



**HAL**  
open science

## Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique.

Bastien Le Hello

### ► To cite this version:

Bastien Le Hello. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique.. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2007. Français. NNT: . tel-00160447

**HAL Id: tel-00160447**

**<https://theses.hal.science/tel-00160447>**

Submitted on 6 Jul 2007

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**THESE**

présentée à

**L'UNIVERSITE GRENOBLE I - JOSEPH FOURIER**

Ecole doctorale Terre - Univers - Environnement

Pour L'obtention du titre de

**DOCTEUR**

Spécialité : Géomécanique, Géotechnique, Génie Civil

par

**BASTIEN LE HELLO**

Sujet de thèse :

**RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES DES  
REMBLAIS SUR INCLUSIONS RIGIDES, ETUDE  
EXPERIMENTALE EN VRAIE GRANDEUR ET ANALYSE  
NUMERIQUE.**

Soutenue le mardi 26 juin 2007.

Composition du Jury :

Philippe DELMAS (Examineur)

Jean Pierre GOURC (Président du jury)

Alain NANCEY (Co encadrant de thèse)

Farhang RADJAI (Rapporteur)

Isam SHAHROUR (Rapporteur)

Bruno SIMON (Examineur)

Pascal VILLARD (Directeur de thèse)



Pour Cécile, mon amour et Louis, mon bonheur.



# Remerciement

Cette thèse est le résultat de trois années de travail au sein du laboratoire interdisciplinaire de recherche impliquant la géologie et la mécanique (Lirigm) et du laboratoire sols, solides, structures - risques (3S-R). Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à Pascal Villard pour son soutien, sa patience et ses nombreux conseils. Il a su me guider et prendre du temps pour m'aider tout au long de ma thèse. Je remercie également toute l'équipe du laboratoire pour leur sympathie et leur bonne humeur.

Ce travail n'aurait pas été possible sans le soutien de la société Tencate, plus particulièrement Alain Nancey et Philippe Delmas. Leurs connaissances des géosynthétiques m'ont beaucoup apporté pour cette thèse. Je pense également à toute l'équipe de Tencate Malaisie, pour leur aide et leur accueil chaleureux en Malaisie.

La partie expérimentale de ce travail a pu être réalisée grâce à Soon Hoe Chew et son équipe de la National University of Singapore (NUS). Je les remercie de leur collaboration.

Je tiens à présent à remercier les membres du Jury de cette thèse, son président Jean Pierre Gourc, les rapporteurs Isam Shahrour et Farhang Radjai, et les examinateurs Bruno Simon, Philippe Delmas, Alain Nancey et Pascal Villard. Leurs remarques m'ont aidé à finaliser ce mémoire.

Il serait difficile de citer ici toutes les personnes qui ont aidé à faire des ces trois années de thèse une période agréable et enrichissante. J'adresse tout de même une pensée particulière à Cécile et Louis pour leur amour et leur soutien inconsidéré.



# Résumé

Les sols à faible portance, posent de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil (tassements différentiels importants). Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la qualité de ces sols dont les techniques de renforcement par pieux. Parmi ces méthodes l'une d'elles, en pleine expansion dans certains pays, consiste à ajouter au dessus de réseau de pieux une nappe de renfort géosynthétique. Dans cette technique les charges dues au remblai sont transmises aux pieux soit directement par le sol de remblai par report de charge, soit indirectement par l'intermédiaire de la nappe géosynthétique par effet membrane.

L'objectif de cette étude est d'une part de mieux comprendre le comportement de ces ouvrages pour permettre leur dimensionnement et d'autre part de tester un dispositif expérimental permettant de suivre dans le temps le comportement de l'ouvrage (système de mesures par fibres optiques Géodetect). Pour atteindre cet objectif, un programme de recherche regroupant des expérimentations et des modélisations numériques, a été entrepris en collaboration avec la société Tencate. Des expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées à Kuala Lumpur en Malaisie dans des conditions spécifiques pour étudier le comportement en membrane du géosynthétique au-dessus du réseau de pieux et pour appréhender les phénomènes de report de charge.

Une modélisation originale couplant éléments finis et éléments discrets a été développée pour compléter l'étude expérimentale. L'approche continue a permis de modéliser



efficacement le comportement en membrane des nappes géosynthétiques. Quant à l'approche discrète, elle a permis d'analyser les mécanismes de transfert de charge dans le remblai. La comparaison et l'analyse des résultats ont permis de mieux comprendre ces mécanismes et de mieux appréhender le dimensionnement de ces ouvrages.

Mots clé : inclusions rigides, géosynthétique, remblai, renforcement, modélisation numérique

# Abstract

The design of geotechnical earth structures on soft soil is quite difficult due to the important relative settlements. Currently there are many solutions to improve quality of these soils, particularly all the methods including piles. Among these methods, one of them, of full expansion in specific countries, consists in adding to the top of network of piles a reinforced geosynthetic sheet. Following this method, the loads due to the embankment are transmitted to the piles either directly by arching effect in the embankment soil, or indirectly by the way of membrane effect in the geosynthetic sheet.

The aim of this study is, on the one hand, to a better understanding of the behaviour of these structures in order to improve the designing methods, on the other hand, to test an experimental device allowing of follow-up in time the behaviour of the structure (system of measurement by optical fibres Géodetect). To achieve this goal, a gathering research program of experiments and numerical modelling, was undertaken in collaboration with the Tencate company. Full-scale experiments were carried out in Kuala Lumpur in Malaysia under specific conditions to study the behaviour of the membrane effect of the geosynthetic sheet above the network of piles and to apprehend the phenomena of transfer of load.

An original modelling coupling finite elements and discrete elements was developed to complete the experimental study. The continuous approach made it possible to model effectively the behaviour of membrane effect of the geosynthetic sheet. As for the dis-

crete approach, it made it possible to analyze the mechanisms of transfer of load in the embankment. The comparison and the analysis of the results made it possible to better understand these mechanisms and to better apprehend the designing of these structures.

Keyword : piles, geosynthetic, embankment, reinforcement, numerical modelling.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>29</b>
1.1	Problématique . . . . .	30
1.2	Principe du renforcement mixte par pieux et géosynthétiques . . . . .	31
1.3	Présentation du système Geodetect . . . . .	33
1.4	Travail de thèse . . . . .	35
1.5	Plan de la thèse . . . . .	36
<b>2</b>	<b>Etude bibliographique</b>	<b>39</b>
2.1	Introduction . . . . .	40
2.2	Modélisation analytique de l'effet membrane . . . . .	40
2.2.1	Nappe horizontale bidimensionnelle sollicitée par une charge uni- forme verticale . . . . .	41
2.2.2	Nappe horizontale bidimensionnelle sollicitée par une répartition uniforme des contraintes normales . . . . .	50
2.3	Modélisation analytique des mécanismes de report de charge et d'effet voûte	54
2.3.1	Méthode basée sur l'équilibre d'un volume de sol en mouvement . .	55
2.3.2	Méthode prenant en compte une zone d'influence du sol au dessus des pieux . . . . .	62

2.3.3	Méthode prenant en compte un transfert de charge dans le matelas granulaire . . . . .	66
2.3.4	Comparaison et analyse des différents modèles de report de charge et d'effet voûte . . . . .	73
2.4	Méthodes de dimensionnement et recommandations . . . . .	74
2.4.1	La méthode de Giroud (1988,1990) . . . . .	74
2.4.2	Méthode développée par Carlson (1987) et Rogbeck (1998) . . . . .	75
2.4.3	La méthode SINTEF . . . . .	76
2.4.4	British standard BS8006 . . . . .	78
2.4.5	Les recommandations EBGEO . . . . .	79
2.4.6	Comparaison et analyse des méthodes de dimensionnement . . . . .	83
<b>3</b>	<b>Expérimentation en vraie grandeur</b>	<b>87</b>
3.1	Introduction . . . . .	88
3.2	Dispositif expérimental et instrumentation . . . . .	90
3.2.1	Description de la cuve d'essais . . . . .	90
3.2.2	Les renforts géosynthétiques . . . . .	91
3.2.3	Le sol de remblai . . . . .	93
3.2.4	Instrumentation . . . . .	93
3.2.5	Ensemble des expérimentations réalisées . . . . .	95
3.3	Résultats des expérimentations réalisées . . . . .	97
3.3.1	Résultats expérimentaux relatifs à l'effet membrane . . . . .	98
3.3.2	Résultats expérimentaux mettant en évidence le comportement du remblai . . . . .	102
3.4	Conclusion . . . . .	107
<b>4</b>	<b>Modélisation numérique</b>	<b>109</b>

4.1	Introduction . . . . .	110
4.2	Modélisation par la méthode des éléments finis . . . . .	111
4.2.1	Principe de la modélisation par éléments finis . . . . .	111
4.2.2	Description du modèle numérique par éléments finis . . . . .	112
4.2.3	Matrice de rigidité élémentaire des éléments de nappe . . . . .	113
4.2.4	Influence de la discrétisation sur le comportement en membrane d'un géosynthétique . . . . .	116
4.3	Modélisation par la méthode des éléments discrets . . . . .	118
4.3.1	Le modèle éléments discrets . . . . .	118
4.3.2	Présentation du logiciel de calcul SDEC . . . . .	119
4.3.3	Définition des lois de contact régissant le modèle . . . . .	121
4.3.4	Calage des paramètres micro mécaniques du modèle discret avec les paramètres macro mécaniques du sol . . . . .	123
4.3.5	Paramétrage micro et macro mécaniques pour modéliser par un modèle discret le comportement d'une nappe géosynthétique . . . .	126
4.4	Couplage éléments finis, éléments discrets . . . . .	130
4.4.1	Introduction . . . . .	130
4.4.2	Gestion des éléments finis dans le logiciel SDEC . . . . .	131
4.4.3	Loi d'interaction entre les éléments nappes et les particules du sol .	132
4.4.4	Implémentation du couplage dans SDEC . . . . .	135
4.4.5	Validation des développements numériques . . . . .	136
4.4.6	Conclusion . . . . .	138
<b>5</b>	<b>Etude comparative et analyse</b>	<b>141</b>
5.1	Introduction . . . . .	142
5.2	Analyse de l'effet membrane . . . . .	143

5.2.1	Validation expérimentale du code de calcul éléments finis . . . . .	143
5.2.2	Confrontation des modèles numériques par éléments discrets et éléments finis . . . . .	147
5.2.3	Domaine de validité des formulations analytiques de l'effet membrane	152
5.2.4	Application du code éléments finis au système de mesures Géodetect	163
5.2.5	Comparaison des modèles numériques . . . . .	177
5.3	Etude du transfert de charge . . . . .	182
5.3.1	Etude paramétrique . . . . .	182
5.4	Analyse des résultats des expérimentations en vraie grandeur . . . . .	194
5.4.1	Confrontations avec les résultats prédictifs des méthodes analytiques	194
5.4.2	Confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats des modèles numériques . . . . .	196
<b>6</b>	<b>Conclusion et Perspective</b>	<b>209</b>

# Table des figures

1.1	Remblai renforcé par pieux et géosynthétique. . . . .	32
1.2	Principe du fonctionnement d'un réseau de Bragg. . . . .	34
2.1	Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe. . . . .	41
2.2	Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe. . . . .	47
2.3	Influence du coefficient de réaction du sol $k_s$ sur la déformation du géosyn- thétique. . . . .	49
2.4	Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe. . . . .	50
2.5	Géométrie de la déformée de la nappe. . . . .	52
2.6	Equilibre d'un tronçon élémentaire de sol de remblai. . . . .	55
2.7	Géométrie de l'étude de Marston et Anderson . . . . .	58
2.8	Géométrie de l'étude pour [Russel, Pierpoint, 1997, 1998]. . . . .	60
2.9	Géométrie de l'étude [Carlson, 1987]. . . . .	62
2.10	Géométrie de l'étude [Rogbeck et al., 1998]. . . . .	63
2.11	Géométrie de l'étude [Guido et al., 1987]. . . . .	64
2.12	Géométrie de l'étude, méthode SINTEF. . . . .	65
2.13	Géométrie de l'étude [Hewlett, Randolph, 1988]. . . . .	67
2.14	Equilibre de la clé de voûte. . . . .	68
2.15	Equilibre d'un tronçon de sol en pied de voûte. . . . .	70



2.16	Etude d'un élément de membrane en clé de voûte. . . . .	72
2.17	Comparaison des modèles de report de charge et d'effet voûte ( $(s-a)/s = 0,6$ ). . . . .	73
2.18	Comparaison des modèles de report de charge et d'effet voûte ( $(s-a)/s = 0,8$ ). . . . .	74
2.19	Géométries des mailles élémentaires. . . . .	80
2.20	Abaque de dimensionnement EBGEO. . . . .	82
3.1	Géométrie de la cuve d'essai. . . . .	91
3.2	Mise en place du cadre métallique et de la nappe géosynthétique. . . . .	92
3.3	Instrumentation mise en place. . . . .	94
3.4	Effet membrane du géosynthétique. . . . .	98
3.5	Comparaison des expérimentations $S_1(1)$ et $S_3(1)$ . . . . .	99
3.6	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique. . . . .	101
3.7	Essai de traficabilité. . . . .	102
3.8	Etat de surface du remblai après excavation du sol support (cas $S_1(2)$ ), $H = 1m$ ). . . . .	103
3.9	Tassement de surface (cas $S_1(2)$ ), $H = 1m$ ). . . . .	103
3.10	Notion d'effet voûte et de report de charge dans le sol de remblai. . . . .	104
3.11	Répartition des contraintes dans le sol de remblai. . . . .	106
4.1	Définition des repères liés à l'élément. . . . .	114
4.2	Influence du nombre d'éléments sur le comportement en membrane de la nappe. . . . .	117
4.3	Sol modélisé par éléments discrets. . . . .	118
4.4	Algorithme de calcul de la méthode des éléments discrets. . . . .	121
4.5	Contact entre deux éléments discrets. . . . .	121
4.6	Résultats numériques d'une simulation triaxiale : déviateur en fonction de la déformation axiale pour différentes porosités ( $\sigma_3 = 110kPa$ ). . . . .	125

4.7	Résultats numériques d'essais triaxiaux : déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour plusieurs porosités ( $\sigma_3 = 110kPa$ ). . . . .	125
4.8	Discrétisation de la nappe géosynthétique par éléments discrets. . . . .	126
4.9	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique. . . . .	127
4.10	Influence du nombre de particules sur la convergence. . . . .	128
4.11	Influence du facteur d'atténuation sur la convergence. . . . .	129
4.12	Influence de la valeur de $K_s$ sur la convergence. . . . .	130
4.13	Loi de frottement de type coulomb à l'interface. . . . .	132
4.14	Définition des coefficients de pondération. . . . .	134
4.15	Interaction entre les éléments du sol et la nappe géosynthétique. . . . .	136
4.16	Influence du paramètre $R_s^i$ sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 5000kN/m$ ). . . . .	137
4.17	Influence du paramètre $R_s^i$ sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 2000kN/m$ ). . . . .	138
4.18	Influence du paramètre $R_s^i$ sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 500kN/m$ ). . . . .	138
5.1	Bâti expérimental du LIRIGM ( $1m \times 1m$ ). . . . .	144
5.2	Essai de traction du Bidim PEC 100x100. . . . .	145
5.3	Déplacements verticaux du géotextile (coupe transversale sur $X$ ). . . . .	146
5.4	Déplacements verticaux du géotextile (coupe longitudinale sur $Y$ ). . . . .	146
5.5	Déplacements verticaux de la nappe (Modélisation par éléments discrets). . . . .	149
5.6	Comparaison MEF / MED sur une nappe carrée (profils A et B). . . . .	149
5.7	Déplacements verticaux de la nappe (Modélisation par éléments discrets). . . . .	150
5.8	Comparaison MEF / MED sur une nappe carrée avec pieu. . . . .	150
5.9	Géométrie des simulations réalisées. . . . .	153
5.10	Définition des grandeurs mesurées. . . . .	153
5.11	Déplacements verticaux de la nappe pour un maillage carré. . . . .	155
5.12	Tensions dans la nappe pour un maillage carré. . . . .	155

5.13 Répartition de la tension dans la nappe pour un maillage carré. . . . .	156
5.14 Déplacements verticaux de la nappe pour un maillage rectangulaire. . . . .	157
5.15 Tensions dans la nappe pour un maillage rectangulaire. . . . .	157
5.16 Répartition de la tension dans la nappe. . . . .	158
5.17 Zone d'influence des charges appliquées sur le géotextile. . . . .	159
5.18 Répartition de la tension dans la nappe dans les formules analytiques. . . . .	162
5.19 Profils de mesure sur les nappes carrées et rectangulaires. . . . .	165
5.20 Déplacements verticaux de la nappe carrée. . . . .	167
5.21 Déplacements verticaux de la nappe sur les profils Y1 à Y6. . . . .	167
5.22 Déformation de la nappe sur les profils Y1 à Y6. . . . .	168
5.23 Déformation de la nappe pour différents profils situés entre les profils Y5 et Y6. . . . .	168
5.24 Déplacement verticaux de la nappe rectangulaire. . . . .	169
5.25 Déplacements verticaux de la nappe sur les profils X1 à X6. . . . .	169
5.26 Déplacements verticaux de la nappe sur les profils Y1 à Y11. . . . .	169
5.27 Déformation de la nappe sur les profils X1 à X6. . . . .	170
5.28 Déformation de la nappe sur les profils Y1 à Y11. . . . .	170
5.29 Géométrie considérée entre les pieux. . . . .	171
5.30 Détermination de la flèche maximum. . . . .	173
5.31 Facteur de forme $K$ en fonction du taux de recouvrement. . . . .	175
5.32 Positionnement optimal du Géodetect pour des réseaux de pieux à mailles carrées ou rectangulaires. . . . .	176
5.33 Géométrie de l'étude. . . . .	177
5.34 Essai triaxial ( $\sigma_3 = 110kPa$ ), déviateur en fonction de la déformation. . . . .	178
5.35 Essai triaxial ( $\sigma_3 = 110kPa$ ), variation de volume en fonction de la défor- mation. . . . .	178

5.36	Charge verticale agissant sur la nappe géosynthétique sur le profil a. . . . .	179
5.37	Charge verticale agissant sur la nappe géosynthétique sur le profil b. . . . .	179
5.38	Répartition de la contrainte verticale sur la nappe géosynthétique. . . . .	180
5.39	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique. . . . .	181
5.40	Influence du nombre d'éléments sur l'efficacité du report de charge. . . . .	183
5.41	Influence de la largeur des pieux sur l'efficacité et la flèche maximale. . . . .	185
5.42	Déplacements de la nappe géosynthétique sur le profils a. . . . .	185
5.43	Déplacements de la nappe géosynthétique sur le profils b. . . . .	186
5.44	Influence de la raideur du géotextile sur l'efficacité et flèche maximale. . . . .	187
5.45	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil a. . . . .	188
5.46	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil b. . . . .	188
5.47	Influence du sol support sur l'efficacité du transfert de charge et sur la flèche maximale. . . . .	190
5.48	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil a. . . . .	190
5.49	Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil b. . . . .	191
5.50	Efficacité des pieux en fonction de la géométrie du remblai. . . . .	192
5.51	Géométrie du modèle numérique. . . . .	196
5.52	Déplacements verticaux de la nappe sur un quart de la cuve. . . . .	198
5.53	Déplacements verticaux de la nappe sur le profil A. . . . .	198
5.54	Déplacement verticaux de la nappe sur le profil B. . . . .	199
5.55	Déplacements verticaux de la nappe sur le profil C. . . . .	199
5.56	Intensité des déformations de la nappe dans les directions de renforcement ( $\varepsilon_{max} = 8,66\%$ ). . . . .	199
5.57	Simulations triaxiales, déviateur en fonction de la déformation, $\sigma_3 = 50kPa$ .	202
5.58	Simulations triaxiales, $\Delta V/V$ en fonction de la déformation, $\sigma_3 = 50kPa$ . .	202
5.59	Simulations triaxiales, déviateur en fonction de la déformation, $\sigma_3 = 80kPa$ .	202

5.60	Simulations triaxiales, $\Delta V/V$ en fonction de la déformation, $\sigma_3 = 80kPa$ .	203
5.61	Déplacements verticaux de la nappe sur le profil A.	204
5.62	Déplacements verticaux de la nappe sur le profil B.	204
5.63	Déplacements verticaux de la nappe sur le profil C.	205
5.64	Déplacements verticaux de la nappe sur un quart de la cuve.	205
5.65	Intensité des déformations de la nappe dans les directions de renforcement ( $\varepsilon_{max} = 5,6\%$ ).	206
6.1	Maillage triangulaires des pieux.	226
6.2	Abaque de dimensionnement EBGEO.	228
6.3	Géométrie de l'étude, méthode SINTEF	231

# Liste des tableaux

2.1	Paramètres des différents cas étudiés. . . . .	83
2.2	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 1 : $a = 0,5m$ et $H = 0,5m$ ). . .	83
2.3	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 2 : $a = 0,5m$ et $H = 1m$ ). . .	84
2.4	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 3 : $a = 0,5m$ et $H = 2m$ ). . .	84
2.5	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 4 : $a = 0,2m$ et $H = 0,5m$ ). . .	84
2.6	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 5 : $a = 0,2m$ et $H = 1m$ ). . .	84
2.7	Comparaison des méthodes analytiques (Cas 6 : $a = 0,2m$ et $H = 2m$ ). . .	84
3.1	Caractéristique mécanique des nappes géosynthétiques. . . . .	93
3.2	Caractéristiques mécaniques du sol de remblai. . . . .	93
3.3	Expérimentations réalisées en Malaisie. . . . .	97
3.4	Charge reprise par les pieux (expérimentations $S_1(1)$ et $S_1(2)$ ). . . . .	102
5.1	Paramètres des différentes simulations. . . . .	154
5.2	Résultats des simulations numériques. . . . .	158
5.3	Comparaison des déplacements. . . . .	160
5.4	Comparaison des tensions. . . . .	161
5.5	Simulations correspondant à des réseaux de pieux à mailles carrées. . . . .	166
5.6	Simulations correspondant à des réseaux de pieux à mailles rectangulaires. . . . .	166
5.7	Estimation des déplacements verticaux $f_{XC}$ et $f_{YC}$ entre les pieux. . . . .	172

5.8	Estimation des déplacements verticaux $f_C$ au centre de la maille (méthode 1). . . . .	174
5.9	Estimation des déplacements verticaux au centre de la maille (méthode 2). . . . .	175
5.10	Caractéristiques des simulations. . . . .	184
5.11	Influence de la taille des pieux. . . . .	184
5.12	Caractéristiques des simulations. . . . .	186
5.13	Influence de la raideur de la nappe géosynthétique. . . . .	187
5.14	Caractéristiques des simulations. . . . .	189
5.15	Influence du sol support. . . . .	189
5.16	Caractéristiques des simulations. . . . .	192
5.17	Confrontation des méthodes analytiques avec les résultats expérimentaux. . . . .	195
5.18	Charge reprise par les pieux, confrontation du modèle et le l'expérimentation. . . . .	200
5.19	Paramètres micro mécaniques des différents sols modélisés. . . . .	201
5.20	Réponse macro mécanique des différents sols modélisés. . . . .	201
6.1	Données caractéristiques de l'expérimentation 2 de la série $S_1$ . . . . .	224
6.2	Résultats des méthodes analytique pour le cas étudié. . . . .	232

