trop rigide peut s'avérer inefficace, surtout lorsque les contraintes verticales appliquées au renforcement ainsi que son aptitude à mobiliser les frottements sont faibles.

3.6 Influence du coefficient de recouvrement

Dans le cas du renforcement par bandes (métalliques ou synthétiques), le coefficient de recouvrement joue un rôle important, non seulement du point de vue économique mais aussi du point de vue efficacité du renforcement. La charge de rupture augmente avec l'augmentation du coefficient de recouvrement. D'après Huang et al., (1994), le mode de rupture n'est pas influencé par ce coefficient. Cependant, un coefficient de recouvrement important implique un effet de groupe qui limite le développement de la zone de cisaillement à l'intérieur du massif au voisinage de la zone renforcée amenant à une rupture progressive.

3.7 Influence du compactage

L'influence du compactage sur le comportement des murs de soutènement et des remblais renforcés ne peut être évaluée qu'à partir d'essais en vraies grandeurs. En effet, il existe une différence fondamentale entre l'expérimentation en vraie grandeur et les modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés) du point de vue de l'état des contraintes dans le massif renforcé (figure 3.10).

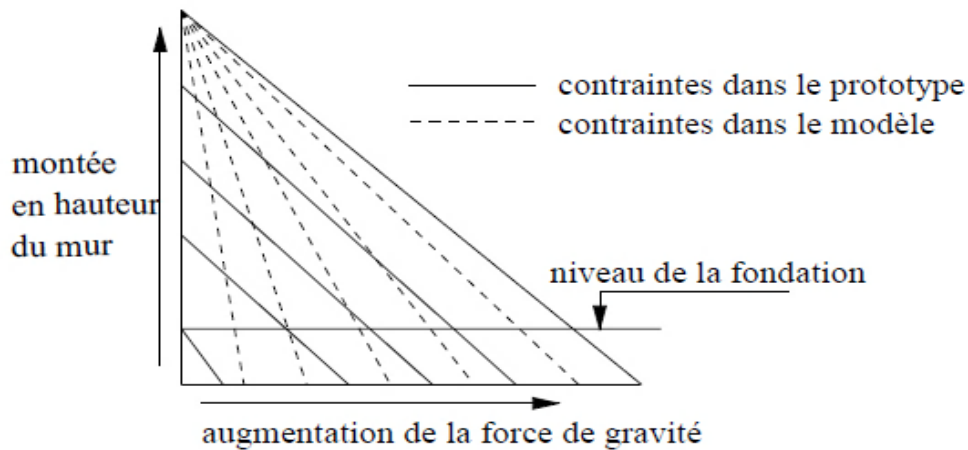


Figure 3-10 : Comparaison des forces de gravité entre les modèles centrifugés et les prototypes.

3.8 Expériences numériques :

Les modèles numériques permettent une analyse fonctionnelle des concepts. Les possibilités actuelles sont manifestes, et de nombreuses études portent sur le calage des paramètres. Comme les modèles physiques à échelle réduite, ils ne restent que des modèles qui doivent être confrontés à la réalité.

Plusieurs études du comportement à la rupture des murs cellulaires renforcés par géosynthétiques sont traitées numériquement à l'aide des logiciels parmi lesquels : code élément Fini (FEM, Plaxis) [Guler & Hamderi, 2002]. Les mécanismes de ruptures obtenus sont comparés avec les méthodes de dimensionnement classiques à l'équilibre limite. Dans les cas des matériaux de remblai cohérent ou pulvérulent, les mécanismes de rupture développés numériquement tendent vers un mécanisme en glissement (voir figure 3.11).

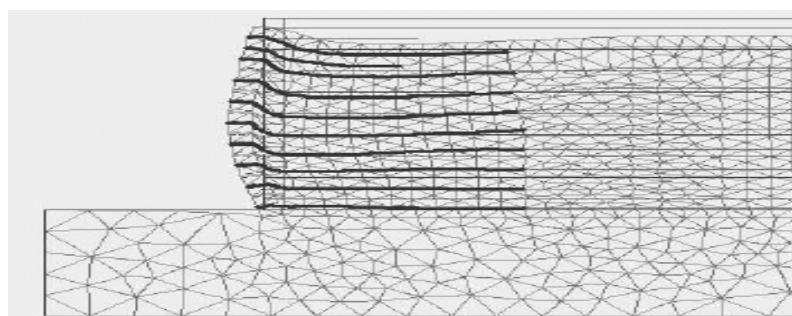


Figure 3-11 :Modèle type de maillage.

La même approche est présentée par [Rajot, 2002] sur un ouvrage à parement cellulaire avec des connexions aux renforcements par géogrilles HDPE. L'analyse à l'aide d'un code élément fini (SAGE) permet de localiser le niveau de renforcement le plus sollicité et d'obtenir des valeurs critiques de 20% inférieures à celles données par la méthode classique de dimensionnement (CARTAGE).

Le problème de la modélisation réside dans l'obtention (choix, détermination des paramètres...) des lois de comportement des matériaux en interaction sous grandes déformations.

Les potentialités de modélisation des ouvrages renforcés ont été examinées à partir d'une approche 3D (Flac3D) [Gotteland et al., 2002]. L'application présentée porte sur la prise en compte de l'effet 3D sous une sollicitation localisée. Les différences obtenues sont importantes comparativement à un calcul 2D plus classique. Pour certains ouvrages l'approche 3D peut s'avérer nécessaire. Ceci est illustré par Fan & Chou (2002) où le mécanisme de ruine observé (effet de poutre induit par butées latérales) ne peut être analysé cinématiquement que par une approche en 3D.

Modèles vraie ou semi-vraie grandeur instrumentés

Une série d'essais expérimentaux à échelle semi-vraie grandeur, avec des renforcements géosynthétiques ou métalliques a permis l'obtention de données de bonnes qualités [Bathurst et al., 2002a]. Ces données sont utilisées en comparaison à des résultats numériques obtenus à partir d'une analyse par Différences Finies (Flac2D). Les parements sont de type cellulaire par superposition de blocs. Un parement est fait par retournement des nappes. La rupture se fait par chargement au-delà de la limite de calcul prévue. Le comportement en déformation est différent. Il apparaît directement lié à la raideur et au nombre de renforcements.

Toute une série d'ouvrages expérimentaux en vraie grandeur réalisée dans la dernière décennie est décrite par Ohta et al., (2002) (figure 16). L'objectif poursuivi était de montrer l'efficacité des techniques de renforcement dans la construction des ouvrages.

3.9 Conclusion

De nombreuses recherches expérimentales et numériques de renforcement des sols par géosynthétique ont été réalisées. Il ressort des résultats obtenus dans la plupart des travaux à travers des essais sur modèles réduits notamment par Tatsuoka et al.(1989) que, plus le parement est rigide plus le mur est stable. Confirmé par (Toriihita et al, 1992 qui a trouvé que la rigidité du renforcement améliore davantage la stabilité des ouvrages. Aussi, d'après Huang et al,(1994), qui a travaillé sur ces modèles et a prouvé que la stabilité de l'ouvrage est d'autant plus grande que la densité de renforcement est importante. Abe et al., (1992), après une série d'essais a conclu que la stabilité de tels ouvrages requiert une longueur de nappe minimale, et au delà d'une certaine longueur de nappe, l'apport est négligeable.

Il y a lieu de noter l'apport non négligeable de l'outil informatique et la panoplie de logiciels utilisés pour concrétiser ces recherches et aboutir à ces résultats extraordinaires.

4 Présentation de l'outil de simulation numérique (plaxis)

4.1 Introduction

4.1.1 Généralités

L'évolution actuelle de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes.

4.1.2 Définition de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées aujourd'hui pour résoudre effectivement ces équations. Elle nécessite l'utilisation intensive de l'ordinateur.

C'est une méthode très générale qui s'applique à la majorité des problèmes rencontrés dans la pratique : problèmes stationnaires ou non stationnaires, linéaires ou non linéaires, définis dans un domaine géométrique quelconque à une, deux ou trois dimensions. De plus elle s'adapte très bien aux milieux hétérogènes souvent rencontrés dans la pratique par l'ingénieur.

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébrique. Elle fait appel aux trois domaines suivants :

Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles.

Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.

Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

4.1.3 Principe de discrétisation

Les différentes formulations ont abouti à des formulations variationnelles compactes mais continues. Le principe des éléments finis étant de résoudre un problème discrétisé. On va présenter seulement la méthode de Galerkin

Pour cette méthode, on se donne n fonctions de base $P_i(x)$ appartenant au cinématiquement admissible à zéro et on cherche la solution du Pb(I) comme une combinaison linéaire de ces fonctions, dans le cas où il existe des déplacements imposés on rajoute une fonction les réalisant.

$$u(x) = \sum_{i=1}^n Q_i P_i(x) + u_d(x) \in C.A \quad (4.1)$$

$$u^*(x) = P_i(x) \in C.A\{0\} \quad (4.2)$$

Le problème d'élasticité isotherme étant Pb(I) étant équivalent à la formulation variationnelle Fv(I).

$$k(u(x), P_i(x)) = P_{donn}(P_i(x)) \quad (4.3)$$

Il suffit alors de faire varier i de 1 à n . Nous obtenons alors un système linéaire de n équations à n inconnues. Ce système peut s'écrire sous forme matricielle :

$$[K][Q] = [F] \quad (4.4)$$

où

$$[K] \text{ est la matrice de rigidité} \quad K_{ij} = k(P_i, P_j) \quad (4.5)$$

$[Q]$ est le vecteur des inconnues

$[F]$ est le vecteur force

La matrice K est symétrique. L'équation mise sous sa forme matricielle correspond à la forme générale d'un problème discrétisé. En effet, nous sommes passé d'un problème continu à un problème discrétisé, de l'étude $u(x,y,z)$ à l'étude de n inconnues Q_i .

4.1.4 Intégration numérique

Il est clair que pour résoudre le système $[K][Q] = [F]$, il y a des intégrations à faire. Si on utilise un ordinateur pour déterminer les solutions du système, il faut faire des intégrations numériques. Nous allons voir ici une seule méthode d'intégration numérique dans le cas 1-D. Nous allons nous intéresser au problème suivant :

Déterminer l'intégrale suivant:

$$I = \int_{-1}^1 f(x) dx \quad (4.6)$$

Méthodes de Gauss :

Il faut prendre les points de façon symétrique à 0 et dans $]-1,1[$.

Prenons deux points x_1, x_2 , ayant des poids respectifs w_1, w_2 et un polynôme d'ordre 1

$$I = \int_{-1}^1 (ax + b) dx = 2b = w_1 f(x_1) + w_2 f(x_2) \quad (4.7)$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} w_1 + w_2 = 2 \\ x_1 w_1 + x_2 w_2 = 0 \\ x_1 = -x_2 \end{cases} \Rightarrow \text{deux types de solutions} \quad (4.8)$$

$$\begin{cases} w_1 = w_2 = 1 \\ x_1 = -x_2 \end{cases} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} w_1 = 2 \\ x_1 = -x_2 = 0 \end{cases} \quad (4.9)$$

Donc avec un seul point il est possible de déterminer l'intégration exacte d'un polynôme d'ordre 1.

4.1.5 Techniques de résolution

On découpe une structure en élément de forme donnée : triangle, quadrilatère, tétraèdre ... Puis on cherche des solutions de fonctions données sur chaque élément et non plus sur la structure complète comme Ritz ou Gallerkine. La méthode par éléments finis correspond donc à une méthode de Ritz ou Gallerkine par morceau. L'ensemble de tous les éléments constitue le Maillage.

4.1.6 Éléments géométriques

L'ensemble des éléments ou maillage doit constituer un recouvrement du domaine de calcul. En 2D, les éléments utilisés sont des triangles et des quadrangles. En 3D, des tétraèdres, des prismes, des cubes et parfois des pyramides.

Si d'autres polygones sont possibles leurs utilisations restent confidentielles.

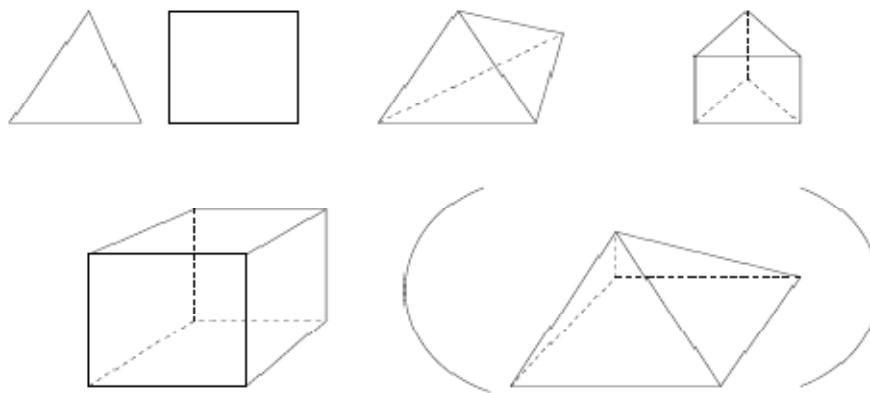


Figure 4-1 : Éléments géométriques

Les différents éléments du maillage sont soumis à quelques contraintes puisqu'ils doivent constituer un recouvrement du domaine. Ainsi, deux éléments adjacents du maillage ont en commun un sommet ou une surface.

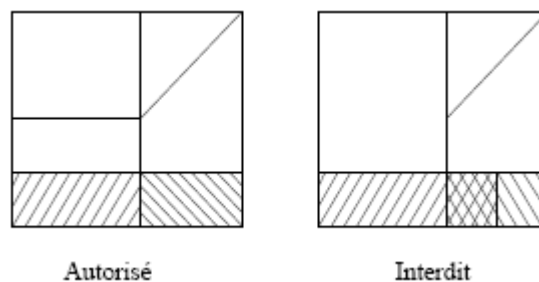


Figure 4-2 : Type de maille

4.2 le Logiciel PLAXIS

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux, ou trois dimension spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés

sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

4.3 Plaxis et son originalité

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soit pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2d. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto- plasticité non standard avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

4.3.1 Option par défaut, Solution approchées

Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous:

4.3.2 Entrée des données

Définition graphique de la géométrie du modèle:

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser. Le maillage d'éléments finis en 2D est généré de manière automatique directement à partir de ce modèle géométrique.

Génération automatique du maillage:

Plaxis offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

- Conditions aux limites:

Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

- Chargement:

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

4.3.3 Comportement du sol

- Base de données des propriétés des matériaux:

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont entrées dans une base de données pour chaque projet. Toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets.

- Régime d'écoulement permanent:

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : les distributions de pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

- Calcul du réseau d'écoulement:

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

- Surpressions interstitielles:

Plaxis distingue les comportements drainé ou non-drainé des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

4.3.4 Fonctions des calculs

Le programme de calcul conduit des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

4.3.5 Analyse des résultats

Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats.

4.3.6 Déformation

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales.

4.3.7 Contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles.

4.4 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

4.4.1 Introduction

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc

4.4.2 Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui n'est pas caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

A. Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

B. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance.

- Module de Young:

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au $G_{\max}$, mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 4.3).

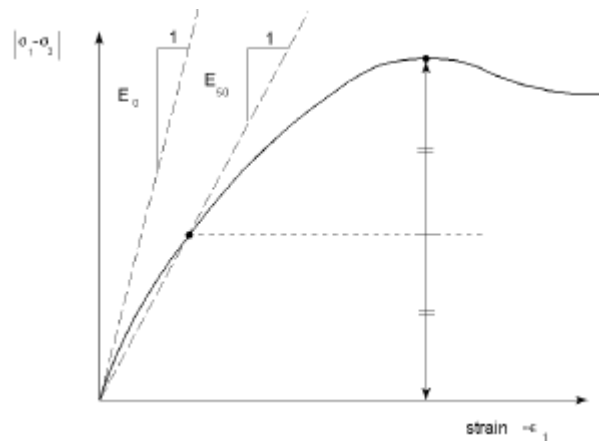


Figure 4-3 : Définition du module à 50% de la rupture.

- Coefficient de Poisson:

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols.

- Angle de frottement:

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

- Cohésion:

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

- L'angle de dilatance:

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (\text{pour } \phi < 30). \quad (4.10)$$

Le cas $\psi = 0$ (pour $\phi < 30$) correspond à une plasticité sans variation de volume.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 4.4) sur l'hexagone de Mohr-Coulomb.

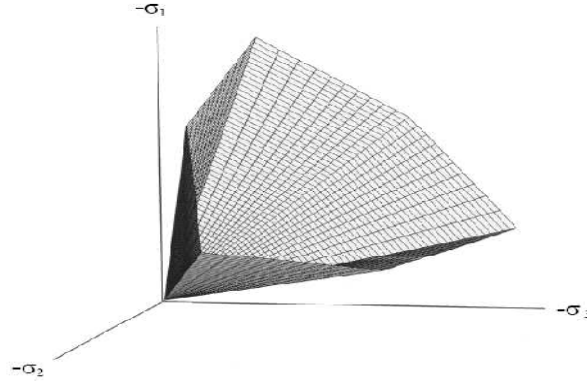


Figure 4-4 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb pour un sol sans cohésion.

C .Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model, HSM).

Le modèle HSM est un modèle de simulation avancé de différents types des sols y compris les sols mous et les sols dur.

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement:

De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites .

De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente: le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité .

De distinguer entre une charge et une décharge .

De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang, car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Cette relation a été formulée pour la première fois par Kondne et ensuite utilisée dans le modèle hyperbolique.

- Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (4.11)$$

$$\text{et avec } q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q_a = q_f / R_f \quad (4.12)$$

Module :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + P^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ (kPa)} \quad (4.13)$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ (kPa)} \quad (4.14)$$

La figure 4.5 présente ces définitions :

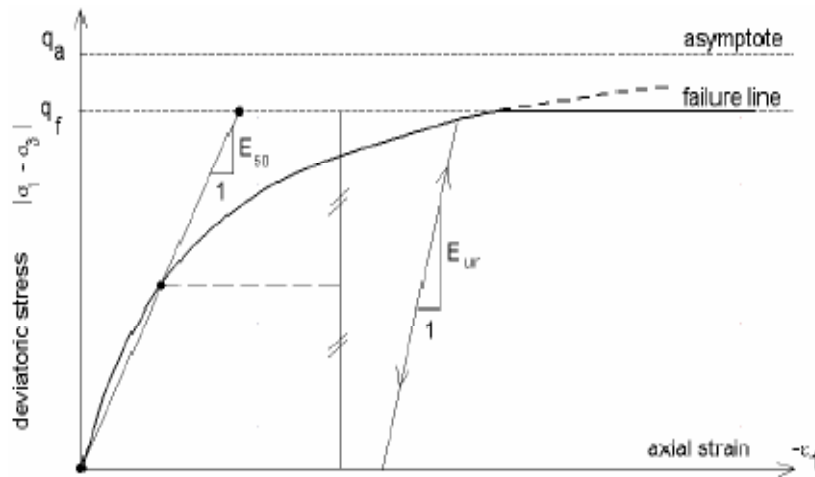


Figure 4-5 : Représentation du Hardening Soil Model.

- Surfaces de charge:

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q - p la forme des surfaces de charge (figure 4.6).

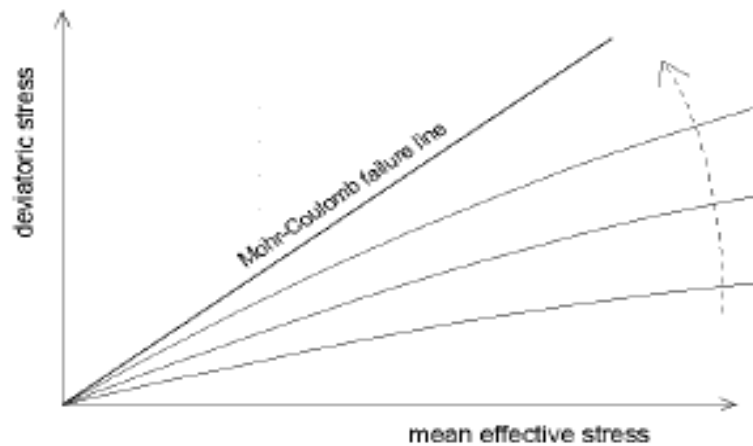


Figure 4-6 : Forme des surfaces de charge du HSM.

- Surfaces de rupture :

La surface de rupture est présentée sur la figure 4.7 pour un sol non cohérent.

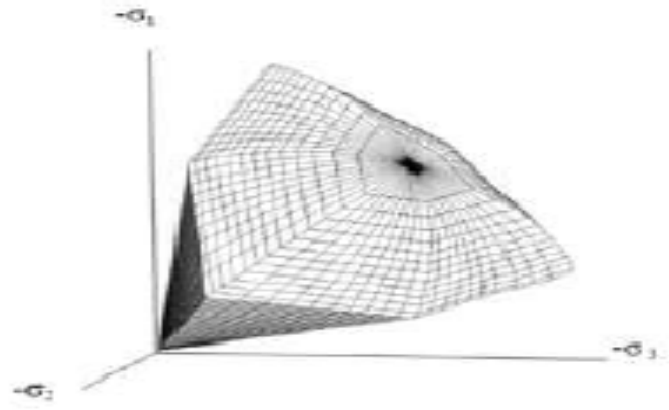


Figure 4-7 : Surface de rupture du modèle HSM pour un sol sans cohésion.

- Les paramètres du HSM:

1. Paramètres de Mohr-Coulomb :

c : cohésion (effective) [kN/m²]

φ : angle de frottement effectif [°]

ψ : angle de dilatance [°]

2. Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique [kN/m²]

m : puissance (de type Janbu environ 0,5 pour les sables) [-]

1. Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

K_0^{nc} : Coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé [31]

R_f : coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$) [-]

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

$c_{increment}$: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$) [kN/m³]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 4.8 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure 4.8

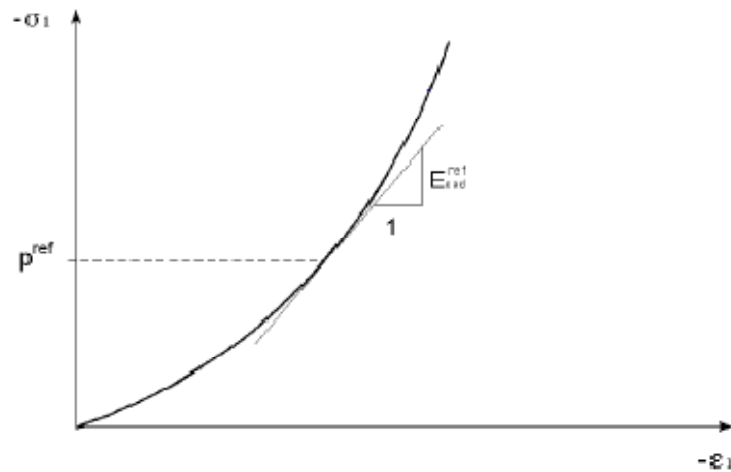


Figure 4-8 : Définition du module oedométrique tangent.

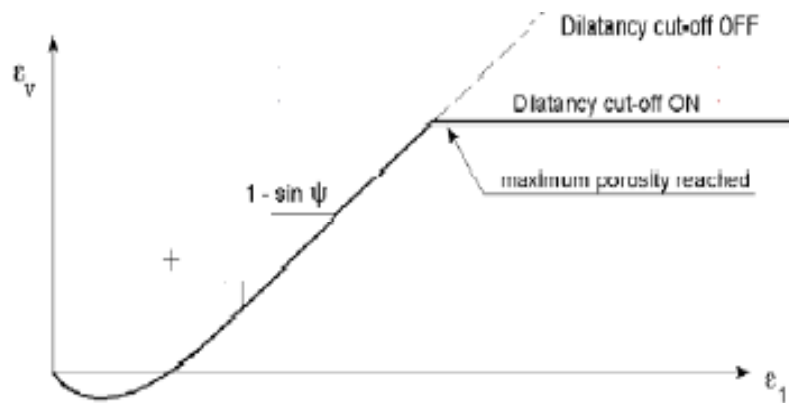


Figure 4-9 : Définition de l'angle de dilatance.

C- Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante.

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Paramètres de compressibilité:

Les deux paramètres c_c et c_s décrivent le comportement œnométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de c_c et c_s en λ et κ .

Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique). On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

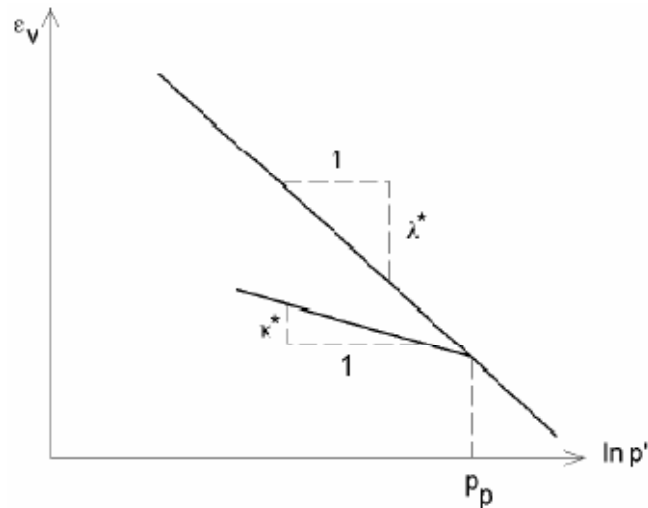


Figure 4-10 : Représentations de l'essai œnométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

2. Cohésion:

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

3. Paramètre de frottement:

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

4. Paramètre de dilatance:

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

5. Paramètre de contrainte K_0 :

Avant de définir le paramètre K_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation (2.15).

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (4.15)$$

où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\varphi + 0.1^\circ$

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, Plaxis permet de calculer, une valeur approximative de K_0^{nc} , qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation 2.15. En générale, la valeur de K_0^{nc} calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de K_0^{nc} pour calculer la valeur de M par la formule de (équation 4.16).

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/k^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/k^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad (4.16)$$

$$M \approx 3.0 - 2.8 K_0^{NC} \quad (4.17)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroutissage dans le plan p-q.

6. Coefficient de Poisson:

Dans les modèles Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 (i.e. $\nu/(1-\nu)$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (4.18)$$

7. Les surfaces de charges:

La figure 2.11 fournit, dans le plan (p,q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

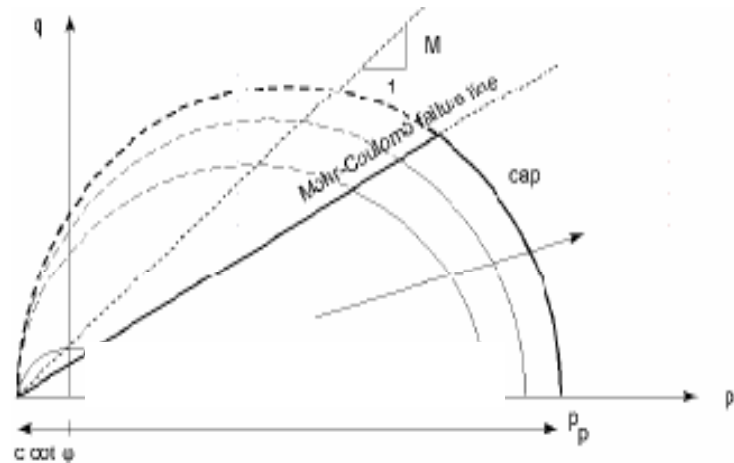


Figure 6 : Surfaces de charge elliptiques.

Figure 4-11: Surfaces de charge elliptique.

8. Prise en compte de la surconsolidation:

Plaxis calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

9. En résumé:

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression	[-]
κ^*	: indice de gonflement	[-]
c	: cohésion	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement	[°]
ψ	: angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge-décharge	[-]
K_0^{NC}	: coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé	[-]
M	: pente de la courbe d'état critique dans le plan (p,q)	[-]

D- Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).

Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasipréconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

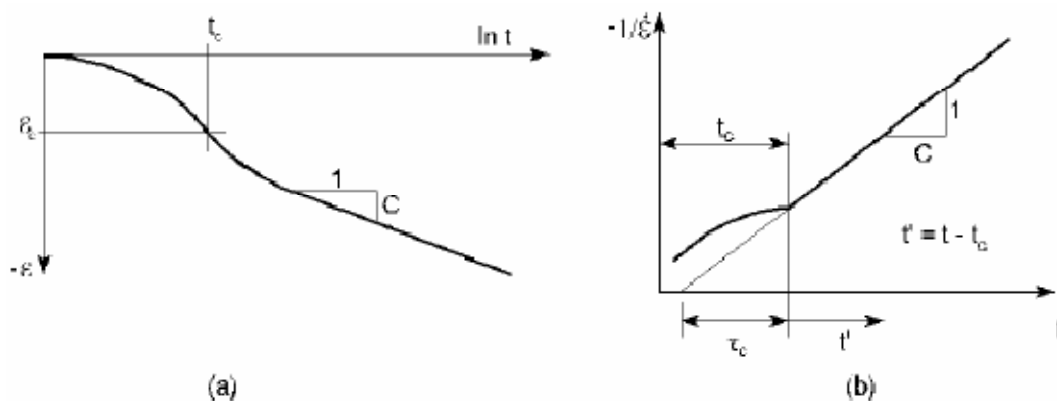


Figure 4-12 : L'effet du temps sur les essais œnométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p-q (figure 4.13) en introduisant des surfaces de charge qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

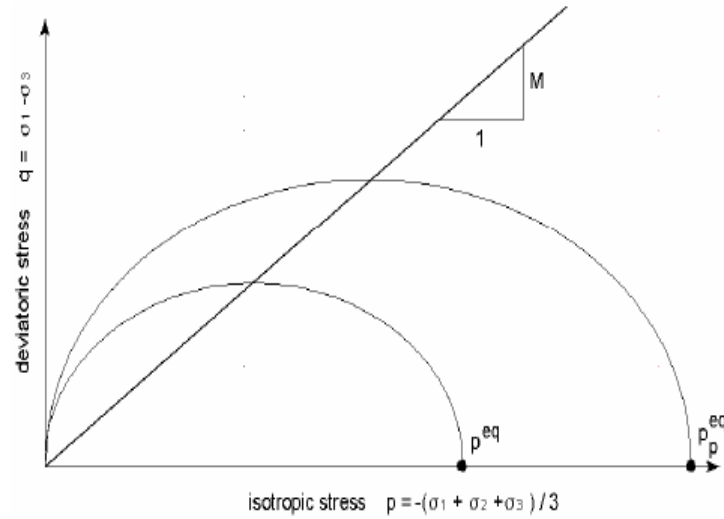


Figure 4-13 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan $p - q$

Avec les définitions suivantes des paramètres

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \quad (4.19)$$

10. Les paramètres du SSCM

Le paramètre du fluage μ^* est définis par :

$$\mu = \frac{C_{av}}{2.3(1 + e)} \quad (4.20)$$

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

C : cohésion [kN/m²]

ϕ : angle de frottement [°]

ψ : angle de dilatance [°]

Paramètre de consolidation

κ^* : indice de gonflement [-]

λ^* : indice de compression [-]

μ^* : indice de fluage [-]

Paramètres avancés

ν_{ur} : coefficient de Poisson en charge-décharge [-]

K_0^{NC} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé [-]

M : pente de la ligne d'état critique [-]

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.5 Théories et méthode numériques utilisées dans PLAXIS

On présente dans ce chapitre, les théories et les méthodes numériques sur les quelles le logiciel PLAXIS est basé. Il contient la théorie de déformation, la théorie d'écoulement d'eaux souterraines et la théorie de consolidation,

4.5.1 Théorie de déformation

Les équations de base pour la déformation statique d'un corps de sol sont formulées dans le cadre de la mécanique des milieux continus. Une restriction est faite dans le sens où les déformations sont considérées comme petites. Ceci permet une formulation en référence avec la géométrie initiale non déformée.