# Liste des principaux symboles

## Chapitre 1

$n$  : indice de réfraction du réseau de Bragg

$\Lambda$  : période spatiale du réseau de Bragg

$\lambda_B$  : longueur d'onde réfléchie satisfaisant les conditions de Bragg

## Chapitre 2

$a$  : largeur d'une tête d'inclusion ( $m$ )

$c$  : cohésion du sol ( $kN/m^2$ )

$C_c$  : coefficient de voûte

$d$  : diamètre d'une inclusion ( $m$ )

$d_e$  : diamètre équivalent d'une inclusion ( $m$ )

$e$  : épaisseur de la nappe géosynthétique ( $m$ )

$E_p$  : efficacité des pieux (%)

$f$  : flèche du géosynthétique ( $m$ )

$f_{max}$  : flèche maximale au centre de la nappe géosynthétique ( $m$ )

$F_R$  : effort résistant ( $kN$ )

$F_M$  : effort moteur ( $kN$ )

$H_e$  : hauteur du plan d'égal tassement ( $m$ )

$H$  : hauteur du remblai ( $m$ )

$J$  : module de rigidité en traction de la nappe géosynthétique ( $kN/m$ )



- $ks$  : coefficient de réaction du sol compressible ( $kN/m^3$ )
- $K$  : rapport entre la contrainte verticale et la contrainte horizontale
- $K_a$  : coefficient de poussée des terres
- $K_p$  : coefficient de butée des terres
- $K_w$  : coefficient de Handy
- $L$  : longueur de la nappe géosynthétique ( $m$ )
- $L'$  : longueur de la nappe géosynthétique déformée ( $m$ )
- $p$  : surcharge sur la couche renforcée ( $kN/m^2$ )
- $P_r$  : périmètre de la tête des pieux ( $m$ )
- $q$  : charge répartie uniforme agissant sur la portion de nappe géosynthétique située entre les pieux ( $kN/m^2$ )
- $q_p$  : charge répartie uniforme agissant sur le pieu ( $kN/m^2$ )
- $Q$  : charge répartie uniforme agissant sur la nappe géosynthétique ( $kN/m^2$ )
- $Q_p$  : charge répartie uniforme agissant sur le pieu ( $kN/m^2$ )
- $s$  : distances entre deux centres d'inclusions ( $m$ )
- $S$  : section d'un volume de sol ( $m^2$ )
- $T_{max}$  : tension maximale par unité de largeur au point d'ancrage de la nappe géosynthétique ( $kN/m$ )
- $T_\varphi$  : tension par unité de largeur en un point M de la nappe géosynthétique ( $kN/m$ )
- $W_p$  : masse de sol supportée par les pieux ( $kN$ )
- $W_s$  : masse de sol supportée par le géosynthétique ( $kN$ )
- $\beta$  : coefficient lié à la géométrie de la voûte dans la méthode SINTEF
- $\varepsilon$  : déformation du géosynthétique
- $\varepsilon_\varphi$  : déformation du géosynthétique définie en un point M de la nappe
- $\phi$  : angle de frottement du sol ( $^\circ$ )
- $\gamma$  : poids volumique du sol ( $kN/m^3$ )

$\varphi$  : angle caractéristique entre la tangente à la nappe géosynthétique et l'horizontal  
(°)

$\rho$  : rayon de courbure de la nappe géosynthétique ( $m$ )

$\sigma_h$  : contrainte horizontale ( $kN/m^2$ )

$\sigma_v$  : contrainte verticale ( $kN/m^2$ )

$\tau$  : contrainte de cisaillement ( $kN/m^2$ )

### Chapitre 3

$c$  : cohésion ( $kPa$ )

$e$  : épaisseur de la nappe géosynthétique ( $m$ )

$CD$  : direction sur le géotextile correspondant à la direction perpendiculaire aux renforts (cross direction)

$MD$  : direction sur le géotextile correspondant à la direction des renforts (machine direction)

$S_1$  : première série d'expérimentation

$S_2$  : deuxième série d'expérimentation

### Chapitre 4

$A_{int}$  : surface moyenne où s'exerce l'interaction entre les particules

$c_s$  : adhérence tangentielle ( $N/m^2$ )

$\vec{F}$  : vecteur force d'interaction

$\{F_e\}$  : vecteur force agissant aux noeuds de l'élément

$\vec{F}_n$  : effort normal de contact

$\vec{F}_s$  : effort tangentielle de contact

$I$  : inertie

$J_\varepsilon$  : raideur sécante des fibres

$K_a$  : facteur d'atténuation

$[K_e]$  : matrice de rigidité élémentaire

$K_{ic}$  : facteur d'intégration critique

$K_n$  : raideur normale du contact

$k_n^E$  : rigidité normale de la particule  $E$

$K_s$  : raideur tangentielle du contact

$k_s^E$  : rigidité tangentielle de la particule  $E$

$K_0$  : paramètre de raideur tangentielle de l'interface ( $N/m^3$ )

$M$  : moment des forces agissant sur une particule

$R$  : rayon de la particule  $E$

$\{R_e\}$  : vecteur correctif permettant la prise en considération des grandes déformations

$R_n^i$  : raideurs normales du contact

$R_s^i$  : raideurs tangentielles du contact

$T_n$  : seuil de contrainte ( $N/m^2$ )

$\{u_e\}$  : déplacements nodaux

$U_n$  : interpénétration entre les deux particules

$U_0$  : déplacement relatif à l'interface

$\phi^i$  : angle de frottement micro mécanique de l'interface

$\gamma$  : accélération d'une particule

$\dot{\theta}$  : vitesse en rotation d'une particule

## Chapitre 5

$e$  : épaisseur de la nappe ( $m$ )

$E$  : efficacité globale du renforcement (%)

$E_a$  : efficacité du report de charge (%)

$E_g$  : efficacité du géotextile (%)

$E_p$  : efficacité des pieux (%)

$E_0$  : module oedométrique du sol ( $kPa$ )

$J_x$  : raideur du géotextile dans la direction  $x$

$J_y$  : raideur du géotextile dans la direction  $y$

$K_a$  : facteur d'atténuation

$K_n$  : raideur normale du contact

$K_s$  : raideur tangentielle du contact

$\Delta V$  : variation de volume

## **Chapitre 6**

*pas de symbole particulier*



# Chapitre 1

## Introduction

## 1.1 Problématique

L'implantation des infrastructures de génie civil dans les zones de sol à portance très médiocre (dépôts récents, zones marines) est problématique, compte tenu des tassements différentiels importants qui peuvent survenir pendant, et après construction des ouvrages.

Le renforcement des sols par pieux, inclusions rigides (pieux verticaux associés à un matelas de transfert de charge) ou colonnes ballastées sont des procédés actuellement utilisés pour améliorer la portance des sols très compressibles. L'idée nouvelle, développée dans de nombreux pays, est d'intégrer à la base du remblai et au-dessus du réseau de pieux une nappe géosynthétique de renforcement. L'objectif du renfort géosynthétique est d'accroître l'efficacité du transfert de charge sur les pieux et de minimiser les charges agissant sur le sol support compressible. Pour limiter les coûts de construction, le corps de remblai est réalisé dans certains pays (notamment en Asie du Sud-Est) avec des matériaux locaux et mis en place sans matelas de transfert de charge.

En France, ce type de technique est peu développé, faute d'une méthode de dimensionnement reconnue et éprouvée. Dans le cadre du travail de thèse, un programme de recherche comprenant des essais expérimentaux en vraie grandeur et des modélisations numériques a été établi en partenariat avec l'Université de Singapour (NUS, National University of Singapor), le Lirigm et la société TenCate Geosynthetics France (anciennement Bidim Geosynthetics membre du groupe Polyfelt racheté en 2006 par le groupe TenCate). Les objectifs de ces travaux sont d'une part, de comprendre les mécanismes mis en jeu dans le renforcement des remblais sur pieux renforcés par nappes géosynthétiques et, d'autre part de tester un système de mesure permettant de suivre l'évolution des déformations de l'ouvrage (Procédé Geodetect).

Plus récemment, devant l'intérêt suscité en France pour le renforcement par inclusions rigides, un projet national intitulé amélioration des sols par inclusions rigides (A.S.I.RI)

a été lancé en 2005. Ce projet regroupe un grand nombre de partenaires industriels de chercheurs et d'universitaires. Il a pour objectif d'établir des recommandations concernant la mise en oeuvre et le dimensionnement des remblais et dallages sur sol renforcé par inclusions rigides avec ou sans renforts géosynthétiques. Il est planifié sur une période de quatre ans et comprend des essais expérimentaux en vraie grandeur, des essais sur modèles réduits en laboratoire et des analyses numériques. La société Tencate geosynthetics et le Lirigm sont impliqués dans ce projet.

## 1.2 Principe du renforcement mixte par pieux et géosynthétiques

Le renforcement par inclusions rigides (pieux verticaux) est un procédé traditionnel souvent utilisé pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols. Une nouvelle approche de ce concept, mise en application notamment dans le sud est asiatique, est d'ajouter une nappe géosynthétique directement à la base du remblai pour faciliter le transfert de charge vers les pieux et limiter les tassements de surface à des valeurs admissibles compatibles avec les infrastructures concernées. Les charges d'exploitation et celles dues au poids du remblai sont en partie transférées aux pieux (Fig. 1.1), directement par des mécanismes d'effet voûte et de report de charge dans le remblai, ou indirectement par effet membrane par l'intermédiaire du géosynthétique. Notons que l'action du géosynthétique se substitue à celle du matelas de transfert de charge qui n'est dans ce cas pas nécessaire. Les charges transmises au sol sous jacent peuvent être redirigées vers les pieux par frottement négatif. Les efforts appliqués aux pieux sont selon les cas repris par frottement ou transférés à un substratum rigide.



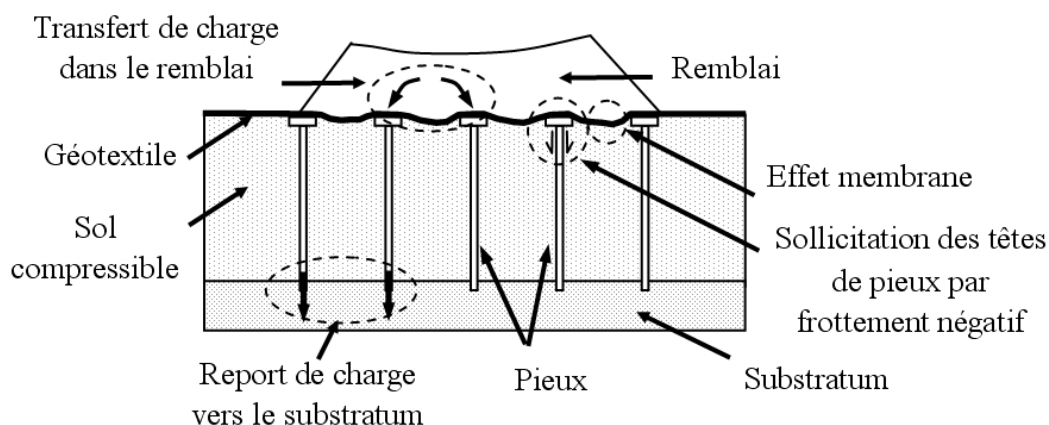


FIG. 1.1 – Remblai renforcé par pieux et géosynthétique.

Ces mécanismes agissant en interaction sont complexes et fonctions de nombreux paramètres (géométrie du problème, caractéristiques physiques et mécaniques des constituants, interfaces et interactions). C'est pourquoi, dans le but d'améliorer la connaissance du comportement de ces ouvrages, des expérimentations en vraie grandeur ont été menées en Malaisie de Juillet à Septembre 2002, en partenariat entre la National University of Singapour (NUS), le Lirigm de Grenoble et la société Tencate Geosynthetics. Les objectifs de ces expérimentations sont de tester une solution de renforcement usitée dans le Sud-Est asiatique, d'étudier les mécanismes de transfert de charge dans le remblai et enfin d'appréhender le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Les matériaux et les géométries testées sont conformes aux techniques utilisées dans les pays concernés.

On appelle effet membrane la capacité d'une nappe géosynthétique à se déformer pour supporter, par tension, les forces verticales qui lui sont appliquées. Cela nécessite une déformation conséquente de la nappe géosynthétique ainsi qu'un fort tassement du sol compressible sous-jacent.

Les mécanismes de transfert de charge dans le remblai permettent un report direct d'une partie des charges d'exploitation et des charges dues au poids du remblai vers les

têtes de pieux. Ils s'initient pendant la construction du remblai ou après tassement du sol compressible sous jacent. Si le report de charge est important (création d'une voûte) les tassements de surface peuvent être faibles (en considérant des pieux rigides fixes).

Le report de charge est principalement fonction de la géométrie du réseau de pieux (forme, largeur, distance entre pieux, densité et répartition des pieux) et des caractéristiques physiques et mécaniques du sol de remblai. Il peut être dans certains cas influencé par les caractéristiques mécaniques du renfort géosynthétique (principalement le module de rigidité en traction) ou du sol support compressible [Low et al., 1994].

### 1.3 Présentation du système Geodetect

Les sociétés Tencate Geosynthetics et ID-FOS ont développé un système de mesures de déformations *in situ* (Geodetect) qui permet de surveiller les ouvrages en sol renforcés par géosynthétiques, plus particulièrement les plates-formes routières, autoroutières et ferroviaires construites dans les zones à risques géotechniques telles que les zones karstiques, les régions minières, les sols compressibles, mais aussi les remblais de grande hauteur, murs de soutènement, culées de ponts et ouvrages souterrains.

Les déformations sont mesurées avec une grande précision ( $>0,01\%$ ) grâce à des fibres optiques équipées de réseaux de Bragg préalablement intégrées à un géosynthétique de renforcement suivant un process industriel garantissant une très bonne liaison avec le géosynthétique.

Les mesures des déformations sont localisées en différents points de la fibre optique (réseau de Bragg) et peuvent être effectuées ponctuellement dans le temps ou en continu grâce à un dispositif d'acquisition spécifique.

Les réseaux de Bragg, constitués de stries parallèles régulièrement espacées, sont inscrits sur la fibre optique et modulent de façon périodique (ou quasi-périodique) l'indice

de réfraction du coeur de la fibre le long de son axe. Les effets de cette inscription sont de réfléchir une longueur d'onde prédéterminée du faisceau lumineux tout en se laissant traverser par les autres longueurs d'onde (Fig. 1.2). La longueur d'onde réfléchie satisfait les conditions de Bragg :  $\lambda_B = 2n\Lambda$ , où  $n$  est l'indice de réfraction du réseau de Bragg et  $\Lambda$  sa période spatiale. Ces deux paramètres sont sensibles aux variations de température et de déformation auxquelles est soumise la fibre optique (écartement ou resserrement des stries inscrites sur la fibre). Ainsi, en imposant un faisceau lumineux le long d'une fibre optique sur laquelle des réseaux de Bragg ont été inscrits, il est possible de mesurer les variations de déformation et de température du milieu environnant la fibre optique.

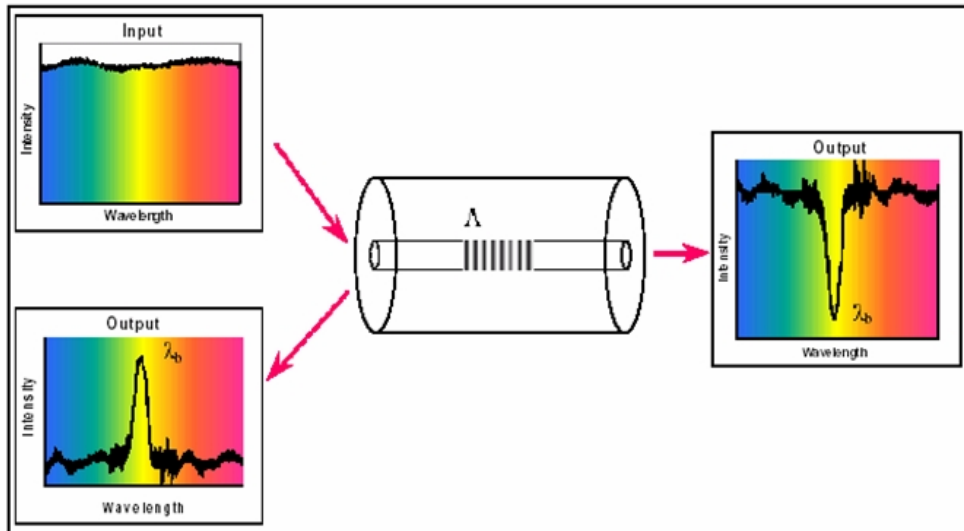


FIG. 1.2 – Principe du fonctionnement d'un réseau de Bragg.

Ce système de mesure permet, dans le cadre des remblais renforcés par pieux et géosynthétique, de suivre l'évolution de la déformation de l'ouvrage au cours du temps. Cependant, l'accès à la déformation de la nappe géosynthétique ne permet pas à lui seul d'évaluer ou d'estimer le comportement de l'ouvrage en terme de tassements de surface ou de déplacements verticaux de la nappe géosynthétique.

Il nous a donc été demandé, dans le cadre de la thèse, de proposer et de formuler

des méthodes analytiques qui permettent d'estimer, à partir des mesures de déformations de la nappe géosynthétique obtenues en des points qu'il conviendra de définir, les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique. Une étude numérique par éléments finis a été réalisée dans ce but pour une géométrie de renforcement donnée (maillage des pieux rectangulaire). Cette étude pourra être complétée ultérieurement par une étude expérimentale pour valider les formules analytiques proposées.

## 1.4 Travail de thèse

Mon travail de thèse a pour but de comprendre les mécanismes mis en jeu dans le renforcement par pieux et géosynthétiques. Ce travail peut se décomposer en plusieurs parties avec, en particulier, la réalisation d'une série d'expérimentations en vraie grandeur en Malaisie, le développement d'un code numérique, l'analyse expérimentale et numérique de ces structures, et la confrontation des résultats avec les méthodes analytiques existantes.

Le dimensionnement de ce type de structure est complexe (effet voûte dans le sol, comportement en membrane de la nappe géosynthétique, localisation des efforts en tête de pieux, interaction sol structure) et le travail de thèse réalisé n'est qu'un début dans la compréhension de ces mécanismes. Cependant ce travail a largement contribué à l'élaboration et à la mise au point d'un outil numérique nouveau, bien adapté à l'étude de ces structures, et toujours en développement.

Ces travaux s'appuient sur des résultats expérimentaux obtenus sur des ouvrages instrumentés en vraie grandeur réalisés en partenariat avec l'Université de Singapour et la société Tencate Geosynthetic's. L'étude expérimentale en vraie grandeur à laquelle j'ai participé a débuté en été 2002 en Malaisie, grâce à la participation de la société Tencate Malaisie. Les techniques de réalisation et les matériaux locaux utilisés sont ceux adoptés classiquement en Asie du sud-est. Depuis plusieurs séries d'expérimentations ont été

réalisées, d'autres sont programmées.

Les développements et les études numériques nécessaires à cette étude ont été menés au Lirigm. En particulier, une modélisation originale couplant éléments finis et éléments discrets a été développée spécifiquement pour étudier le comportement des ouvrages mixtes renforcés : l'approche continue par éléments finis permet une modélisation fine du comportement des nappes géosynthétiques alors que le modèle discret est particulièrement bien adapté pour modéliser le comportement du sol de remblai et étudier les mécanismes de transferts de charge.

## 1.5 Plan de la thèse

La thèse est scindée en quatre chapitres principaux :

- Etude bibliographique
- Expérimentation en vraie grandeur
- Modélisation numérique
- Etudes comparatives et analyse des mécanismes de renforcement

Dans la partie "Etude bibliographique" on présentera les différentes méthodes analytiques existantes traitant des mécanismes liés au renforcement par pieux et géosynthétiques. Il existe un grand nombre de méthodes analytiques traitant de l'effet membrane et du transfert de charge dans le remblai dans des cas spécifiques. Le but de cette étude est de comprendre les différentes méthodes de dimensionnement, de les analyser, et de définir clairement leur domaine de validité. Une comparaison entre ces méthodes sera présentée afin d'évaluer leur pertinence et d'estimer l'influence de certains paramètres.

Les expérimentations en vraie grandeur de Malaisie seront ensuite présentées. Il s'agit d'une série d'expérimentations importante que j'ai initiées et auxquelles j'ai participé au cours d'un séjour de 3 mois en Malaisie. Ces expérimentations ont permis de tester la

solution de renforcement proposée et de recueillir un grand nombre de données. De par les informations sur les mécanismes mis en jeu qu'elle a permis d'obtenir, l'analyse de cette expérimentation fait l'objet d'un chapitre entier.

Le chapitre consacré à la modélisation numérique se décompose en trois parties distinctes : le modèle éléments finis, le modèle éléments discrets et le couplage éléments finis éléments discrets. Le but de ce chapitre est de décrire succinctement les deux principaux modèles (éléments finis et éléments discrets) et de montrer en quoi un couplage éléments finis, éléments discrets nous paraissait nécessaire.

Enfin, nous terminerons par le chapitre " Etude comparative et analyse des mécanismes de renforcement ". Dans ce chapitre, nous présenterons entre autres :

- La comparaison et la validation des modèles numériques par rapport à des expérimentations de laboratoire,
- une étude paramétrique permettant d'analyser les mécanismes de renforcement et d'évaluer la pertinence des formules analytiques existantes,
- la confrontation des résultats du modèle numérique par rapports aux expérimentations en vraie grandeur et on conclura sur l'apport et l'intérêt que peut avoir ce type de modèle dans la compréhension des mécanisme d'effet membrane et de transfert de charge.



## Chapitre 2

### Etude bibliographique



## 2.1 Introduction

De nombreuses méthodes analytiques de dimensionnement ont été proposées pour le dimensionnement des ouvrages sur sol compressible renforcé par pieux et géosynthétiques, sans qu'aucune d'elles ne fasse l'unanimité. Ces méthodes consistent à évaluer successivement les forces agissant directement sur les pieux par effet voûte et transfert de charge, les forces agissant sur le renfort géosynthétique et sur le sol support compressible, les déplacements induits dans le renfort géosynthétique suite à son comportement en membrane et par extension les tassements de surface qui constituent l'un des critères majeurs de dimensionnement. Nous présenterons successivement dans cette partie les principaux travaux qui ont été développés concernant :

- La modélisation analytique de l'effet membrane.
- La modélisation analytique des mécanismes de report de charge et d'effets voûtes.
- Les méthodes de dimensionnement et recommandations.

## 2.2 Modélisation analytique de l'effet membrane

On appelle effet membrane l'aptitude d'un renfort géosynthétique à s'incurver pour mobiliser, par traction, des efforts orientés initialement dans la direction perpendiculaire à son plan. Les formulations analytiques existantes de l'effet membrane ont été établies dans des cas simples (problèmes plans et charges uniformes) [Delmas, 1979] [Perrier, 1983] [Giroud, 1988, 1990, 1995, 1996] et étendues parfois aux cas tridimensionnels. On présentera successivement ci-dessous les principales formulations qui ont été utilisées dans les méthodes de dimensionnement des remblais sur pieux renforcés par nappes géosynthétiques.

## 2.2.1 Nappe horizontale bidimensionnelle sollicitée par une charge uniforme verticale

### Non prise en considération de la compressibilité du sol sous la nappe

Pour étudier l'effet membrane, Delmas [Delmas, 1979] considère une nappe géosynthétique horizontale de largeur unité, fixée à ses deux extrémités et uniformément chargée (Fig. 2.1). L'action de la réaction du sol sous la nappe est ici négligée. On note :  $L$  la longueur de la nappe,  $q$  la charge répartie uniforme,  $\varphi$  et  $T_\varphi$  respectivement l'angle caractéristique de l'orientation de la nappe et la tension par unité de largeur en un point  $M$  de la nappe,  $f_{max}$  la flèche maximale au centre de la nappe et  $T_{max}$  la tension maximale par unité de largeur au point d'ancrage.

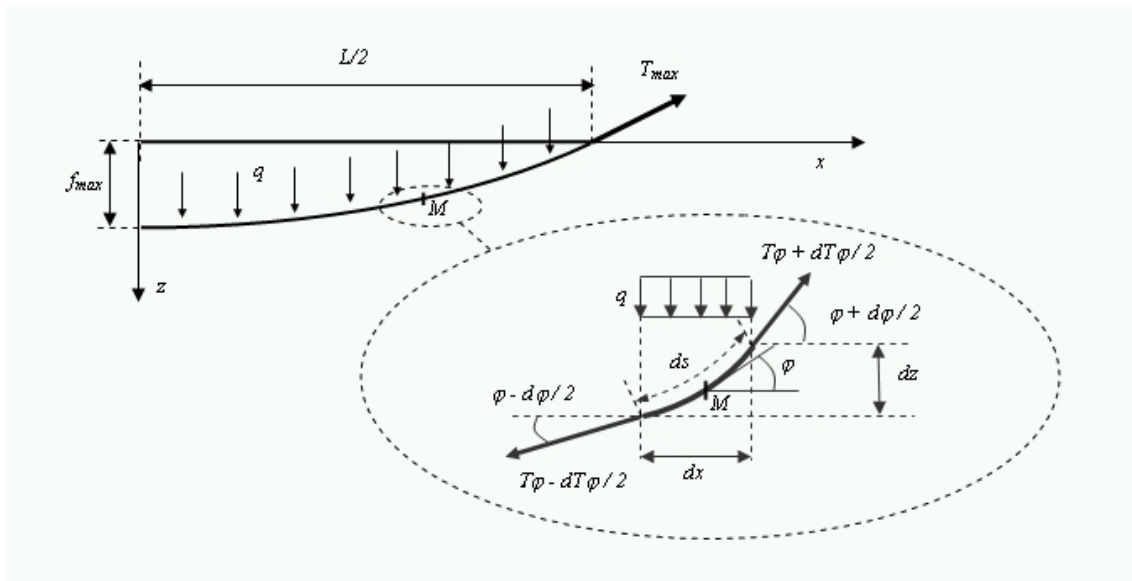


FIG. 2.1 – Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe.

$\varphi$  est défini par :

$$\tan \varphi = \frac{\partial z}{\partial x} \quad (2.1)$$

$$\cos \varphi = \frac{\partial x}{\partial s} \quad (2.2)$$

L'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon élémentaire de nappe de longueur déformée  $\partial s$  s'écrit :

$$\partial (T_\varphi \cos \varphi) = 0 \quad (2.3)$$

$$\partial (T_\varphi \sin \varphi) = q \partial x \quad (2.4)$$

L'équation (2.3) conduit à :

$$T_\varphi \cos \varphi = T_0 \quad (2.5)$$

avec  $T_0$  une constante

En utilisant les équations (2.1) et (2.5) on peut écrire :

$$T_\varphi \sin \varphi = T_\varphi \cos \varphi \frac{\partial z}{\partial x} = T_0 \frac{\partial z}{\partial x} \quad (2.6)$$

Ce qui, combiné avec l'équation (2.4) donne :

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{q}{T_0} \quad (2.7)$$

Après intégration de l'équation (2.7), avec pour conditions aux limites  $z = 0$  pour  $x = -\frac{L}{2}$  et  $x = \frac{L}{2}$ , on obtient l'équation caractéristique de la déformée parabolique de la nappe géosynthétique :

$$\boxed{z(x) = \frac{q L^2}{8 T_0} - \frac{q x^2}{2 T_0}} \quad (2.8)$$

Le déplacement est maximum au centre de la nappe pour  $x = 0$ , d'où :

$$\boxed{f_{max} = \frac{q L^2}{8 T_0}} \quad (2.9)$$

La Tension maximale  $T_{max}$  aux points d'ancrage de la nappe ( $x = \frac{-L}{2}$  et  $x = \frac{L}{2}$ ), a pour composante horizontale  $T_0$  et pour composante verticale  $\frac{qL}{2}$ . On en déduit :

$$T_{max}^2 = T_0^2 + \left(\frac{q L}{2}\right)^2 \quad (2.10)$$

Par combinaison des équations (2.9) et (2.10) on obtient :

$$\boxed{T_{max} = \frac{q L^2}{8 f_{max}} \sqrt{1 + \frac{16 f_{max}^2}{L^2}}} \quad (2.11)$$

Pour déterminer  $f_{max}$  et  $T_{max}$ , il est nécessaire d'introduire une loi de comportement pour le géotextile. Dans le cas d'un comportement élastique linéaire on a en tout point de la nappe :

$$T_\varphi = J \varepsilon_\varphi \quad (2.12)$$

$J$  est le module de rigidité de la nappe et  $\varepsilon_\varphi$  la déformation définie au point  $M$ .

L'augmentation de longueur de la nappe peut être calculée par différence entre la longueur déformée et la longueur initiale de la nappe, ou par sommation des déformations définies en chaque point de la nappe. On peut donc écrire :

$$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \varepsilon_\varphi \partial s \quad (2.13)$$

Pour résoudre l'équation (2.13) on pose :

$$\beta = \frac{q L}{2 T_0} \quad (2.14)$$

Il est alors possible d'écrire grâce aux équations (2.1) et (2.8) que :

$$z(x) = \beta \left[ \frac{x^2}{L} - \frac{L}{4} \right] \quad (2.15)$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \tan \varphi = \frac{2 \beta x}{L} \quad (2.16)$$

$$\frac{1}{\cos^2 \varphi} = 1 + \tan^2 \varphi = 1 + \left( \frac{2 \beta x}{L} \right)^2 \quad (2.17)$$

$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s$  est calculé grâce aux équations (2.2) et (2.17) :

$$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \frac{1}{\cos \varphi} \partial x = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left( \frac{2 \beta x}{L} \right)^2} \partial x = \frac{L}{4 \beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta \right] \quad (2.18)$$

$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \varepsilon_\varphi \partial s$  est obtenu en utilisant les équations (2.2), (2.5), (2.12) et (2.17) :

$$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \varepsilon_\varphi \partial s = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \frac{T_\varphi}{J} \partial s = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \frac{T_0}{J \cos \varphi} \partial s = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \frac{T_0}{J \cos^2 \varphi} \partial x \quad (2.19)$$

$$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \varepsilon_\varphi \partial s = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \frac{T_0}{J} \left[ 1 + \left( \frac{2 \beta x}{L} \right)^2 \right] \partial x = \frac{T_0}{J} \left( \frac{L}{2} + \frac{L \beta^2}{6} \right) \quad (2.20)$$

L'équation (2.13) devient par conséquent :

$$\frac{L}{4 \beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta \right] - \frac{L}{2} = \frac{T_0 L}{J} \left( \frac{1}{2} + \frac{\beta^2}{6} \right) \quad (2.21)$$

En utilisant l'équation (2.14) on obtient après simplification :

$$\boxed{\frac{qL}{J} = \frac{3 \left( \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta - 2\beta \right)}{3 + \beta^2}} \quad (2.22)$$

$\beta$  est la solution de l'équation (2.22). Sa détermination permet le calcul de  $T_0$ ,  $T_{max}$  et  $f_{max}$  grâce aux équations (2.10), (2.11) et (2.14).

Giroud [Giroud, 1995, 1996] a proposé une formule simplifiée pour déterminer les tensions, les déformations et la flèche maximale en fonction de la charge appliquée. L'auteur définit une déformation moyenne sur la base de l'équation (2.13) :

$$\varepsilon = \frac{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s} \quad (2.23)$$

En utilisant la formule (2.18), l'équation (2.23) devient :

$$\varepsilon = \frac{\frac{L}{4\beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta \right] - \frac{L}{2}}{\frac{L}{4\beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{arcsinh} \beta \right]} \quad (2.24)$$

Sachant que  $\operatorname{arcsinh} \beta = \ln \left( \beta + \sqrt{1 + \beta^2} \right)$  et en utilisant l'équation (2.14) l'équation (2.24) devient :

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 16 \left( \frac{f_{max}}{L} \right)^2} + \frac{L}{8f_{max}} \ln \left( \frac{4f_{max}}{L} + \sqrt{1 + 16 \left( \frac{f_{max}}{L} \right)^2} \right) - 1 \quad (2.25)$$

Une approximation de l'équation (2.25) s'écrit :

$$\boxed{\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{L} \right)^2} \quad (2.26)$$

La tension maximale dans le géotextile est obtenue par la combinaison des équations

(2.11) et (2.26) :

$$T_{max} = \frac{q L}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (2.27)$$

L'introduction d'une loi de comportement élastique linéaire permet d'établir une relation simple en fonction de la déformation moyenne :

$$\frac{q L}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J \varepsilon \quad (2.28)$$

La détermination de  $\varepsilon$  permet, grâce aux équations (2.26) et (2.27) de déterminer  $f_{max}$  et  $T_{max}$ .

### Prise en considération de la compressibilité du sol sous la nappe

Pour Kempfert [Kempfert et al., 1997, 1999] et Zaeske [Zaeske, Kempfert, 2002], le calcul de l'effet membrane correspond à un calcul d'effort / déformation bidimensionnel prenant en compte la réaction du sol sous jacent (Fig. 2.2) grâce à l'introduction d'un coefficient de réaction  $k_s$ . Ce coefficient supposé constant pour l'ensemble du sol est proportionnel au module oedométrique et, est inversement proportionnel à l'épaisseur du sol support considéré.

L'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon élémentaire de nappe (Fig. 2.2) s'écrit, après simplification :

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{q}{T_0} + \frac{k_s z}{T_0} \quad (2.29)$$

avec  $T_0$  la composante horizontale de la tension  $T_\varphi$ .

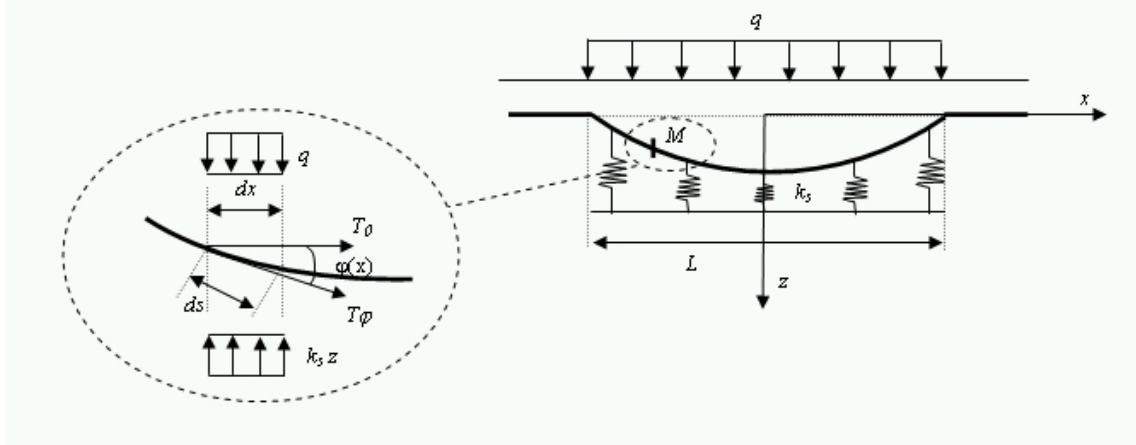


FIG. 2.2 – Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe.

La résolution de l'équation différentielle (2.29) permet la détermination de la flèche en tout point  $M$  de la nappe :

$$z(x) = \frac{q}{k_s} \left( \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} x\right)}{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{L}{2}\right)} - 1 \right) \quad (2.30)$$

la flèche maximale  $f_{max}$  est obtenue pour  $x = 0$ , d'où :

$$f_{max} = \frac{q}{k_s} \left( \frac{1}{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{L}{2}\right)} - 1 \right) \quad (2.31)$$

Comme précédemment (équations (2.13), (2.16), (2.17), (2.18)), l'augmentation de longueur de la nappe peut être calculée par différence entre la longueur déformée et la longueur initiale de la nappe, ou par sommation des déformations définies en chaque point de la nappe :

$$\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \varepsilon \partial s \quad (2.32)$$

avec :



$$\partial s = \frac{\partial x}{\cos \varphi} = \sqrt{1 + \tan^2 \varphi} \partial x = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x \quad (2.33)$$

La tension en tout point  $M$  de la nappe est donnée par l'équation (2.5) et s'écrit :

$$T_\varphi = \frac{T_0}{\cos \varphi} = T_0 \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} = J \varepsilon_\varphi \quad (2.34)$$

En remplaçant  $\varepsilon$  et  $\partial s$  par leurs valeurs respectives (équations (2.33) et (2.34)), l'équation (2.32) s'écrit :

$$\frac{T_0}{J} = \frac{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} 1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 \partial x} \quad (2.35)$$

avec :

$$\frac{\partial z}{\partial x} = -\frac{q}{k_s} \sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{\sinh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} x\right)}{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{L}{2}\right)} \quad (2.36)$$

L'équation (2.35) est résolue par intégration numérique et permet le calcul de  $T_0$ , d'où les valeurs de  $f_{max}$  et de  $\varepsilon_\varphi$  (équations (2.31) et (2.34))

Pour résoudre l'équation (2.32), Kempfert suppose en première approximation que la déformation  $\varepsilon$  est constante sur toute la nappe et qu'elle est égale à la déformation  $\varepsilon_0$  obtenue en son centre. En supposant un comportement élastique linéaire, on a par conséquent :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 = \frac{T_0}{J} \quad (2.37)$$

D'où l'équation proposée [Kempfert et al., 1997, 1999], peu différente de l'équation (2.35) :

$$\frac{T_0}{J} = \frac{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=\frac{L}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x} \quad (2.38)$$

La tension en tout point  $M$  de la nappe est calculée par l'équation (2.39) :

$$T_\varphi = \frac{T_0}{\cos \varphi} = T_0 \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} = J \varepsilon_\varphi \quad (2.39)$$

L'influence du rapport  $\frac{k_s}{J}$  sur le profil déformé de la nappe géosynthétique est présentée sur la figure 2.3. Les paramètres de calcul sont  $L = 1m$ ,  $q = 20kN/m^2$  et  $J = 1000kN/m$ . Les formules utilisées sont les formules (2.30), (2.35) et (2.36) qui convergent parfaitement vers la solution de Delmas (équations (2.8), (2.14) et (2.22)) pour  $k_s = 0$ .

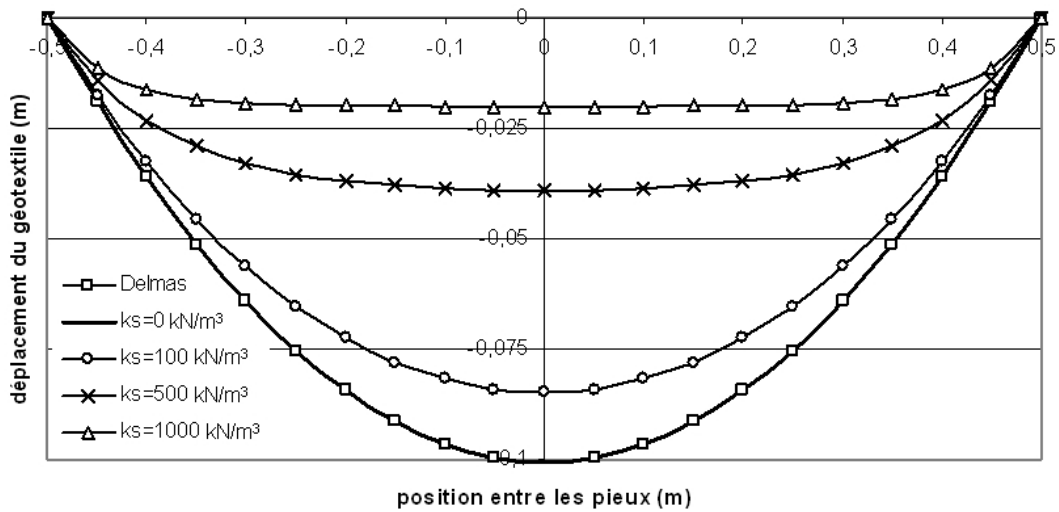


FIG. 2.3 – Influence du coefficient de réaction du sol  $k_s$  sur la déformation du géosynthétique.

## 2.2.2 Nappe horizontale bidimensionnelle sollicitée par une répartition uniforme des contraintes normales

L'étude de Perrier [Perrier, 1983] se différencie de celle de Delmas [Delmas, 1979] par l'hypothèse sur la répartition de la charge qui est supposée normale à la position déformée de la nappe. On note (Fig. 2.4)  $L$  la longueur de la nappe,  $L'$  sa longueur déformée,  $q$  la charge appliquée,  $\varphi$  l'angle entre la tangente à la nappe et l'horizontale et  $\rho$  le rayon de courbure de la nappe au point  $M$ .

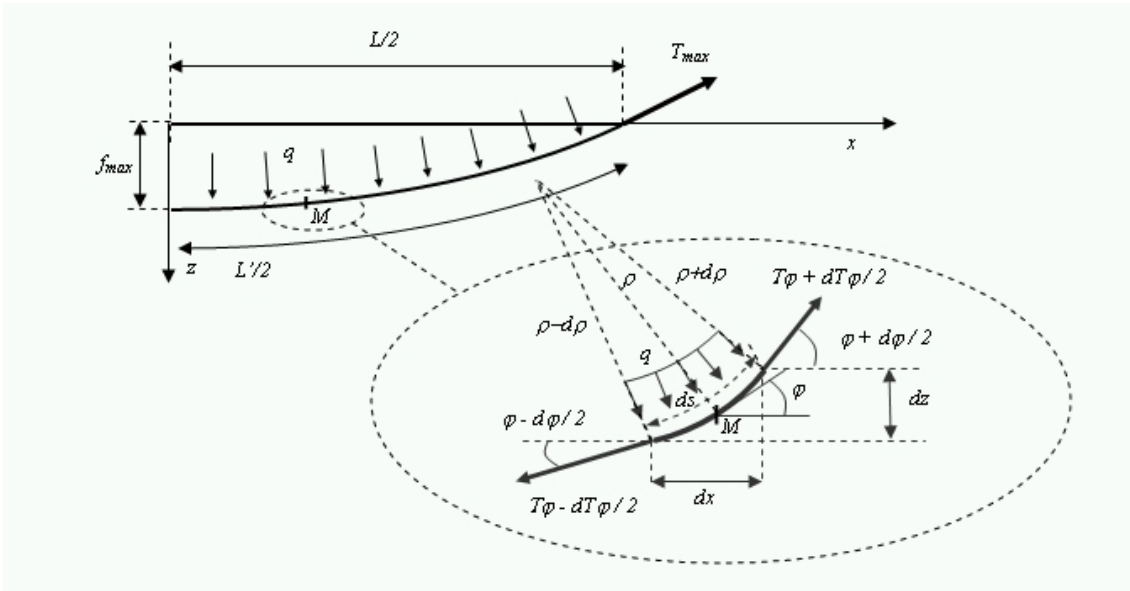


FIG. 2.4 – Equilibre d'un tronçon élémentaire de nappe.

- L'équilibre des efforts tangents à un segment de nappe permet d'écrire :

$$\left(T_\varphi + \frac{\partial T_\varphi}{2}\right) \cos \frac{\partial \varphi}{2} - \left(T_\varphi - \frac{\partial T_\varphi}{2}\right) \cos \frac{\partial \varphi}{2} = 0 \quad (2.40)$$

Soit après simplification :

$$\partial T_\varphi \cos \frac{\partial \varphi}{2} = 0 \quad (2.41)$$

En supposant  $\partial\varphi$  très petit ( $\cos \frac{\partial\varphi}{2} = 1$ ) on obtient :

$$\partial T_\varphi = 0 \quad (2.42)$$

D'où  $T_\varphi$  est une constante.

- L'équilibre des efforts normaux à un segment de nappe permet d'écrire :

$$\left(T_\varphi - \frac{\partial T_\varphi}{2}\right) \sin \frac{\partial\varphi}{2} - \left(T_\varphi + \frac{\partial T_\varphi}{2}\right) \sin \frac{\partial\varphi}{2} = \int_{-\frac{\partial T_\varphi}{2}}^{\frac{\partial T_\varphi}{2}} q \rho_\alpha \cos \alpha \partial\alpha \quad (2.43)$$

Soit après simplification :

$$2 T_\varphi \sin \frac{\partial\varphi}{2} = 2q \int_0^{\frac{\partial T_\varphi}{2}} \rho_\alpha \cos \alpha \partial\alpha \quad (2.44)$$

En supposant  $\partial\varphi$  très petit ( $\sin \frac{\partial\varphi}{2} = \frac{\partial\varphi}{2}$ ) on obtient après simplification :

$$T_\varphi \partial\varphi = 2q \rho_\alpha [\sin \alpha]_0^{\frac{\partial T_\varphi}{2}} \quad (2.45)$$

D'où :

$$T_\varphi = 2q \rho_\alpha \quad (2.46)$$

On déduit donc de l'équilibre des efforts tangents et normaux que  $T_\varphi$  et le rayon de courbure  $\rho$  de la nappe sont des constantes. La déformée d'une nappe soumise à une répartition uniforme des contraintes est de forme circulaire (Fig. 2.5).