4.5.2 Théorie d'écoulement d'eaux souterraines

On présente une description générale de la théorie d'écoulement d'eaux souterraines comme utilisée dans PLAXIS. D'où sa formulation en éléments finis.

4.5.2.1 Équations de base

L'écoulement dans un milieu poreux est décrit par la loi de Darcy. En considérant l'écoulement dans un plan vertical x-y les équations suivantes s'appliquent :

$$q_x = -k_x \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad q_y = -k_y \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (4.21)$$

Avec :

q : le débit spécifique.

k : la perméabilité.

ϕ : le potentiel hydraulique.

$$\phi = y - \frac{p}{\gamma_w} \quad (4.22)$$

Avec :

y : le niveau d'eau vertical.

p : la contrainte interstitielle (négative pour la pression).

γ_w : le poids volumique de l'eau.

L'équation de continuité, qui fait le bilan des quantités d'eau entrant et sortant d'un volume de sol :

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (4.23)$$

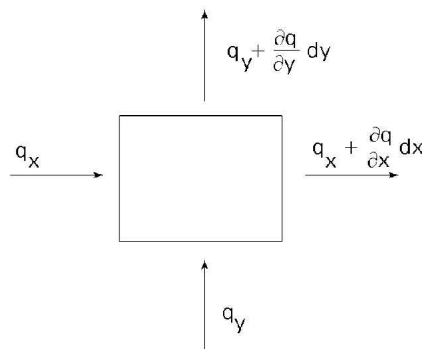


Figure 4-14 : Illustration d'état de continuité.

4.5.3 Théorie de la consolidation

On présente la description générale de la théorie de la consolidation comme utilisée dans PLAXIS.

4.5.3.1 Équations de base:

Les équations régissant la consolidation comme utilisées dans PLAXIS suivent la théorie de Biot. La loi de Darcy pour l'écoulement de fluide et le comportement élastique du squelette de sol sont également assumés. La formulation est basée sur la théorie des petites déformations. Selon le principe de Terzaghi, les contraintes sont divisées en contraintes effectives et pressions interstitielles.

$$\sigma = \sigma' + m(p_{steady} + p_{excess}) \quad (4.24)$$

$$\text{Avec : } \sigma = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{yz} \sigma_{zx})^T \quad \text{et} \quad m = (111000)^T \quad (4.25)$$

Où : σ est le vecteur des contraintes totales, σ' les contraintes effectives, P_{excess} la surpression interstitielle et m un vecteur qui contient des termes unités pour les composantes de contraintes normales et des termes nuls pour les composantes de contrainte de cisaillement. La solution d'état d'équilibre à la fin du processus de consolidation est dénotée comme P_{steady} (pression interstitielle permanente). Dans PLAXIS P_{steady} est défini comme :

$$P_{\text{steady}} = \sum \text{-Mweight} \cdot P_{\text{input}} \quad (4.26)$$

Avec P_{input} est la pression interstitielle générée dans le programme d'entrée à base des lignes phréatiques ou par un calcul d'écoulement.

$\sum \text{-Mweight}$: paramètre représente la proportion de la gravité qui s'applique

($\sum \text{-Mweight} = 1$ poids total)

L'équation constitutive est écrite en forme incrémentale. En dénotant l'incrément des contraintes effectives comme $\dot{\sigma}'$ et l'incrément de déformation comme $\dot{\varepsilon}$. L'équation constitutive sera :

$$\dot{\sigma}' = M \dot{\varepsilon} \quad (4.27)$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx})^T \quad (4.28)$$

Et M représente la matrice de rigidité matérielle.

4.5.4 Consolidation élastoplastique

En général, quand un modèle non linéaire est employé, les itérations sont nécessaires pour arriver à la solution exacte. En raison de la plasticité ou du comportement soumis à une contrainte dépendant de la rigidité, les équations d'équilibre ne sont pas nécessairement satisfaites.

4.6 Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement de ces modèles résolu grâce à des méthodes d'approches. le modèle est transformé en éléments finis comportant un certain nombre de nœuds et l'équation est réduit sous forme de matrice. la résolution de ces matrices a nécessité le développement de logiciels pour faciliter le calcul c'est pourquoi le développement de logiciel comme le plaxis a été une bonne solution à ces problèmes complexes. Il permet d'aborder des sujets beaucoup plus complexes notamment le fluage des matériaux, les tassements, la consolidation et la vérification de la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise à résoudre des problèmes complexes et une réduction notable des coûts des études et des difficultés rencontrées lors de la construction.

Plaxis V8 est un logiciel géotechnique basé sur la méthode des éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D et 3D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent la résolution des lois de comportement avancées

pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et de l'anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

5 Modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé

5.1 Introduction

Les géogrilles sont des géosynthétiques de renforcement utilisés dans de nombreuses applications du génie civil. Comparativement aux autres procédés, l'utilisation des grilles à mailles ouvertes, permet une meilleure mobilisation du frottement à l'interface. L'interaction sol/géogrille est complexe et fonction de nombreux paramètres notamment l'ouverture des mailles, la taille des particules de sol, leur imbrication et leurs caractéristiques mécaniques (angle de frottement, angle de dilatance et module d'élasticité). L'étude engagée consiste à mettre au point un modèle numérique pour décrire le comportement des structures renforcées par géogrilles avec une attention particulière sur l'effet de l'espacement des nappes.

L'outil de simulation numérique qui sera utilisé est un code spécifique basé sur la méthode des éléments finis. L'étude numérique sera menée au moyen d'un logiciel (Plaxis) pour simuler le comportement réel de l'interaction sol/inclusion. Les applications pratiques à cette étude concernent l'emploi de géogrilles dans les murs en sol renforcés par les géosynthétiques.

Le but de l'étude courante est d'établir un modèle numérique utilisant le code de calcul par éléments finis bidimensionnel Plaxis (version 8.1), et d'étudier le comportement des MSR¹ avec des parements en bloc modulaire et des armatures géosynthétiques (géogrille).

L'analyse numérique a été également conduite pour étudier l'effet de l'espacement des éléments de renforcement sur la résistance des inclusions sur le mécanisme de rupture sur la stabilité de l'ouvrage.

Compte tenu de l'impossibilité d'effectuer des tests sur modèle réel pour vérifier et comparer les données obtenues à travers cette étude numérique, nous nous sommes basés sur le modèle établi par Guler et al (2007) qui ont été validé par rapport aux travaux de recherche effectués par (Bathurst et al 2000) au niveau du Collège militaire royal du Canada sur des ouvrages en grandeurs réelles.

5.2 Modélisation et procédure de calculs

5.2.1 Modèle numérique type

On va utiliser deux types de sol (remblai et fondation) qui doivent être homogènes. Le premier a des caractéristiques variables (mentionnées ci-dessous (voir tableau 5.1) et le second type a des caractéristiques fixes à savoir : une cohésion de 200 kN/m^2 et un angle de frottement de 5° .

¹Mur en sol renforcé

Modèle	type de Sol(remblai)	Espacements $S_v(m)$	Longueur (L/H)	ϕ (degré)	C (kPa)
P ₁	sol pulvérulent ($c=5kN/m^2, \phi=35^\circ$)	0,5	0,5	35	5
P ₂		0,5	0,67	35	5
P ₃		0,5	1	35	5
P ₄		0,5	1,5	35	5
P ₅		1	0,5	35	5
P ₆		1	0,67	35	5
P ₇		1	1	35	5
P ₈		1	1,5	35	5
C ₁	sol cohérent ($c=50kN/m^2, \phi=5^\circ$)	0,5	0,5	5	50
C ₂		0,5	0,67	5	50
C ₃		0,5	1	5	50
C ₄		0,5	1,5	5	50
C ₅		1	0,5	5	50
C ₆		1	0,67	5	50
C ₇		1	1	5	50
C ₈		1	1,5	5	50
P ₉	sol pulvérulent ($c=5kN/m^2, \phi=35^\circ$)	0,2	0,5	35	5
P ₁₀		0,4	0,5	35	5
P ₁₁		0,6	0,5	35	5
P ₁₂		0,8	0,5	35	5
P ₁₃		1	0,5	35	5

Tableau 5-1 : Différentes combinaisons utilisé pour les analyses.

5.2.2 Les étapes de construction et la détermination de la rupture

Afin de simuler le comportement du mur, la première phase de l'analyse par élément finis est de modéliser la construction du mur. Des couches de sols de 0,25m d'épaisseur sont placées selon l'espacement des nappes de renforcement. Le poids propre du sol de chaque phase a été appliqué incrémentalement. Une fois la phase de construction achevée, la réduction de ϕ - c a été mise en application .

L'étude du comportement du mur en sol renforcé par geogrids est considérée en conditions statiques.

5.2.3 Définition du modèle géométrique

Le modèle a une hauteur de 14m et une longueur de 30m. Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone d'intérêt (zone renforcée) afin d'éviter les effets de bord.

Le modèle est composé de deux couches :

Couche 1(couche de fondation) ayant une hauteur de 5m.

Couche 2 (couche de remblai) ayant une hauteur de 9m.

Les blocs des parements ont une section 0.25x0,5m .

La position de la nappe phréatique est considérée profonde et n'a aucun effet sur l'ouvrage.

Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seules les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

5.2.4 Données et paramètres de l'étude

Les blocs modulaires sont modélisés en tant qu'unité élastique linéaire. Leur poids spécifique, leur module de rigidité et leur coefficient de Poisson sont indiqués dans le tableau 5.2:

Pois spécifique	Module de rigidité	Coefficient de poisson
21,800kN/m ³	300000 kN /m ²	0,15

Tableau 5-2 : Caractéristiques des blocs modulaires.

Deux types différents d'interface ont été utilisés :

Des interfaces horizontales entre les blocs modulaires, et entre nappes géogrilles et le sol .

Des interfaces verticales entre les blocs et le sol retenus (remblai).

Les blocs, le sol et les interfaces modulaires sont illustrées sur la figure 5.1 :

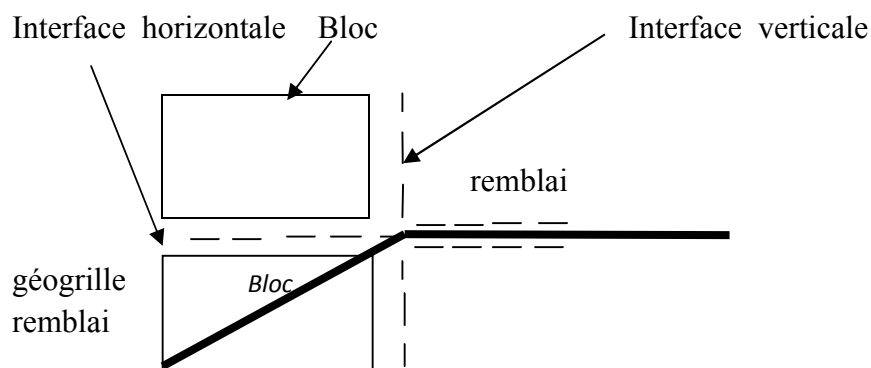


Figure 5-1 : Raccordement et interface blocs/géogrille.

La géogrille a été modélisée en utilisant des éléments élastiques. Les nappes de géogrille sont reliées à l'arrière du parements avec des connecteurs rigides. Les géogrilles ont été insérées diagonalement dans les blocs modulaires pour représenter le raccordement rigide (voir figure 5.1). Le lien entre les blocs modulaires élastiques et l'élément du géogrille est rigide puisque le glissement n'est pas envisagé dans ce modèle. Des modèles (Hatami et Bathurst (2005)) ont indiqué qu'il n'y avait aucune possibilité d'arrachement du géogrille (ou de déformation) du bloc modulaire après l'analyse.

5.2.5 Propriétés mécaniques des géogrilles

Dans le cas d'une modélisation numérique au moyen de Plaxis, une seule propriété est nécessaire, à savoir la rigidité axiale. Pour la présente étude, on a opté pour un type de géogrille dont les caractéristiques sont données dans le tableau 5.3.

Type de géogrid	Élastique
Rigidité axiale	EA=1500 kN/m
Déformation de la géogrid	25%

Tableau 5-3 : Caractéristiques du geogrid.

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface est : $R_{inter}=0,7$ entre les blocs, et $R_{inter}=0,6$ entre le sol cohérent et les géogrids, $R_{inter}=0,9$ entre le sol pulvérulent et les géogrids.

5.3 Modèle et paramètres de sol

Le modèle de Mohr-Coulomb est le modèle utilisé dans notre étude, il demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué : $\psi = \phi - 30^\circ$ pour $\phi > 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$ pour $\phi < 30^\circ$,

Les paramètres du sol sont représentés sur le tableau 5.4.

Propriétés du sol renforcé (remblai)	
Modèle de comportement	Mohr coulomb
Angle de frottement interne du sol, ϕ (degrés)	35
Cohésion, c (kPa)	5
Angle de dilatation, Ψ (degrés)	4
Poids spécifique γ (kN/m ³)	20
Module de rigidité (kPa)	30000
coefficient de Poisson ν	0,25
Propriétés du sol support (couche de fondation)	
Modèle de comportement	Mohr coulomb
Angle de frottement interne du sol, ϕ (degrés)	35
Cohésion, c (kPa)	200
Angle de dilatation, Ψ (degrés)	5
Poids spécifique γ (kN/m ³)	20
Module de rigidité (kPa)	50000
coefficient de Poisson ν	0,2
Propriétés des blocs	
Modèle	Élastique linéaire
Poids spécifique, γ (kN/m ³)	21,8
Module de rigidité (kPa)	300000
coefficient de Poisson ν	0,15
Modèle de comportement des Geogrid	Élastique
Rigidité axiale élastique (kN/m)	1500

Tableau 5-4 : Paramètres du remblai, blocs et géogrids.

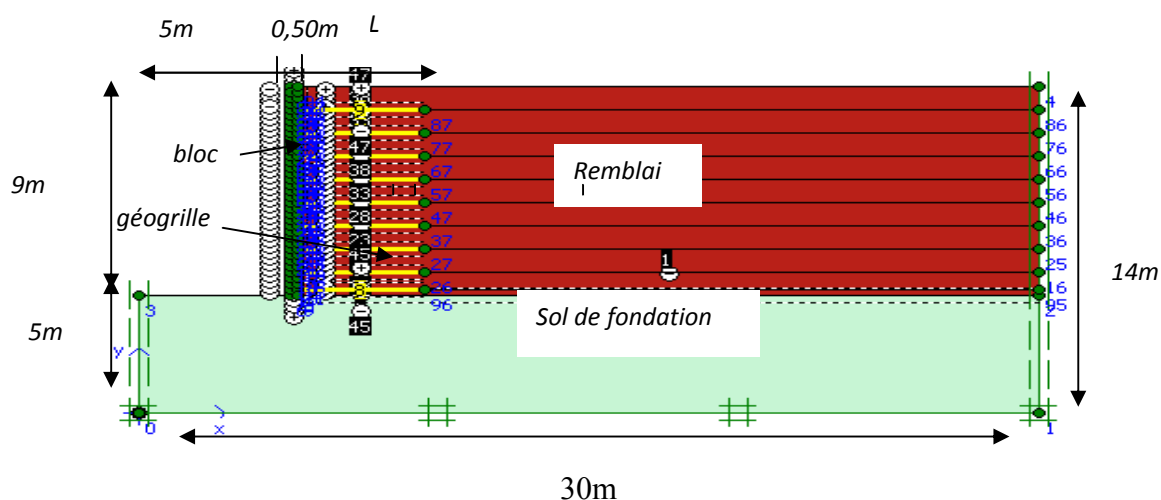


Figure 5-2 : Composants du modèle numérique.

5.4 Procédure de calcul

Cette analyse est réalisée à partir d'un calcul plastique, préconisé pour effectuer un calcul en déformation élastoplastique selon la théorie des petites déformations.

-Application de la gravité (Total multiplier) en conditions drainées, car le phénomène se développe d'une manière très lente et qu'aucun chargement rapide n'a été appliquée.

-Remise à zéro des déplacements a été effectuée, pour qu'il n'y ait pas d'effet de la gravité

-Activation de l'option (ignore undrained behaviour) .

-Régénération des pressions interstitielles à partir d'un calcul hydraulique en mode d'écoulement permanent.

-On revient au menu « Calculations » pour lancer les calculs de la phase y afférente.

-A la fin de chaque phase de calcul plastique, une analyse de sécurité est réalisée selon la méthode « ϕ/c réduction ».

5.5 Processus de construction et Méthodologie de Modélisation

La construction du mur a été modélisée par la procédure « staged construction », où des couches de sols d'épaisseur 25 cm ont été placés au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte.

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0.25 m sur la première couche de sol et le premier bloc. En suite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de renforcement. Par exemple, l'ordre modélisation d'un mur avec un espacement de renforcement égal à 0.5 m comprend les étapes suivantes (voir figure 5.3 et 5.4).

- .Étape 1 : Modèle de base (l'équilibre sous son poids propre est réalisé ; le module élastique du sol est mis à jour).
- Étape 2 : Installation d'un bloc modulaire dans la première couche.
- Étape 3 : Mise en place d'une couche de remblai.
- Étape 4 : Installation de la première nappe de géogrille .
- Étape 5 : Installation d'un bloc modulaire pour la deuxième couche.

- Étape 6 : Mise en place d'une couche de remblai.
 - Étape 7 : Mise en place d'une nappe de géogrille.
- Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du mur soit atteinte.

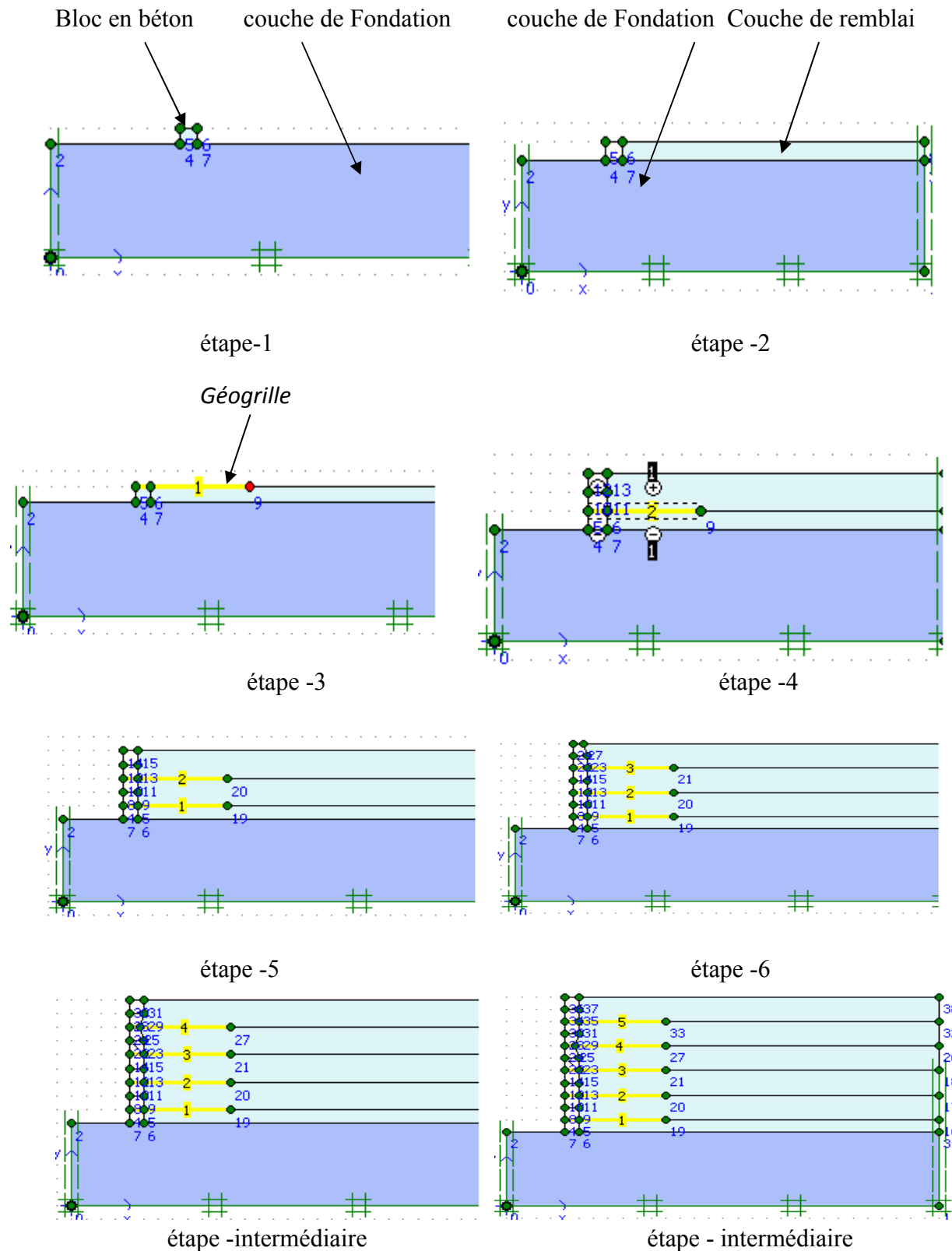


Figure 5-3 : Étapes de modélisation.

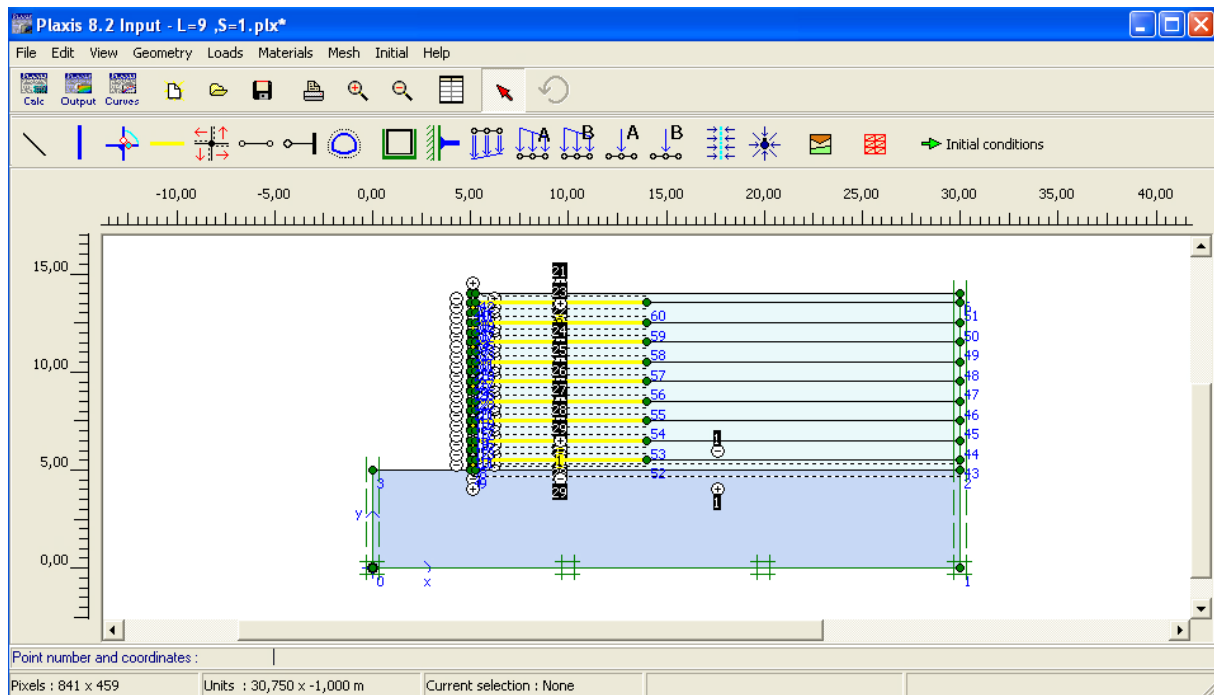
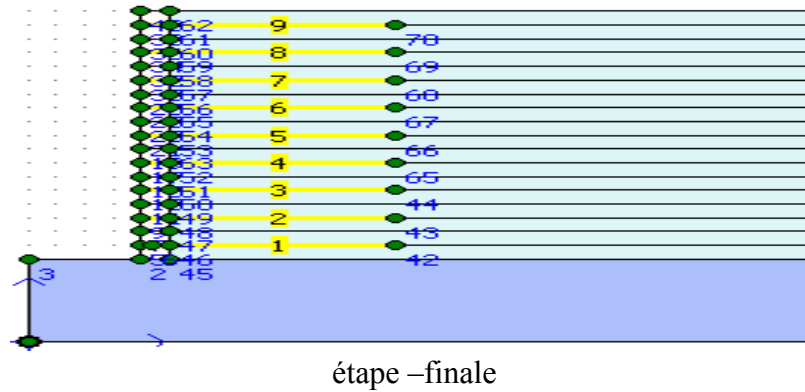


Figure 5-4 :Modèle achevé (Étape finale).

Les résultats de l'analyse par éléments finis ont été évalués de deux façons :

Une première phase appelée phase de construction par étapes qui peut être considéré comme l'état de service (condition de travail).

Une deuxième phase appelée la phase de « ϕ/c réduction » qui peut être considérée comme la condition de rupture.

5.6 Finesse du maillage

Tributaire des contraintes imposées par le modèle réel, le maillage doit respecter certaines règles essentielles relatives à la géométrie de la structure et à la mécanique des matériaux présents (hétérogénéité des matériaux,). L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques (voir figure 5.5).

Le maillage doit se faire à la base des considérations suivantes :

➤ Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de réduire la taille du système étudié.

➤ Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones où la variation des contraintes est très importante.

➤ Dans les zones moins sollicitées, en revanche, des éléments de taille plus importante doivent être mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

Les limites latérales du maillage doivent être fixées à une distance suffisante des zones finement maillées, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur son comportement.

La discrétisation du modèle dans notre étude a été faite par des éléments triangulaires à 15 nœuds (fig.5.4) , 829 éléments triangles, 9143 nœuds, des éléments barres pour les géogrilles.

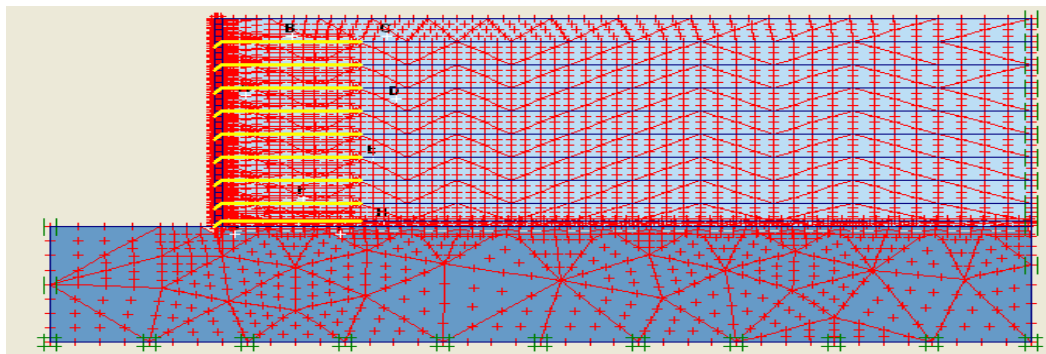


Figure 5-5 : Profil représentatif du modèle numérique(Le maillage.).

5.7 Effets de l'espacement de géosynthétique sur Le mécanisme de rupture

5.7.1 Influence de l'utilisation des géogrilles sur les déplacements et les mécanismes de rupture

A- Cas du sol sans géogrilles :

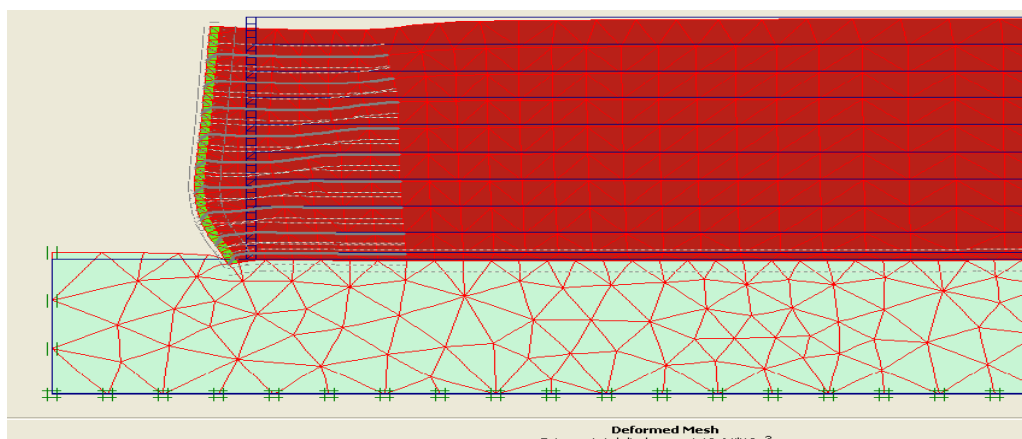


Figure 5-6 : Déformation du maillage.

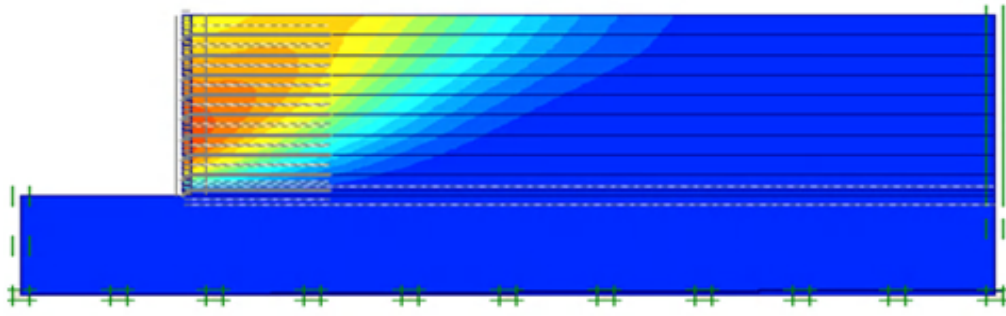


Figure 5-7: Contour de déformation totale à la fin de la phase de construction (sans géogridle).

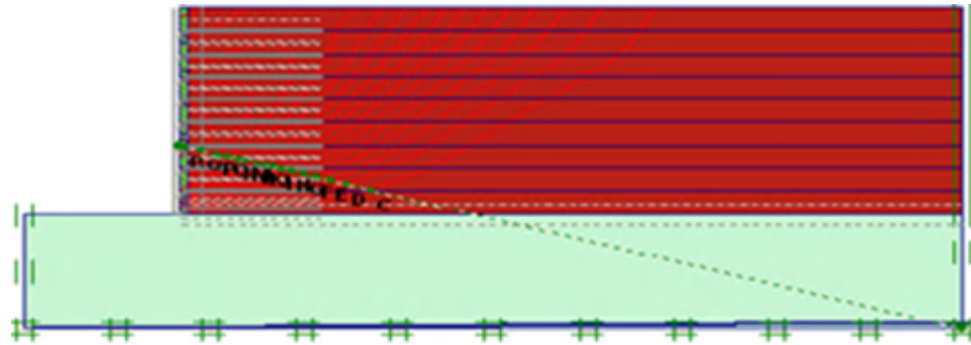


Figure 5-8: Le modele des incréments.

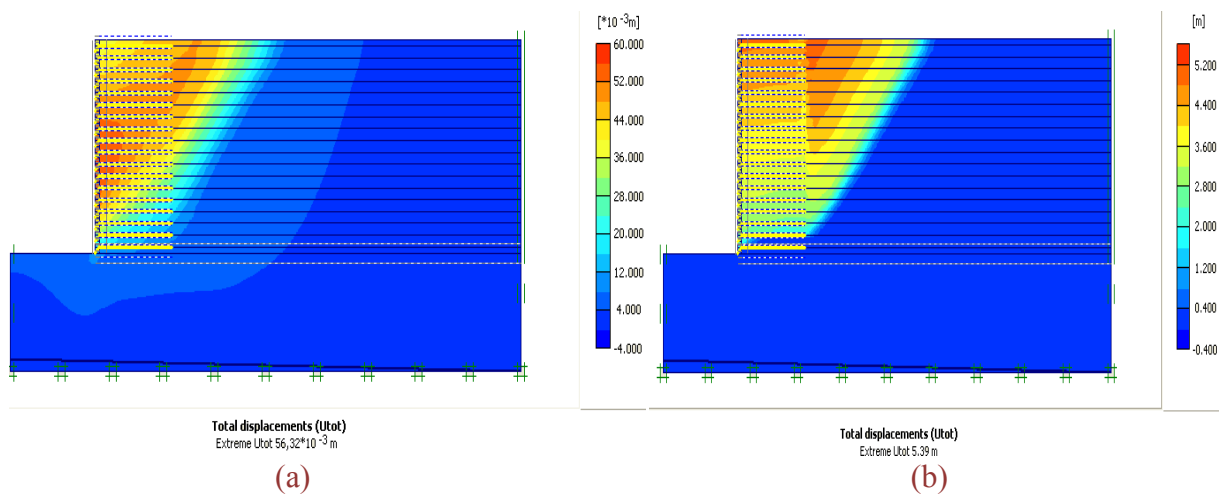
La figure 5-8 représente les incréments des déplacements qui nous permettent de déterminer les points important suivant :

- la zone critique.
- la lingne de rupture.

Observation : il y a lieu de notés que le déplacement est très important $111,98 \times 10^{-3} \text{m}$, et un coeffecient de sécurité de 0,871. De ce fait on peut conclure que le remblai est instable.

B- Cas du sol avec géo grilles :

1-pour un espacement $S_v = 0,5 \text{m}$ et une longueur $L = 4,5 \text{m}$ ($L/H = 0,5$).



Phase de construction finale
surface de glissement composé

ø/c réduction
surface de glissement externe

Figure 5-9: Modèle P₁ ;Contour de déformation de cisaillement $S_v = 0.5$ et $L/H = 0.5$.

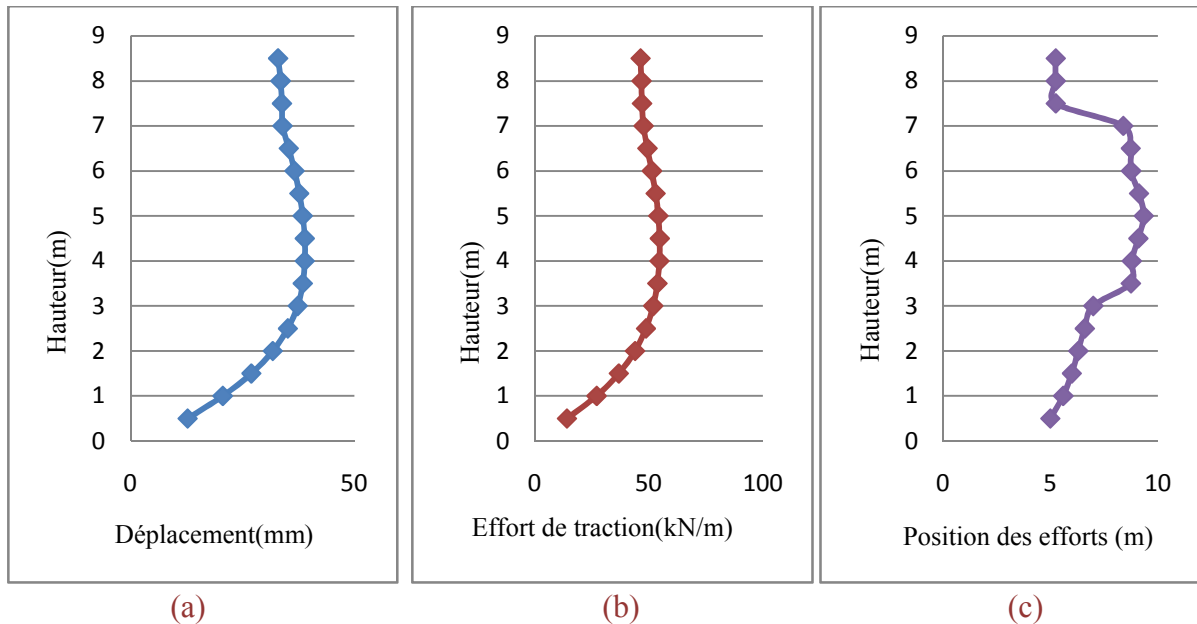


Figure 5-10: (a) Déplacement des parments ; (b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

Le déplacement maximal enregistré pour ce cas ($S_v=0.5$ m, $L=4,5$ m) est de: $38,97 \cdot 10^{-3}$ m.

Il y a lieu de noter que la mise en place des nappes de géogrille chaque 0,5 m réduit considérablement le déplacement du mur qui passe de $111,98 \times 10^{-3}$ m à $38,97 \times 10^{-3}$ m soit une diminution de $54,28 \times 10^{-3}$ m qui représente près de 65%. Donc dans un souci économie il serait intéressant maintenant de tenter l'expérience suivante celle de faire varier l'espacement S_v du géogrille ainsi que la longueur L et la rigidité axiale EA et de constater leur influence sur le déplacement et le coefficient de sécurité.

2-Pour un espacement $S_v=1$ m et une longueur 4,5m ($L/H=0,5$).

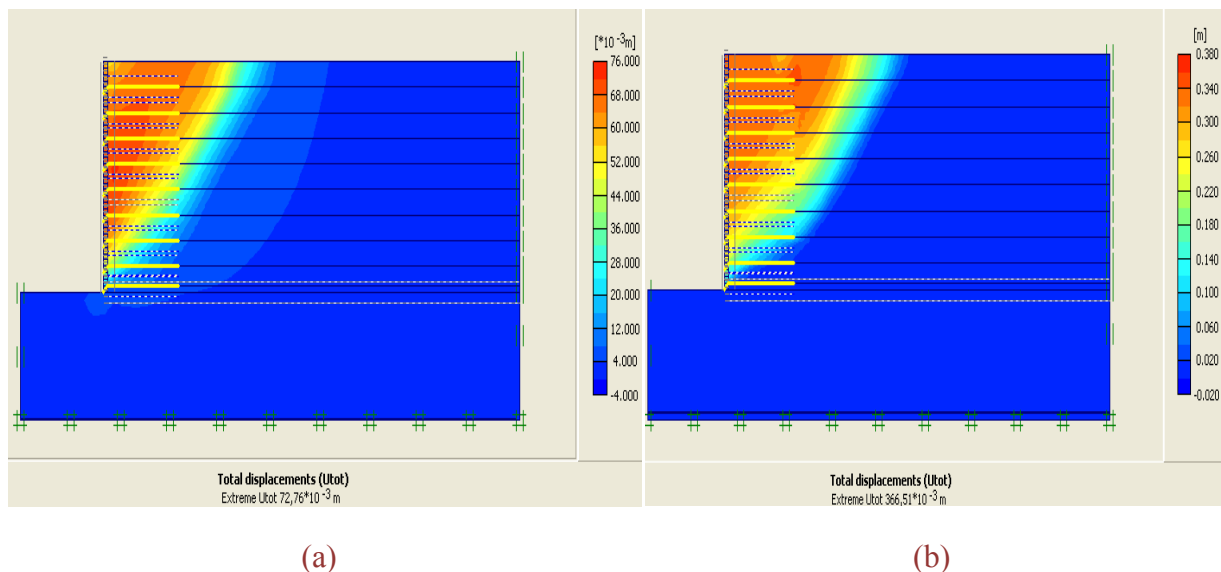


Figure 5-11: (a) Phase de construction finale ; (b) Phase Ph/c réduction ;
Figure 5-11: ModèleP₅:Contour de déformation de cisaillement $S_v=1$ m, $L/H=0.5$.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1$ m, $L=4,5$ m ($L/H=0,5$)) est de: $74,02 \times 10^{-3}$ m. On constate que le déplacement augmente lorsqu'on augmente l'espacement.

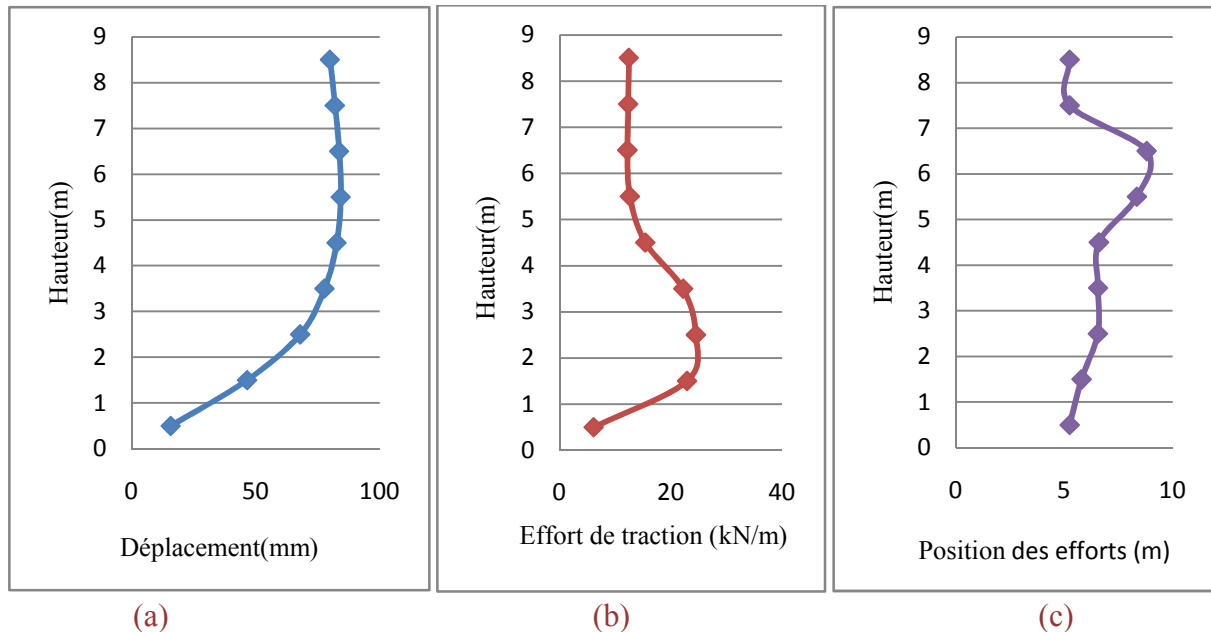


Figure 5-12:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c) localisation des efforts max dans chaque nappe.

Dans les modèles ($P_1(a)$ et $P_5(a)$) l'espacement vertical d'armature a été respectivement de 0,5 m et 1,0 m, et le rapport L / H a été de 0,5 pour les deux modèles. Les contours de la déformation de cisaillement sont présentés dans les figures 5.9(a) et 5.11(a) et les emplacements des points au maximum des efforts de traction sont présentés dans les figures 5.10(c) et 5.12(c).

Les concentrations de lignes de cisaillement sont désignées comme « la ligne de rupture apparente ». Ces plans de rupture potentiels sont linéaires et partiellement bilinéaires, et s'étendent en dehors de la zone renforcée. Dans ces modèles ($P_1(a)$ et $P_5(a)$), il est à noter que les lieux de concentration de contraintes de cisaillement et de traction maximum dans les couches d'armature ne sont pas dans le même alignement (voir figures 5.10(c) et 5.12(c)). Cela peut être attribué à l'insuffisance de la longueur des renforts.

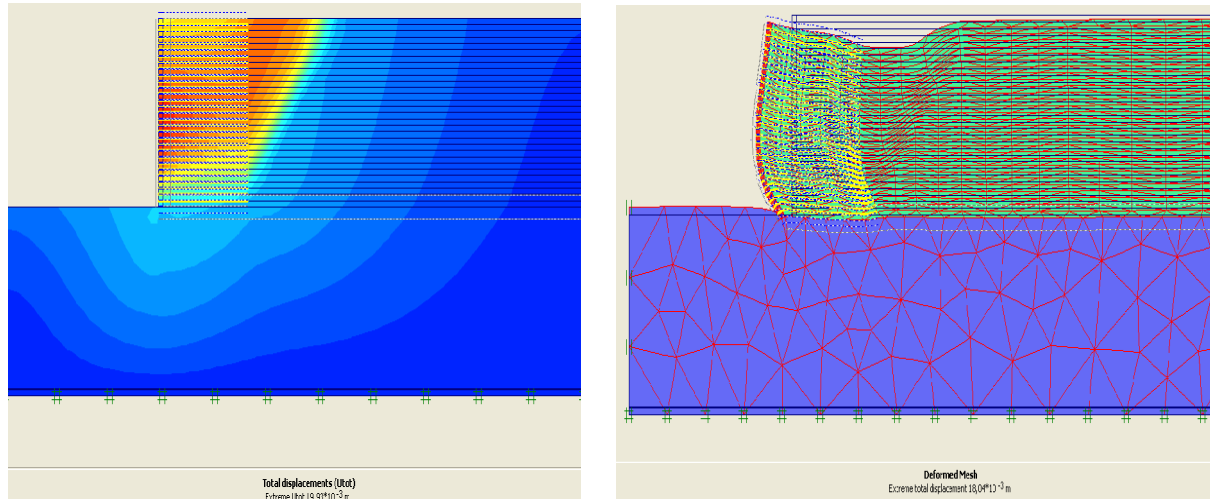
Dans la phase ϕ/c réduction, des modèles de la phase de construction (figure 5.9(b) et 5.11(b)) la concentration de cisaillement est différente des modèles de concentration de cisaillement obtenus à la fin de la phase de construction. La concentration de cisaillement pour des espacements verticaux de renfort de 0.5 m et 1 m à la fin de cette phase « ϕ/c réduction » sont pratiquement les mêmes pour les deux modèles. La première partie de la rupture bilinéaire passe entre les trois couches inférieures de renfort. la deuxième partie de la concentration de cisaillement (zone de rupture) est localisée dans la zone non renforcée (voir figure 5.9(b) et 5.11(b)). Il est à noter que, plus l'espacement vertical de renfort est réduit, plus le facteur de sécurité augmente.

Le facteur de sécurité de tous les modèles sont indiquées dans le tableau 5.5). La zone renforcée se comporte comme corps monolithique, et le sol subit une déformation type « Rankine ». Cette observation indique que la rupture se produit en mode glissement externe.

5.7.2 Effets de l'espacement des géogrilles

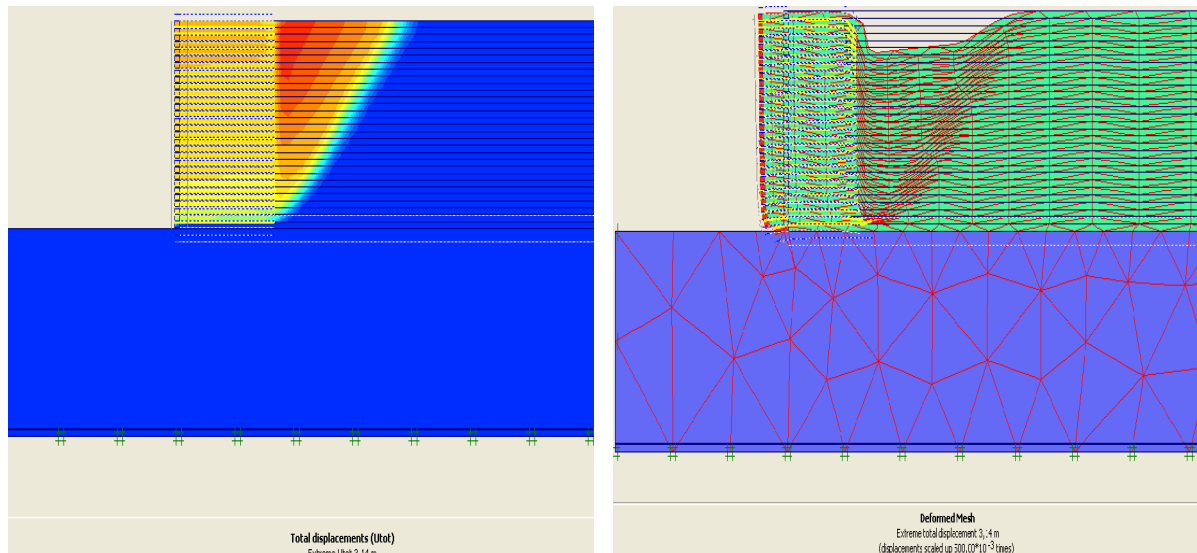
Dans cette phase de l'étude la longueur des nappes de géogrille est constant ($L=4,5\text{m}$) et l'espacement varier de 0,2 -0,4-0,6 et 0,8 -1m.

-Pour un espacement $S_v = 0,2\text{m}$ et une longueur $L=4,5\text{m}$.



(a) Phase de construction finale

Observation : il y a noter que la ligne de glissement est similaire que la ligne de glissement des sols renforcé par des inclusions rigide ou inextensible.

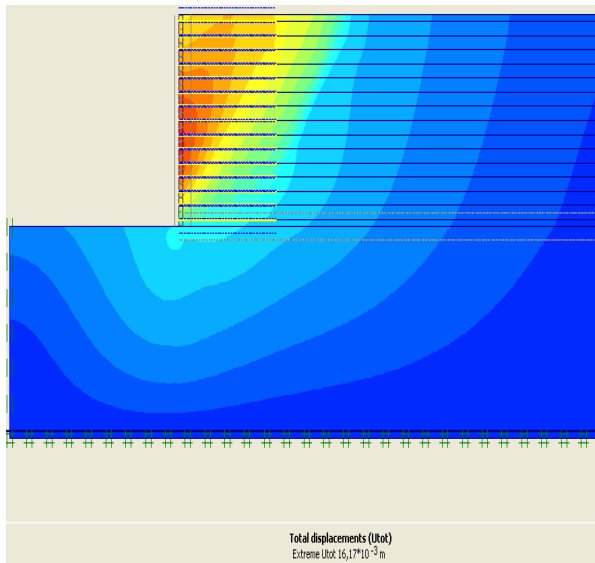


(b) Phase Ø/c réduction
Surface de glissement externe

Figure 5-13: Modèle P_5 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.2\text{m}$, $L=4.5\text{m}$.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=0,20\text{m}$ $L=4,5\text{ m}$) est de $13,11 \times 10^{-3}\text{m}$.

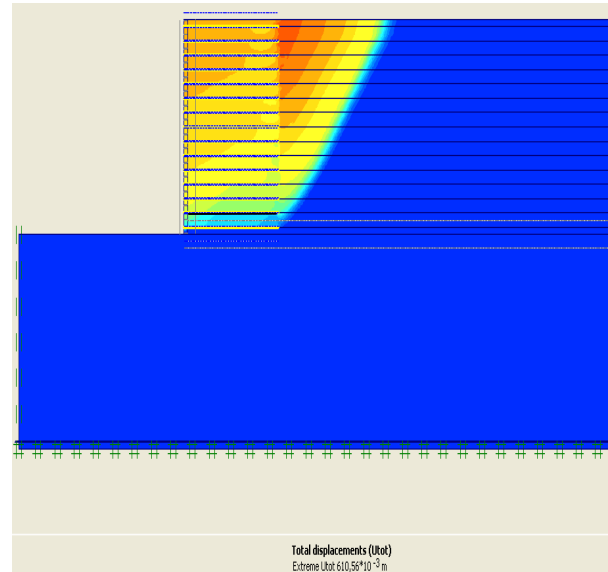
-Pour un espacement $S_v = 0,4\text{m}$ et une longueur $L = 4,5\text{m}$.



(a)

Phase de construction finale

Surface de glissement situé en profond



(b)

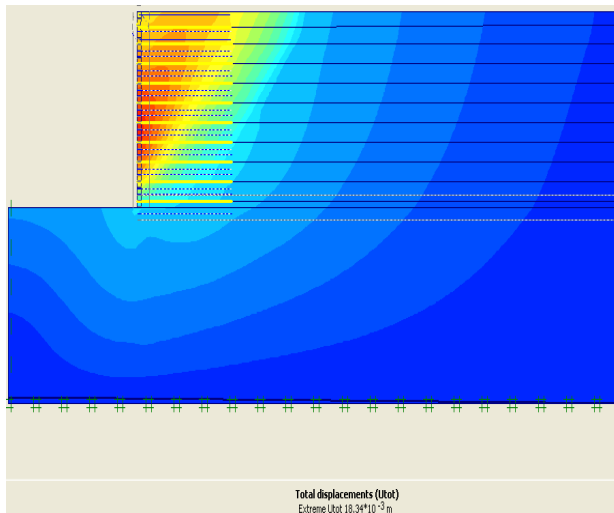
Phase Ø/c réduction

Surface de glissement externe

Figure 5-14: Modèle P_2 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 0,4\text{m}$, $L = 4,5\text{m}$.

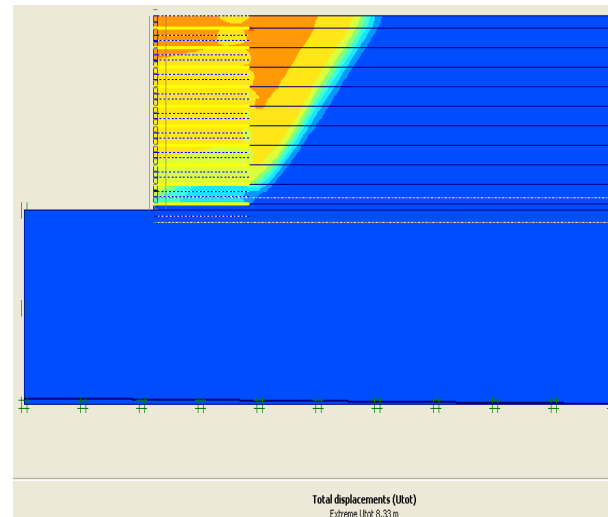
Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 0,4\text{ m}$, $L = 4,5\text{ m}$) est de $15,27 \times 10^{-3}\text{m}$.

-Pour un espacement $S_v = 0,60\text{m}$ et une longueur $L = 4,5\text{m}$.



(a)

Phase de construction finale



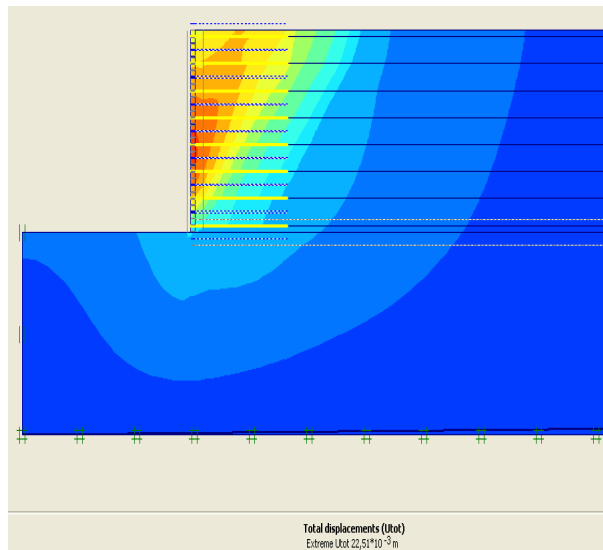
(b)

Phase Ø/c réduction

Figure 5-15: Modèle P_3 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 0,6\text{m}$, $L = 4,5\text{m}$.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 0,6\text{m}$, $L = 4,5\text{m}$) est de $16,34 \times 10^{-3}\text{m}$.

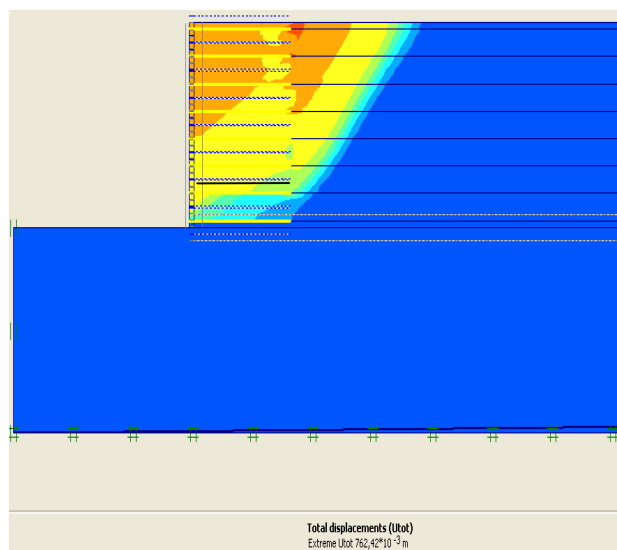
-Pour un espacement $S_v = 0,80$ m et une longueur $L = 4,5$ m.



(b)

Phase de construction finale

Surface de glissement situé en profond



(b)

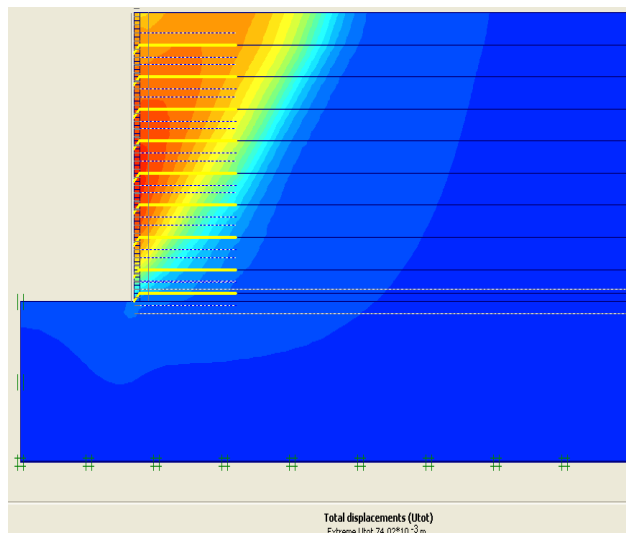
Phase Ø/c réduction

surface de glissement externe

Figure 5-16: Modèle P_4 : contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 0.8$ m, $L = 4.5$ m.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 0,8$ m, $L = 4,5$ m) est de $39,90 \times 10^{-3}$ m.

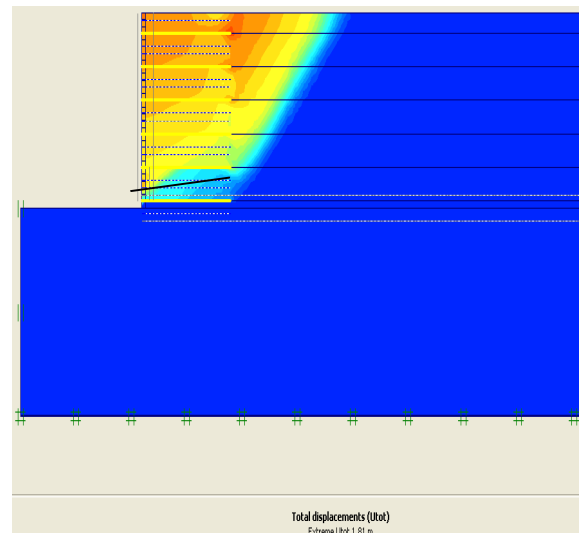
-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 4,5$ m.



(a)

Phase de construction finale

Surface de glissement situé en profond



(b)

Phase Ø/c réduction

surface de glissement externe

Figure 5-17: Modèle P_5 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1.0$ m, $L = 4.5$ m.

Le déplacement maximal enregistré pour ce cas $S_v = 1,00$ m, $L = 4,5$ m est de $74,02 \times 10^{-3}$ m.