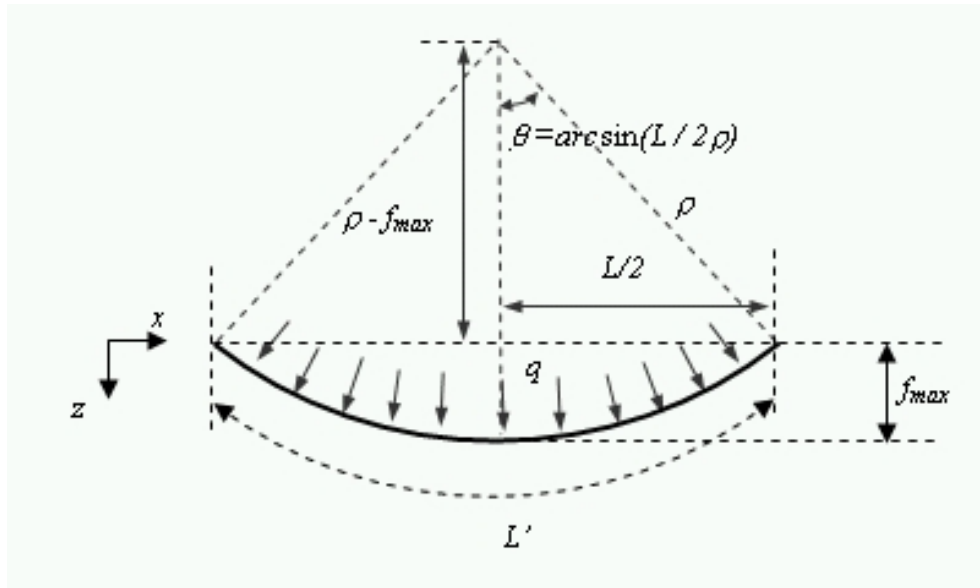


FIG. 2.5 – Géométrie de la déformée de la nappe.

En considérant la géométrie du problème on établit que :

$$\rho^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (\rho - f_{max})^2 \quad (2.47)$$

Soit :

$$f_{max} = \rho - \sqrt{\rho^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2} \quad (2.48)$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\rho = \frac{L}{4} \left( \frac{2f_{max}}{L} + \frac{L}{2f_{max}} \right) \quad (2.49)$$

Comme précédemment, pour déterminer la tension  $T_\varphi$  (constante en tout point de la nappe) et la flèche  $f_{max}$ , il est nécessaire d'introduire une loi de comportement. Si l'on pose :

$$T_\varphi = J \varepsilon_\varphi \quad (2.50)$$

On en déduit que  $\varepsilon_\varphi$  est une constante que l'on peut calculer en écrivant :

$$\varepsilon_\varphi = \frac{L' - L}{L} \quad (2.51)$$

En considérant (Fig. 2.5) que :

$$L' = 2 \rho \theta \quad (2.52)$$

Avec :

$$\theta = \arcsin \frac{L}{2 \rho} \quad (2.53)$$

On obtient :

$$\boxed{\varepsilon_\varphi = \frac{2 \rho}{L} \arcsin \frac{L}{2 \rho} - 1} \quad (2.54)$$

En couplant les équations (2.46), (2.50) et (2.54), on obtient :

$$q \rho = J \left( \frac{2 \rho}{L} \arcsin \frac{L}{2 \rho} - 1 \right) \quad (2.55)$$

La détermination de  $\rho$  par l'équation (2.55) permet le calcul de la tension dans la nappe par l'équation (2.46) et de la flèche maximale par l'équation (2.48).

Des formules analogues ont été proposées par Giroud [Giroud, 1988, 1990] sous la forme suivante :

$$\boxed{T = q L \Omega = J \varepsilon} \quad (2.56)$$

$$\text{pour } \frac{f_{max}}{L} \leq 0.5 \quad \varepsilon = 2\Omega \arcsin \frac{1}{2\Omega} - 1 \quad (2.57)$$

$$\text{pour } \frac{f_{max}}{L} \geq 0.5 \quad \varepsilon = 2\Omega \left( \pi - \arcsin \frac{1}{2\Omega} \right) - 1 \quad (2.58)$$

$\Omega$  un facteur adimensionnel donné par :

$$\Omega = \frac{1}{4} \left( \frac{2f_{max}}{L} + \frac{L}{2f_{max}} \right) \quad (2.59)$$

## 2.3 Modélisation analytique des mécanismes de report de charge et d'effet voûte

Les mécanismes de report de charge ou d'effet voûte sont des phénomènes complexes qui agissent au sein du matelas de transfert de charge et qui permettent de rediriger une partie des charges verticales (poids du remblai et surcharges) vers les têtes des pieux. Ces mécanismes, qui se produisent nécessairement suite au tassement d'une partie du sol support, engendrent une réorganisation et une réorientation des efforts au sein du matelas granulaire. Ils dépendent bien évidemment des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (espacement des pieux, forme et dimensions de la tête des pieux, hauteur du matelas granulaire, etc...) mais également des caractéristiques du sol (granularité et caractéristiques mécaniques). Si l'épaisseur du matelas de transfert de charge est suffisamment importante, on peut espérer un faible taux de déformations en surface même si des mouvements de sol plus importants sont perceptibles en profondeur.

De nombreuses méthodes analytiques ont été proposées pour quantifier la charge transmise par report de charge aux têtes de pieux. A l'heure actuelle, aucune d'entre elles ne fait l'unanimité. Parmi les méthodes analytiques existantes nous nous limiterons ici aux

formulations les plus usitées.

### 2.3.1 Méthode basée sur l'équilibre d'un volume de sol en mouvement

Ces méthodes sont basées sur les travaux de Marston et Anderson [Marston, Anderson, 1913] et Terzaghi [Terzaghi, 1943] qui ont proposé différentes formulations pour prendre en considération les mécanismes de transfert de charge. Le cas général considéré ici est celui d'une masse de sol qui tend à se déplacer entre deux zones de sol supposées fixes. En étudiant l'équilibre de la zone de sol mobile, il est possible d'estimer la quantité d'efforts transmis par frottement aux zones stables. Il en résulte, à la profondeur ( $z = H$ ) une diminution de la charge verticale  $Q$  qui sera reprise selon les cas soit par un sol support déformable soit par une nappe géosynthétique. On suppose que le volume de sol en mouvement a une section  $S$  constante sur toute sa hauteur  $H$ . On appelle  $P_r$  le périmètre de cette section et  $p$  la charge répartie uniforme agissant au dessus du remblai.

L'équilibre des efforts moteurs et des efforts résistants appliqués à un volume élémentaire de la zone effondrée (Fig. 2.6) permet d'évaluer la contrainte verticale  $\sigma_z$  agissant à une profondeur  $z$  donnée.

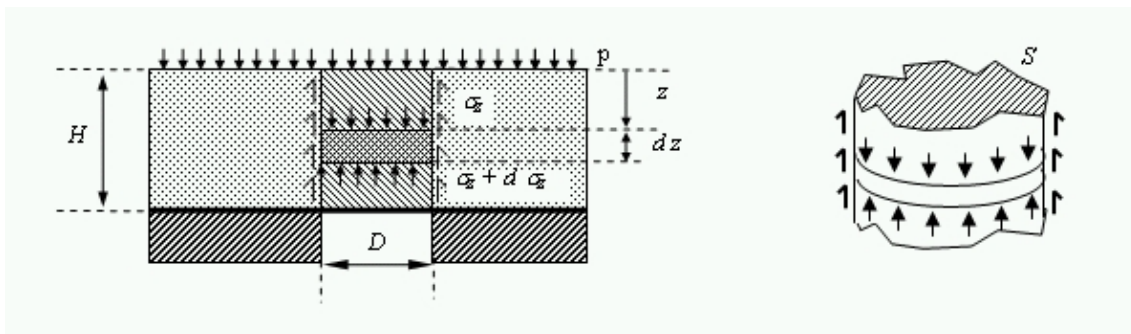


FIG. 2.6 – Equilibre d'un tronçon élémentaire de sol de remblai.

Les efforts moteurs  $F_M$  (poids propre et contraintes en partie supérieure  $\sigma_z$ ) agissant



sur le tronçon élémentaire de sol d'épaisseur  $\partial z$  sont définis par :

$$F_M = S \gamma \partial z + S \sigma_z \quad (2.60)$$

Avec  $\gamma$  : le poids volumique du sol considéré.

Les efforts résistants  $F_R$  sont fonction des contraintes de cisaillement le long de l'interface cisailée  $\tau = c + \sigma_r \tan \phi$  et des contraintes en partie basse  $\sigma_z + \partial \sigma_z$  soit :

$$F_R = \tau P_r \partial z + S (\sigma_z + \partial \sigma_z) \quad (2.61)$$

Avec  $c$  la cohésion,  $\phi$  l'angle de frottement interne du sol et  $\sigma_r$  la contrainte normale à la surface cisailée à la profondeur  $z$ . Le rapport entre la contrainte verticale  $\sigma_z$  et la contrainte normale  $\sigma_r$  est noté  $K$  :

$$K = \frac{\sigma_r}{\sigma_z} \quad (2.62)$$

L'équilibre des efforts moteurs et résistants permet d'écrire :

$$S (\gamma \partial z + \sigma_z) = (c + \sigma_r \tan \phi) P_r \partial z + S (\sigma_z + \partial \sigma_z) \quad (2.63)$$

Soit :

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma - \frac{P_r}{S} c - \frac{P_r}{S} K \sigma_z \tan \phi \quad (2.64)$$

En considérant que pour  $z = 0$ ,  $\sigma_z = p$  on obtient après intégration :

$$\sigma_z = \frac{S\gamma - P_r c}{P_r K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{P_r}{S} z} \right) + p e^{-K \tan \phi \frac{P_r}{S} z} \quad (2.65)$$

La contrainte  $Q$  agissant à la profondeur  $H$  s'écrit par conséquent :

$$Q = \frac{S\gamma - P_r c}{P_r K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{P_r}{S} H} \right) + p e^{-K \tan \phi \frac{P_r}{S} H} \quad (2.66)$$

### Application aux zones d'effondrement cylindriques

Les formulations relatives à une zone d'effondrement cylindrique ont été proposées par Terzaghi [Terzaghi, 1943]. L'auteur étudie l'équilibre d'un cylindre de sol en mouvement de diamètre  $D$ . Il obtient (équation (2.66)) pour  $S = \pi \frac{D^2}{4}$ ,  $P_r = \pi D$  et  $c = 0$  :

$$Q = \frac{D\gamma}{4K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi 4 \frac{H}{D}} \right) + p e^{-K \tan \phi 4 \frac{H}{D}} \quad (2.67)$$

Terzaghi propose de prendre pour la valeur de  $K$  le coefficient de poussée des terres  $K_a$  défini par :

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.68)$$

Mc Kelvey [Mc Kelvey, 1994] propose de remplacer ce coefficient par le coefficient  $K_w$  de Handy [Handy, 1985] :

$$K = K_w = 1.06 \left( \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) + K_a \sin^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad (2.69)$$

Malgré tout, Jaky [Jaky, 1944] montre que le produit  $K \tan \phi$  varie peu avec  $\phi$ . Pour des angles de frottement supérieurs à  $20^\circ$  le produit  $K \tan \phi$  est peu différent de 0,25.

### Applications aux zones d'effondrement en tranchée

Marston et Anderson [Marston, Anderson, 1913] se sont intéressés à la contrainte verticale agissant sur un tube enterré horizontalement de diamètre  $L$  et de longueur  $d$ . Ils définissent une hauteur  $H_e$  du plan d'égal tassement au dessus de laquelle le sol ne se

tasse plus et est supposé agir comme une surcharge d'intensité  $\gamma (H - H_e)$  (Fig. 2.7). Si la hauteur du remblai est supérieure à la hauteur  $H_e$  la surcharge considérée dans l'équilibre du volume de sol en mouvement est  $[p + \gamma (H - H_e)]$  qui est supposée agir à la hauteur  $H_e$ . Par expérimentation, Terzaghi [Terzaghi, 1943] montre que  $H_e \approx 2,5L$ .

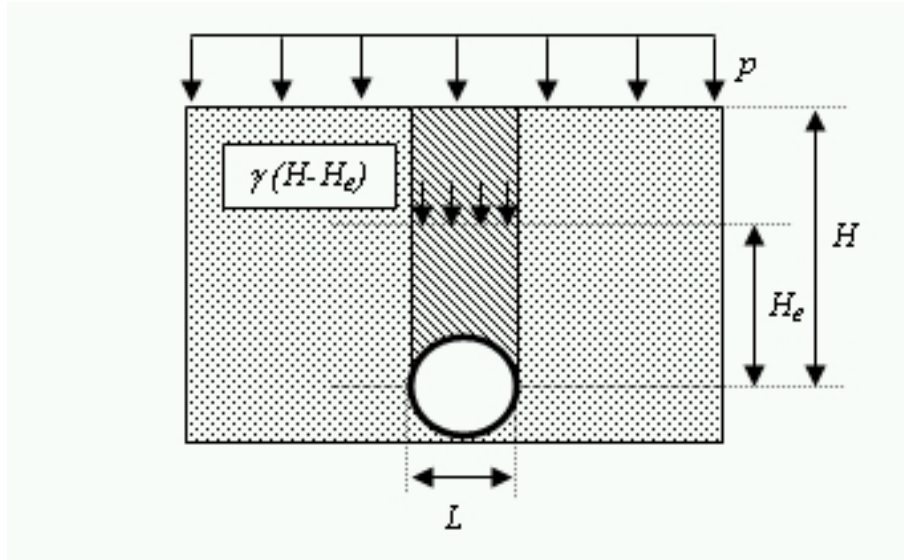


FIG. 2.7 – Géométrie de l'étude de Marston et Anderson

L'équilibre du volume de sol en mouvement (équation (2.65)) devient pour  $c = 0$ ,  $S = Ld$  et  $P_r = 2d$  :

$$Q = \frac{\gamma L}{2K \tan \phi} (1 - e^{-2K \tan \phi \frac{H_e L}{L}}) + (p + \gamma (H - H_e)) e^{-2K \tan \phi \frac{H_e}{L}} \quad (2.70)$$

Avec :

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.71)$$

Des recherches similaires ont été menées par Kezdi [Kezdi, 1975] et Terzaghi [Terzaghi, 1943] et appliquées au cas des tranchées rectilignes de largeur  $L$ . Les auteurs supposent

que  $H_e = H$  et obtiennent de façon analogue :

$$Q = \frac{\gamma L}{2K \tan \phi} (1 - e^{-2K \tan \phi \frac{H}{L}}) + p e^{-2K \tan \phi \frac{H}{L}} \quad (2.72)$$

Avec :

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.73)$$

Marston et Anderson [Marston, Anderson, 1913] introduisent par les équations (2.75) et (2.76) un coefficient  $C_d$  qui permet de simplifier l'équation (2.70) (pour  $p = 0$ ) par :

$$Q = L\gamma C_d \quad (2.74)$$

avec :

$$C_d = \frac{e^{\pm K \tan \phi \frac{2H}{L}} - 1}{\pm 2K \tan \phi} \quad \text{pour } H \leq H_e \quad (2.75)$$

$$C_d = \frac{e^{\pm K \tan \phi \frac{2H}{L}} - 1}{\pm 2K \tan \phi} + \left( \frac{H}{L} - \frac{H_e}{L} \right) e^{\pm K \tan \phi \frac{2H}{L}} \quad \text{pour } H > H_e \quad (2.76)$$

### Applications aux remblais renforcés par inclusions rigides

Combarieu [Combarieu, 1974, 1988, 1990] et Russel et Pierpoint [Russel, Pierpoint, 1997, 1998] ont utilisé la méthode d'équilibre limite de Terzaghi pour les remblais renforcés par inclusions rigides. Ils considèrent qu'il y a cisaillement et transfert de charge le long des colonnes de sol situées au dessus des pieux (Fig. 2.8). On note  $a$  la largeur de la tête de pieu,  $s$  l'entre axe entre les pieux et  $H$  la hauteur du remblai.

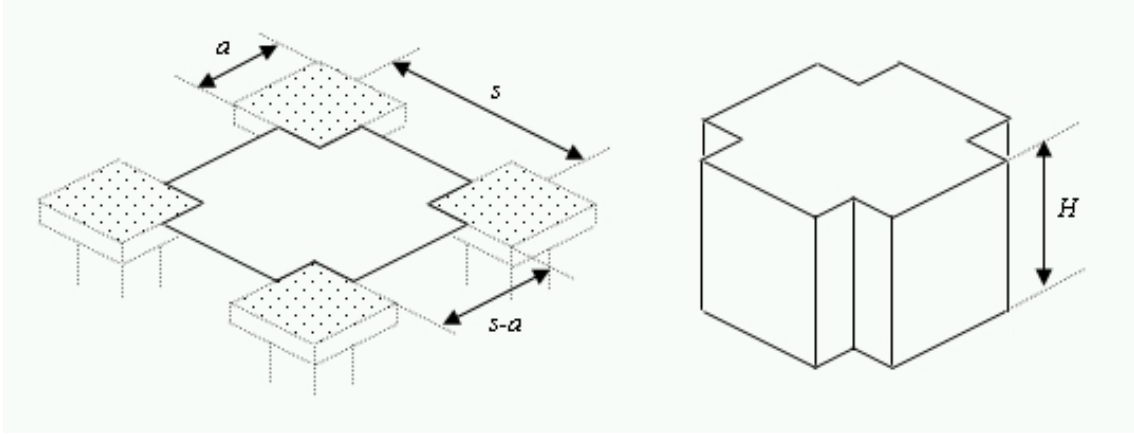


FIG. 2.8 – Géométrie de l'étude pour [Russel, Pierpoint, 1997, 1998].

L'équilibre du volume de sol en mouvement (équation (2.66)) s'écrit [Combarieu, 1974, 1988, 1990] pour  $c = 0$ ,  $S = s^2 - a^2$  et  $P_r = 4a$  :

$$Q = \frac{\gamma}{m_r} (1 - e^{-m_r H}) + p e^{-m_r H} \quad (2.77)$$

avec :

$$m_r = \frac{4aK \tan \phi}{s^2 - a^2}$$

Russel et Pierpoint [Russel, Pierpoint, 1997, 1998] obtiennent de la même façon avec  $c = 0$ ,  $S = s^2 - a^2$ ,  $P_r = 4a$  et  $p = 0$  :

$$Q = \gamma H \frac{s^2 - a^2}{4HaK \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{4HaK \tan \phi}{s^2 - a^2}} \right) \quad (2.78)$$

Russel et Pierpoint déterminent l'efficacité des pieux  $E_p$  comme étant le rapport de la charge reprise par les pieux sur la charge totale :

$$E_p = \frac{\gamma H s^2 - Q (s^2 - a^2)}{\gamma H s^2} = 1 - \frac{Q}{\gamma H} \frac{s^2 - a^2}{s^2} \quad (2.79)$$

John [John, 1987] adapte la formule (équation (2.74)) de Marston et Anderson [Mars-

ton, Anderson, 1913] au cas des remblais renforcés par inclusions rigides et nappes géosynthétiques, en introduisant pour évaluer la charge répartie  $Q_p$  agissant sur les pieux, un coefficient de voûte  $C_c$  :

$$Q_p = \gamma H \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2 \quad (2.80)$$

avec :

$$C_c = \frac{1,69H}{a} - 0,12 \quad (2.81)$$

D'où l'efficacité du pieu :

$$E_p = \frac{Q_p a^2}{\gamma H s^2} = \frac{a^2}{s^2} \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2 \quad (2.82)$$

La charge répartie agissant sur le sol support s'écrit :

$$Q = \frac{\gamma H s^2 - Q_p a^2}{s^2 - a^2} = \frac{s^2 - a^2 \left( \frac{Q_p}{\gamma H} \right)}{s^2 - a^2} \gamma H \quad (2.83)$$

L'auteur en déduit la charge répartie  $q$  que doit reprendre par effet membrane une portion de nappe géosynthétique positionnée entre les pieux :

$$q = \left[ \frac{s^2 - a^2 \left( \frac{Q_p}{\gamma H} \right)}{s^2 - a^2} \right] \frac{\gamma H s}{a} \quad (2.84)$$

L'auteur définit un domaine de validité de la formule pour  $H$  compris entre  $0,7(s - a)$  et  $1,4(s - a)$ . Si  $H \geq 1,4(s - a)$  il propose de remplacer  $H$  dans la formule (2.84) par  $1,4(s - a)$ , et si  $\frac{s^2}{a^2} \leq \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2$  c'est-à-dire  $E_p \geq 1$  par  $H = 0$ .

### 2.3.2 Méthode prenant en compte une zone d'influence du sol au dessus des pieux

#### Méthode développée par Carlson (1987) et Rogbeck (1998)

Carlson [Carlson, 1987] s'intéresse au cas des remblais renforcés par inclusions rigides et par nappes géosynthétiques. Il propose une formulation analytique simple dans le cas bidimensionnel qui permet d'estimer la charge répartie  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux (Fig. 2.9).

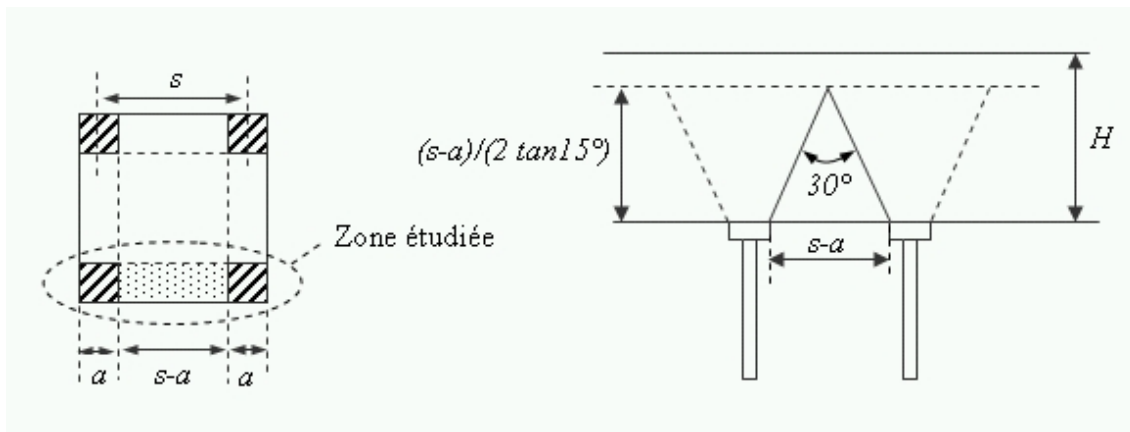


FIG. 2.9 – Géométrie de l'étude [Carlson, 1987].

Carlson suppose que la zone du sol, non reprise par les pieux, forme un triangle isocèle d'angle au sommet  $30^\circ$  et d'épaisseur  $a$  d'où :

$$q = \frac{(s - a)^2}{4 \tan 15} \gamma \quad (2.85)$$

Pour prendre en compte la zone de sol située entre les pieux (cas tridimensionnel), Rogbeck [Rogbeck et al., 1998] étend la formule de Carlson en considérant une zone d'influence du sol plus importante (Fig. 2.10).