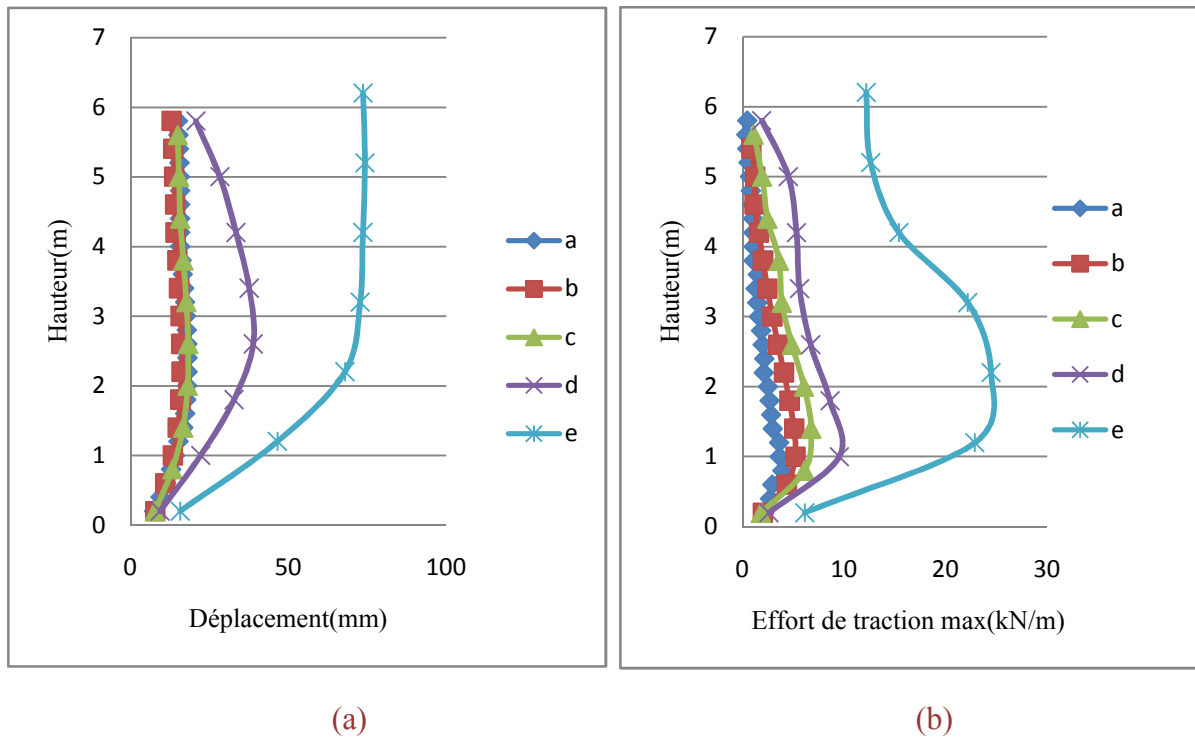


Figure 5-18:(a)Déplacement du parement pour différents cas d'espacement.
(b)Effort de traction max dans chaque nappe pour différents cas d'espacements.

- ◆ :pour : $C=5\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$, $S_v=0,20\text{m}$, $L=13,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- :pour : $C=5\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$, $S_v=0,40\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ▲ :pour : $C=5\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$, $S_v=0,60\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ✕ :pour : $C=5\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$, $S_v=0,80\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ✱ :pour : $C=5\text{kN/m}^2$, $\phi=35^\circ$, $S_v=1,00\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.

On remarque que le déplacement du parement et les efforts de traction maximaux dans les nappes sont plus ou moins semblables lorsque l'espacement varie entre 0,2m et 0,6m. Le déplacement est pratiquement constant sur toute la hauteur de l'ouvrage et varie alors entre 13 mm et 18 mm. Par contre il devient plus important pour $S_v = 0.80\text{ m}$ et $S_v = 1\text{ m}$ et atteint alors des valeurs maximales de 39 mm à 75 mm respectivement (voir figure 5.18). Concernant les efforts de tractions maximaux, les valeurs sont plus importantes dans le cas des espacements dépassant 0,80m par rapport aux espacement variant de 0,2m à 0,6m. Les efforts de tractions varient alors de 5 à 8 kN/m.

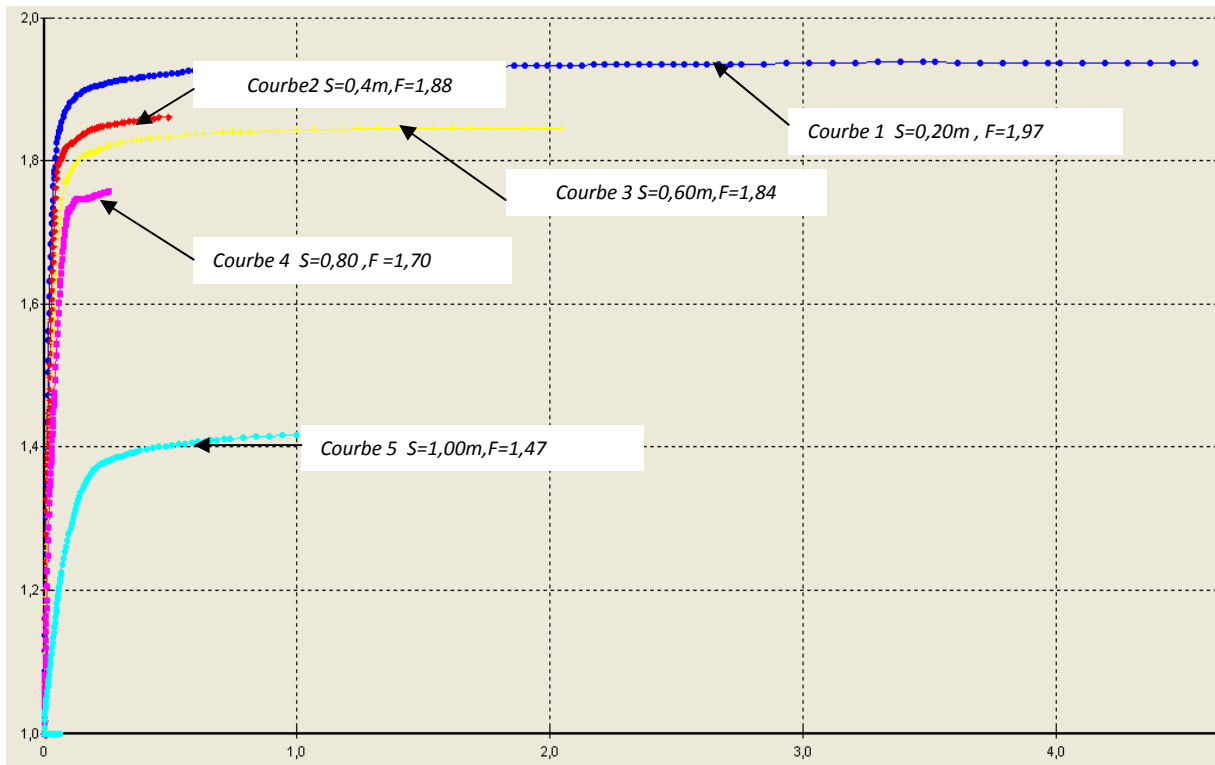


Figure 5-19: Coefficients de sécurité en fonction des déplacements pour différent espacement.

Il y a lieu de noter qu'en faisant varier l'espacement de la nappe de chaque 20cm(0,2 - 0,4-0,6-0,8-1m) nous avons enregistré une variation dans le coefficient de sécurité ainsi que les déplacements comme le montre la figure 5.19 et le tableau 5.5.

Modèle	Espacements $S_v(m)$	Déplacement $U (m)$	Coefficient de sécurité (F)
P ₁	0,2	$13,11 \times 10^{-3}$	1,97
P ₂	0,4	$15,27 \times 10^{-3}$	1,88
P ₃	0,6	$16,34 \times 10^{-3}$	1,84
P ₄	0,8	$39,90 \times 10^{-3}$	1,70
P ₅	1,0	$74,02 \times 10^{-3}$	1,47

Tableau 5-5: Récapitulatif des résultats par l'analyse des élément finie.

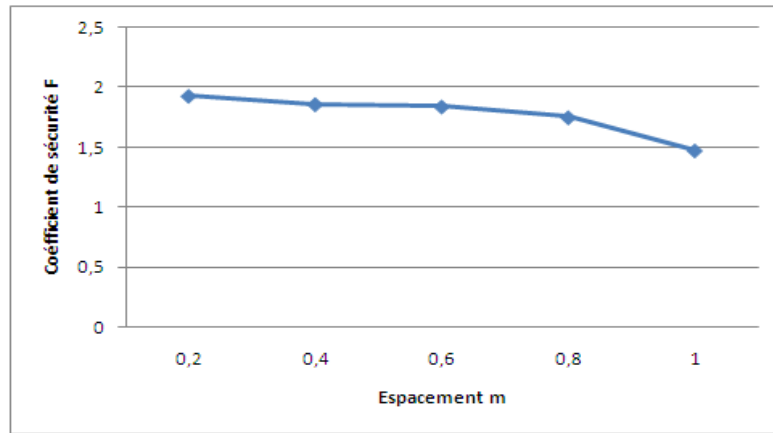


Figure 5-20: Courbe coefficient de sécurité en fonction des espacements ($L=4,5$ m).

D'autre part le coefficient de sécurité diminue quand l'espacement augmente. Néanmoins, comme le montre la figure 5.20.

5.8 Effets de la longueur des géogrilles (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H)

La deuxième phase de l'étude c'est la même que la précédente mais la longueur des nappes de géogrille varient de $L/H=0,67$ et $1,1,5$ pour des espacements de $0,5$ m et 1 m.

- Pour un espacement $S_v=0,5$ m et une longueur $L=6$ m ($L/H=0,67$).

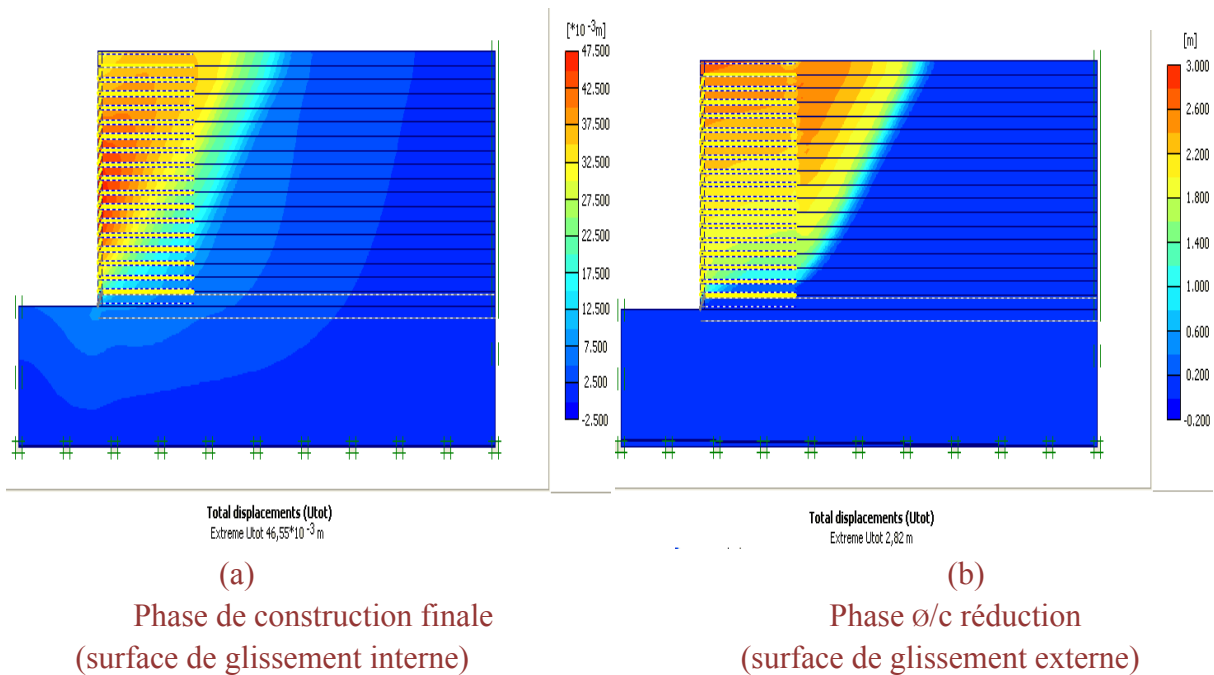
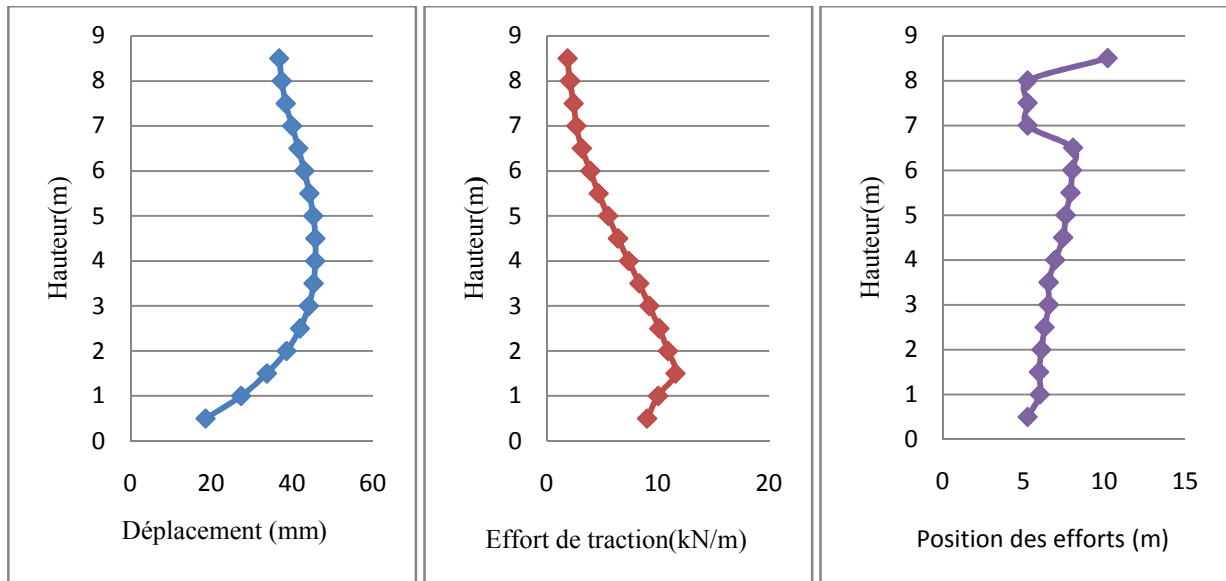


Figure 5-21: Modèle P_2 : Contour de déformation de cisaillement ($S_v=0,5$ m, $L/H=0,67$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v=0,5$ m $L=6$ m ($L/H=0,67$) est de $44,99 \times 10^{-3}$ m.



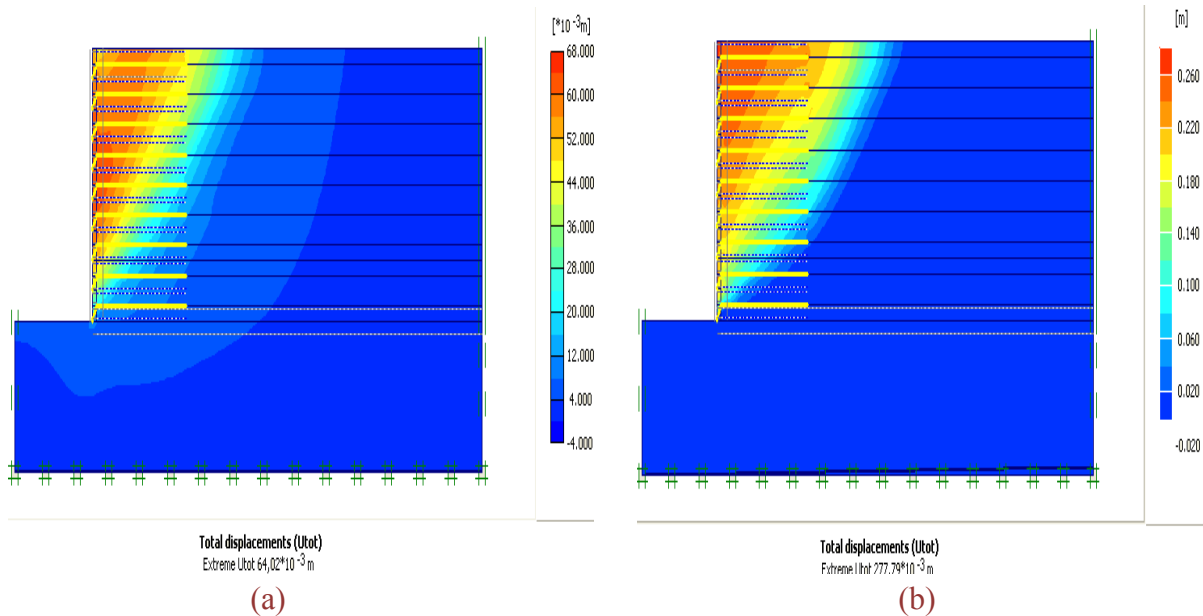
(a)

(b)

(c)

Figure 5-22:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1\text{ m}$ et une longueur $L = 6\text{ m}$ ($L/H = 0,67$).



(a)

(b)

Phase de construction finale

Phase Ø/c reduction

Figure 5-23: Modèle P_6 : Contour de déformation de cisailment $S_v = 1\text{ m}$ ($L/H = 0,67$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v = 1\text{ m}$, $L = 6\text{ m}$ ($L/H = 0,67$) est de $64,02 \times 10^{-3}\text{ m}$.

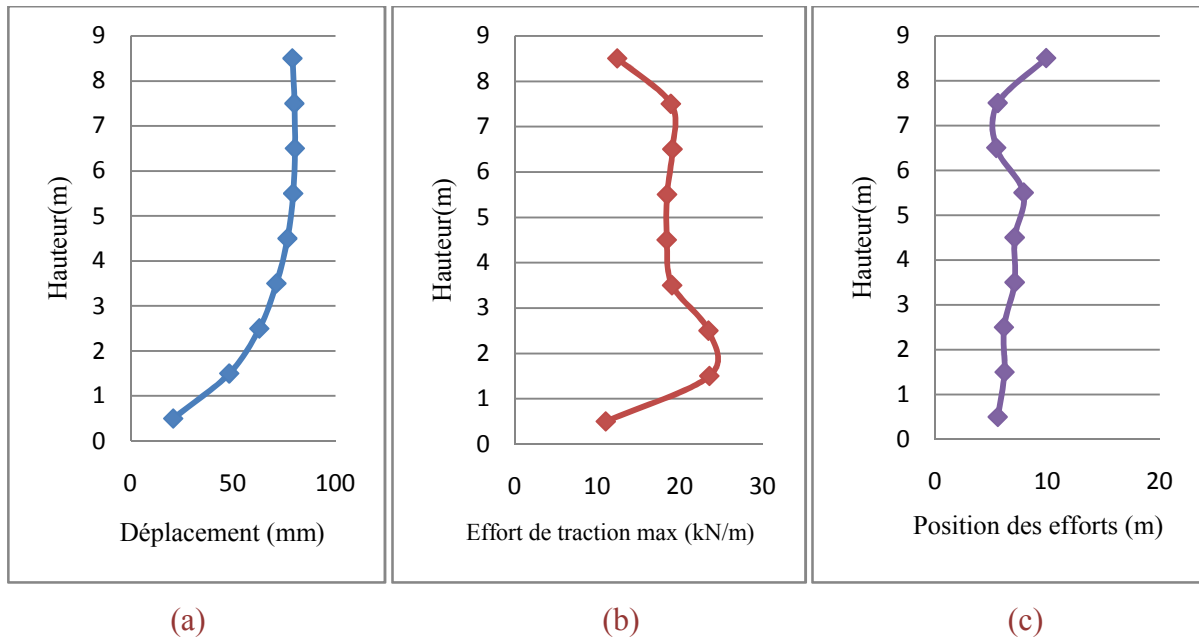


Figure 5-24: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 0,5\text{m}$ et une longueur $L = 9\text{ m}$ ($L/H = 1$).

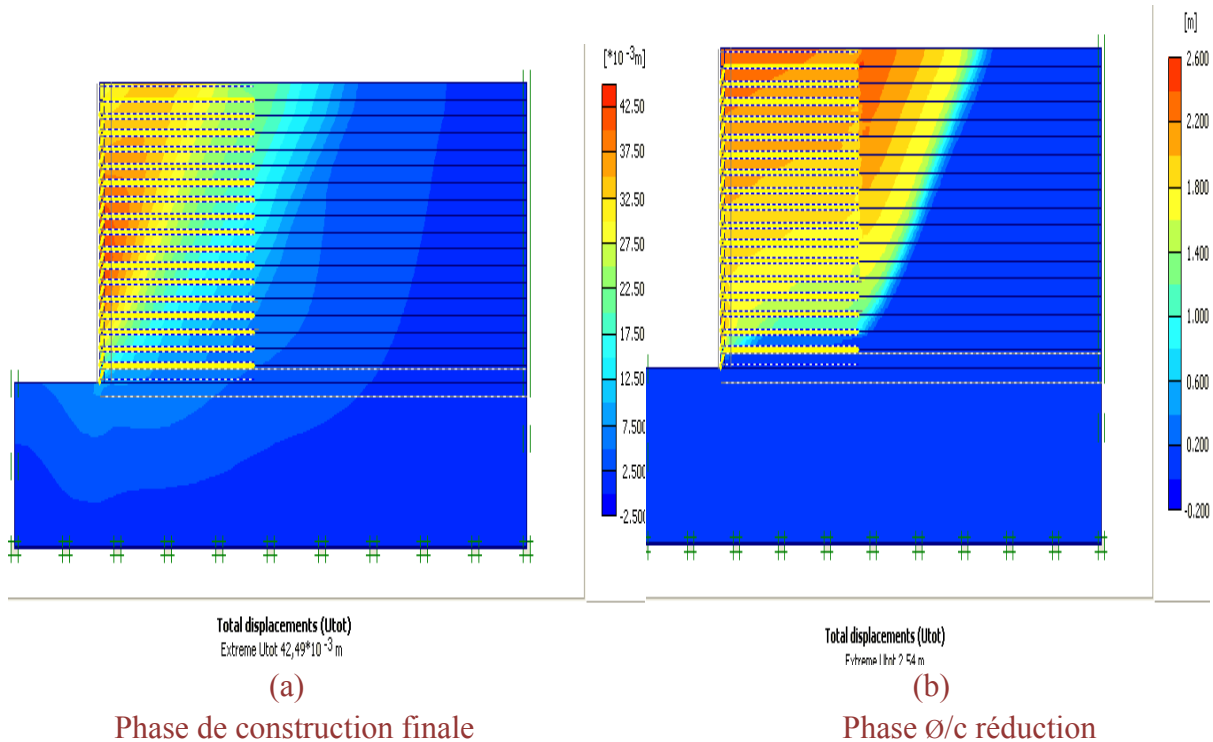


Figure 5-25: Modèle P_3 :contour de déformation de cisaillement $S_v=0.5$, $L/H=1\text{m}$.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v=0,5\text{ m}$ $L=9\text{m}$, ($L/H = 1$) est de $42,49 \times 10^{-3}\text{m}$.

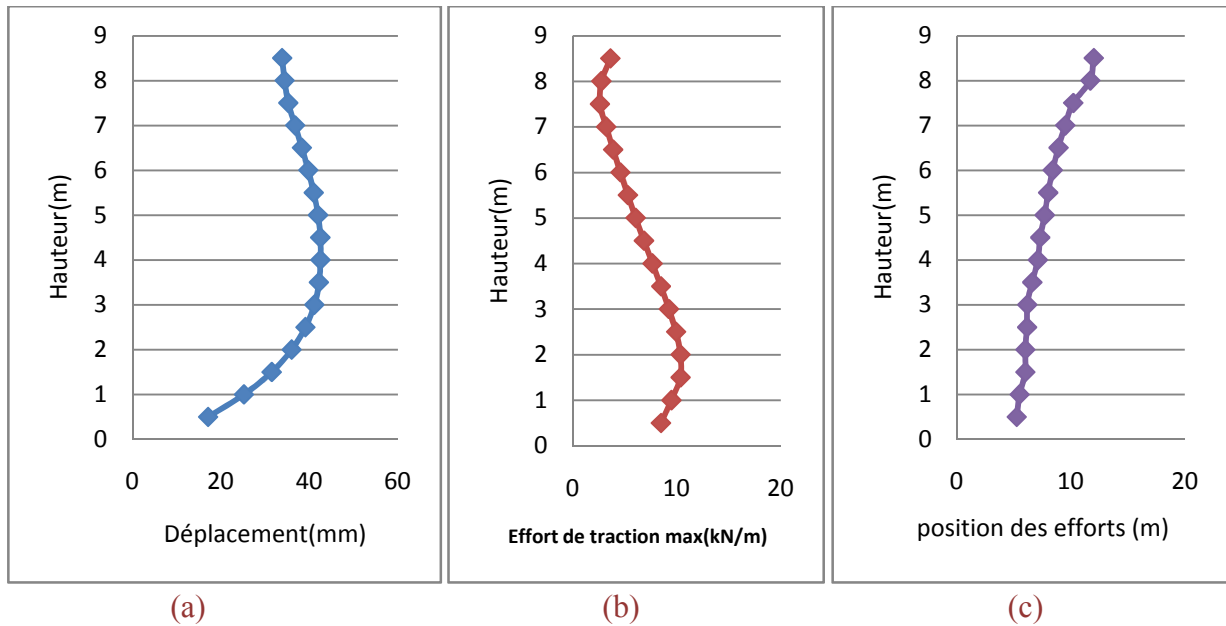


Figure 5-26:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

- Pour un espacement $S_v = 1\text{ m}$ et une longueur $L = 9\text{ m}$ ($L/H = 1$).

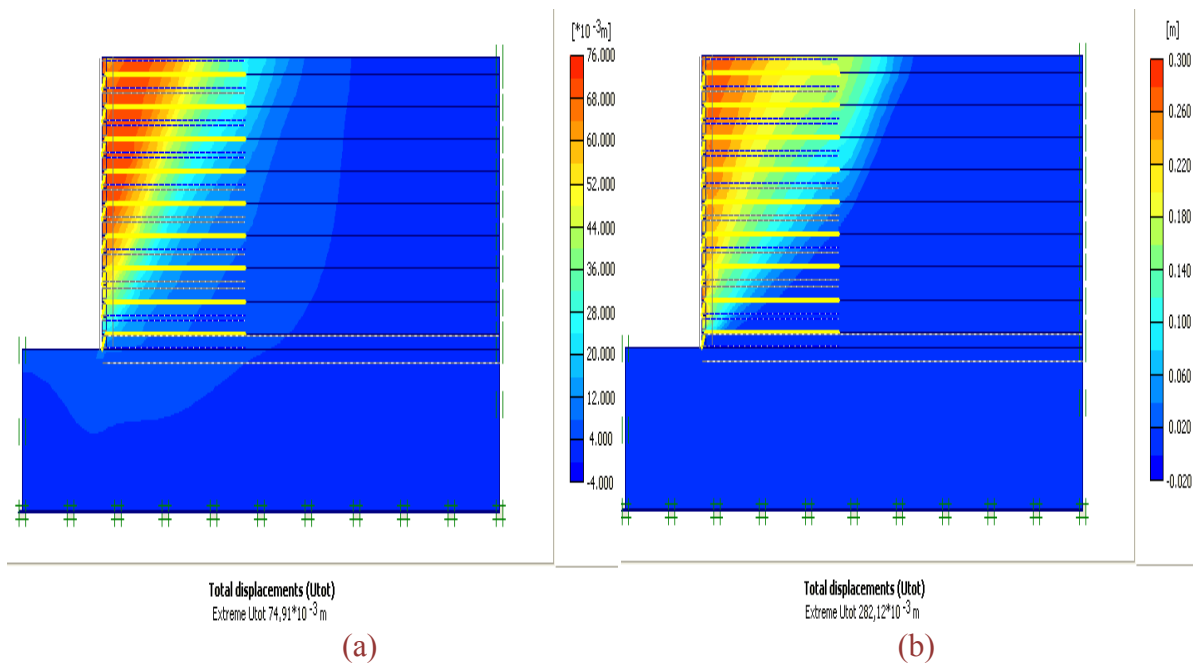
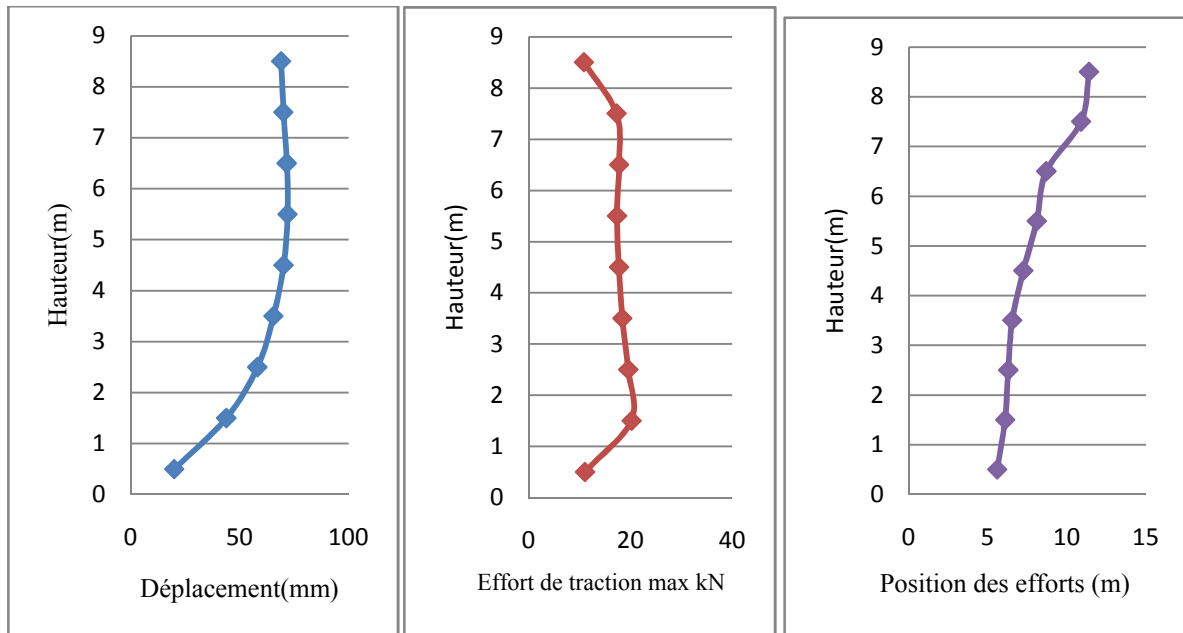


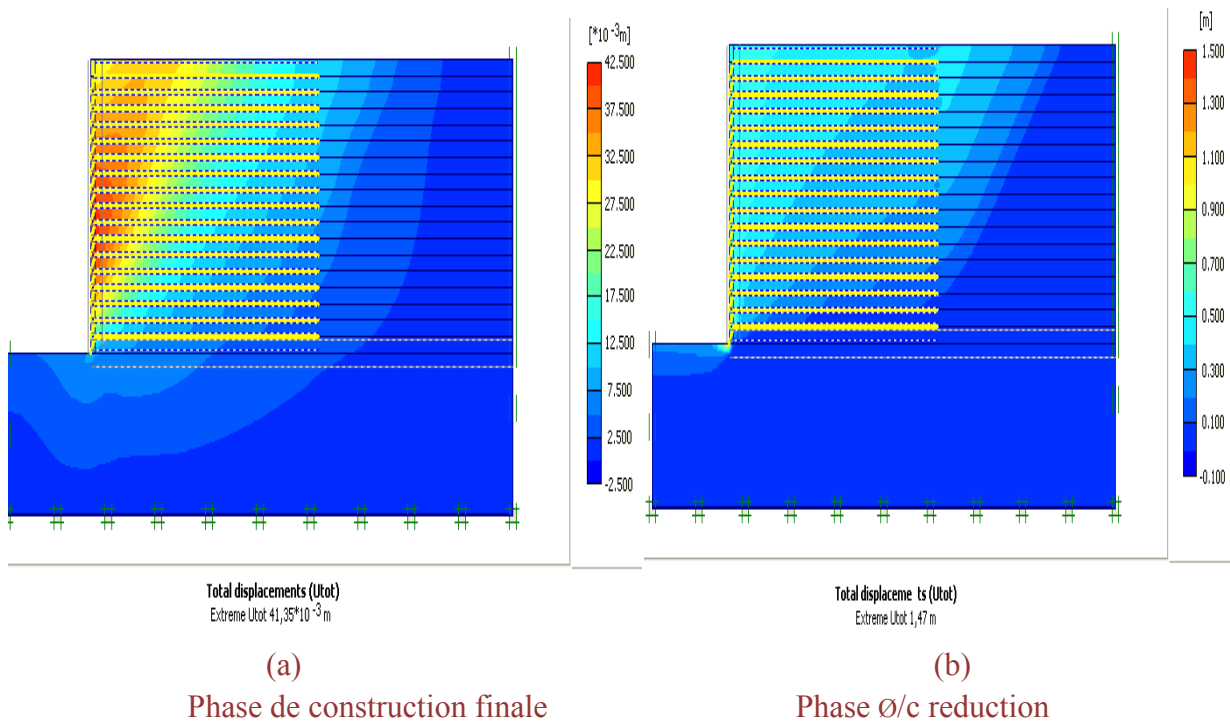
Figure 5-27: Modèle P_7 : Contour de déformation de cisailment $S_v = 1\text{ m}$ ($L/H = 1$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v = 1\text{ m}$ $L = 9\text{ m}$ ($L/H = 1$) est de $74,37 \times 10^{-3}\text{m}$.