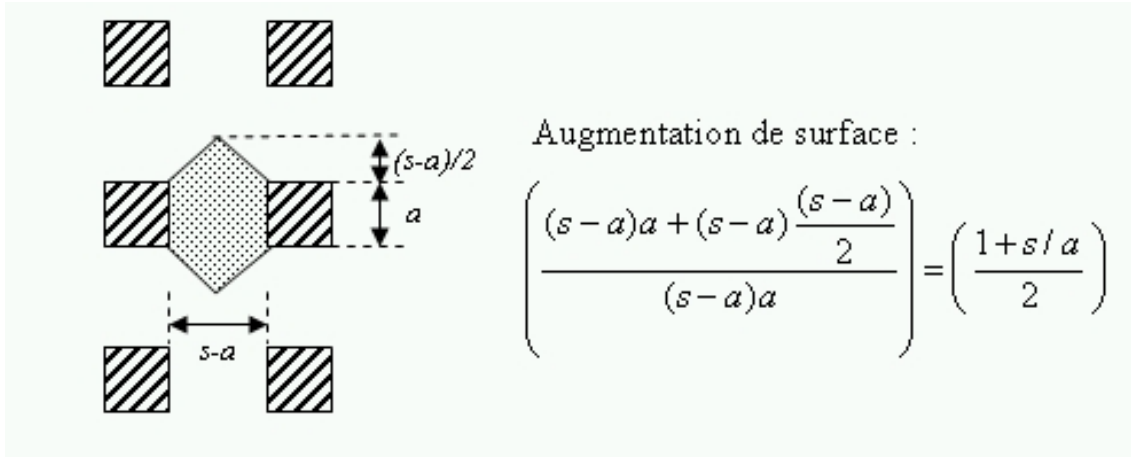


FIG. 2.10 – Géométrie de l'étude [Rogbeck et al., 1998].

La charge répartie  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux s'écrit, en prenant en considération l'augmentation de surface :

$$q = \frac{1 + \frac{s}{a} (s-a)^2}{8 \tan 15} \gamma \quad (2.86)$$

On en déduit l'efficacité des pieux  $E_p$  :

$$E_p = 1 - \frac{(s+a)(s-a)^2}{4Hs^2 \tan 15} \quad (2.87)$$

### La méthode Guido

Guido [Guido et al., 1987] considère que la masse de sol non reprise par le réseau de pieux est une pyramide (Fig. 2.11) dont les arêtes forment un angle de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontale.

Le poids de la pyramide de sol vaut :

$$W_s = \gamma \frac{(s-a)^3}{3\sqrt{2}} \quad (2.88)$$



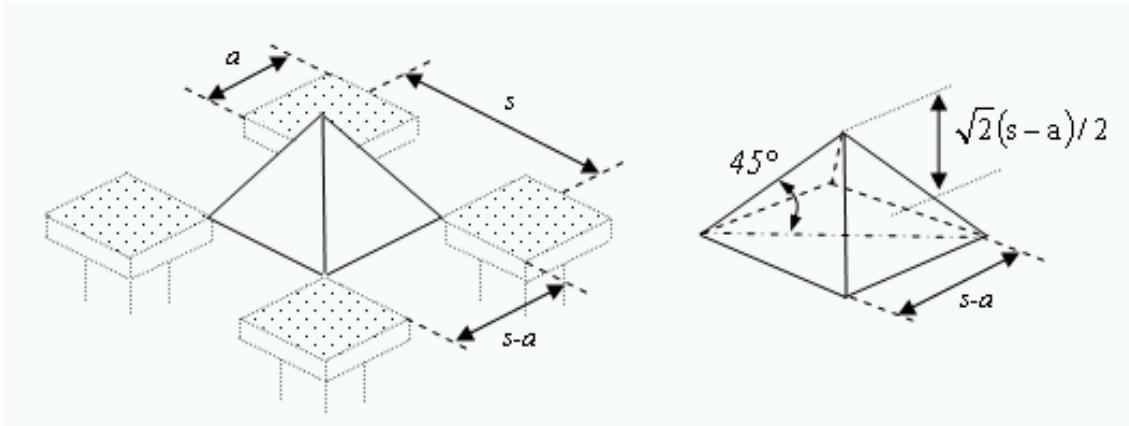


FIG. 2.11 – Géométrie de l'étude [Guido et al., 1987].

D'où la charge linéique  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux :

$$q = \frac{W_s}{2a} = \gamma \frac{(s-a)^3}{6a\sqrt{2}} \quad (2.89)$$

D'où l'efficacité des pieux :

$$E_p = 1 - \frac{W_s}{\gamma H s^2} = 1 - \frac{(s-a)^3}{3\sqrt{2} H s^2} \quad (2.90)$$

### La méthode SINTEF

La méthode SINTEF [Svanø et al., 2000], [Øiseth, Busklein, 2001] [Øiseth et al., 2002] est basée sur les travaux de Carlson. Elle suppose que la masse de sol non reprise par le réseau de pieux à la forme d'un double toit de pente  $\beta$  (Fig. 2.12) généralement compris, suivant le type de sol, entre 2,5 et 3,5 (soit un angle par rapport à la verticale de 68° et 74°).

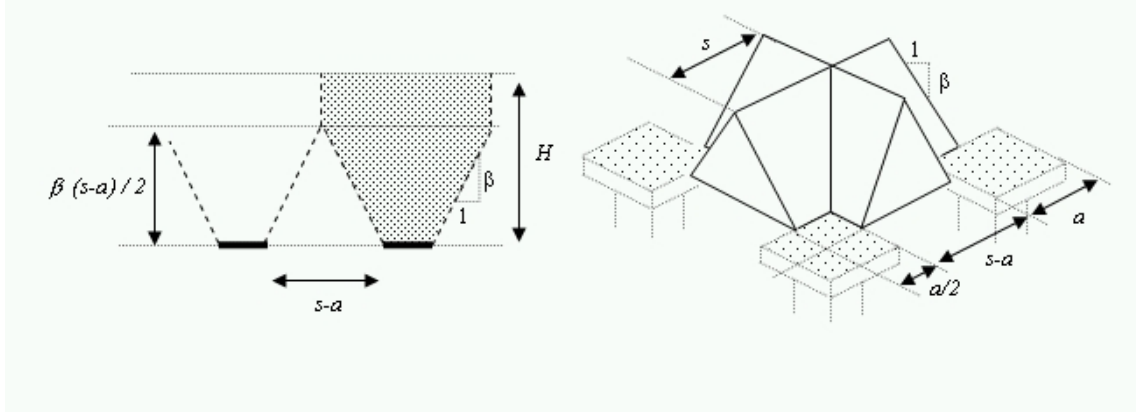


FIG. 2.12 – Géométrie de l'étude, méthode SINTEF.

Si la hauteur du remblai  $H$  est supérieure à  $\frac{s-a}{2}\beta$  l'efficacité des pieux est maximale. La masse de sol supportée par les pieux vaut :

$$W_p = \frac{s^3 - a^3}{6}\beta\gamma + \gamma s^2 \left( H - \frac{\beta(s-a)}{2} \right) \quad (2.91)$$

D'où la masse de sol non reprise par les pieux :

$$W_s = \frac{\beta\gamma s^2 (s-a)}{2} - \frac{(s^3 - a^3)\beta\gamma}{6} \quad (2.92)$$

D'où la charge linéique  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux :

$$q = \frac{W_s}{2a} = \frac{\beta\gamma s^2 (s-a)}{4a} - \frac{(s^3 - a^3)\beta\gamma}{12a} \quad (2.93)$$

D'où l'efficacité des pieux :

$$E_p = 1 + \frac{(s^3 - a^3)\beta}{6Hs^2} - \frac{\beta(s-a)}{2H} \quad (2.94)$$

Si la hauteur  $H$  est inférieure à  $\frac{s-a}{2}\beta$ , le poids du sol reposant sur l'ensemble des pieux vaut :

$$W_p = \frac{\beta\gamma}{6} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \quad (2.95)$$

D'où la masse de sol non reprise par les pieux :

$$W_s = \gamma s^2 H - \frac{\beta\gamma}{6} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \quad (2.96)$$

D'où la charge linéique  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux :

$$q = \frac{W_s}{2a} = \frac{\gamma s^2 H}{2a} - \frac{\beta\gamma}{12a} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \quad (2.97)$$

D'où l'efficacité des pieux :

$$E_p = \frac{\beta}{6Hs^2} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \quad (2.98)$$

### 2.3.3 Méthode prenant en compte un transfert de charge dans le matelas granulaire

Les mécanismes pris en considération dans les méthodes de dimensionnement, sont les mécanismes de report de charge dans le remblai et le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Les premiers mécanismes permettent d'évaluer la charge totale supportée par la nappe géosynthétique. Cette charge est supposée reprise en totalité par les bandes de nappes géosynthétiques situées entre les pieux. Connaissant la charge appliquée sur ce tronçon de nappe, il est possible, en prenant en considération son comportement en membrane, d'évaluer le déplacement maximum du géosynthétique entre les pieux. Bien souvent, aucune hypothèse n'est faite pour estimer le déplacement maximum au centre

de la nappe ou les tassements de surface.

### Méthode développée par Hewlett et Randolph

Hewlett et Randolph [Hewlett, Randolph, 1988] supposent que le transfert de charge dans le matelas granulaire se fait suivant une arche en forme de dôme hémisphérique, prenant appui sur les têtes des inclusions rigides (Fig. 2.13). De ce fait, une partie des charges verticales dues au poids propre et aux surcharges de surface est redirigée vers les pieux.

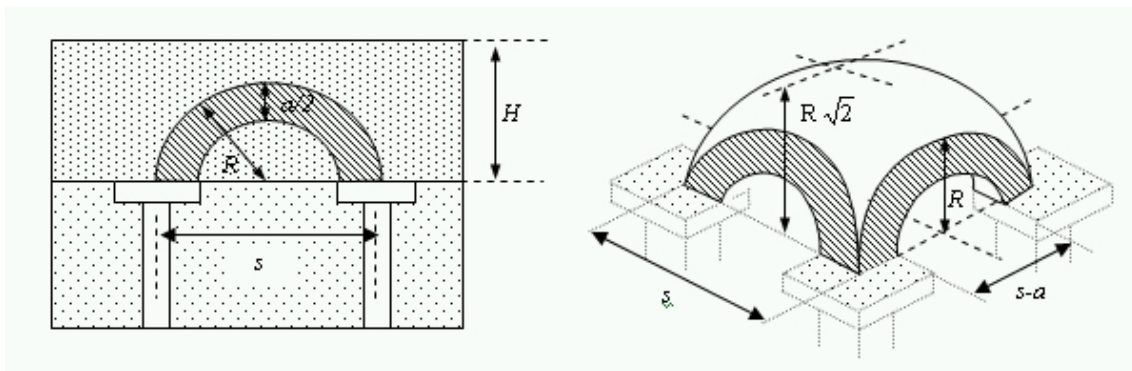


FIG. 2.13 – Géométrie de l'étude [Hewlett, Randolph, 1988].

Les auteurs étudient deux mécanismes, l'équilibre du sol en clé de voûte et l'équilibre du sol à la base de l'arche au dessus des pieux. Pour chacun des cas, ils déterminent une efficacité des pieux  $E_p$  et considèrent l'efficacité globale comme étant la plus faible des deux. Pour des géométries standards, la zone critique se trouve généralement en clé de voûte.

## Equilibre en clé de voûte

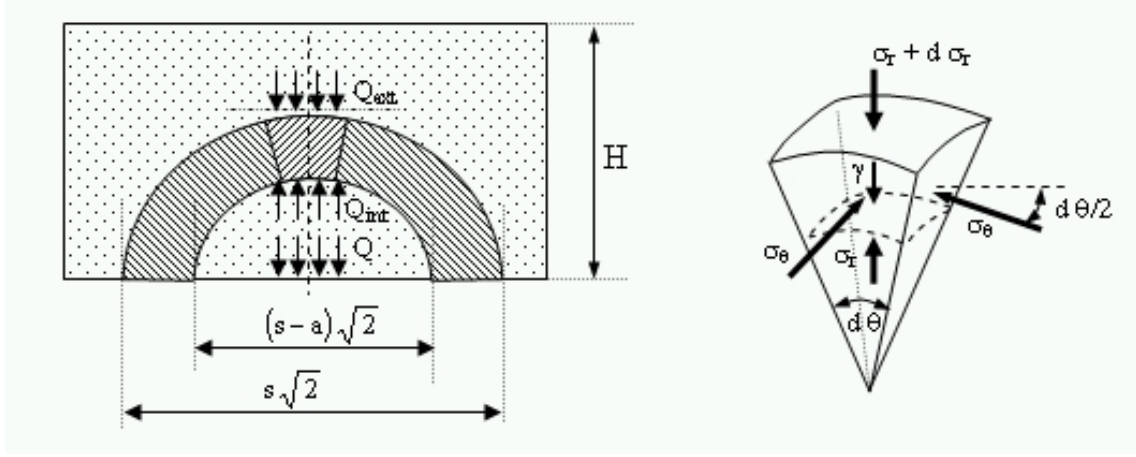


FIG. 2.14 – Equilibre de la clé de voûte.

L'équilibre des efforts verticaux (Fig. 2.14) s'écrit :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{2(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = -\gamma \quad (2.99)$$

En considérant le coefficient de poussée de terre  $K_p$ , l'équation (2.99) devient :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{2(1 - K_p)}{r} \sigma_r = -\gamma \quad (2.100)$$

La solution générale de l'équation (2.100) est de la forme :

$$\sigma_r = C_1 r^{2(K_p-1)} + C_2 r \quad (2.101)$$

Avec  $C_1$  et  $C_2$  deux constantes obtenues en considérant les conditions aux limites :

$\sigma_r = Q_{ext} = \gamma \left( H - \frac{s}{\sqrt{2}} \right)$  pour  $r = \frac{s}{\sqrt{2}}$ , soit :

$$C_1 = \gamma \left[ H - \frac{s}{\sqrt{2}} \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right] \left( \frac{\sqrt{2}}{s} \right)^{2(K_p-1)} \quad (2.102)$$

$$C_2 = \frac{\gamma}{2K_p - 3} \quad (2.103)$$

On en déduit pour  $r = \frac{s-a}{\sqrt{2}}$  la contrainte  $Q_{int}$  agissant sous la face inférieure de l'arche :

$$Q_{int} = \left[ \gamma \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2(K_p-1)} \right] \left[ H - \frac{s}{\sqrt{2}} \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right] + \gamma \frac{s-a}{\sqrt{2}(2K_p - 3)} \quad (2.104)$$

D'où la contrainte  $Q$  exercée sur le sol support ou sur le renfort géosynthétique au droit de la clé de voûte :

$$Q = Q_{int} + \gamma \frac{s-a}{\sqrt{2}} \quad (2.105)$$

L'efficacité des pieux  $E_p$  est obtenue en supposant que  $Q$  agit uniformément sur la totalité de la zone de surface  $(s^2 - a^2)$  située entre les pieux :

$$E_p = 1 - \frac{s^2 - a^2}{s^2 \gamma H} Q \quad (2.106)$$

Soit :

$$\boxed{E_p = 1 - \left(1 - \left(\frac{a}{s}\right)^2\right) (A - AB + C)} \quad (2.107)$$

Avec :

$$A = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2(K_p-1)} \quad B = \frac{s}{\sqrt{2}H} \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \quad C = \frac{s-a}{\sqrt{2}H} \frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

## Equilibre en pied de voûte

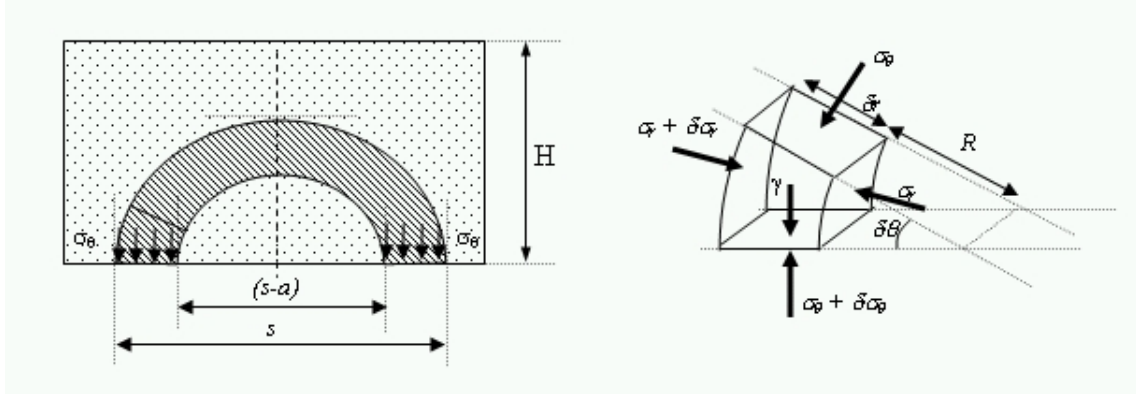


FIG. 2.15 – Equilibre d'un tronçon de sol en pied de voûte.

L'équilibre des efforts horizontaux agissant sur un tronçon de sol en pied de voûte (Fig. 2.15) s'écrit :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{2(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (2.108)$$

La solution générale de l'équation (108) s'écrit en considérant les conditions aux limites ( $\sigma_r = K_p \sigma_s$  pour  $r = \frac{s-a}{2}$ ) :

$$\sigma_r = K_p \sigma_s \left( \frac{2r}{s-a} \right)^{K_p-1} \quad (2.109)$$

La force  $W_p$  que peut supporter le pieu est obtenue par sommation des contraintes  $\sigma_\theta$  ( $\sigma_\theta = K_p \sigma_r$ ) agissant sur la tête de pieu :

$$W_p = 4 \int_{\frac{s-a}{2}}^{\frac{s}{2}} K_p^2 \sigma_s \left( \frac{2r}{s-a} \right)^{K_p-1} (s-2r) \partial r = \frac{2K_p}{K_p+1} s^2 \sigma_s \left[ \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{1-K_p} - \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{1-\frac{a}{s}K_p} \right] \quad (2.110)$$

L'auteur suppose arbitrairement que la contrainte  $Q$  exercée sur le sol support est égale

à  $\sigma_\theta$  et qu'elle agit uniformément sur la totalité de la surface  $(s^2 - a^2)$ . D'où l'équation :

$$s^2\gamma H = W_p + \sigma_\theta (s^2 - a^2) \quad (2.111)$$

D'où en combinant les équations (2.110) et (2.111) :

$$\boxed{E_p = \frac{W_p}{s^2\gamma H} = \frac{\beta}{\beta + 1}} \quad (2.112)$$

Avec :

$$\beta = \frac{2K_p}{(K_p + 1) \left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left( \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + \frac{a}{s}K_p\right) \right) \quad (2.113)$$

### Méthode développée par Kempfert et al.

Kempfert [Kempfert et al., 1997, 1999] et Zaeske [Zaeske, Kempfert, 2002] sont à l'origine des recommandations allemandes EBGEO [EBGEO, 2004] dans lesquelles un modèle de transfert de charge par effet voûte est proposé.

Suite à des essais expérimentaux Zaeske et Kempfert adoptent une géométrie de voûte un peu différente de celle de Hewlett et Randolph [Hewlett, Randolph, 1988]. La voûte est de forme hémisphérique, mais les surfaces supérieures et inférieures ne sont pas concentriques. Ils définissent donc un angle solide  $\delta\phi_s$  pour la surface supérieur, et un angle solide  $\delta\phi_i$  pour la surface inférieure.



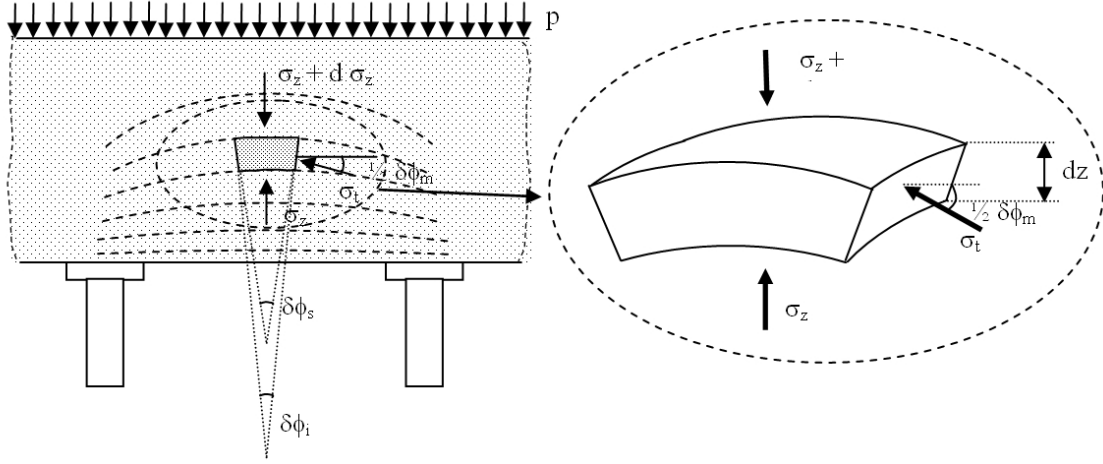


FIG. 2.16 – Etude d'un élément de membrane en clé de voûte.

L'équilibre suivant  $z$  d'un volume élémentaire de sol en clé de voûte d'épaisseur  $\partial z$ , de volume  $\partial V$ , soumis à son poids propre  $\gamma \partial V$ , aux contraintes verticales  $\sigma_z$  et  $\sigma_z + \partial \sigma_z$ , et aux contraintes latérales  $\sigma_t$  formant un angle  $\frac{1}{2} \delta \phi_m$  avec l'horizontal s'écrit :

$$\sum F_z = -\sigma_z \partial A_i + (\sigma_z + \partial \sigma_z) \partial A_s - 4\sigma_t \partial A_t \sin \frac{\delta \phi_m}{2} + \gamma \partial V \quad (2.114)$$

Avec  $\partial A_i$  la surface inférieure,  $\partial A_s$  la surface supérieure et  $\partial A_t$  l'une des quatre surfaces latérales. La charge  $Q$  agissant sur le sol support au droit de la clé de voûte est la solution de l'équation (2.114) définie pour  $z = 0$  :

$$Q = \lambda_1^\chi \left( \gamma + \frac{p}{H} \right) \left[ H (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} + h_g \left( \left( \lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} \right) \right] \quad (2.115)$$

Avec :

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (S_m - d)^2, \lambda_2 = \frac{S_m^2 + 2dS_m - d^2}{2S_m^2}, \chi = \frac{d(K_p - 1)}{S_m \lambda_2}$$

$$h_g = \frac{S_m}{2} \text{ pour } H \geq \frac{S_m}{2} \text{ et } h_g = H \text{ pour } H < \frac{S_m}{2}$$

$S_m$  est le plus grand espacement entre les pieux et  $d$  le diamètre des pieux.

### 2.3.4 Comparaison et analyse des différents modèles de report de charge et d'effet voûte

Les modèles de report de charge et d'effet voûte sont comparés sur les figures 2.17 et 2.18. Les paramètres de calcul sont  $\gamma = 20kN/m^3$ ,  $\phi = 30^\circ$  et  $p = 0kN/m^2$ . La figure 2.17 donne l'efficacité des pieux en fonction du rapport  $\frac{H}{s-a}$  pour  $\frac{s-a}{s} = 0,6$  soit un taux de recouvrement des pieux ( $\frac{a^2}{s^2}$ ) de 16 %. Les résultats de la figure 2.18 correspondent à  $\frac{s-a}{s} = 0,8$  soit un taux de recouvrement des pieux de 4 %.