(a) (b) (c)
Figure 5-28:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 0,5\text{m}$ et une longueur $L=13,5\text{ m}$ ($L/H=1,5$).



(a) (b)
Phase de construction finale Phase Ø/c reduction
Figure 5-29: Modèle P_4 :Contour de déformation de cisailment $S_v=0.5, L/H=1,5$.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v=0,5\text{m}$ $L=13,5\text{m}$ ($L/H=1,5$) est de $41,91 \times 10^{-3}\text{m}$.

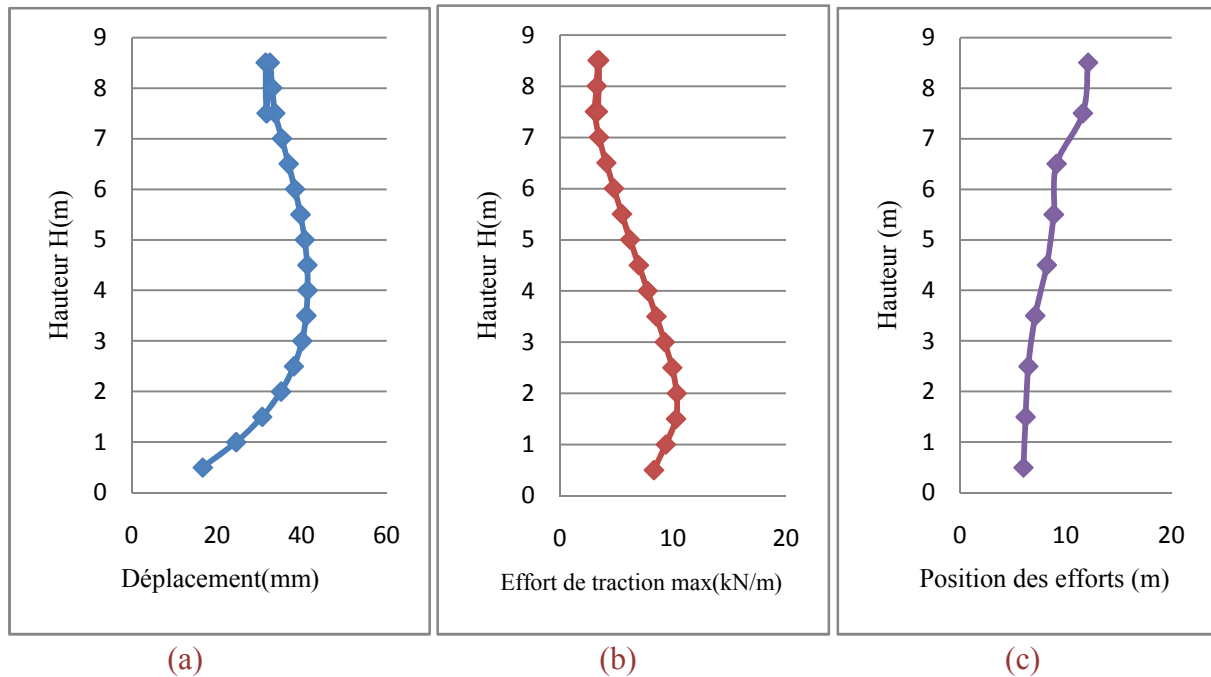


Figure 5-30:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1\text{ m}$ et une longueur $L = 13,5\text{ m}$ ($L/H = 1,5$).

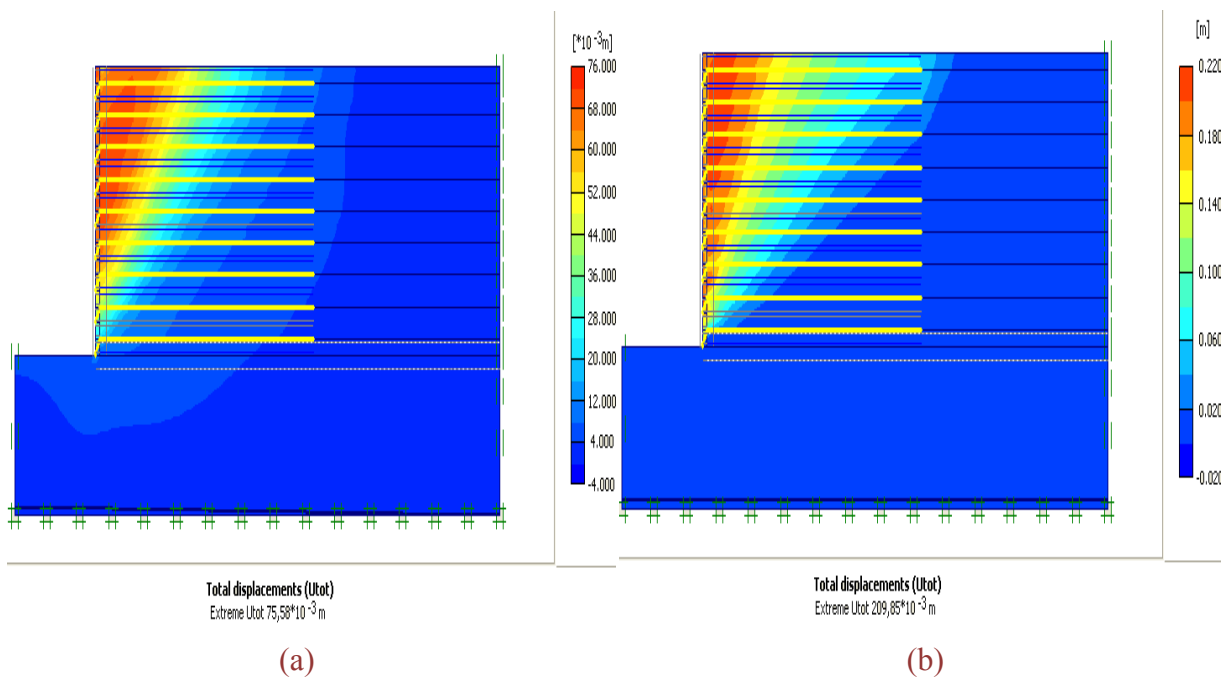


Figure 5-31: Modèle P_8 :Contour de déformation de cisaillement $S_v = 1\text{ m}$, ($L/H = 1,5$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v = 1\text{ m}$, $L = 13,5\text{ m}$ ($L/H = 1,5$) est de $75,58 \times 10^{-3}\text{ m}$.

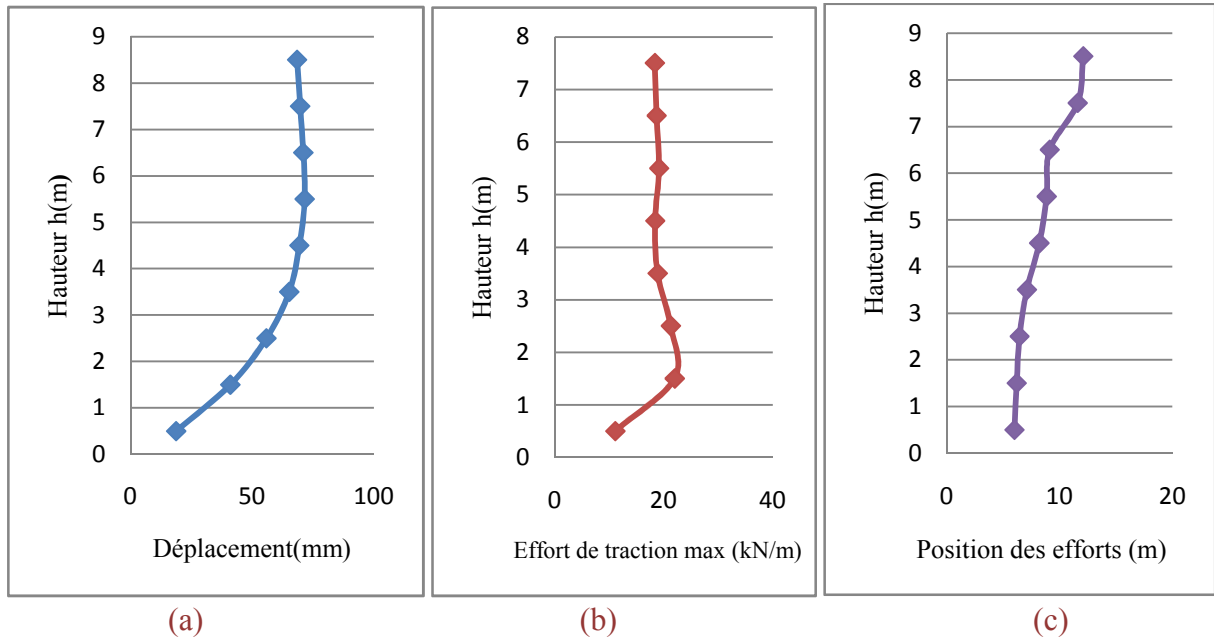


Figure 5-32: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

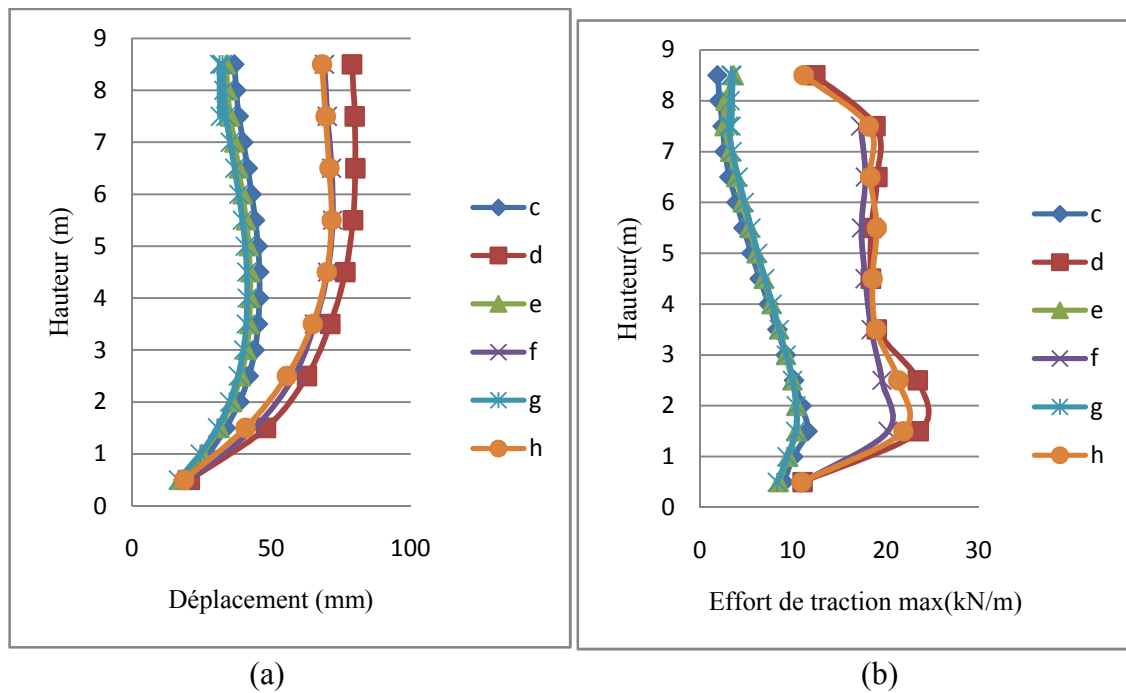


Figure 5-33 :(a) Déplacement du parement pour différents cas de longueurs, (b) Effort de traction max dans chaque nappe pour différents cas de longueurs.

- ◆— : pour $C=5\text{kN/m}$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{m}$, $L/H=0,67$ ($L=6,0\text{ m}$).
- : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{m}$, $L/H=0,67$ ($L=6,0\text{ m}$).
- ▲— : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{m}$, $L/H=0,67$ ($L=9,0\text{ m}$).
- ×— : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L/H=1,00$ ($L=9,0\text{m}$).
- *— : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{m}$, $L/H=1,00$ ($L=13,5\text{m}$).
- : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L/H=1,00$ ($L=13,5\text{m}$).

On remarque, d'après la figure 5.33(a) que lorsque les nappes ont un espacement de 1m et un rapport L/H ayant pour valeurs 0,6, 1,0 et 1,5 le parement subit un déplacement plus important par rapport aux parements pour lesquels les inclusions ont un espacement de 0,5 m. Il apparaît également que dans ce dernier cas la longueur des nappes n'a pratiquement pas d'influence sur le déplacement du parement. Alors que dans le premier cas ($S_v=1m$) on note que lorsque la longueur des nappes diminue, il y'a une augmentation du déplacement du parement, qui est plus significative lorsque L passe de 13,5m à 6m.

Dans le cas des efforts de traction maximaux mobilisés au sein des nappes (Figure 33(b)), on remarque que lorsque l'espacement vertical est de 0,5m les plus grandes valeurs correspondent à la troisième nappe (par rapport à la base) et atteignent environ 12kN/m. Ensuite, il se produit une diminution des efforts de traction jusqu'à une valeur approximative de 2kN/m pour la nappe supérieure. La longueur des nappes ne semble pas avoir d'effet sur la répartition des efforts de traction maximaux dans les nappes.

Par contre dans les cas où l'espacement vertical est de 1m, la répartition des efforts maximaux a une allure différente. Les plus importantes valeurs des efforts maximaux varient entre 19 à 23kN/m et correspondent aux deuxième et troisième nappes pour lesquelles les valeurs sont pratiquement identiques.

De ce qui précède on peut conclure que la longueur des nappes n'a pas un effet important sur le déplacement du parement et la position de l'effort maximal, par rapport à l'espacement des nappes.

Afin de comprendre l'effet de la longueur d'armature sur la réaction d'un mur, les modèles p2 p6, p3, p7, p4, p8 ; sur les figures 5.21-5.23-5.25 -5.27-5.29- 5.31. ont été analysés avec espacement vertical d'armature de 0,5 m et 1m avec un rapport L/H variant respectivement de 0,67, 1,00 et 1,5. Les déformations de cisaillement à la fin de la phase de construction de ces modèles sont illustrées dans les Figures 5.21(a)-5.23(a)-5.25(a) -5.27(a)-5.29(a)- 5.31(a). Pour ces modèles il y'a une concordance entre les valeurs maximales des déformations de cisaillement et la localisation des forces maximales de traction dans les couches d'armature (voir figure 5.22(c)-5.24(c) -5.26(c) -5.28(c)-5.3(c) -5.32(c). Ces modèles ont les mêmes profils de concentration de cisaillement. L'emplacement de la concentration des contraintes de cisaillement reste complètement à l'intérieur de la zone renforcée à la fin de la phase de construction (voir figure 5.21(a)-5.23(a)-5.25(a) -5.27(a)-5.29(a)- 5.31(a).

A partir de ce constat, on peut conclure que les lieux de concentration de contraintes de cisaillement et les plans de rupture restent à l'intérieur de la zone renforcée pour les modèles ayant un rapport L/H supérieur ou égal à 0,67, à la fin de la phase de construction. Les valeurs calculées du coefficient de sécurité indiquent que lorsque la longueur d'armature augmente, le coefficient de sécurité augmente aussi (voir figure 5.34, tableau 5.6).

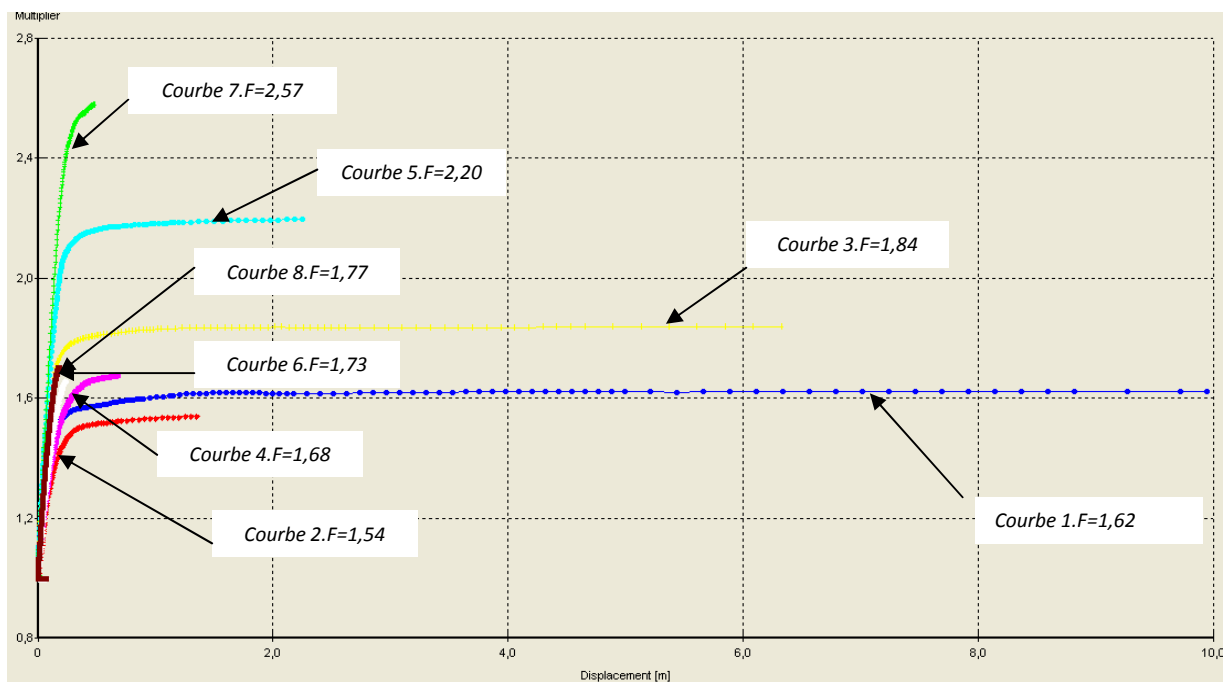


Figure 5-34: Courbe coefficient de sécurité en fonction des déplacement.

Il y a lieu de noter que lorsqu'on augmente la longueur des nappes de géogridde et on diminue les espacements on constate que le coefficient de sécurité augmente.

Modèle	Espacements S(m)	Longueur L/H	Déplacement U (m)	Coefficient de sécurité (F)
P ₁	0,5	0,5	38,97x10 ⁻³	1,62(courbe 01)
P ₂	0,5	0,67	44,99*10 ⁻³	1,84(courbe 03)
P ₃	0,5	1	42,49x10 ⁻³	2,2(courbe 05)
P ₄	0,5	1,5	41,91x10 ⁻³	2,57(courbe 07)
P ₅	1	0,5	72,76x10 ⁻³	1,54(courbe 02)
P ₆	1	0,67	66,50x10 ⁻³	1,68(courbe 04)
P ₇	1	1	63,37x10 ⁻³	1,73(courbe 06)
P ₈	1	1,5	75,58x10 ⁻³	1,77(courbe 08)

Tableau 5-6: Consolidation des résultats de l'analyse.

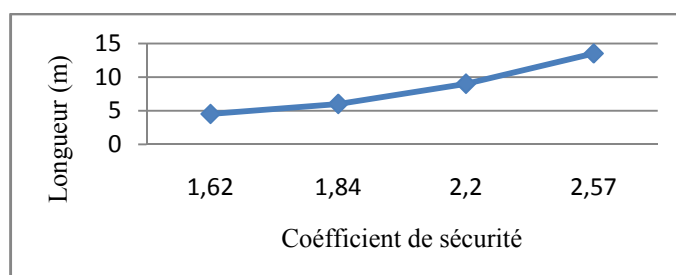


Figure 5-35: Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur ($S_v=0,5m$).

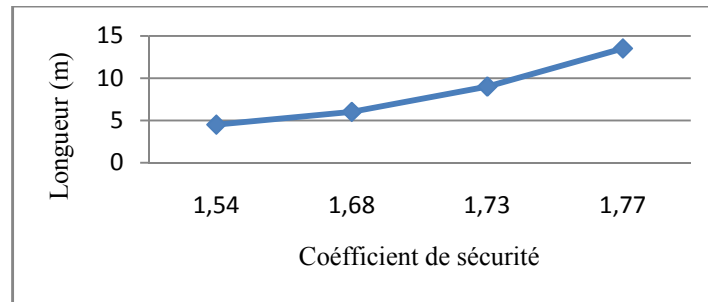


Figure 5-36: Courbe coefficient de sécurité en fonction de la longueur ($S_v=1,0$ m).

Il y a lieu de noter que le coefficient de sécurité augmente quand la longueur augmente, soit pour $S_v=0,5$ m ou $S_v=1$ m.

5.9 Effets de la rigidité axiale du géosynthétique (géogrille) sur Les mécanismes de rupture

La troisième phase de l'étude c'est la même que la précédente sauf le changement de la rigidité axiale du géogrille (la longueur des nappes de géogrille toujours ($L=4,5$ m). $EA=1500 \times 2$ kN/m.

-Pour un espacement $S_v = 0,50$ m et une longueur $L=4,5$ m.

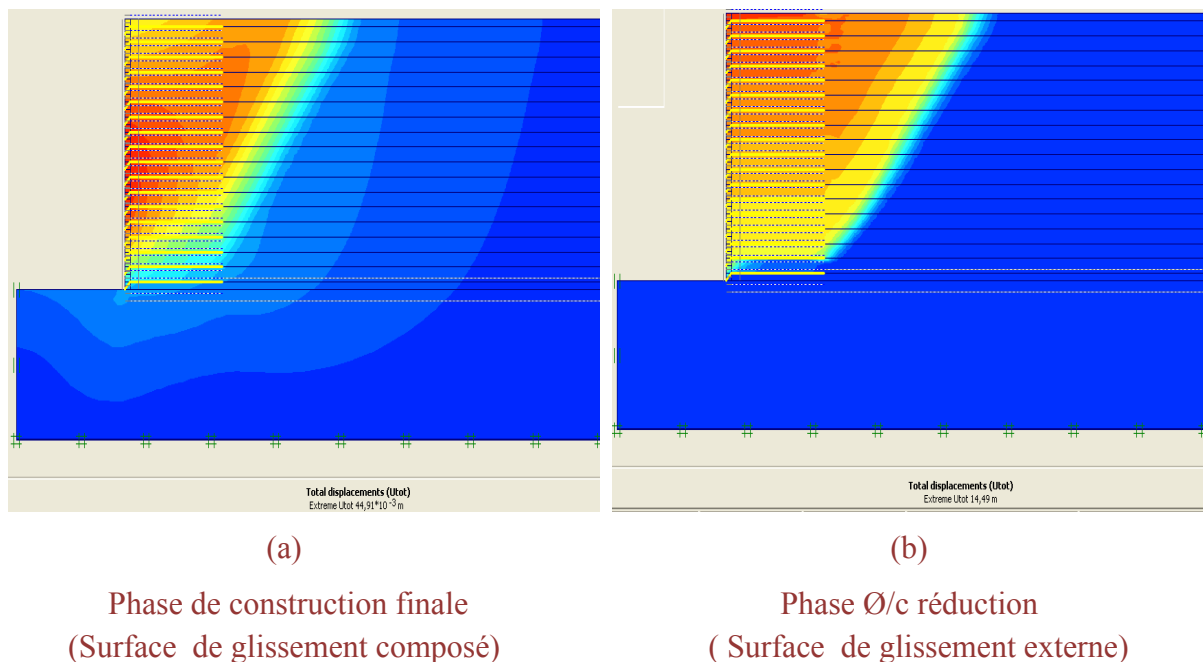


Figure 5-37: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5$ m, $L=4.5$ m . ($EA=3000$ kN/m).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 0,5$ m, $L=4,5$ m) est de $41,13 \times 10^{-3}$ m.

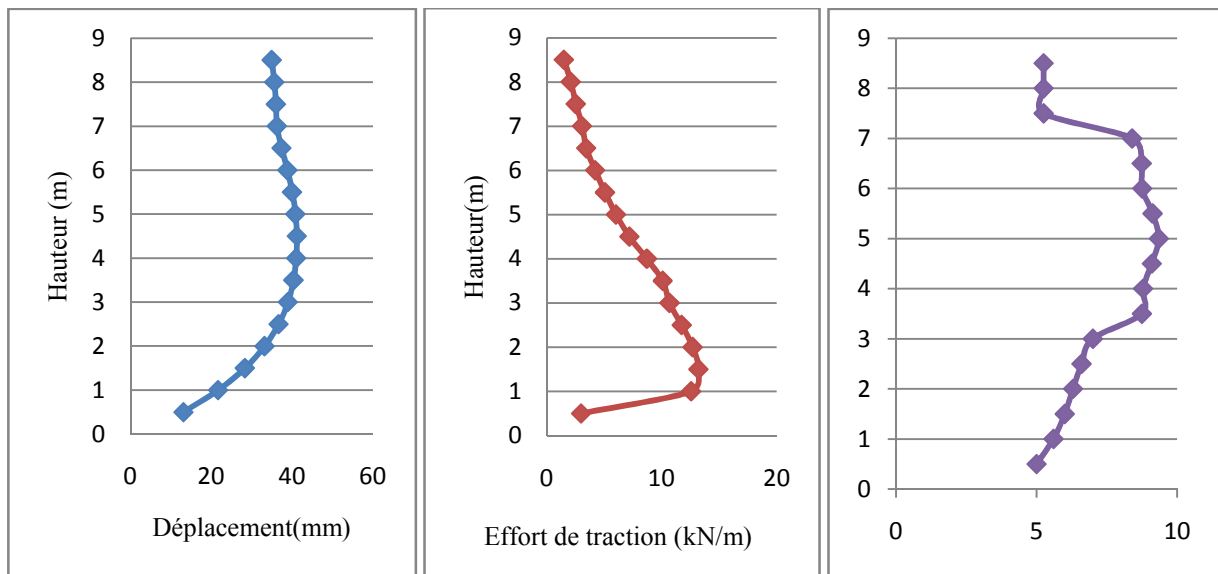


Figure 5-38: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 4,5$ m.

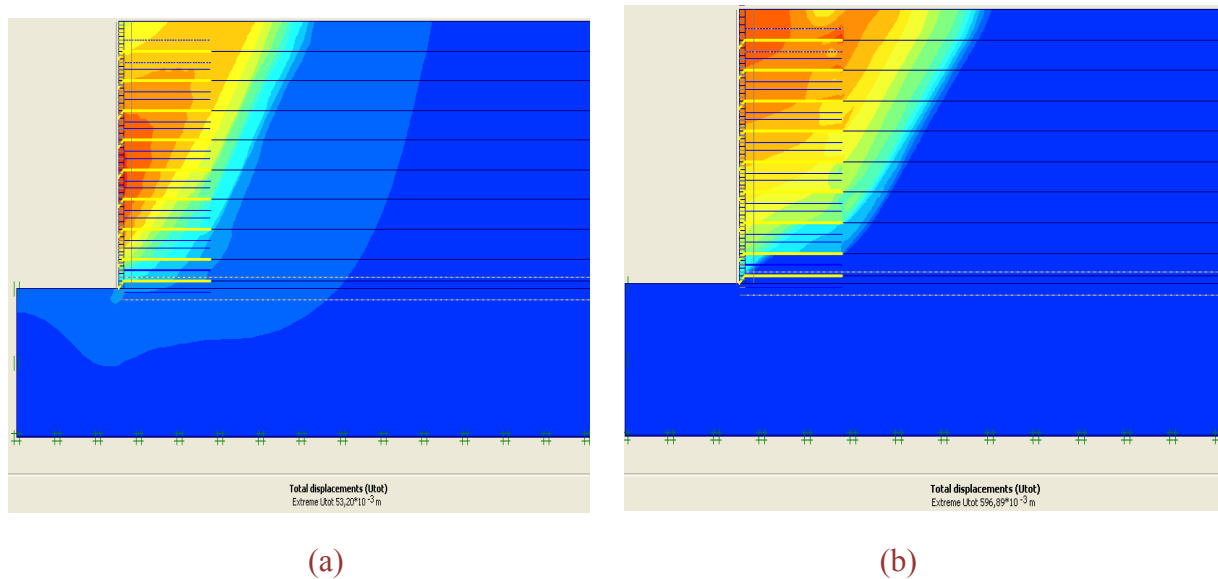


Figure 5-39: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1,0$ m, $L = 4,5$ m
($EA = 3000$ kN/m).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 1,0$ m, $L = 4,5$ m) est de $43,33 \times 10^{-3}$ m.

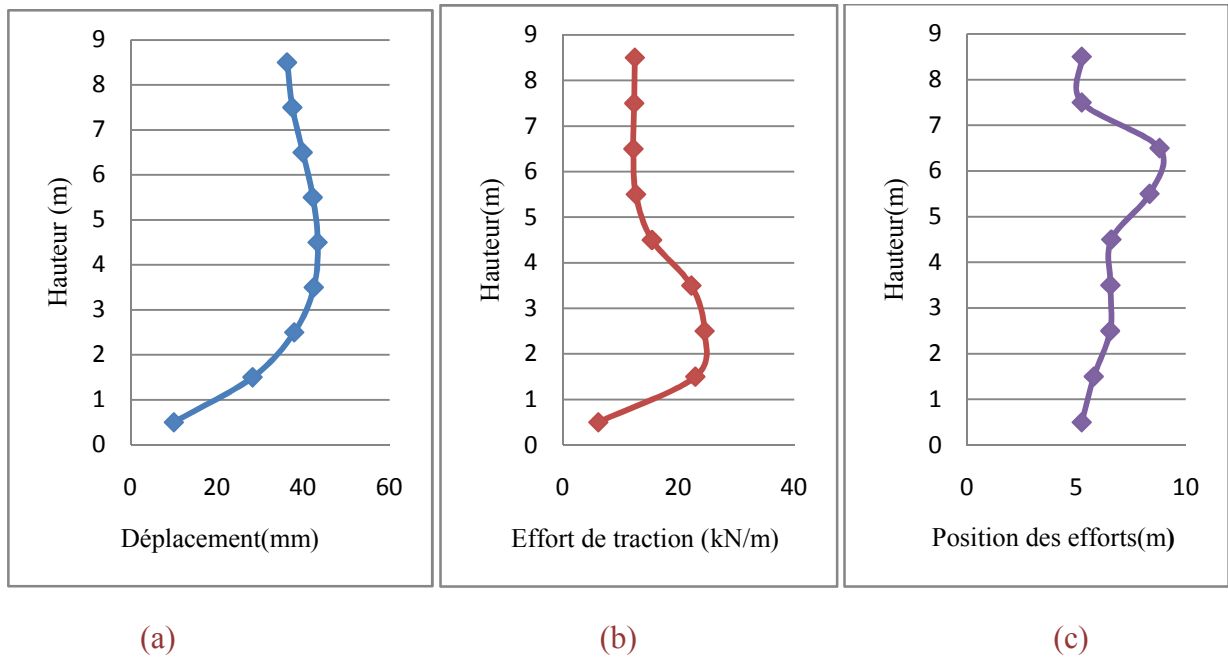


Figure 5-40: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 13,5$ m ($L/H = 1,5$).

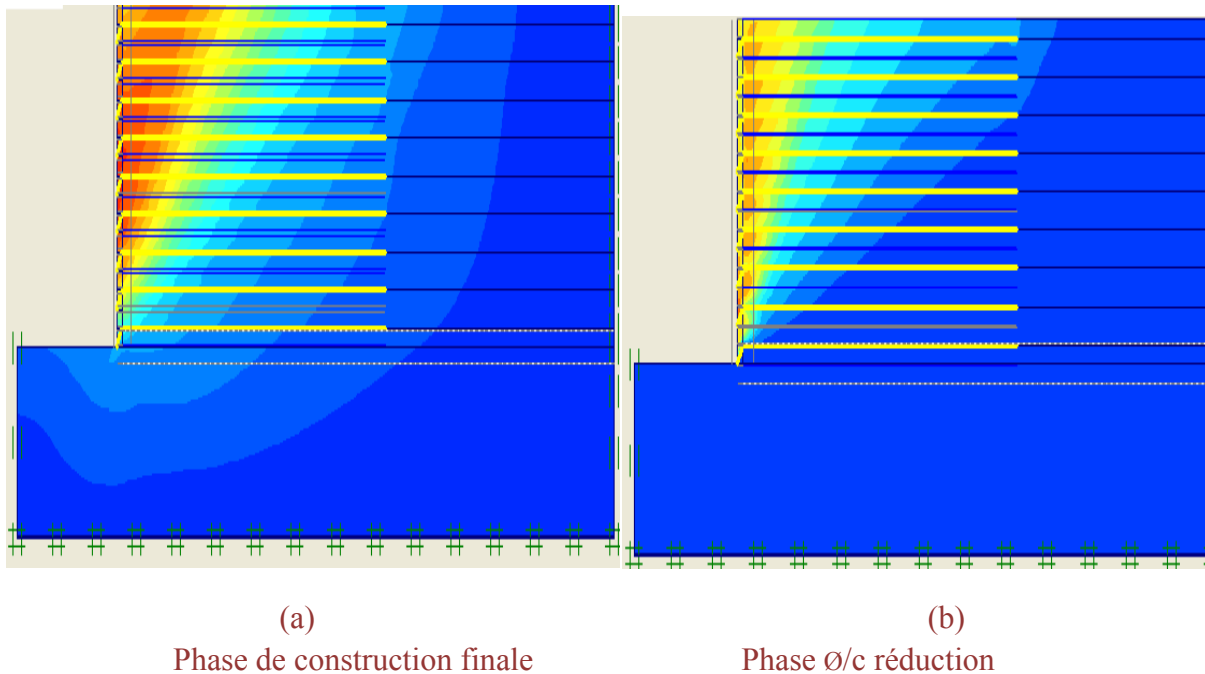
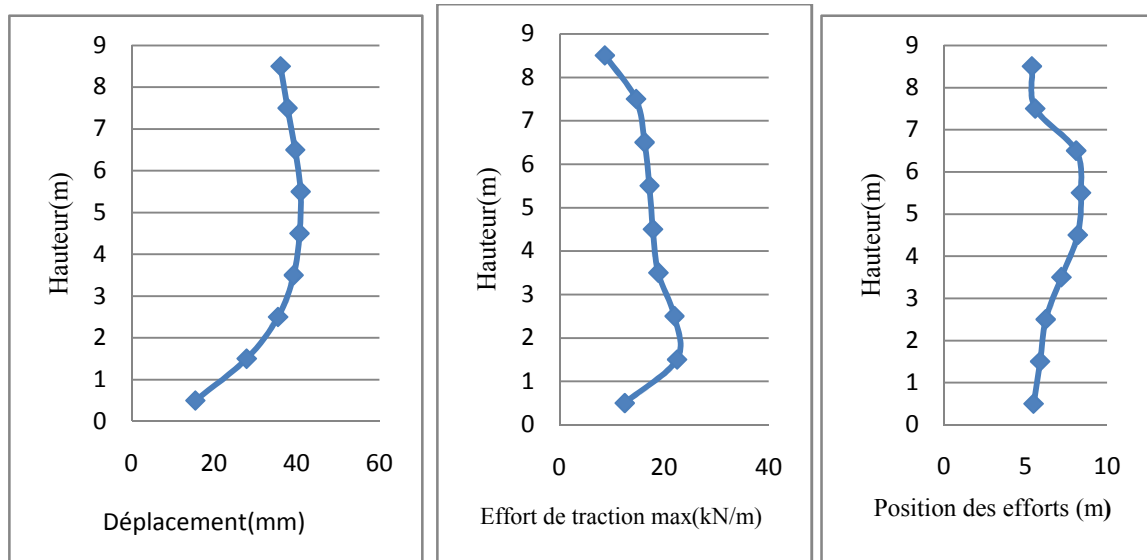


Figure 5-41: Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1,00$, m, $L = 13,5$ m.

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 1,0$ m, $L = 13,5$ m) est de $40,80 \times 10^{-3}$ m.

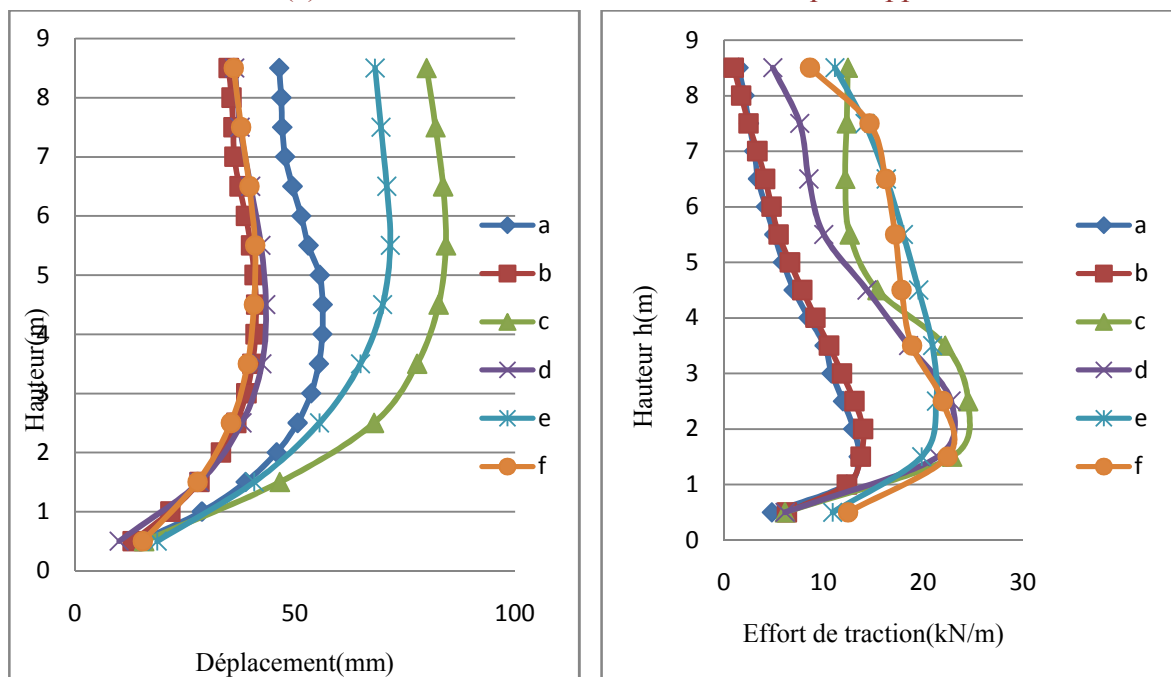


(a)

(b)

(c)

Figure 5-42 : (a) Déplacement des parements ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.



(a)

(b)

Figure 5-43 : (a) Déplacement du parement pour deux cas de rigidités, (b) Effort de traction max dans chaque nappe pour deux cas de rigidités.

- ◆ : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{ m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=0,5\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=3000\text{ kN/m}$.
- ▲ : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L=4,5\text{ m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ✕ : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=3000\text{ kN/m}$.
- * : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L=13,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- : pour $C=5\text{kN/m}^2$, $\varphi=35^\circ$, $S_v=1,0\text{m}$, $L=13,5\text{m}$, $EA=3000\text{ kN/m}$.

Longueur L(m)	Espacements (m)	la rigidité axiale (kN/m)	Déplacement (m)	Coefficient de sécurité (F)
4,5	0,5	1500	$54,28 \times 10^{-3}$	1,56
		3000	$41,13 \times 10^{-3}$	2,19
4,5	1	1500	$72,76 \times 10^{-3}$	1,67
		3000	$43,33 \times 10^{-3}$	1,9
13,5	1	1500	$75,58 \times 10^{-3}$	1,71
		3000	$40,80 \times 10^{-3}$	1,77

Tableau 5-7 : Résultats des analyses numériques (pour EA=3000 kN/m).

D'après la figure 5.43(a), on remarque que dans les cas des géogrilles à grande rigidité (EA=3000 kN/m) espacés de 0.5m et 1m, le déplacement du parement est faible et presque invariable quelque soit la longueur de la géogrilles (4,5 m ou 13,5 m). Néanmoins dans le cas d'une faible rigidité, les déplacements sont inversement proportionnels à la longueur. Concernant l'effort de traction, on remarque que l'effort de traction affectant chaque nappe est inversement proportionnel à la rigidité axiale (voir figure 5.43(b)).

D'autre part, Il y a lieu de noter aussi qu'en augmentant la rigidité axiale (EA), on constate que le coefficient de sécurité augmente et le déplacement diminue (voir Tableau 5.7).

5.10 L'influence des propriétés mécaniques du sol renforcé sur les mécanismes de rupture

La quatrième phase de l'étude c'est la même que la précédente sauf le changement des propriétés mécaniques du sol (le remblai) la longueur des nappes de géogrille est : L/H=0,5 - L/H=0,67 - L/H=1 - L/H=1,5.

- la rigidité axiale du géogrille EA = 1500 kN/m
- La cohésion C =50 kN/m³.
- L'angle de frottement $\phi=5^\circ$.

-Pour un espacement $S_v=0,50$ m et une longueur L=4,50m (L/H =0,5).

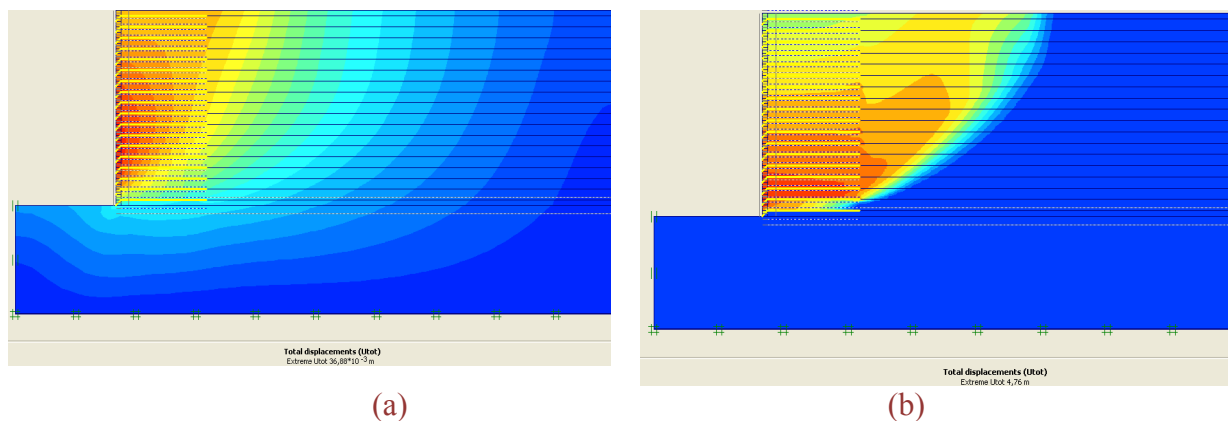


**Figure 5-44 : Modèle C₁ :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5$ m.
L=4.5m (pour le remblai C=50 kPa, $\phi=5^\circ$).**

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=0,5\text{m}$, $L=4,5\text{ m}$) est de $36,88 \times 10^{-3}\text{ m}$.

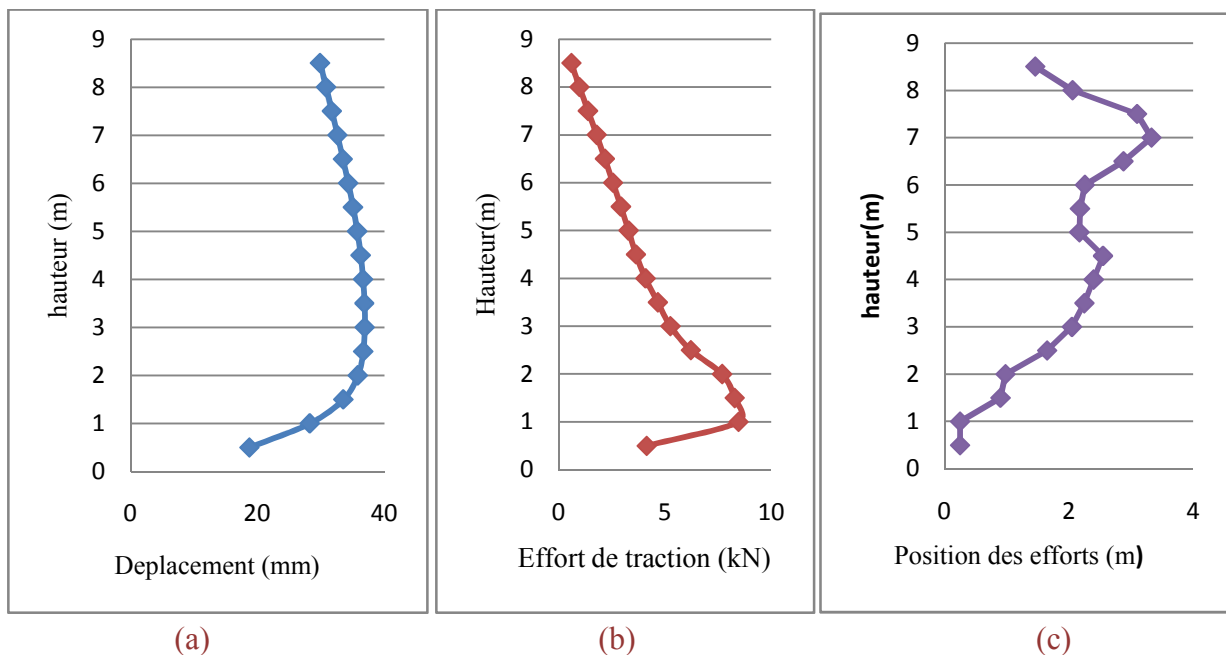


Figure 5-45:(a) Déplacement des parements ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v= 1,00\text{ m}$ et une longueur $L=4,50\text{m}$ ($L/H=0,5$).

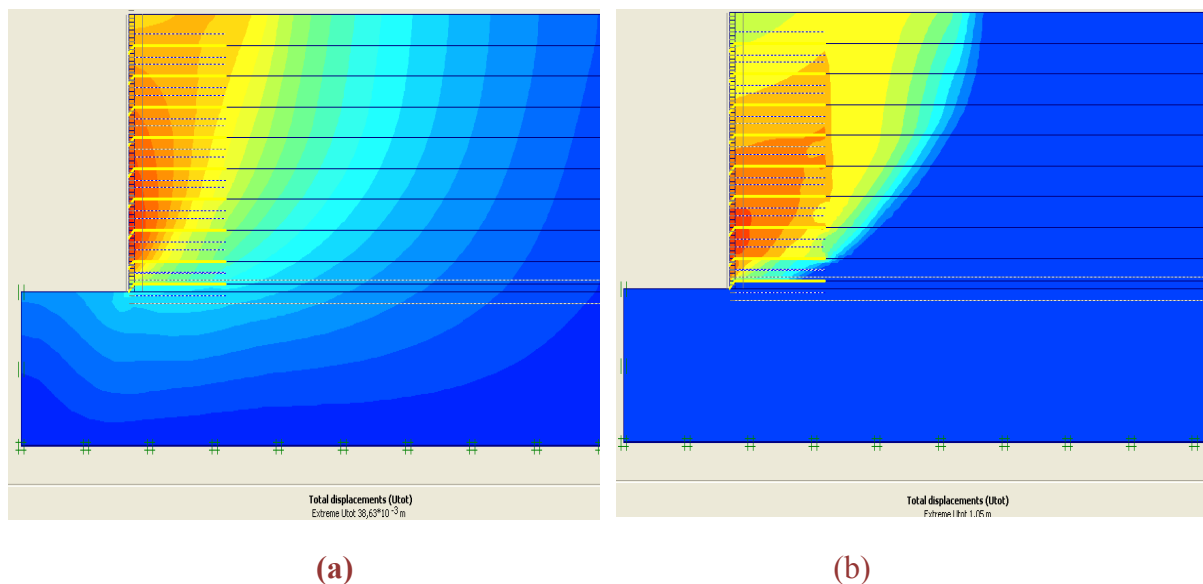


Figure 5-46: Modèle C_5 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=1.0\text{m}$, $L=4.5\text{m}$ (pour le remblai $C=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1\text{m}$, $L/H=0,5$) est de $38,63 \times 10^{-3}\text{ m}$.

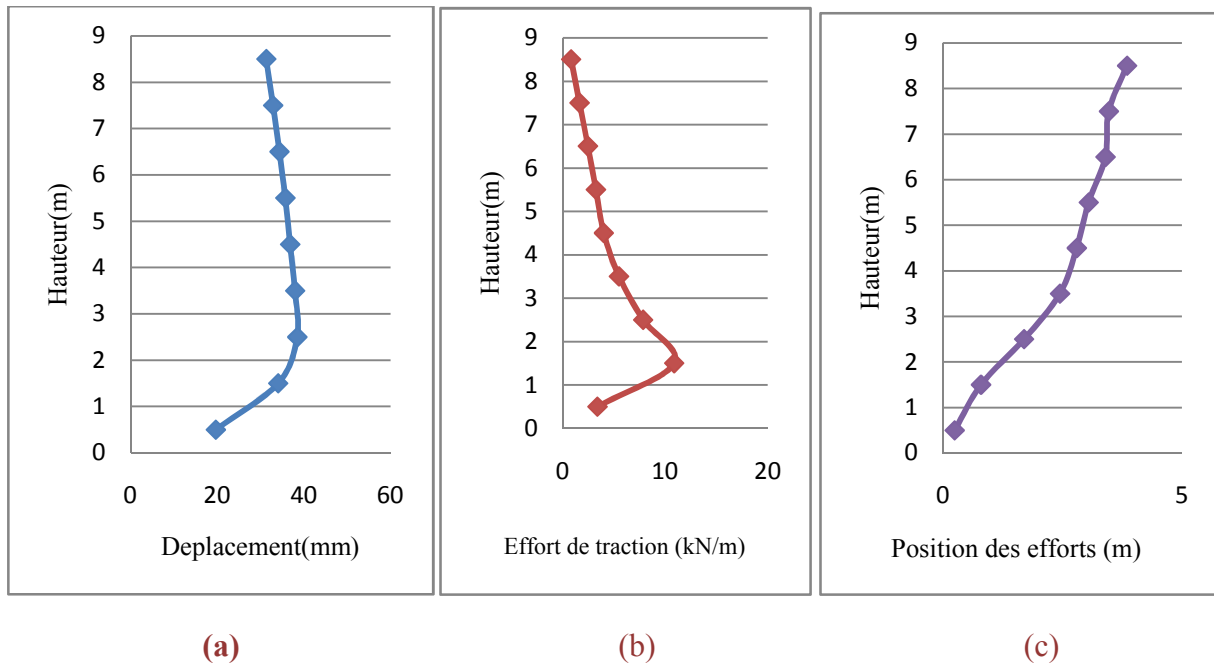


Figure 5-47:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 0,50$ m et une longueur $L=6,00$ m ($L/H = 0,67$).

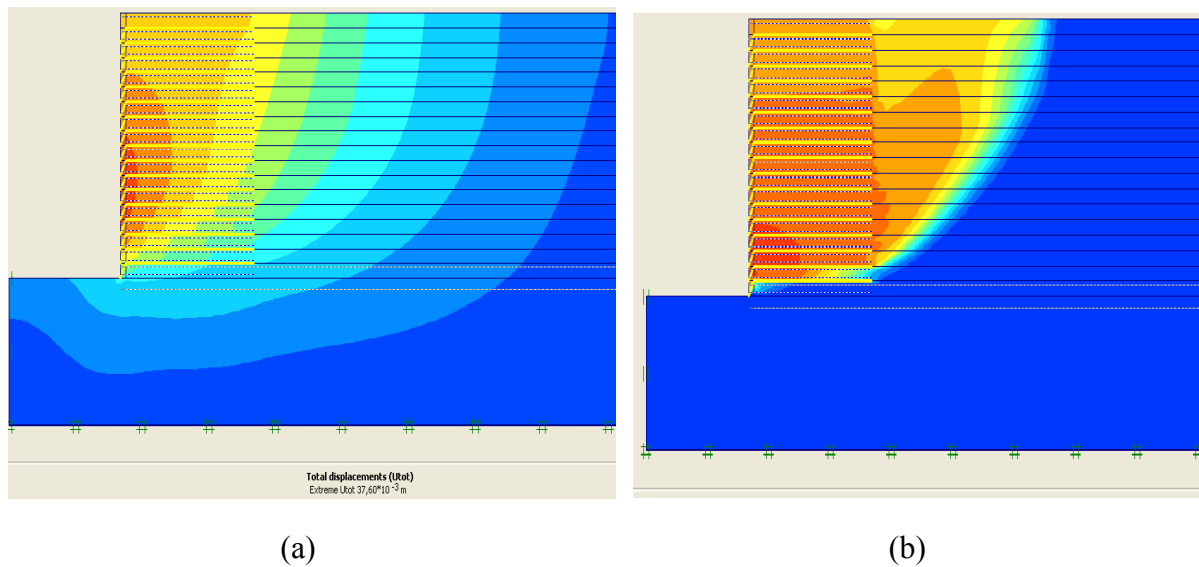
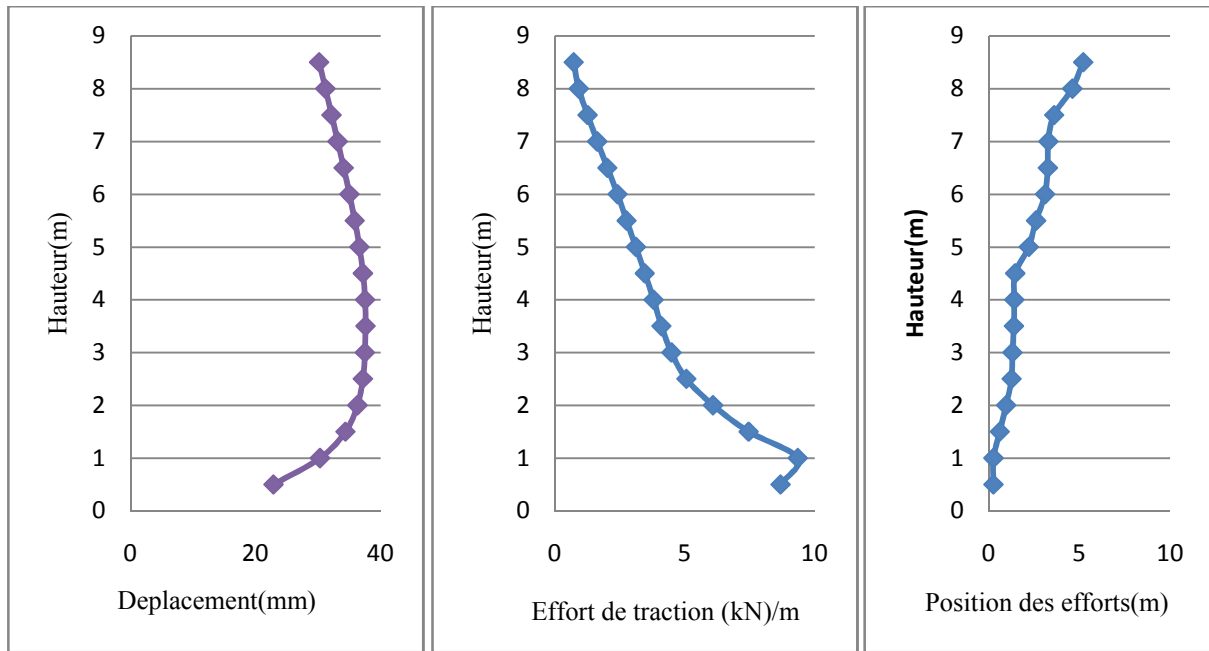


Figure 5-48: Modèle C_2 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5$ m, $L=6$ m (pour le remblai $C=50$ kPa, $\phi=5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=0,5$ m, $L/H=0,67$ m) est de $37,60 \times 10^{-3}$ m..



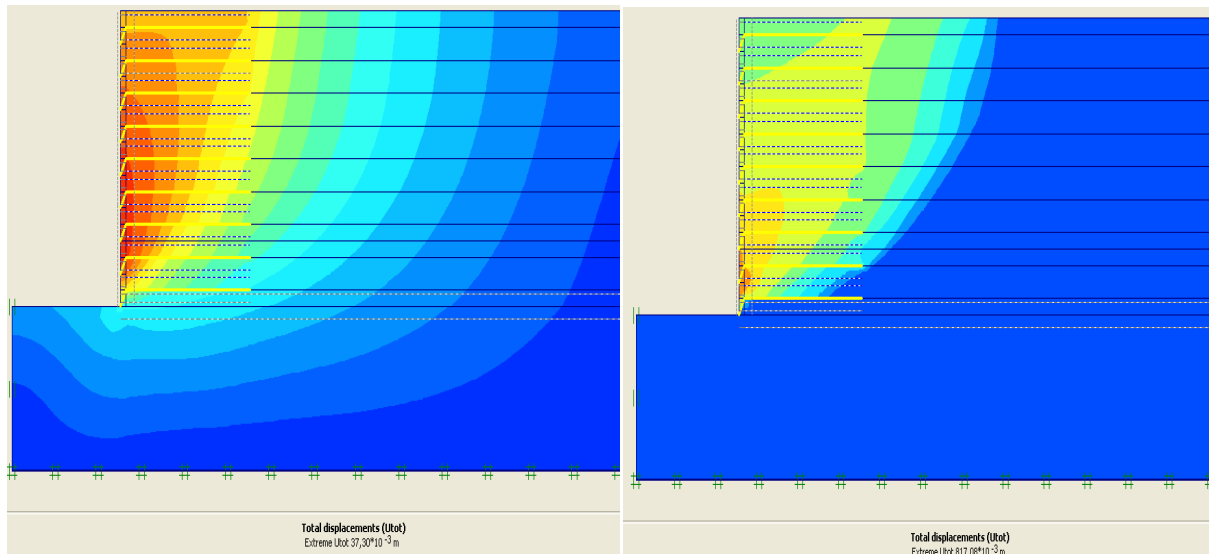
(a)

(b)

(c)

Figure 5-49:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 6,00$ m ($L/H = 0,67$).