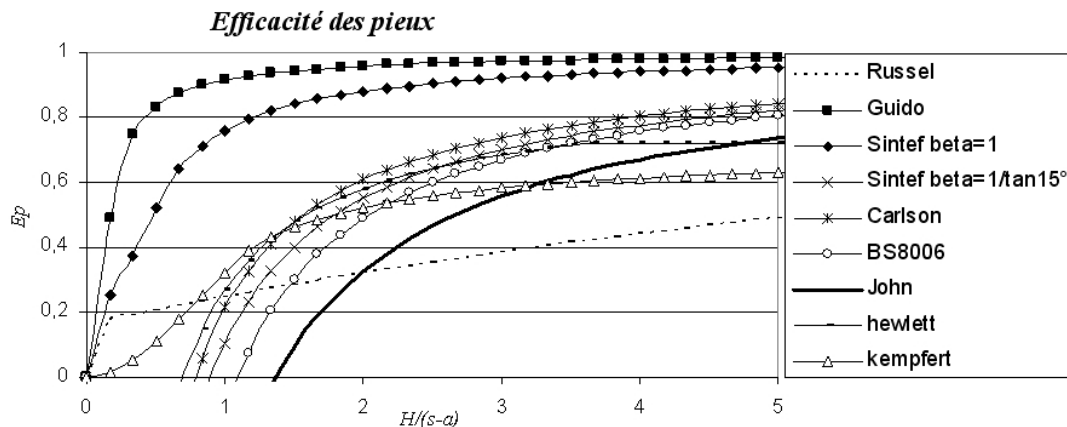


FIG. 2.17 – Comparaison des modèles de report de charge et d'effet voûte  $(s-a)/s = 0,6$ .

On constate sur ces deux figures une très forte dispersion des résultats, et ce, quelle que soit la valeur de  $H$ . Si l'on considère qu'une voûte est stable lorsque toute charge supplémentaire est redirigée entièrement vers les pieux (ponts ou cathédrales), on constate, sur les figures précédentes que seules les méthodes de Guido et Sintef ( $\beta = 1$ ), prenant en considération une zone d'influence du sol au dessus des pieux, répondent à ce critère (efficacité des pieux égale à 1 pour  $H$  grand devant  $(s-a)$ ). La valeur des charges transmises par transfert de charge et effet voûte aux têtes de pieux, est un élément important

dans le dimensionnement des structures mixtes renforcées, d'où la nécessité de préciser et d'améliorer les modèles existants par de nouvelles études numériques ou expérimentales.

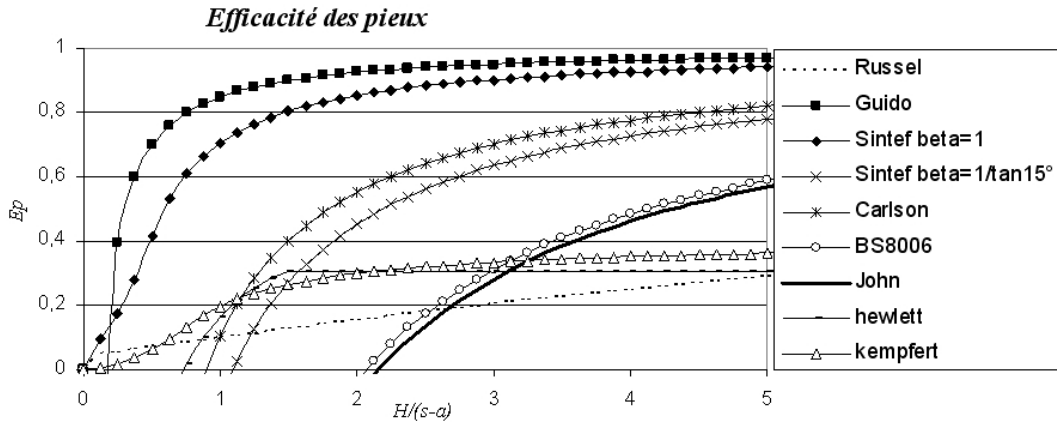


FIG. 2.18 – Comparaison des modèles de report de charge et d'effet voûte  $(s - a)/s = 0,8$ .

## 2.4 Méthodes de dimensionnement et recommandations

### 2.4.1 La méthode de Giroud (1988,1990)

La méthode de Giroud [Giroud et al., 1988, 1990] réside essentiellement en une méthode d'analyse d'équilibre limite, prenant en compte à la fois un report de charge dans le sol et un effet membrane. Le problème traité est assimilé à un problème purement bidimensionnel. Giroud reprend le mécanisme d'effondrement décrit par Terzaghi [Terzaghi, 1943] qui permet le calcul de la contrainte verticale  $q$  agissant sur le géotextile (2.66) dans le cas des tranchées de largeur  $(s - a)$  :

$$q = \frac{\gamma(s - a) - 2c}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \right) + p e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \quad (2.116)$$

Avec :

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.117)$$

Les relations utilisées pour prendre en considération l'effet membrane [Giroud, 1988, 1990, 1995, 1996] sont les équations (2.56) à (2.59) développées dans le cas bidimensionnel avec l'hypothèse que la contrainte verticale, appliquée à la nappe géosynthétique, reste perpendiculaire à la nappe déformée, soit :

$$T_{max} = q(s - a)\Omega = J\varepsilon \quad (2.118)$$

Avec :

$$\varepsilon = 2\Omega \arcsin \frac{1}{2\Omega} - 1 \quad \text{pour} \quad \frac{f_{max}}{s - a} \leq 0,5 \quad (2.119)$$

$$\varepsilon = 2\Omega \left( \pi - \arcsin \frac{1}{2\Omega} \right) - 1 \quad \text{pour} \quad \frac{f_{max}}{s - a} \geq 0,5 \quad (2.120)$$

$$\Omega = \frac{1}{4} \left( \frac{2f_{max}}{L} + \frac{L}{2f_{max}} \right) \quad (2.121)$$

D'où :

$$T_{max} = (s - a)\Omega \left[ \frac{\gamma(s - a) - 2c}{2K \tan \phi} \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \right) + pe^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \right] \quad (2.122)$$

La résolution de l'équation (2.118) permet le calcul de  $\Omega$ , l'équation (2.121) le calcul de  $f_{max}$  et l'équation (2.122) le calcul de  $T_{max}$ .

## 2.4.2 Méthode développée par Carlson (1987) et Rogbeck (1998)

Carlson [Carlson, 1987] propose une méthode de dimensionnement à partir de la formulation analytique qu'il a établie dans le cas bidimensionnel (2.85), en supposant que la zone de sol, non reprise par les pieux, forme un triangle isocèle d'angle au sommet  $30^\circ$

et qui permet d'estimer la charge répartie  $q$  agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux :

$$q = \frac{s - a}{4 \tan 15^\circ} \gamma \quad (2.123)$$

Le comportement en membrane est décrit par les équations de Giroud (2.28), (2.26) et (2.11), soit :

$$\frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (2.124)$$

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{L} \right)^2 \quad (2.125)$$

$$T_{max} = \frac{qL^2}{8f_{max}} \sqrt{1 + \frac{16f_{max}^2}{L^2}} \quad (2.126)$$

La résolution de l'équation (2.124) permet la détermination de  $\varepsilon$ . Les équations (2.125) et (2.126) permettent respectivement le calcul de  $f_{max}$  et de  $T_{max}$ . Pour prendre en compte la zone de sol située entre les pieux (cas tridimensionnel), Rogbeck [Rogbeck et al., 1998] propose (équation 2.86) pour le calcul de  $q$  la formule :

$$q = \frac{\left(1 + \frac{s}{a}\right) (s - a)}{8 \tan 15^\circ} \gamma \quad (2.127)$$

### 2.4.3 La méthode SINTEF

La méthode SINTEF prend en considération l'aspect tridimensionnel du problème en supposant que, sur chaque maille carrée du réseau de pieux, le poids de sol  $W_s$  non repris par les inclusions (équations 2.92 et 2.96) a la forme d'un double toit de pente  $\beta$  soit :

$$W_s = \frac{\beta\gamma s^2 (s-a)}{2} - \frac{(s^3 - a^3)\beta\gamma}{6} \text{ pour } H > \frac{\beta(s-a)}{2} \quad (2.128)$$

$$W_s = \gamma s^2 H - \frac{\beta\gamma}{6} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] \text{ pour } H \leq \frac{\beta(s-a)}{2} \quad (2.129)$$

Le poids de sol  $W_s$  est repris par les bandes de nappe géosynthétique de longueur  $(s-a)$  situées entre les pieux, d'où la charge  $q$  agissant sur le géosynthétique :

$$q = \frac{W_s}{2a(s-a)} = \frac{W'_s}{s-a} \text{ avec } W'_s = \frac{W_s}{2a} \quad (2.130)$$

Le comportement en membrane est défini d'après les travaux de Hellan [Hellan, 1969] (équations similaires aux équations (2.9) et (2.26)), par :

$$T_s = \frac{W'_s s - a}{8 f_{max}} \quad (2.131)$$

Avec :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{L} \right)^2 \quad (2.132)$$

Une correction est apportée au calcul de la déformation  $\varepsilon$  pour prendre en considération la portion de nappe géosynthétique située au dessus du pieu qui est sollicitée en tension. La déformation à considérer dans l'équation (2.130) s'écrit :

$$\varepsilon' = \varepsilon \left( 1 + \alpha \frac{a}{s-a} \right) \quad (2.133)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{\overline{T_c}}{T} \quad (2.134)$$

Où  $\overline{T_c}$  est la tension moyenne agissant sur la portion de nappe située au dessus des pieux et  $T_s$  la tension moyenne dans la nappe entre les pieux.  $\alpha$  est compris entre 0 et 1. En combinant les équations (2.131) et (2.132) on obtient :

$$T_s = \frac{W'_s}{8} \sqrt{\frac{8}{3\varepsilon'}} = J\varepsilon' \quad (2.135)$$

La résolution de l'équation (2.135) permet la détermination de  $\varepsilon'$ . Les équations (2.132) et (2.131) permettent respectivement le calcul de  $f_{max}$  et de  $T_s$ .

#### 2.4.4 British standard BS8006

La norme anglaise BS8006 [BS8006, 1995] se réfère aux travaux de John [John, 1987] pour estimer les charges transmises aux pieux par report de charge (cas tridimensionnel) et aux formules de l'effet membrane développées par Giroud [Giroud, 1995, 1996]. La charge verticale sur les pieux  $Q_p$ , pour une hauteur de remblai comprise entre  $H > 0,7(s - a)$  et  $H > 1,4(s - a)$  (condition pour qu'un report de charge puisse se former dans le remblai), déterminée sur la base des travaux de John (équation (2.80) et (2.81)), est définie par l'équation :

$$Q_p = \gamma H \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2 \quad (2.136)$$

Avec  $C_c$  un coefficient de voûte, fonction du domaine d'utilisation des pieux :

$$C_c = 1,95 \frac{H}{a} - 0,18 \text{ pour des pieux ancrés dans un sol dur}$$

$$C_c = 1,5 \frac{H}{a} - 0,07 \text{ pour des pieux flottants}$$

La charge linéique  $q_s$  définie par unité de largeur et agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux (équation (2.84)) est donnée par :

$$q_s = \frac{s^2 - a^2 \left(\frac{C_c a}{H}\right)^2}{s^2 - a^2} A = qa \quad (2.137)$$

Avec :

$$A = 1,4s\gamma(s-a) \quad \text{pour } H \geq 1,4(s-a)$$

$$A = s\gamma H \quad \text{pour } 0,7(s-a) \leq H \leq 1,4(s-a)$$

$$A = 0 \quad \text{pour } \frac{s^2}{a^2} \leq \left(\frac{C_c a}{H}\right)^2$$

Le comportement en membrane correspond aux équations (2.28) et (2.26) développées par Giroud [Giroud, 1995, 1996] :

$$T_{max} = q_s \frac{s-a}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (2.138)$$

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left(\frac{f_{max}}{L}\right)^2 \quad (2.139)$$

La résolution de l'équation (2.138) permet la détermination de  $\varepsilon$ . Les équations (2.139) et (2.138) permettent respectivement le calcul de  $f_{max}$  et de  $T_{max}$ .

### 2.4.5 Les recommandations EBGEO

Les recommandations allemandes EBGEO [EBGEO, 2004] ont été établies à partir des travaux de Kempfert [Kempfert et al., 1997, 1999] et Zaeske [Zaeske, Kempfert, 2002]. Elles s'appliquent principalement aux remblais de hauteur  $H \geq 0,5S_m$ , pour des pieux de diamètre  $d \geq 0,15S_m$  positionnés en rectangle ou en triangle (Fig. 2.19),  $S_m$  étant l'espacement maximal inter pieu. Pour des pieux à tête carrée,  $d$  peut être remplacé par  $d_E = \sqrt{\frac{4A_p}{\pi}}$  avec  $A_p$  l'aire de la tête de pieu. Deux directions de renforcement sont



considérées. On note  $J_x$  et  $J_y$  les modules de rigidité en traction du géosynthétique dans les directions  $x$  et  $y$ .

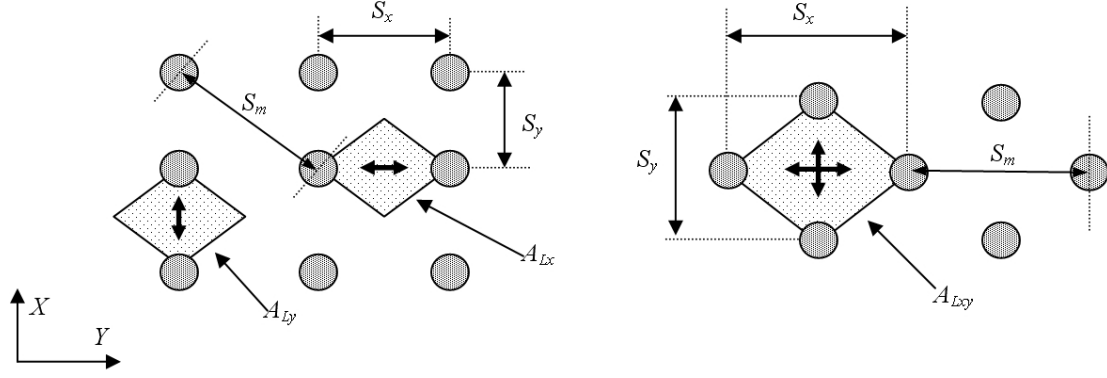


FIG. 2.19 – Géométries des mailles élémentaires.

La charge  $Q$  agissant sur le géosynthétique est obtenue en considérant les mécanismes de transfert de charge (2.115) proposés par Kempfert et Zaeske :

$$Q = \lambda_1^\chi \left( \gamma + \frac{p}{H} \right) \left[ H (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} + h_g \left( \left( \lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-\chi} \right) \right] \quad (2.140)$$

Avec :

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (S_m - d)^2, \lambda_2 = \frac{S_m^2 + 2dS_m - d^2}{2S_m^2}, \chi = \frac{d(K_p - 1)}{S_m \lambda_2}$$

$$h_g = \frac{S_m}{2} \text{ pour } H \geq \frac{S_m}{2} \text{ et } h_g = H \text{ pour } H < \frac{S_m}{2}$$

La charge  $Q$  est répartie sous forme d'effort  $F_X$  et  $F_Y$ , respectivement dans les directions  $x$  et  $y$ , au prorata des surfaces d'influence et des rigidités du géosynthétique dans les directions  $x$  et  $y$ , soit :

Pour un maillage rectangulaire :

$$F_X = QA_{LX} = Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{2} \arctan \frac{S_y}{S_x} \right] \quad (2.141)$$

$$F_Y = QA_{LY} = Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{2} \arctan \frac{S_x}{S_y} \right] \quad (2.142)$$

Pour un maillage triangulaire :

$$F_X = \frac{J_x}{J_x + J_y} QA_{LX} = \frac{J_x}{J_x + J_y} Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{4} \pi \right] \quad (2.143)$$

$$F_Y = \frac{J_y}{J_x + J_y} QA_{LY} = \frac{J_y}{J_x + J_y} Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{4} \pi \right] \quad (2.144)$$

Les équations de base utilisées pour définir le comportement en membrane sont les équations (2.38) et (2.39) établies par Kempfert [Kempfert et al., 1997, 1999] en étudiant l'équilibre d'un tronçon de nappe entre les pieux et en prenant en considération l'action du sol support. Ces formules ont été adaptées pour prendre en compte la déformation de la nappe dans la zone située au-dessus du pieu. Elles s'écrivent en supposant les pieux infiniment rigides :

$$\frac{T_0}{J} = \frac{\int_{x=0}^{x=\frac{s-a}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x - \frac{s-a}{2}}{\int_{x=0}^{x=\frac{s-a}{2}} \sqrt{1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2} \partial x + \frac{a}{2}} \quad (2.145)$$

Avec :

$$z(x) = \frac{q}{k_s} \left[ \frac{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} x\right)}{\cosh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{L}{2}\right)} - 1 \right] \quad (2.146)$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = -\frac{q}{k_s} \sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{\sinh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} x\right)}{\sinh\left(\sqrt{\frac{k_s}{T_0}} \frac{L}{2}\right)} \quad (2.147)$$

$$T_\varphi = \frac{T_0}{\cos \varphi} = T_0 \sqrt{1 + \left( \frac{\partial z}{\partial x} \right)^2} \quad (2.148)$$

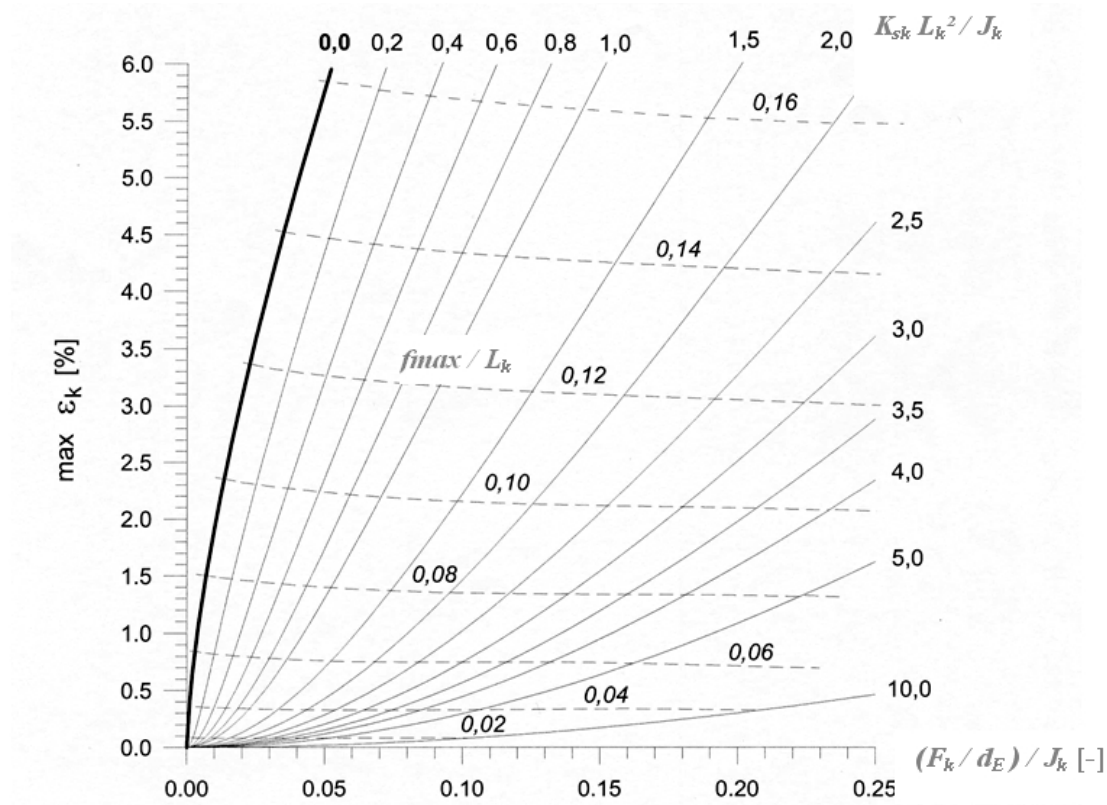


FIG. 2.20 – Abaque de dimensionnement EBGEO.

La résolution de l'équation (2.124), par intégration numérique permet le calcul de  $T_0$  puis le calcul de  $f_{max}$  et  $T_{max}$  par les équations (2.125) et (2.127). Les résultats sont présentés [EBGEO, 2004] sous forme d'abaque de dimensionnement (Fig. 2.20). Pour une direction  $k$  donnée (respectivement  $x$  ou  $y$ ) il est possible connaissant  $F_k$  (la résultante des charges appliquées sur la surface  $A_{Lk}$ ),  $J_k$  (la raideur du géosynthétique dans la direction  $k$ ),  $k_{sk}$  (le coefficient de réaction du sol compressible exprimé en  $kN/m^3$ ) et la géométrie du problème ( $d_E$  le diamètre équivalent de la tête des inclusions,  $S_k$  l'espacement entre les pieux et  $L_k$  la longueur entre pieux définie par  $L_k = S_k - d_E$ ) de déterminer la

déformation maximale ( $max \varepsilon_k$ ) et à la flèche maximale  $f_{max}$ .

## 2.4.6 Comparaison et analyse des méthodes de dimensionnement

Afin de comparer les différentes méthodes proposées, plusieurs cas simples vont être étudiés (Tab. 2.1). Ils se rapportent à des remblais renforcés par des pieux à têtes carrées ( $a$ ) régulièrement espacées suivant un réseau à mailles carrées ( $s$ ). Le géotextile est renforcé dans deux directions parallèles au réseau de pieux (raideur du renforcement  $J$  kN/m). Les caractéristiques du remblai sont : un poids volumique  $\gamma$ , un angle de frottement interne  $\phi$ , une cohésion nulle et une hauteur  $H$ . On considère qu'il n'y a pas de surcharge ( $p = 0$  kN/m<sup>2</sup>) et que le sol support est très déformable ( $k_s = 0$  kN/m<sup>3</sup>).

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
$H$	0,5	1	2	0,5	1	2
$\gamma$	20	20	20	20	20	20
$\phi$	30	30	30	30	30	30
$K = K_a = \frac{1}{K_p} = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
$s$	1	1	1	1	1	1
$a$	0,5	0,5	0,5	0,2	0,2	0,2
$J$	500	500	500	500	500	500

TAB. 2.1 – Paramètres des différents cas étudiés.