(a)

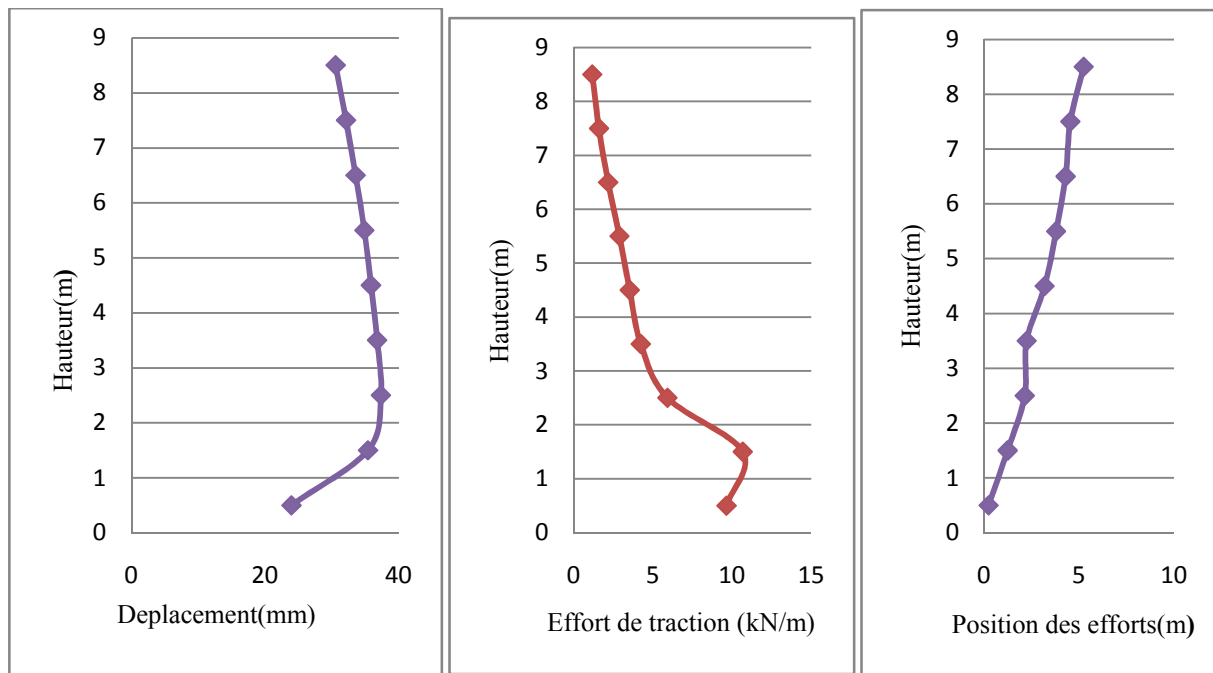
(b)

Phase de construction finale

Phase Ø/c réductionμ

Figure 5-50: Modèle C_6 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1.0$ m, $L = 6.0$ m (pour le remblai $C = 50$ kPa, $\phi = 5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v = 1$ m, $L/H = 0,67$) est de $37,30 \times 10^{-3}$ m.



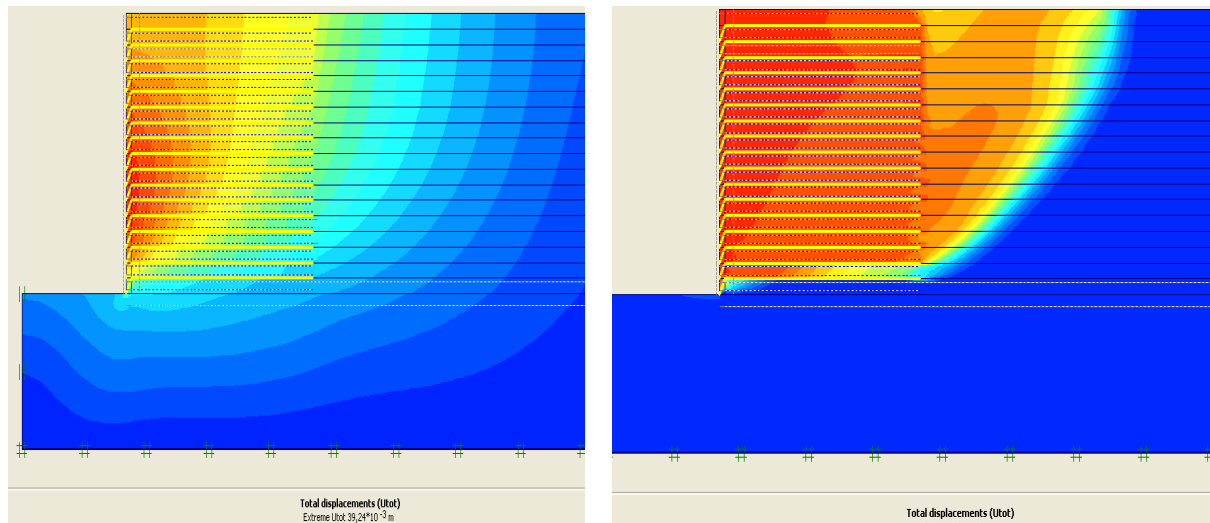
(a)

(b)

(c)

Figure 5-51:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 0,50$ m et une longueur $L=9,00$ m ($L/H=1$).



(a)

(b)

Phase de construction finale

Phase Ø/c réduction

Figure 5-52: Modèle C_3 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5$ m, $L=9.0$ m
(pour le remblai $C=50$ kPa, $\phi=5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v=0,5$ m, $L/H=1$ m) est de $39,24 \times 10^{-3}$ m .

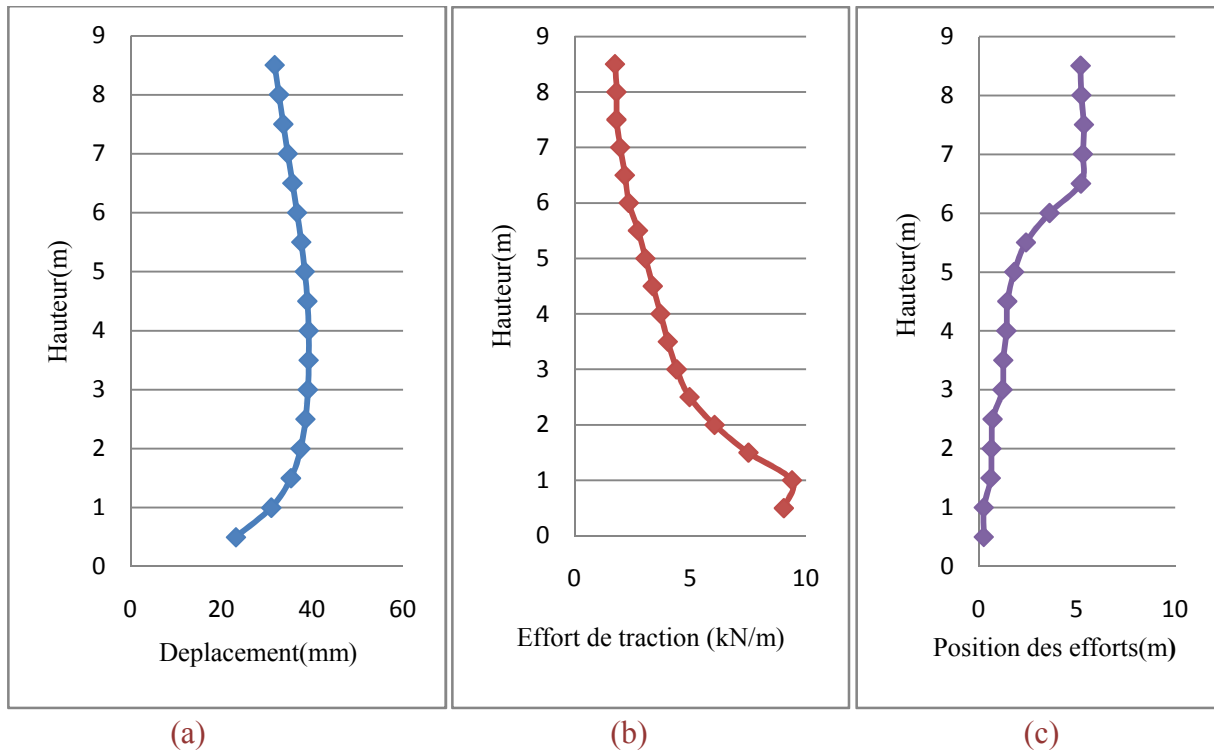


Figure 5-53:(a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;(c) localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 9,00$ m ($L/H = 1$).

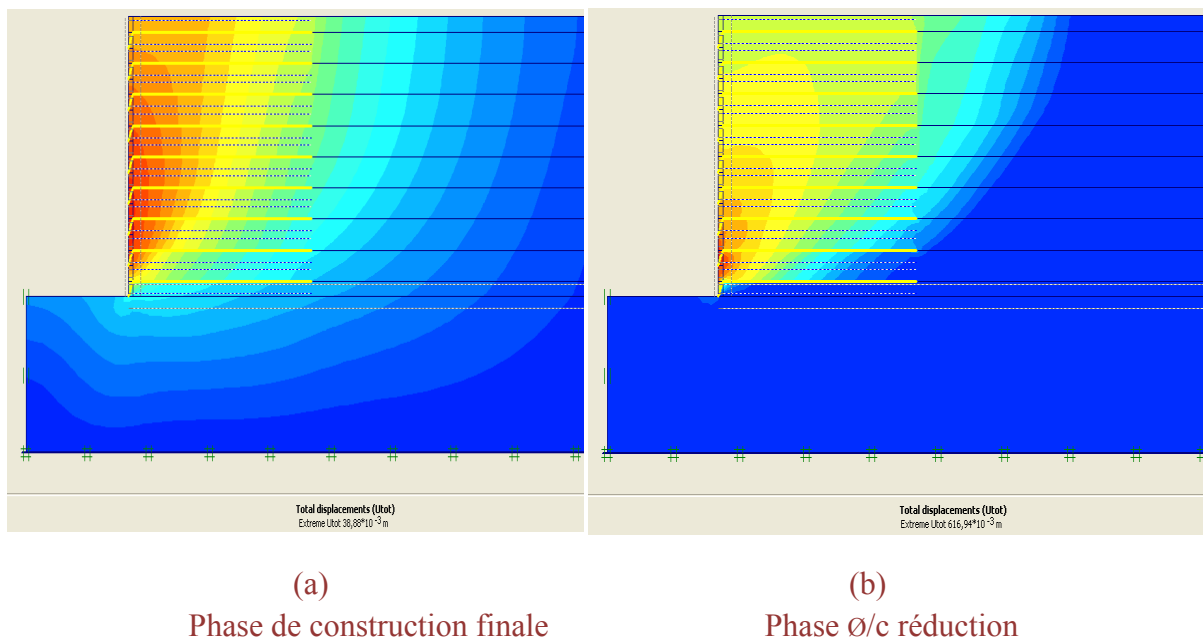


Figure 5-54: Modèle C_1 : Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1.0$ m, $l = 9.0$ m (pour le remblai $c = 50$ kPa, $\phi = 5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas $S_v = 1$ m, $L = 9,0$ m est de $38,88 \times 10^{-3}$ m .

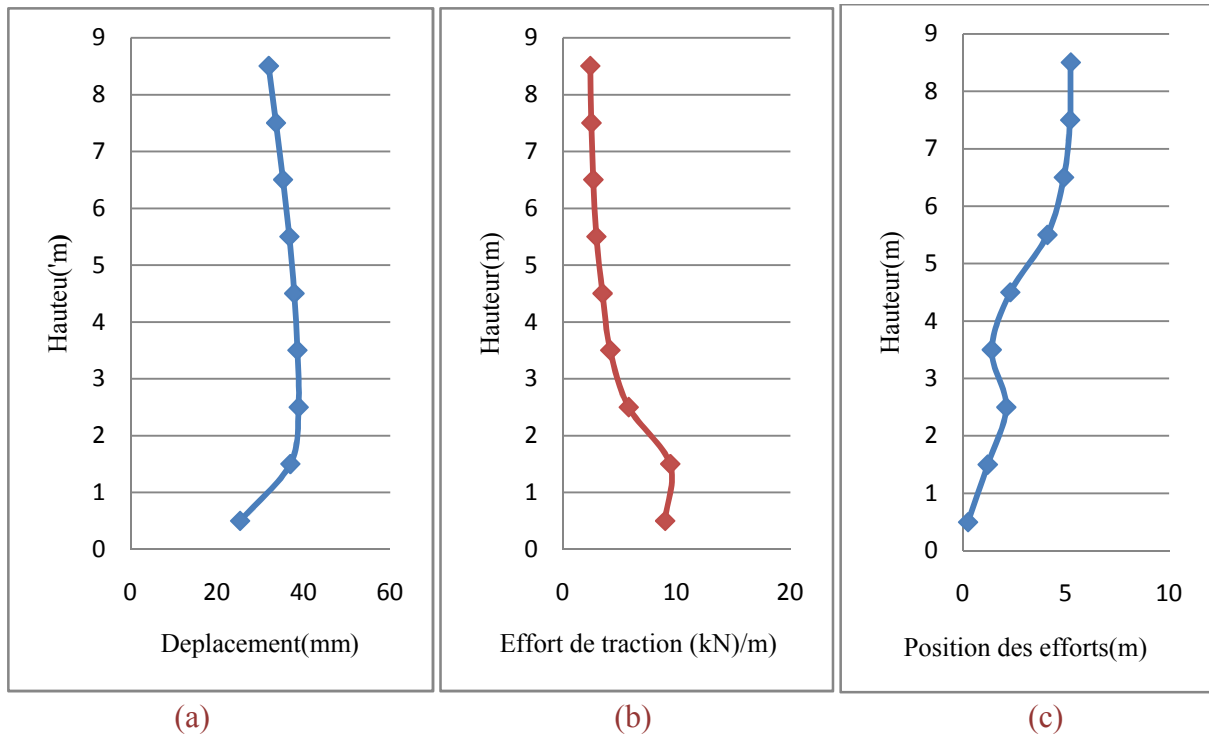


Figure 5-55:(a) Déplacement des parements ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 0,50$ m et une longueur $L=13,5$ m ($L/H = 1,5$).

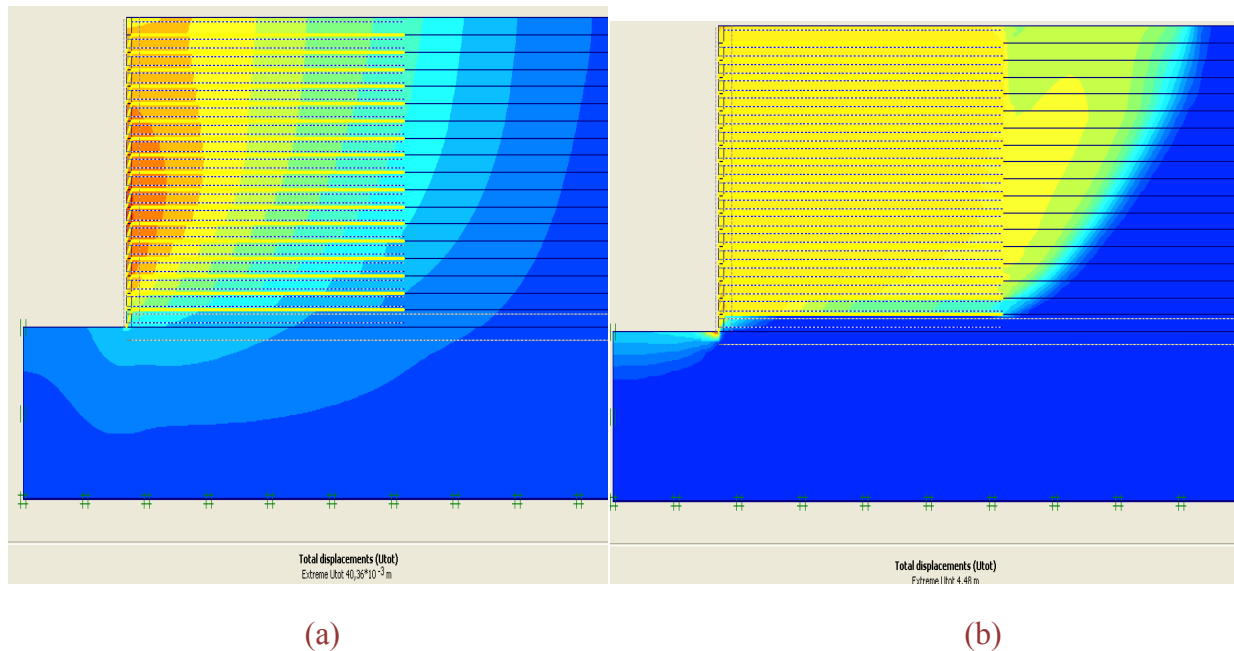
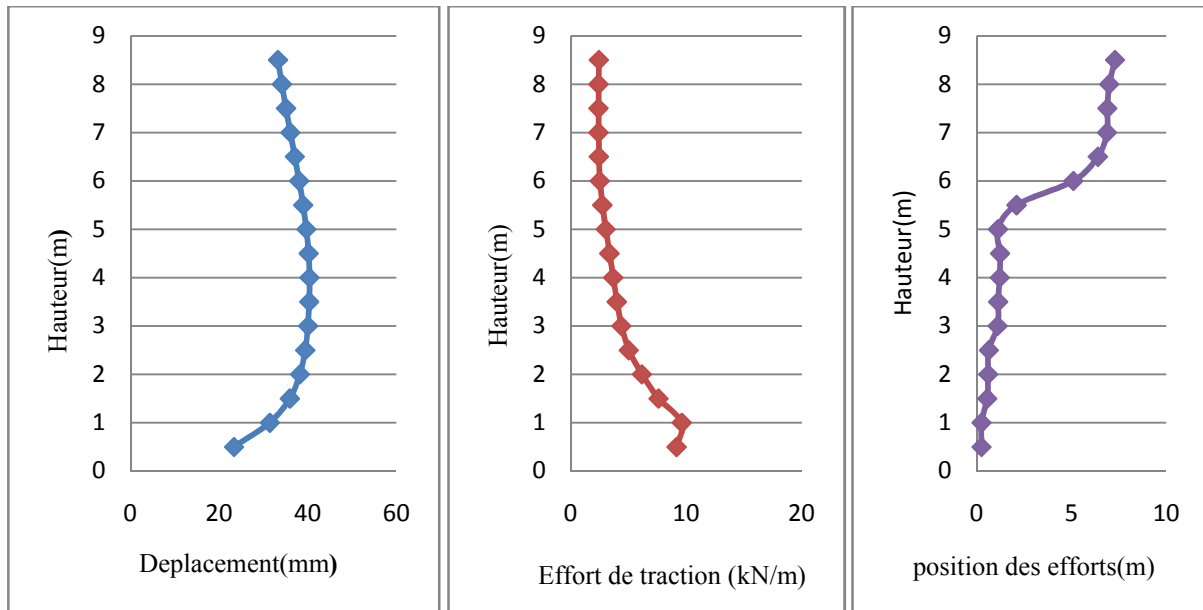


Figure 5-56: Modèle C_4 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v=0.5$ m, $L=13.5$ m
(pour le remblai $C=50$ kPa , $\phi=5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=0,5$ m, $L/H=1,5$ m) est de $40,36 \times 10^{-3}$ m .



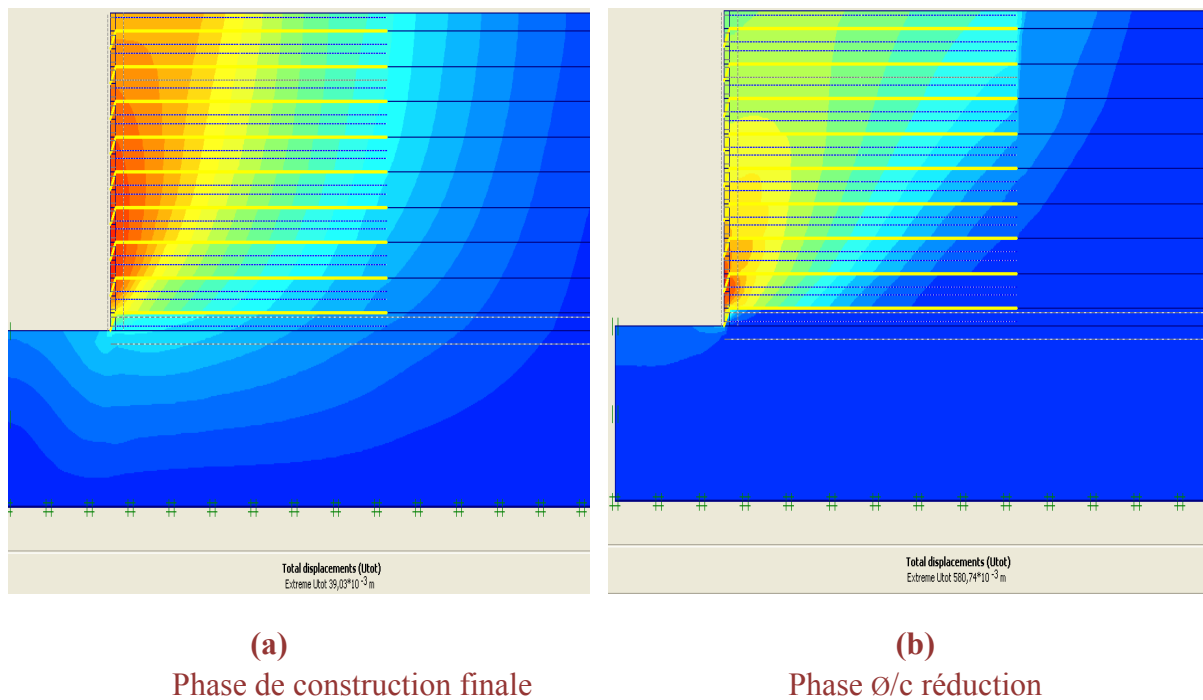
(a)

(b)

(c)

Figure 5-57: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ;
(c) Localisation des efforts max dans chaque nappe.

-Pour un espacement $S_v = 1,00$ m et une longueur $L = 13,50$ m ($L/H = 1,5$).



(a)

(b)

Phase de construction finale

Phase Ø/c réduction

Figure 5-58: Modèle C_8 :Contour de déformation de cisaillement pour $S_v = 1.0$ m, $L = 13.5$ m
(pour le remblai $C = 50$ kPa , $\phi = 5^\circ$).

Le déplacement maximal enregistré à la fin de la phase de construction pour ce cas ($S_v=1\text{m}, L/H=1,5\text{m}$) est de $39,03 \times 10^{-3}\text{m}$.

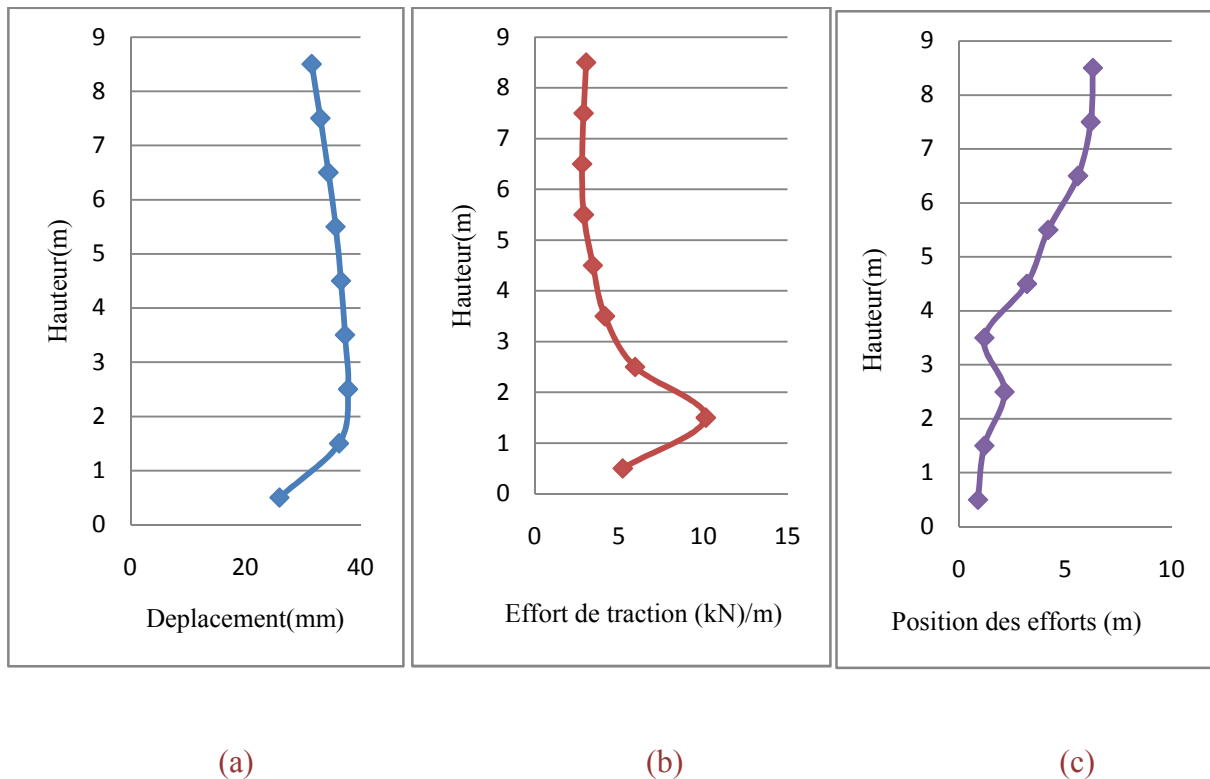


Figure 5-59: (a) Déplacement des parments ;(b) Effort de traction max dans chaque nappe ; (c)Localisation des efforts max dans chaque nappe.

À la différence du remblai granulaire, la concentration des lignes de rupture pour un remblai cohérent est presque aléatoire dans la phase de construction (voir figure 5.45 (c), 5.47 (c), 5.49(c), 5.51(c), 5.53(c), 5.55 (c), 5.57 (c), 5.59 (c)). Dans la phase ϕ/c réduction l'analyse des différents modèles montrent que les contraintes par accroissement de cisaillement se concentrent le long d'une zone bilinéaire (voir figure 5.44(b)- 5.46(b)- 5.48 (b)- 5.50(b)- 5.52(b)- 5.54(b)- 5.56(b)- 5.58(b)).

Ce comportement était semblable à celui obtenu pour des modèles avec un remblai granulaire. Cette observation indique que pour un remblai cohésif l'état critique de rupture est externe à la zone renforcée.

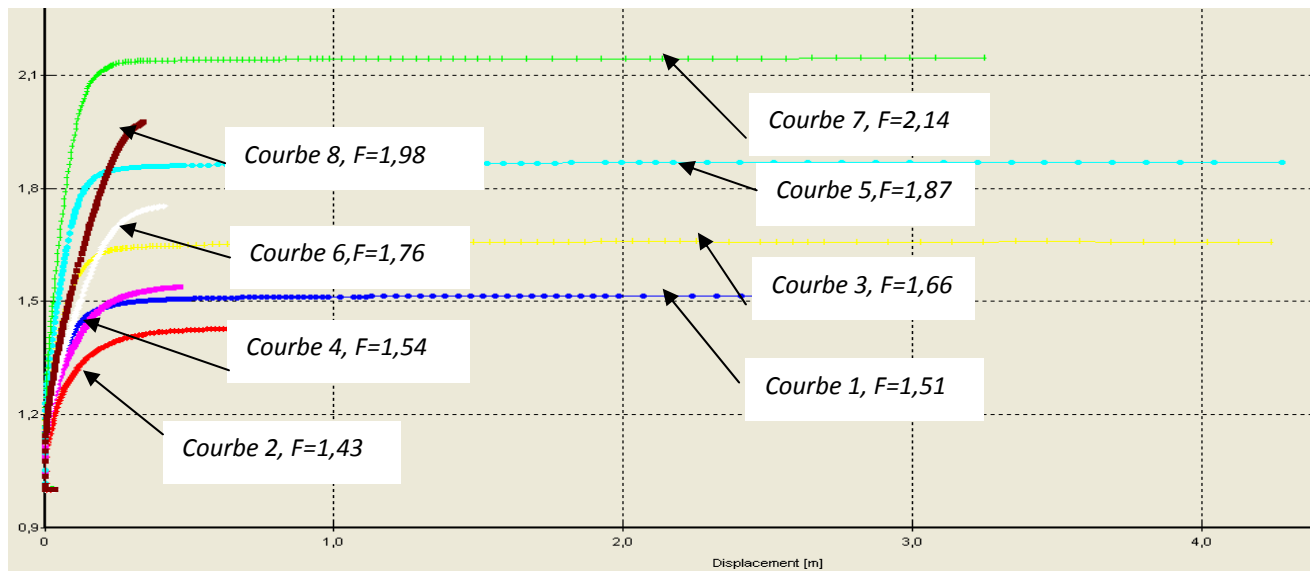


Figure 5-60: Courbe coefficient de sécurité en fonction des déplacement.

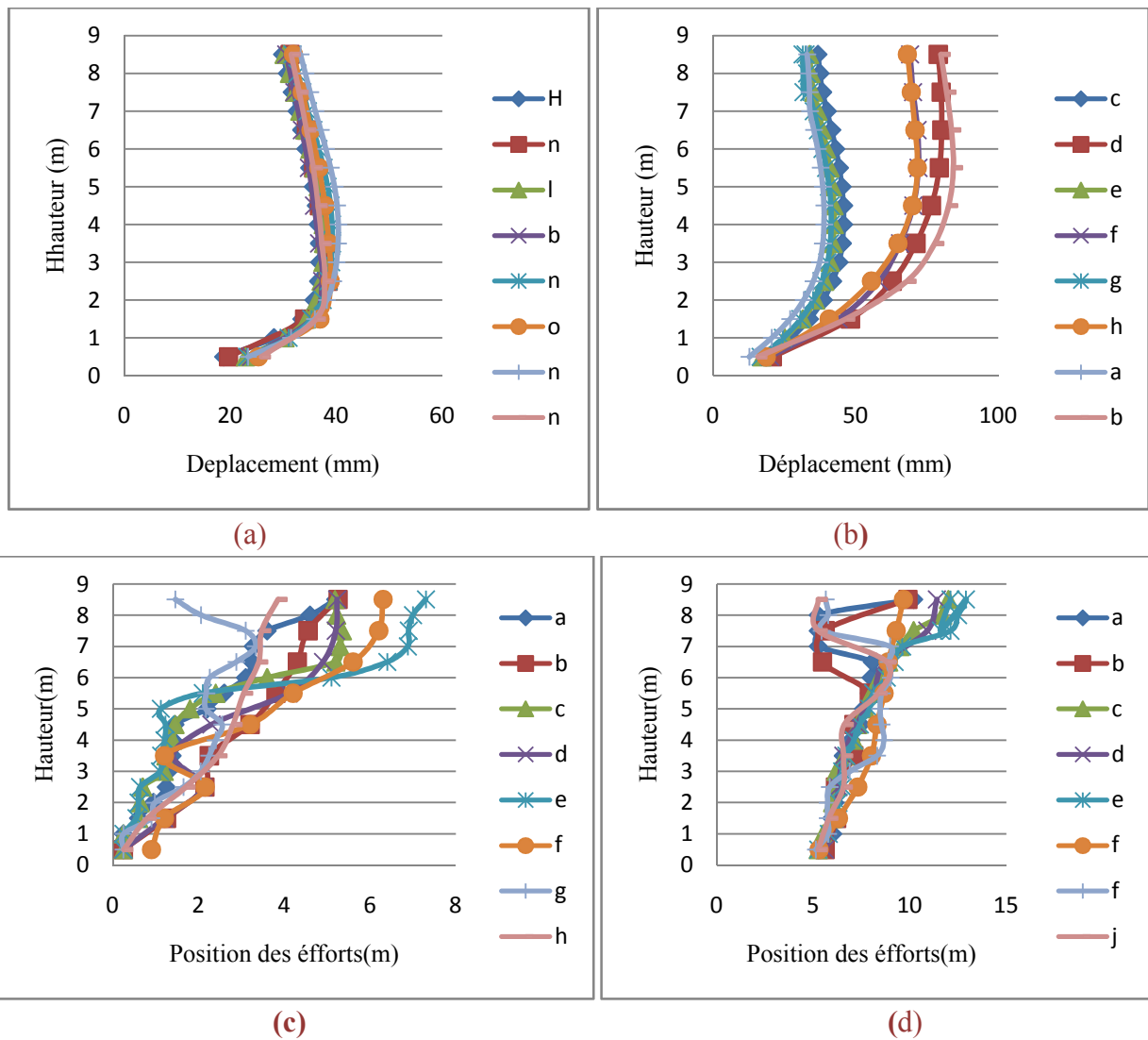


Figure 5-61: (a) Déplacement du parement pour sol cohérent ($C=50\text{kN/m}^2$) ; (b) Déplacement du parement pour sol pulvérulent ($C=5\text{kN/m}^2$), (c) Position des efforts de tractions pour sol pulvérulent, (d) Position des efforts de traction pour sol cohérent.

On remarque que dans le cas des sols cohérents, les déplacements des parements sont presque les mêmes et sont de l'ordre de 40mm comparativement aux sols pulvérulents qui atteignent des valeurs de l'ordre de 80mm lorsque l'espacement est important (espacement de 1m) et ce quelque soit la variation de la longueur (voir figure 5.60 (a) et (b)).

Néanmoins, lorsqu'on considère un petit espacement vertical entre les nappes de géogrilles ($S_v=0,5$ m), les déplacements sont presque semblables pour les deux types de sols (cohérent et pulvérulent) et sont de l'ordre de 40mm au maximum..

On peut déduire de ce qui précède que pour un sol cohérent le déplacement du parement n'est pas tributaire de l'espacement des nappes de géogrilles ainsi leur longueur. Cependant pour un sol pulvérulent on a deux types de comportement en fonction de l'espacement entre géogrilles. Le déplacement du parement est plus important lorsque l'espacement est de 1m. La longueur des géogrilles semble avoir un faible effet.

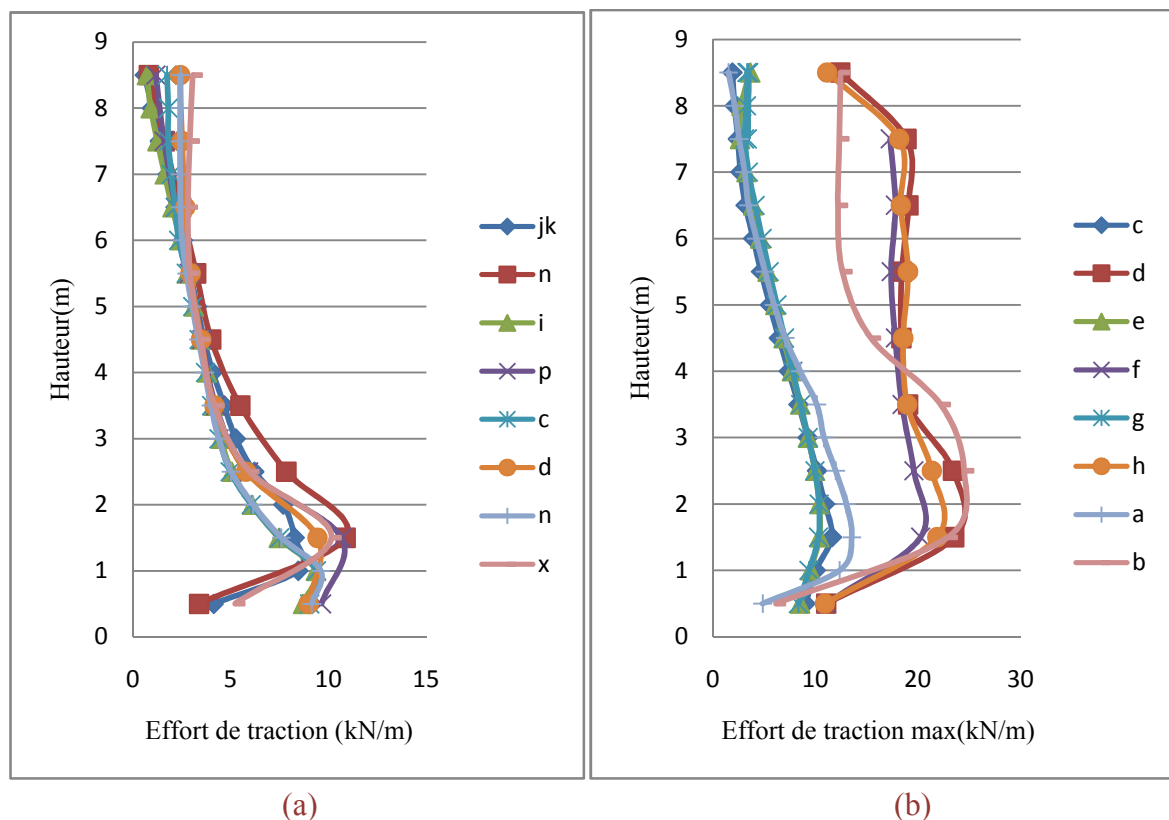


Figure 5-62 : (a) Effort de traction max dans chaque nappe pour sol cohérent($C=50 \text{ kN/m}^2$),
(b) Effort de traction max dans chaque nappe pour sol pulvérulent($C=5 \text{ kN/m}^2$).

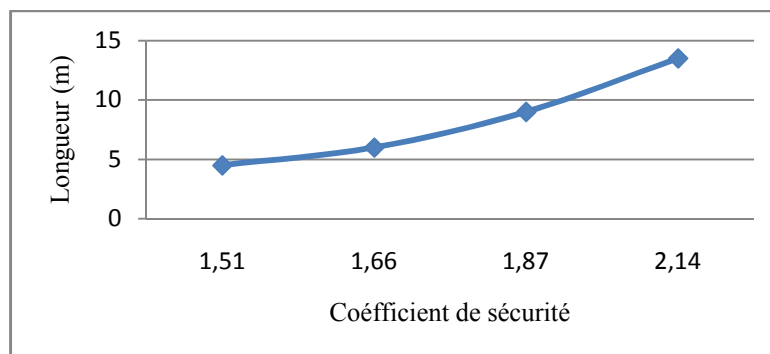
- ♦— :pour $S_v=0,5\text{m}$, $L=13,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- :pour $S_v=1,0\text{ m}$, $L=13,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ▲— :pour $S_v=0,5\text{m}$, $L=9,0\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ✕— :pour $S_v=1,0\text{m}$, $L=9,0\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- ✱— :pour $S_v=0,5\text{m}$, $L=6,0\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- :pour $S_v=1,0\text{m}$, $L=6,0\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- +— :pour $S_v=0,5\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.
- — :pour $S_v=1,0\text{m}$, $L=4,5\text{m}$, $EA=1500\text{ kN/m}$.

Dans le cas des sols cohérents, la variation de l'effort de traction maximal a pratiquement la même tendance, et présente un pic à 1.5 m du sol de fondation (voir figure 5.60 (a))et atteint une valeur de l'ordre de 10 kN/m. Quant aux sols pulvérulents, l' effort de traction est presque le double surtout dans le cas du grand espacement ($S_v=1\text{m}$) par rapport aux sols cohérents. En revanche dans les cas du petit espacement ($S_v=0,5\text{m}$) l' effort de traction maximum est presque le même quelque soit le type de sol (pulvérulent ou cohérent). Il est également d'environ 10 kN/m).

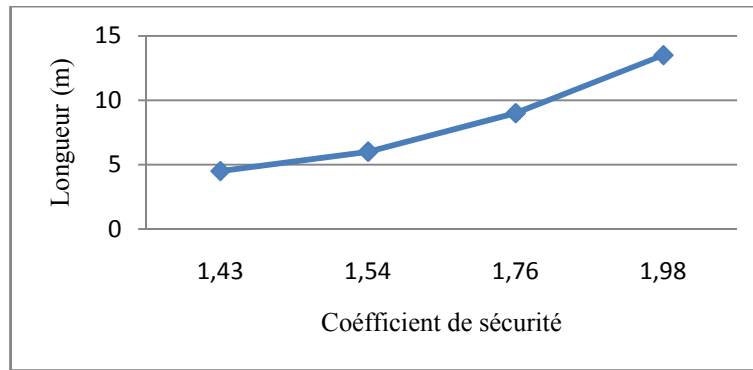
L'évolution de la courbe de l'effort de traction des sols pulvérulents est progressive et ne présente pas un pic manifeste par rapport au sol cohérent.

Espacements S(m)	Longueur L/H	Déplacement U (m)	Coefficient De sécurité (F)
0,5	0,5	$36,88 \times 10^{-3}$	1,51(courbe01)
0,5	0,67	$37,6 \times 10^{-3}$	1,66(courbe03)
0,5	1	$39,24 \times 10^{-3}$	1,87(courbe05)
0,5	1,5	$40,36 \times 10^{-3}$	2,14(courbe07)
1	0,5	$38,63 \times 10^{-3}$	1,43(courbe02)
1	0,67	$37,3 \times 10^{-3}$	1,54(courbe04)
1	1	$38,88 \times 10^{-3}$	1,76(courbe06)
1	1,5	$39,03 \times 10^{-3}$	1,98(courbe08)

Tableau 5-8 Résultats des analyse numérique (pour $C=50\text{ kPa}$, $\phi=5^\circ$).



Courbe a ($S_v=0.5\text{m}$).



Courbe b ($S_v=1.0m$).

Figure 5-63 : Coefficient de sécurité en fonction de la longueur ($C=50kPa$, $\phi=5$ degré).

Il y a lieu de noter que lorsque l'on augmente la longueur des nappes de géogridle, on constate que le coefficient de sécurité augmente (voir figure 5.63 : courbe (a), et courbe (b)).

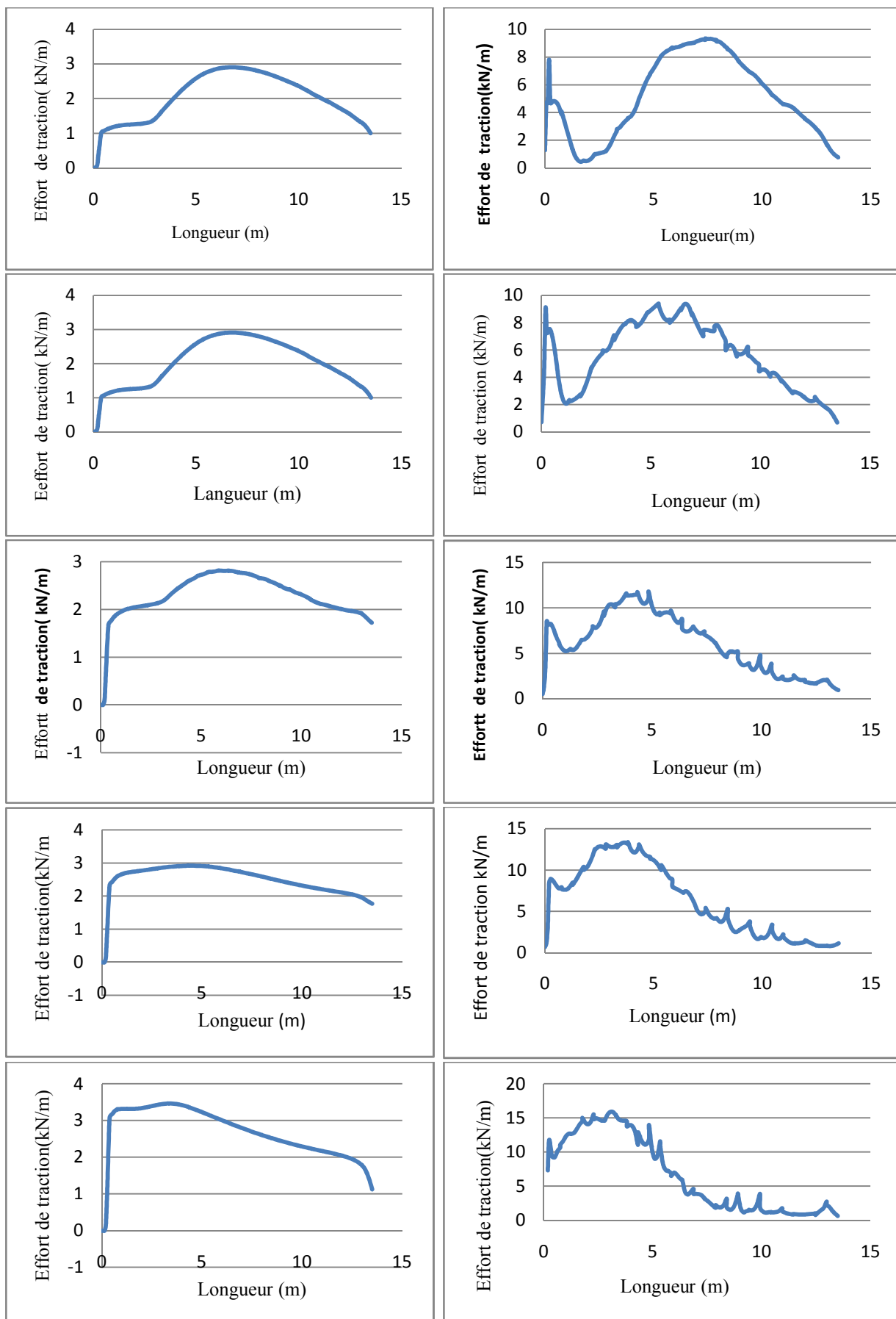
type de sol	Longueur L/H	Espacements $S_v(m)$	45 + $\phi/2$	Inclinaison de la ligne de rupture apparente à la fin de la phase de construction	Coefficient de sécurité F
				Ce mémoire	Ce mémoire
sol pulvérulent	0,5	0,5	62.5°	48	1,62
	0,67	0,5		57	1,84
	1	0,5		59	2,2
	1,5	0,5		55	2,57
	0,5	1		53	1,54
	0,67	1		54	1,68
	1	1		59	1,73
	1,5	1		58	1,77
sol cohérent	0,5	0,5	47.5°	/	1,51
	0,67	0,5		/	1,66
	1	0,5		/	1,87
	1,5	0,5		/	2,14
	0,5	1		/	1,43
	0,67	1		/	1,54
	1	1		/	1,76
	1,5	1		/	1,98

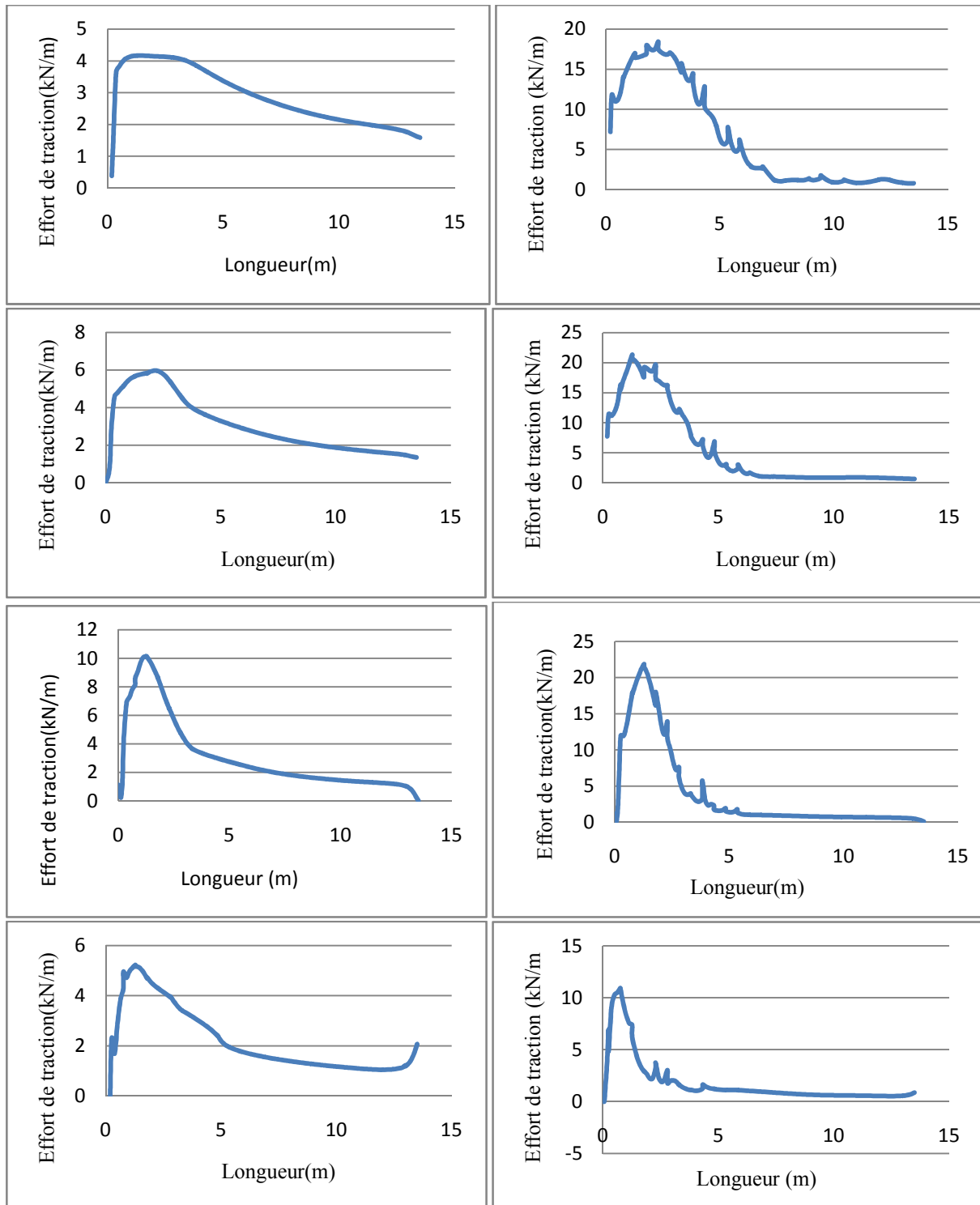
Tableau 5-9 : Résumé des résultats de l'analyse par éléments finis.

type de Sol	Espacements $S_v(m)$	Longueur L/H (m)	Déplacement U (m)	Coefficient de sécurité (F)	Type de glissement
sol pulvérulent	0,5	0,5	$51,19 \cdot 10^{-3}$	1,62	composé
	0,5	0,67	$44,99 \cdot 10^{-3}$	1,84	interne
	0,5	1	$42,49 \cdot 10^{-3}$	2,2	interne
	0,5	1,5	$41,91 \cdot 10^{-3}$	2,57	interne
	1	0,5	$74,02 \cdot 10^{-3}$	1,54	composé
	1	0,67	$66,5 \cdot 10^{-3}$	1,68	interne
	1	1	$63,37 \cdot 10^{-3}$	1,73	interne
	1	1,5	$79,65 \cdot 10^{-3}$	1,77	interne
sol cohérent	0,5	0,5	$36,88 \cdot 10^{-3}$	1,51	composé
	0,5	0,67	$37,6 \cdot 10^{-3}$	1,66	interne
	0,5	1	$39,24 \cdot 10^{-3}$	1,87	interne
	0,5	1,5	$40,36 \cdot 10^{-3}$	2,14	interne
	1	0,5	$38,63 \cdot 10^{-3}$	1,43	composé
	1	0,67	$37,31 \cdot 10^{-3}$	1,54	interne
	1	1	$38,88 \cdot 10^{-3}$	1,76	interne
	1	1,5	$39,03 \cdot 10^{-3}$	1,98	interne
sol pulvérulent	0,2	0,5	$13,11 \cdot 10^{-3}$	1,97	composé
	0,4	0,5	$15,27 \cdot 10^{-3}$	1,88	composé
	0,6	0,5	$16,34 \cdot 10^{-3}$	1,84	composé
	0,8	0,5	$39,90 \cdot 10^{-3}$	1,70	composé
	1	0,5	$74,02 \cdot 10^{-3}$	1,47	interne

Tableau 5-10:Tableau récapitulatif des résultats d'analyse par éléments finis.

Des exemples de répartition des efforts de traction dans les différentes nappes pour deux cas sont représentés sur les figures ci-dessous . Le premier cas concerne un sol cohérent (Figure 5.64(a)) et le deuxième cas un sol pulvérulent. Dans les deux cas la longueur des nappes est de 13,5 m et leur espacement est de 1 m, pour une rigidité axiale de 1500 kN/m.





(a)

(b)

Figure 5-64 : Distribution de la force axiale pour le cas (a) sol cohérent : $EA=1500$, $S=1$, $L=13,5$, Cas (b) sol pulvérulent: $EA=1500, S=1, L=13,5$.

5.11 Conclusion

Les résultats des simulations numériques montrent la participation du renforcement par la géogridde à la stabilité du mur en remblai renforcé notamment pour les sols granulaires. En effet

la mise en place des nappes de géogridde dans les sol granulaire joue un rôle considérable dans la stabilité de ce type d'ouvrage. L'espacement des inclusions (géogridde) a été identifié comme facteur important et responsable d'un certain nombre aspects du comportement de l'ouvrage.

Les simulations numériques effectuées dans le cadre de ce projet, ont confirmé que la stabilité des murs augmentent lorsque l'espacement des géogriddes diminue surtout à l'intérieur de l'intervalle 0,20m, à 0,60m ou la stabilité du mur est optimale.

Pour les murs en remblai granulaire renforcé par des géosynthétiques, les résultats des analyses des éléments finis ont montré que les emplacements de concentration de contraintes de cisaillement à la fin de la phase de construction sont en adéquation avec les plans de rupture dans les méthodes de conceptions actuels sur la base de la limite d'équilibre

Les analyses numériques effectués ont mis en évidence, que pour différentes longueurs des nappes de géogriddes (4,5 m, 6 m, 9 m et 13,5 m), le déplacement du parement ne semble pas être affecté. Cependant le coefficient de sécurité a tendance à augmenter avec la longueur.

Les résultats ont montré que pour une longueur de nappes correspondant à un rapport de l'ordre de $L/H = 0.5$, le gain de stabilité du murs est insignifiant. Ce résultat est à comparer à ceux obtenus sur des ouvrages renforcés non chargés (Abe et al., 1992 ; Wilson-Jones, 1992) pour lesquels la longueur optimale de renforcement préconiser est de $L/H \geq 0.7$.

Les résultats ont également montré que le coefficient de sécurité augmente et le déplacement diminue lorsque on augmente la rigidité axiale (EA). On notera que la ligne des tractions maximales dépend de l'extensibilité des renforcements, plus les renforcements seront souples plus la ligne des tractions maximales se rapprochera du coin de Coulomb $(-\frac{\phi}{2})$.

Il y a lieu de noter particulièrement que le mécanisme de rupture des murs avec remblai cohésif est presque le même que celui des murs avec un remblai granulaire (la ligne de glissement est à l'intérieur de la zone renforcé). Dans le cas où le rapport L/H est supérieur ou égal à la valeur de 0,5. Le gain des renforts dans les sol cohérent est négligable surtout dans les cas des grands espacements.

Tenant compte des résultats expérimentaux obtenus par « Bathurst et al » et des résultats numériques obtenus aussi par Guler. Nous pouvons conclure qu'à l'issue de notre étude que le comportement du mur en remblai renforcé est presque le même, notamment les courbes de déplacement et les mécanismes de rupture.

Toutes ces possibilités de modélisation permettent aux ingénieurs d'utiliser les résultats de ces calculs à des fins d'optimisation de la géométrie des ouvrages, la prévision des déformations en cours des travaux par ces méthodes permettent d'envisager des procédures simplifiées de dimensionnement.

CONCLUSION GENERALE

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude du comportement des murs en sol renforcé par des inclusions, notamment l'effet des espacements verticaux des nappes de géogrid ainsi que certains paramètres relatifs au mécanisme de rupture

Chaque composant ou paramètre d'un ouvrage en sol renforcé a une influence sur son comportement. L'efficacité du renforcement des murs en sols dépend de plusieurs facteurs, certains étant plus déterminants que d'autres, comme on vient de le voir précédemment.

Les calculs effectués montrent que :

- Il existe un nombre minimal de nappes nécessaire au bon fonctionnement de l'ouvrage. Il est par conséquent préférable d'utiliser des nappes de faible rigidité peu espacées que des nappes de forte rigidité fortement espacées.
- Il existe (en fonction de la hauteur de l'ouvrage H et la longueur des nappes de géotextile L) une longueur des nappes optimales. Un rapport L/H de 0.5 paraît satisfaisant.
- Quand le rapport de la longueur d'armature sur la hauteur s'accroît, le déplacement entre le sol armé et le sol soutenu diminue. Il a été également observé que l'espacement des armatures verticales a un effet sur ce comportement mécanique du mur. Pour les espacements d'armature de 0,2 m, 0,40m, 0,5m, 0,6m, on a observé que, lorsque le système dans l'ensemble s'approche de la rupture, la zone armée demeure presque intacte. Pour l'espacement d'armature de 0,8m et 1 m, des déformations plus importantes dans la zone armée ont été observés.
- Pour les murs en sol cohésifs, les efforts de traction dans l'armature ont été inférieures à ceux des murs avec des remblais granulaires. En outre, pour les remblais en sol cohésif, il n'y a pas de concentration de déformations de cisaillement selon l'analyse effectuée par éléments finis à la fin de la phase de construction, ce qui indique qu'aucun mécanisme de rupture interne n'est développé dans les conditions de limite de service.
- L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante des paramètres géotechniques.

A l'issue de cette étude numérique qui demeure à notre sens non exhaustive, puisque d'autres pistes méritent d'être exploitées en raison de l'importance du problème.

Les pistes importantes qui méritent d'être soulignées sont:

- La variation à titre d'exemple des paramètres (dimension du modèle, dimension des parements, calcul élastique,...).
- La combinaison de plusieurs paramètres, et leur influence sur la stabilité de l'ouvrage et qui n'ont pas été pris en compte dans ce rapport .

Donc on peut retenir comme recommandations principales, qu'il est peut être nécessaire de généraliser cette étude sous forme de benchmarks ⁶ pour valider notre calcul avec d'autres résultats, mais également aboutir à des recommandations concernant le calcul géotechnique.

Il reste encore des efforts à faire pour parvenir à des prévisions réalistes (donc de qualité). Ces efforts ne seront véritablement efficaces que si, conjointement, des progrès sont réalisés en matière :

Des modèles réduits et modèles vraie ou semi-vraie grandeur instrumentés.

Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques des murs en sol renforcés par des inclusions qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

⁶ Étude effectuée par plusieurs intervenants avec les mêmes données

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Arab R., 2006. Généralités sur les géosynthétiques. *Article, p1-21.*

Arab R., 2006. Murs de soutènement et talus renforcés par des inclusions souples. *Article p1-86.*

Leshchinsky D., Vulova C., 2001. Numerical investigation of the effects of géosynthétique spacing of failure mecanisme .MSE blok all

Arab R., Villard P., Zermani M., 2006. Comportements des murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques sous sollicitations verticales. *Article p1-11.*

Bathurst R. J., Viachopoulos N., Welters D. L., Burgess P. G., Allen T. M., 2006. The influence of facing of stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Doc Can.Geotech.J.Vol.43, p1-13.*

Boulon M. M., Flavigny E., Malecot Y., 2004. Pratique éclairé des éléments finis en géotechnique. *Laboratoire "3S"; Sols Solides Structures. Document 1 (formation Plaxis).*

Burwash W. J., Case History of a 9m high geogrid reinforced retaining wall backfilled with cohesive soil. *Geosynthetics '91 Conference Alanta, USA. P485-493.*

Elias V., Christopher B.R., Berg R. R., 2001. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. *Report No: FHWA-NHI-00-043, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, D.C.*

Ferber V., Emploi des géosynthétiques. *LCPC Nantes -Reconnaissance et mécanique des sols. Géotechnique Routière. P1-36.*

Bathurst, R.J. and Hatami, K. 2001. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. Invited theme paper, Computer Methods and Advances in Geomechanics: 10th International Conference of the International Association for .Computer Methods and Advances in Geomechanics, 7-12 January 2001, Tucson, Arizona, USA, *Vol. 2, pp. 1223-1232.*

Guler E., Hamderi M., Demirkan M. M., 2007. Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International, 14, No. 6, p330 -345.*

Brinkgereve, R.B.J., Vermeer, P.A., 2003. Plaxis version 8 manual de reference. Delft University of Technology Plaxis BV. Pays-Bas. *pp 43-59.*

Haddani Y., Lefur F., 2007. Renforcement de sol par géotextile alvéolaire M3S® Contournement nord de Brive - RD1089. *Sols et fondations, p1-6.*

Hatami K., Bathurst R. J., 2005. Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions.

Canadian Geotechnical Journal, 42, No. 4, P 1066–1085.

Hatami K., Bathurst R. J., 2006. A numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132, No. 6, 673– 684

Le Hello B., 2007. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. *Thèse de doctorat (Université Grenoble – Joseph Fourier)*, p1-150.

Pautré M., 2003. Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. *Document guide technique, ouvrage de soutènement(SETRA), L.C.P.C.-IST*, p1-83.

Schlosser F., Unterreiner P., Renforcement des sols par inclusions; *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, doc C 245*, p01-21.

Burwash W.J., 2001. Case History of a 9m high geogrid reinforced retaining wall backfilled with cohesive soil. *Geosynthetics'91 Conference Atlanta, USA*. P485-493.

Jean-Marc TACNET –Philippe GOTTELAND., 2000. Ouvrage de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instable Utilisation de matériaux grossiers :Renforcement par géosynthétiques. *Rpport d'étude.P01-92*.

Plumelle C., 2003. La terre armée. Cnam –Paris –Géotechnique. *B7 / doc C 8*, p01-18.

Setra LCPC Novembre 2000. Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles. *Guide technique*.

Verdu J., 1984. Vieillissement des plastiques - Éditions AFNOR. Guideline for the assessment of durability of geosynthetics with service lives exceeding 25 years . *Document CEN/TC 189 N 568*.

Delmas P., 1988. Ouvrage de soutènement renforcé par géotextile, bulletin de liaison des ponts et chaussées . *Document n°153*.