Pour chaque méthode analytique, l'efficacité des pieux, la déformation, la tension et la flèche maximale du géotextile seront données. Les résultats sont présentés sous forme de tableaux : tableaux 2.2 à 2.4 pour des applications mettant en oeuvre des pieux munis de têtes larges ( $a = 0,5m$ ) et tableaux 2.5 à 2.7 pour des têtes de pieux de petites dimensions ( $a = 0,2m$ )

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	78,32	52	37,63	30	45,4
$\varepsilon(\%)$	1,14	1,25	1,44	2,1	1,71
$T(kN/m)$	5,7	6,25	7,21	10,47	8,53
$f(m)$	0,033	0,035	0,037	0,044	0,04

TAB. 2.2 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 1 :  $a = 0,5m$  et  $H = 0,5m$ ).

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	86,5	70	47,5	65	68,75
$\varepsilon(\%)$	1,04	1,9	2	2,1	1,87
$T(kN/m)$	5,2	9,5	10,25	10,47	9,34
$f(m)$	0,031	0,045	0,044	0,044	0,042

TAB. 2.3 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 2 :  $a = 0,5m$  et  $H = 1m$ ).

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	91	78,2	61,5	82,5	84,4
$\varepsilon(\%)$	0,8	2,4	2,66	2,1	1,87
$T(kN/m)$	4,03	12	13,3	10,47	9,34
$f(m)$	0,027	0,05	0,05	0,044	0,042

TAB. 2.4 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 3 :  $a = 0,5m$  et  $H = 2m$ ).

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	-	13,3	14,6	0	14,4
$\varepsilon(\%)$	-	4,9	2,1	6,7	4,24
$T(kN/m)$	-	24,5	10,37	33,46	21,21
$f(m)$	-	0,11	0,044	0,127	0,1

TAB. 2.5 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 4 :  $a = 0,2m$  et  $H = 0,5m$ ).

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	14,65	26,8	23,6	28,3	29,6
$\varepsilon(\%)$	11,21	6,6	3,1	6,7	5,76
$T(kN/m)$	56,07	33	15,41	33,46	28,83
$f(m)$	0,164	0,136	0,054	0,127	0,118

TAB. 2.6 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 5 :  $a = 0,2m$  et  $H = 1m$ ).

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson	Sintef
$E_p(\%)$	15	34,7	38,1	64,15	64,8
$\varepsilon(\%)$	12,21	9,6	4,3	6,7	5,91
$T(kN/m)$	61,05	48	21,5	33,46	29,55
$f(m)$	0,171	0,172	0,064	0,127	0,119

TAB. 2.7 – Comparaison des méthodes analytiques (Cas 6 :  $a = 0,2m$  et  $H = 2m$ ).

Si l'on compare entre eux les résultats obtenus, on constate que pour l'ensemble des cas traités, il existe de fortes disparités entre les méthodes proposées. Les écarts obtenus sont importants sur l'ensemble des variables étudiées (efficacités des pieux, déformations, tensions et déplacements du géosynthétique), d'où les difficultés rencontrées pour envisager un dimensionnement. De plus, le critère dimensionnant qu'est le tassement de surface

n'est évalué dans aucune des méthodes proposées. On peut supposer par défaut qu'il est inférieur au déplacement du géosynthétique sans vraiment pouvoir l'estimer.

L'analyse des résultats ne permet pas de tirer de règles générales quant à l'utilisation de telle ou telle formule. En effet, pour  $a = 0,5m$ , c'est la méthode BS8006 qui conduit aux valeurs d'efficacité les plus importantes, alors que pour  $a = 0,2m$ , c'est elle qui conduit aux valeurs les plus faibles.

Les méthodes prenant en compte une zone d'influence au dessus des pieux comme les méthodes Carlson ou Sintef ont des hypothèses fortes. En effet, à partir d'une hauteur de remblai suffisante, elle considère la création d'une voûte stable. La charge agissant sur le géotextile ne varie quasiment plus en fonction de la hauteur de remblai (d'où une flèche maximale quasi constante). Pour Carlson et dans les cas étudiés, le géotextile supporte la même charge quelle que soit la hauteur du remblai.

Les disparités entre les résultats sont liées en principalement à la détermination de la charge agissant sur la nappe géosynthétique qui varie suivant les mécanismes de transfert de charge ou d'effet voûte envisagés. Cela a bien évidemment des répercussions immédiates sur les autres variables calculées, puisque une charge minimale sur le géosynthétique induit des déformations, des tensions et des déplacements moindres de la nappe géosynthétique.

Il semble donc important de bien comprendre les mécanismes agissant dans le sol de remblai pour déterminer le transfert de charge réel qui existe, d'où l'intérêt des expérimentations présentées dans le chapitre III et des modèles numériques proposés dans la partie IV.

Les formules analytiques de l'effet membrane sont établies en deux dimensions et étendues arbitrairement au cas tridimensionnel. On s'efforcera, dans la partie V, d'établir la pertinence des mécanismes analytiques proposés, que ce soit pour l'effet membrane ou pour les mécanismes de transfert de charge dans le remblai.



## Chapitre 3

# Expérimentation en vraie grandeur



## 3.1 Introduction

L'utilisation d'un renfort géosynthétique pour limiter les tassements de surface dans le cas des remblais sur pieux construits en zone compressible, est un procédé original. Il met en oeuvre différents mécanismes complexes, notamment le comportement en membrane du géotextile et les mécanismes de voûte qui s'initient dans le sol de remblai et entre les pieux dans le sol compressible. Pour mieux appréhender ce type de phénomène, des expérimentations en vraie grandeur sur des ouvrages instrumentés ont été menées afin de pouvoir, à terme, proposer une méthode de dimensionnement. Des résultats expérimentaux mettant en évidence les mécanismes de report de charge dans le remblai et d'effet membrane de la nappe géosynthétique sont présentés.

Les expérimentations ont été réalisées grâce à la collaboration du Lirigm, de l'université de Singapour, de Tencate Geosynthetics et de la société Tencate Malaisie. Le Lirigm et la société Tencate Geosynthetics ont pris en charge le dimensionnement et ont participé à la réalisation des expérimentations. L'université de Singapour avait à sa charge l'instrumentation et les essais de caractérisation des matériaux en laboratoire. La société Tencate Malaisie nous a fourni le site et le matériel nécessaire au bon déroulement des essais. Les techniques et les matériaux mis en oeuvre pour l'expérimentation sont ceux utilisés en Asie du Sud Est. On retrouve donc quelques différences avec les méthodes européennes, notamment sur le type de sols utilisés pour le remblai, l'agencement du réseau de pieux et l'absence de matelas granulaire.

Pour tester le renforcement dans un cas limite et pour permettre une interprétation aisée des résultats, les expérimentations ont été réalisées dans une cuve d'essais de grandes dimensions dans des conditions particulières (pieux non flottants et sol support supposé très compressible).

L'objectif principal des ces expérimentations est d'étudier l'effet membrane et les mé-

canismes de report de charge dans le remblai dans un cas particulier (sans influence du sol sous jacent). Pour une distribution de pieux donnée (distribution en quinconce), plusieurs types de sol, plusieurs types de géosynthétique et plusieurs hauteurs de remblai (de 0,5m à 1m) sont testés.

Afin de simuler l'action d'un sol fortement compressible, un matériau pulvérulent de remplissage a été mis en oeuvre entre les pieux, sous le géosynthétique. Ce matériau a pour but de maintenir le remblai en place pendant la construction. Ensuite, il est progressivement excavé dans sa totalité, pour provoquer des déplacements verticaux du géosynthétique et du sol de remblai. Dans ces expérimentations, l'action du sol support est négligée, le but ici étant de tester avant tout, le renforcement géosynthétique et le comportement du remblai. Dans un cas réel, le sol sous-jacent joue un rôle plus ou moins important en fonction de sa déformabilité, puisqu'il reprend une partie des charges dues au poids du remblai. Le fait de négliger le sol support, quand celui-ci est fortement compressible, est sécuritaire pour le dimensionnement des pieux et des renforts géosynthétiques ainsi que pour l'estimation des tassements de surface.

A ce jour, huit expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées (sans sol support), dans le but de simuler le comportement des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques. Prochainement, une nouvelle série d'expérimentations sera réalisée en prenant en considération l'action d'un sol support, par la mise en place, entre les pieux, d'un matériau compressible.

Les premières expérimentations ont été réalisées en deux temps. Une première série de tests, notée  $S_1$  par la suite, s'est déroulée de Juillet à Septembre 2002. Mon implication dans ce travail réside dans le prédimensionnement, le dimensionnement et la réalisation des essais. Cette série d'expérimentations avait pour objectif principal, la compréhension du comportement global de la solution de renforcement par pieux et géosynthétiques. Elle nous a permis de suivre l'évolution des tassements de surface, d'appréhender le compor-

tement en membrane du géotextile et d'étudier partiellement, les mécanismes de report de charge au sein du sol de remblai. Enfin, des essais de traficabilité ont été réalisés pour tester la solution de renforcement dans des conditions extrêmes.

La deuxième série d'expérimentations, notée  $S_2$ , s'est déroulée au cours de l'année 2003. Elle met l'accent sur la compréhension des phénomènes de reports de charge dans le remblai. Pour cela, des capteurs de pression ont été utilisés pour suivre l'évolution des contraintes verticales dans le remblai lors des phases de déblaiement du sol support et de mise en place des couches de remblais additionnelles. Cette série a été réalisée par l'équipe en place en Malaisie, en collaboration avec l'université de Singapour.

## 3.2 Dispositif expérimental et instrumentation

### 3.2.1 Description de la cuve d'essais

Les expérimentations ont été réalisées dans une cuve d'essais (Fig. 3.1 a) de  $3m$  de large,  $4,75m$  de long et  $2m$  de profondeur. Huit pieux en acier de  $1m$  de hauteur (Fig. 3.1 b) sont fixés au fond de la cuve. Ils sont disposés en quinconce, avec un espacement inter pieu de  $1,2m$ . La distance entre les pieux et les murs ( $0,9m$  d'un côté et  $0,295m$  de l'autre) a été optimisée par un modèle numérique par éléments finis afin de minimiser au maximum, l'influence des conditions aux limites sur la maille centrale. Les têtes de pieux sont circulaires et planes et ont un diamètre de  $0,205m$ . Dans toutes les expérimentations menées, les pieux sont fixes et supposés indéformables.

Trois des quatre murs de la cuve d'essais sont en béton, le quatrième est constitué d'une plaque en acier renforcée par des étais métalliques triangulaires (Fig. 3.1 a). Deux trappes y ont été aménagées afin de permettre le retrait du sol sous-jacent, de faciliter l'accès au géosynthétique et de mesurer les déplacements verticaux après vidange complète. Un cadre métallique rigide est positionné sur le pourtour de la cuve pour maintenir le géosynthétique

et empêcher tout déplacement vertical. On négligera les frottements entre le sol de remblai et les murs, compte tenu des très faibles déplacements relatifs qui peuvent se produire à l'interface, suite à la présence du cadre métallique fixe.

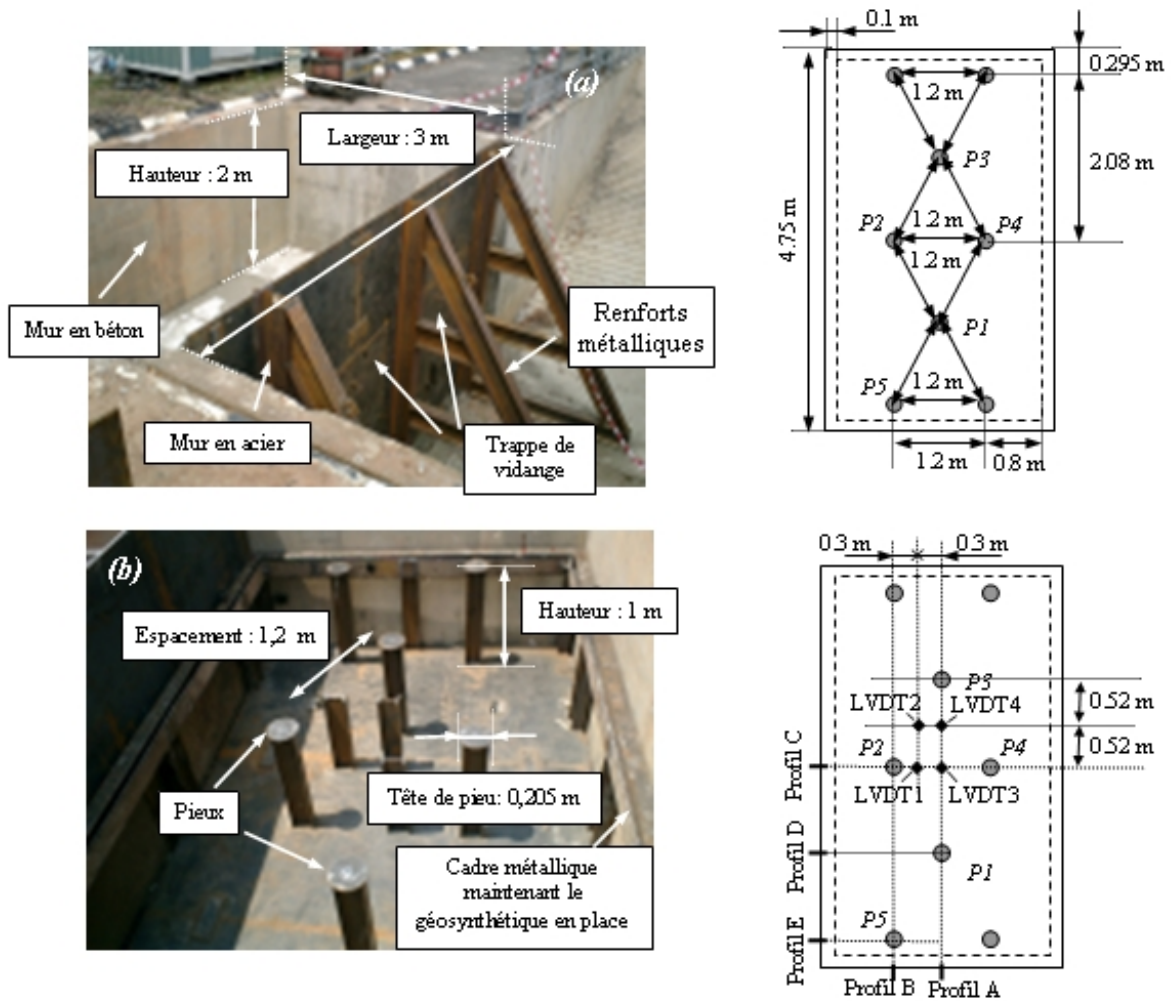


FIG. 3.1 – Géométrie de la cuve d'essai.

### 3.2.2 Les renforts géosynthétiques

Les géosynthétiques de renforcement (géotextiles ou géogrilles) se présentent généralement sous la forme de nappe constituée de fibres qui peuvent être tissées entre elles, aiguilletées, thermoliées ou tricotées. Les géogrilles sont, par opposition 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.

Pour l'expérimentation de Malaisie, plusieurs types de renfort géosynthétique ont été utilisés à des fins comparatives : un non tissé aiguilleté renforcé dans une direction par des fibres en polyester (Rock PEC 75 dont le module de rigidité en traction dans la direction du renforcement est :  $J = 750kN/m$ ), un non tissé (TS 60) et des micro grilles (MG100 dont le module de rigidité en traction dans les directions transversales et longitudinales est :  $J = 1000kN/m$ ). Dans le cas du non tissé renforcé, deux nappes géosynthétiques orientées perpendiculairement ont été superposées, soit directement l'une sur l'autre, soit espacées par une couche de sol de 10cm. Les renforts géosynthétiques ont été préalablement fixés à un cadre métallique (pré tension manuelle) venant se positionner, après mise en place du matériau de remplissage autour des pieux, sur le cadre métallique fixé sur le pourtour de la cuve. (Fig. 3.2). On estime que le cadre métallique est suffisamment rigide au regard des charges appliquées pour empêcher tout déplacement horizontal et vertical du géosynthétique sur le pourtour de la cuve d'essai.

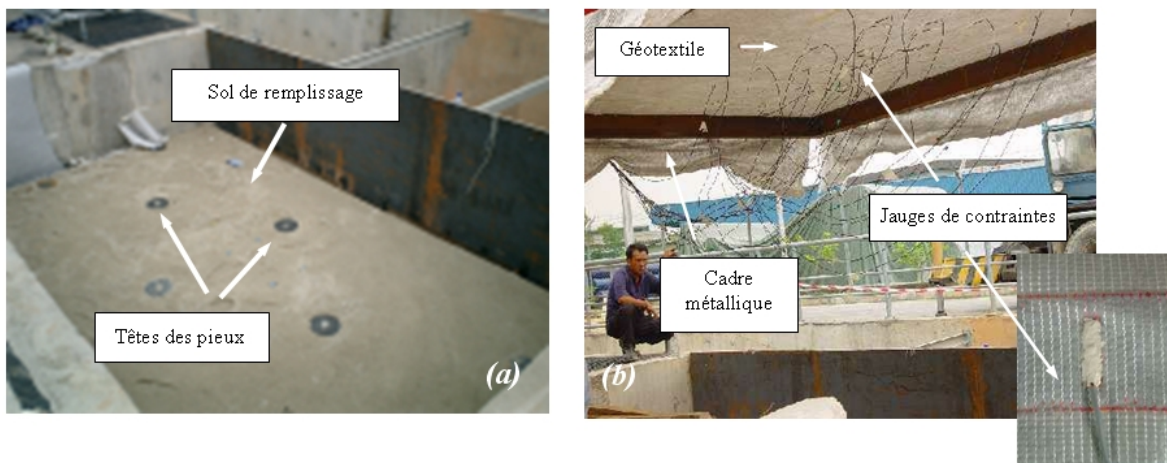


FIG. 3.2 – Mise en place du cadre métallique et de la nappe géosynthétique.

Les principales caractéristiques mécaniques des différents types de géosynthétiques sont reportées dans le tableau suivant (Tab. 3.1). Les valeurs indiquées correspondent aux valeurs moyennes obtenues en laboratoire. La direction de renforcement MD (Machine Direction) correspond à la direction des renforts. La direction CD (Cross Direction) correspond à la direction perpendiculaire aux renforts.

Type	Rock PEC 75	TS 60	MG 100
Tension à la rupture (MD/CD)	75/14 $kN/m$	19/19 $kN/m$	100/100 $kN/m$
Déformation à la rupture (MD/CD)	13/60 %	100/40 %	11/11
Épaisseur (mm)	2,3	2,2	-
Poids surfacique ( $g/m^2$ )	340	250	-

TAB. 3.1 – Caractéristique mécanique des nappes géosynthétiques.

### 3.2.3 Le sol de remblai

Les remblais sont compactés par plaque vibrante par couche de 0,5m. Le sol utilisé est un sable limoneux généralement usité pour ce type de construction en Malaisie. Le sol en place a un angle de frottement de  $38^\circ$ , une cohésion de  $13kPa$  et une masse volumique apparente de  $19kN/m^3$ . L'ensemble des caractéristiques mécaniques du sol de remblai est reporté dans le tableau 3.2.

Propriété	Valeur	Propriété	Valeur
densité	2,65	Poids volumique maximum (Proctor)	19,4 $kN/m^3$
Angle de frottement	$38^\circ$	Poids volumique minimum (Proctor)	14,9 $kN/m^3$
cohésion	13 $kN/m^2$	Poids volumique in situ	19,0 $kN/m^3$
Teneur en eau Optimum Proctor	11,4 %	Teneur en eau in situ	6 % – 10 %

TAB. 3.2 – Caractéristiques mécaniques du sol de remblai.

### 3.2.4 Instrumentation

Les remblais renforcés des expérimentations  $S_1$  ont été instrumentés pour suivre en continu les déplacements et les déformations du géotextile, les tassements de surface et

les charges verticales supportées par les pieux. Lors des expérimentations  $S_2$ , des capteurs ont été utilisés pour suivre l'évolution des contraintes verticales dans le corps de remblai.

Les capteurs de mesure mis en oeuvre sont :

- des capteurs LVDT positionnés au centre de la cuve (Fig. 3.3 a). Ils permettent de mesurer le déplacement de la nappe géosynthétique en des points prédéterminés,
- des jauges de contrainte, positionnées dans la direction des renforts (Fig. 3.2 b) pour mesurer les déformations longitudinales et transversales,
- des capteurs de force positionnés entre la nappe géosynthétique et les têtes de pieux (Fig. 3.3 b) pour évaluer les charges verticales transmises aux pieux,
- des capteurs de pression positionnés dans le sol de remblai. Ils permettent de suivre l'évolution des contraintes verticales dans différentes sections du remblai.

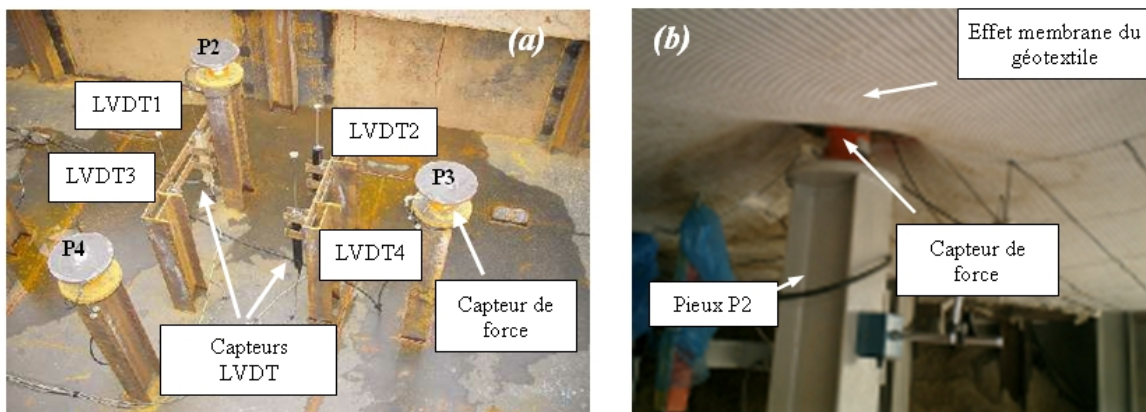


FIG. 3.3 – Instrumentation mise en place.

A l'instrumentation vient s'ajouter toute une série de mesures manuelles, notamment pour déterminer les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique et les tassements en surface. Ces mesures manuelles sont fiables au centimètre près, mais sont intéressantes dans la mesure où elles permettent de déterminer les déplacements de la nappe géosynthétique dans son ensemble, ce que ne peuvent pas faire, à eux seuls, les quatre capteurs LVDT.

### 3.2.5 Ensemble des expérimentations réalisées

Deux séries d'expérimentations ont été réalisées [Chew et al., 2004], [Villard et al., 2004] pour différents types de sol, plusieurs types de géosynthétique et plusieurs hauteurs de remblai. Dans certains cas, après excavation du sol de remplissage, certaines expérimentations ont été poursuivies par l'ajout d'un remblai additionnel et par des essais de traficabilité. La première série d'expérimentations (notée  $S_1$  dans le tableau 3.3) vise à démontrer l'efficacité de la solution de renforcement dans des conditions extrêmes et met l'accent sur la compréhension de l'effet membrane. Deux types de géosynthétique ont été testés à des fins comparatives : un géotextile non tissé, renforcé dans une direction (Rock Pec 75) pour les expérimentations 1, 2 et 3, et un géosynthétique de faible raideur TS60 pour l'expérimentation 5. A noter que le géosynthétique Rock Pec 75 est communément employé pour le renforcement des ouvrages alors que le TS60 n'a pas été conçu comme géotextile de renforcement mais est plutôt utilisé comme séparateur. Le sol de remblai est, dans la majorité des cas, le sable limoneux dont les caractéristiques mécaniques sont présentées dans le tableau 3.2. Pour l'expérimentation  $S_1$  (3) un sol de remblai de provenance différente, mais de caractéristiques mécaniques voisines, a été utilisé. L'expérimentation 4 a été réalisée sans renfort géosynthétique. Elle s'est traduite par l'effondrement du remblai dès le début de l'excavation, montrant l'intérêt, pour cette géométrie de renforcement, d'un renfort géosynthétique. L'expérimentation 5 réalisée avec le TS60 a conduit également à une rupture du remblai renforcé, par déchirement de la nappe géosynthétique au niveau des têtes de pieux. Cet essai montre qu'il existe un seuil de raideur de géosynthétique en dessous de laquelle le renforcement n'est plus capable de jouer son rôle de façon sécuritaire. L'expérimentation 2 a été poursuivie par la mise en place d'un remblai additionnel et par des essais de traficabilité.

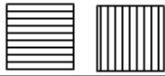
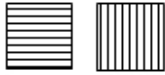
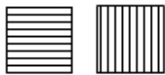

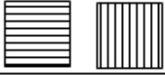
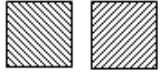
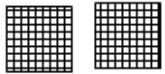
La deuxième série d'expérimentations (notée  $S_2$  dans le tableau 3.3) a été réalisée afin d'apporter des informations complémentaires sur les mécanismes de report de charge dans



le sol de remblai. Les remblais ont été mis en oeuvre avec des hauteurs initiales de  $1m$ , puis sollicités par excavation du sol support positionné autour des pieux. Des couches de remblai de  $25cm$  ont été rapportées successivement pour atteindre des hauteurs finales de remblai de  $1,5m$  et  $1,75m$ . Il est important de noter que les mécanismes de transfert de charge, qui peuvent s'initier dans le remblai suite à l'excavation du sol support, sont vraisemblablement différents de ceux obtenus par mise en place des couches de remblai additionnelles. En effet, l'essentiel de la déformation de la nappe géosynthétique et du remblai se fait dès l'excavation du sol support, d'où des réarrangements granulaires et une modification importante des mécanismes de transfert de charge. Les remblais additionnels mis en place par couches successives de  $25cm$  de sol compacté, peuvent être considérés comme des surcharges agissant sur le remblai de hauteur initiale  $1m$ . Des expérimentations mettant en oeuvre des remblais de hauteur initiale de  $1,5m$  ou  $1,75m$  conduiraient vraisemblablement à des résultats différents. Pour estimer les mécanismes de transfert de charge, de nombreux capteurs de pression ont été placés dans le sol. Ces capteurs donnent la répartition des contraintes verticales dans le sol de remblai sur plusieurs profils verticaux (au droit du pieu et entre deux pieux). Plusieurs types de renfort (PEC75/14 et géogrille MG100/100) et plusieurs dispositions de nappes géosynthétiques ont été testées (espacement des nappes par une couche de sol de  $10cm$  et orientations différentes des renforts), en complément des expérimentations de la série  $S_1$  et pour déterminer l'influence de la raideur du renfort géosynthétique sur les mécanismes de transfert de charge.

Les deux séries d'expérimentations se sont déroulées avec plus d'un an d'intervalle. Pour relier les deux séries d'essais entre elles et afin de comparer leurs données, il a été décidé de répéter l'expérimentation  $S_1$  (2) (expérimentation la plus intéressante du point de vue des données de la série  $S_1$ ) avec les nouvelles instrumentations caractérisant la deuxième série. Les expérimentations  $S_1$  (2) et  $S_2$  (1) sont quasiment identiques hormis la présence d'une couche de sol de  $10cm$  entre les deux nappes géosynthétiques .

Les caractéristiques principales des essais réalisés sont présentées dans le tableau 3.3.

<i>Test</i>	<i>Gtx</i>	<i>Nb de nappes</i>	<i>Hauteur initiale du remblai</i>	<i>Orientation des renforts</i>	<i>Sol de remblai</i>	<i>Surcharge</i>	<i>Objectif</i>
<i>s1 (1)</i>	<i>PEC75/14</i>	2	0,5 m		<i>Sol 1</i>		<i>Test de référence</i>
<i>s1 (2)</i>	<i>PEC75/14</i>	2	1 m		<i>Sol 1</i>	+ 0,5 m + traficabilité	<i>Influence de la hauteur de remblai</i>
<i>s1 (3)</i>	<i>PEC75/14</i>	2	0,5 m		<i>Sol 2</i>	+ 1 m	<i>Influence de type de sol de remblai</i>
<i>s1 (4)</i>	<i>aucun</i>	0	1 m		<i>Sol 1</i>		<i>Intérêt du Gtx</i>
<i>s1 (5)</i>	<i>TS60</i>	1	1 m		<i>Sol 1</i>		<i>Influence de la raideur du Gtx</i>
<i>S2 (1)</i>	<i>PEC75/14</i>	2	1 m		<i>Sol 1</i>	+ 0,5 m	<i>Effet de la couche de sol séparatrice</i>
<i>S2 (2)</i>	<i>PEC75/14</i>	2	1 m		<i>Sol 1</i>	+ 0,5 m	<i>Effet de l'orientation des renforts</i>
<i>S2 (3)</i>	<i>MG100/100</i>	2	1 m		<i>Sol 1</i>	+ 0,75 m	<i>Effet de la raideur du géotextile</i>

TAB. 3.3 – Expérimentations réalisées en Malaisie.

### 3.3 Résultats des expérimentations réalisées

Seuls les résultats les plus significatifs, mettant en évidence le comportement en membrane de la nappe géosynthétique et les mécanismes de transfert de charge dans le remblai, seront présentés. À noter que dans certains cas (notamment pour la série  $S_2$ ), l'ensemble des résultats expérimentaux ne nous a pas encore été communiqué.

### 3.3.1 Résultats expérimentaux relatifs à l'effet membrane

Suite à l'extraction du sol de remplissage autour des pieux, la nappe géosynthétique s'est progressivement incurvée pour reprendre par traction les efforts verticaux qui lui sont appliqués. On a observé un effondrement progressif du corps de remblai sur la nappe et une forte déformation du géosynthétique au voisinage des pieux (Fig. 3.4).



FIG. 3.4 – Effet membrane du géosynthétique.

Les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique, mesurés en différents profils, sont comparés entre eux sur les figures 3.5 et 3.6.

Les résultats obtenus lors des expérimentations  $S_1(1)$  et  $S_1(3)$  ont permis, comme le montrent les courbes de la figure 3.5 représentant les déplacements verticaux de la nappe

géosynthétique sur le profil *D*, de vérifier la bonne répétitivité des résultats (remblais de  $0,5m$  et sols de remblai de caractéristiques mécaniques similaires). Compte tenu que des résultats comparables ont été obtenus sur l'ensemble des variables mesurées, on peut conclure à une bonne reproductibilité des mécanismes de transfert de charge et du comportement en membrane de la nappe géosynthétique.

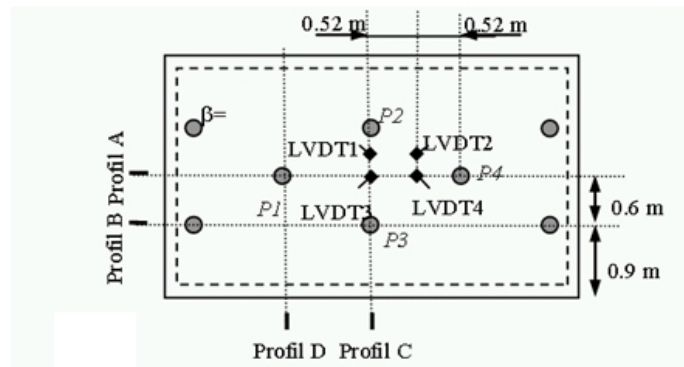
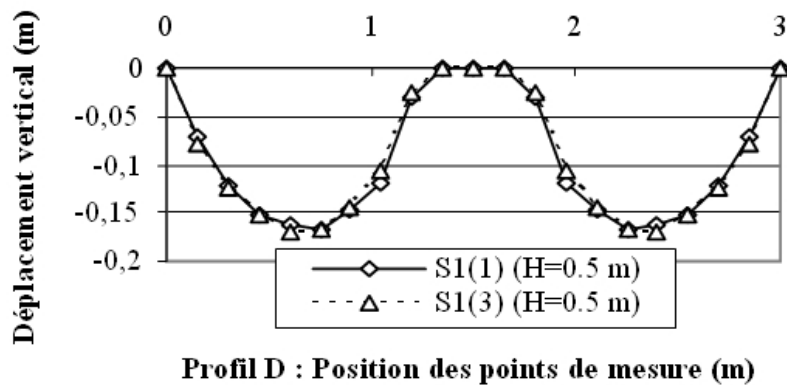
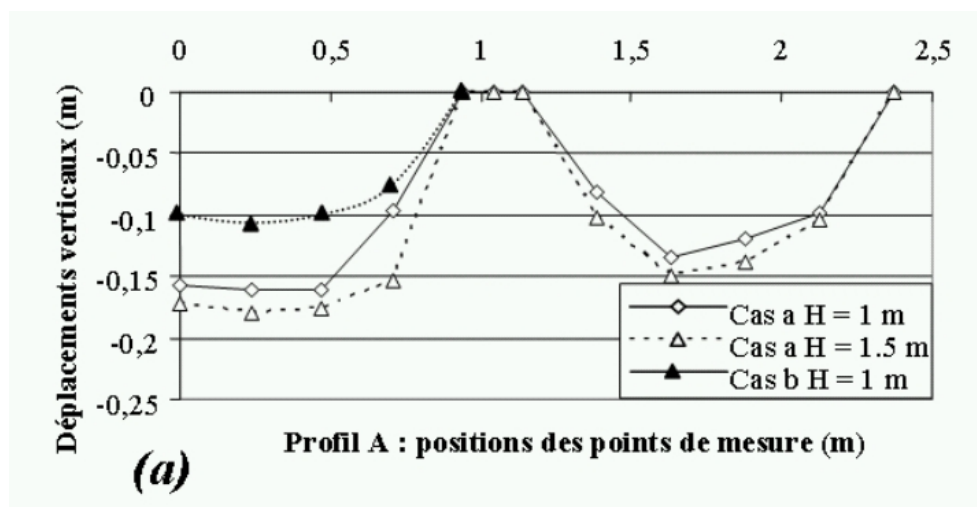


FIG. 3.5 – Comparaison des expérimentations  $S_1(1)$  et  $S_3(1)$ .

Les résultats présentés sur la figure 3.6 font référence aux expérimentations  $S_1(2)$ ,  $S_2(1)$  et  $S_2(3)$  mettant en oeuvre des remblais de  $1m$  à  $1,5m$  de hauteur (hauteur initiale ou hauteur totale après mise en place d'une ou plusieurs couches de remblai additionnel). Les remblais sont renforcés par deux nappes géosynthétiques entrecroisées (cas  $S_1(2)$  et  $S_2(1)$ ), Rock PEC 75,  $J = 750kN/m$  dans les directions longitudinale et transversale) et

par deux micro grilles superposées (cas  $S_2(3)$ , MG100, raideur équivalente  $J = 2000kN/m$  dans les directions longitudinales et transversales). Les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique mesurés en différents profils sont présentés pour les expérimentations  $S_1(2)$ ,  $S_2(2)$  et  $S_2(3)$  sur les figures 3.6. Comparativement (Fig. 3.6 a et Fig. 3.6 c), les déplacements verticaux obtenus dans le cas  $S_2(3)$  ( $J = 2000kN/m$ ) sont, consécutivement à l'utilisation d'un renfort de rigidité plus élevée, inférieurs à ceux obtenus dans le cas  $S_2(1)$  ( $J = 750kN/m$ ). On remarque également (cas  $S_2(1)$ , Fig. 3.6), que l'action du poids du premier remblai ( $H = 1m$ ) sur le geotextile non tissé renforcé, est beaucoup plus importante que celle due au poids du remblai de surcharge ( $\Delta H = 0,5m$ ) (le déplacement maximal étant de  $0,195m$  pour  $H = 1m$  et de  $0,215m$  pour  $H' = H + \Delta H = 1,5m$ ). Ceci résulte du comportement en membrane de la nappe géosynthétique. En effet, sous l'action du poids du premier remblai de  $1m$ , la nappe se met en position de membrane et subit une grande déformation. La nappe étant positionnée idéalement avant l'ajout du second remblai, elle s'oppose immédiatement aux efforts dus à la surcharge appliquée sans trop se déformer.



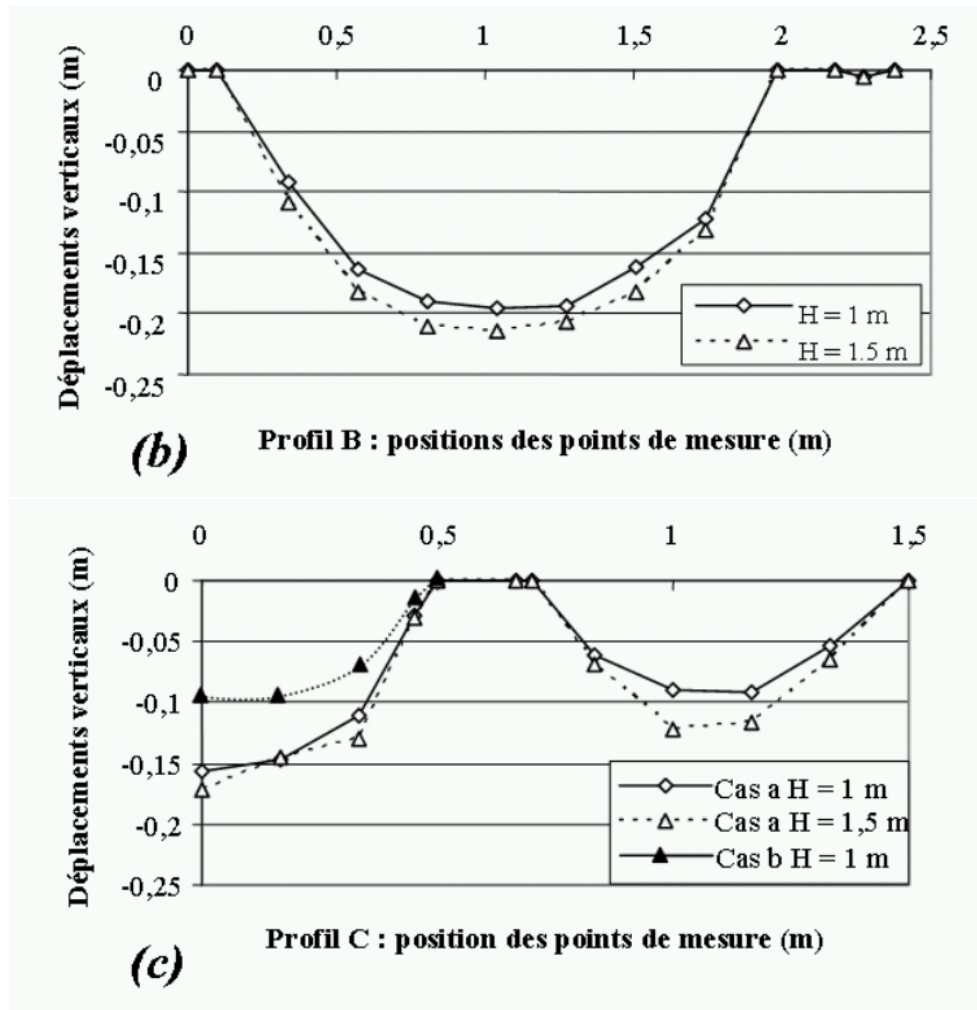


FIG. 3.6 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique.

Les essais de traficabilité (figure 3.7) ont pour but de vérifier la fonctionnalité du renforcement dans un cas extrême (sans sol support). Après remblaiement et mise à niveau du plan de roulement, des véhicules légers et des engins de chantier ont pu effectuer un grand nombre de passages en toute sécurité (les tensions générées dans les nappes géosynthétiques étant bien inférieures aux tensions de rupture des produits mis en oeuvre). Lors de ces essais de traficabilité, on a mesuré de très faibles variations des déplacements verticaux du géosynthétique. Ceci est lié au comportement en membrane de la nappe géosynthétique : celle-ci, déjà en position de membrane, s'oppose immédiatement aux

efforts dus à la surcharge appliquée sans trop avoir à se déformer.



FIG. 3.7 – Essai de traficabilité.

### 3.3.2 Résultats expérimentaux mettant en évidence le comportement du remblai

Pour la première série d'expérimentations, les charges verticales transmises aux pieux (par le sol de remblai et par effet membrane) ont pu être mesurées grâce à des capteurs de force, placés juste au-dessus des pieux (sous la nappe géosynthétique). Les valeurs obtenues lors des expérimentations  $S_1(1)$  et  $S_1(2)$  sont reportées dans le tableau 3.4 pour trois hauteurs de remblai.

Hauteur remblai	Pieu $P_1$ (kN)	Pieu $P_2$ (kN)	Pieu $P_3$ (kN)	Pieu $P_4$ (kN)	Pieu $P_5$ (kN)	Charge totale reprise par les pieux (%)
$H = 0,5m$	10,9(8%)	9,6(7,1%)	11,2(8,3%)	8,9(6,6%)	4,2(3,1%)	42,4%
$H = 1,0m$	23,1(8,5%)	22,7(8,4%)	23,4(8,6%)	19,4(7,1%)	7,8(2,9%)	44,2%
$H = 1,5m$	30,1(7,4%)	32,4(7,9%)	35,1(8,6%)	30,7(7,6%)	10,0(2,5%)	41,5%

TAB. 3.4 – Charge reprise par les pieux (expérimentations  $S_1(1)$  et  $S_1(2)$ ).

On constate (Tab. 3.4) que la répartition en pourcentage des charges supportées par les pieux est indépendante de la hauteur de remblai. Il est à noter également que la

charge reprise par l'ensemble des pieux est d'environ 40% de la charge totale du remblai. Les 60% restants sont repris par le cadre métallique sur lequel sont fixées les nappes géosynthétiques.

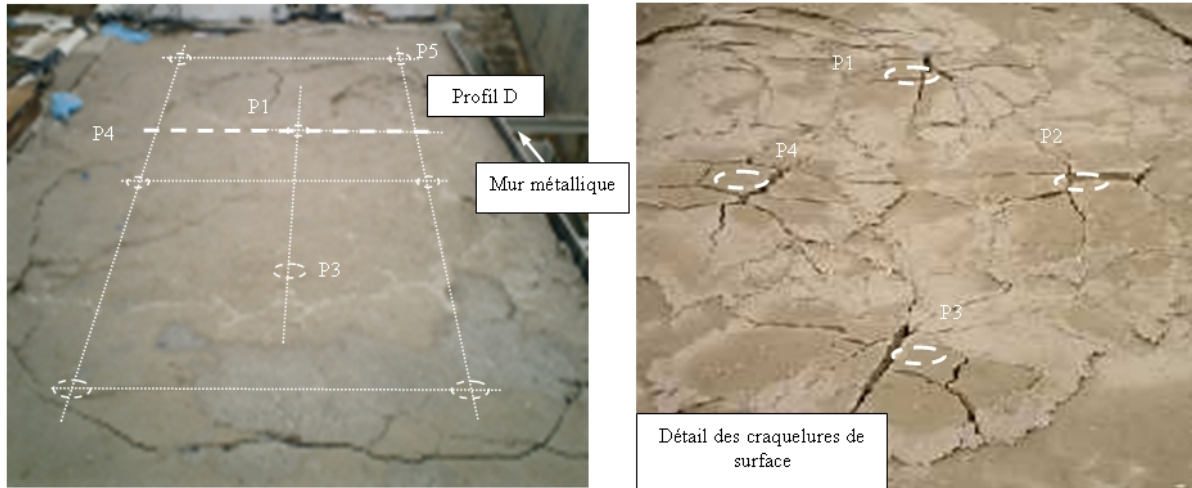


FIG. 3.8 – Etat de surface du remblai après excavation du sol support (cas  $S_1(2)$ ),  $H = 1m$ ).

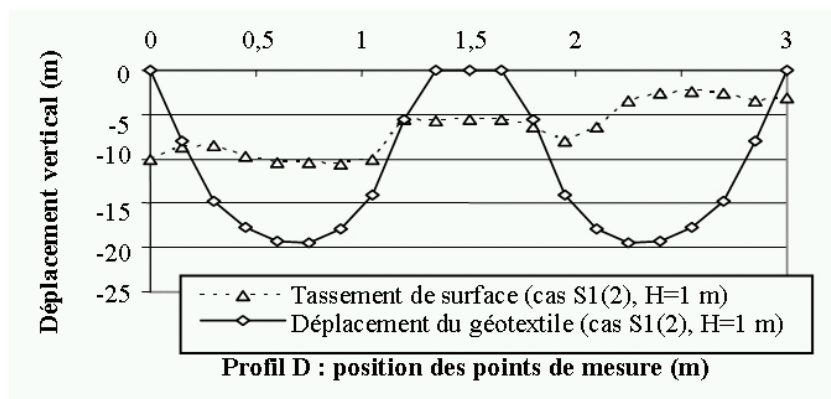


FIG. 3.9 – Tassement de surface (cas  $S_1(2)$ ),  $H = 1m$ ).

Après excavation du sol sous-jacent et après stabilisation des mesures, on a pu observer des tassements de surface importants ainsi que des fissures autour des pieux (Fig. 3.8). Les craquelures observées en surface sont d'autant plus importantes que les hauteurs de remblais sont faibles. Les déplacements verticaux à la surface du remblai, mesurés sur le



profil  $D$ , ont été comparés aux déplacements de la nappe (Fig. 3.9). Les différences entre les déplacements de surface et les déplacements du géosynthétique s'expliquent en partie par des mécanismes de décompaction du sol de remblai (augmentation du volume de sol due à la désorganisation et à la fragmentation de la masse de sol du remblai).

L'effondrement partiel du remblai sur la nappe est associé à un mécanisme de report de charge qui s'initie au sein du remblai, et qui permet de rediriger, par cisaillement, une partie des charges dues au poids du remblai vers ou au voisinage des pieux. Les tassements en surface sont importants et s'accompagnent de craquelures et de fissures notamment autour des pieux. On réservera le terme de voûte lorsque des chaînes de force (de compression) peuvent s'établir dans le remblai créant ainsi un système stable. Dans ce cas, les tassements de surface sont faibles, et il peut se créer, suivant la raideur du géosynthétique mis en oeuvre, un vide entre le sommet de la voûte et le sol de remblai effondré (Fig. 3.10).

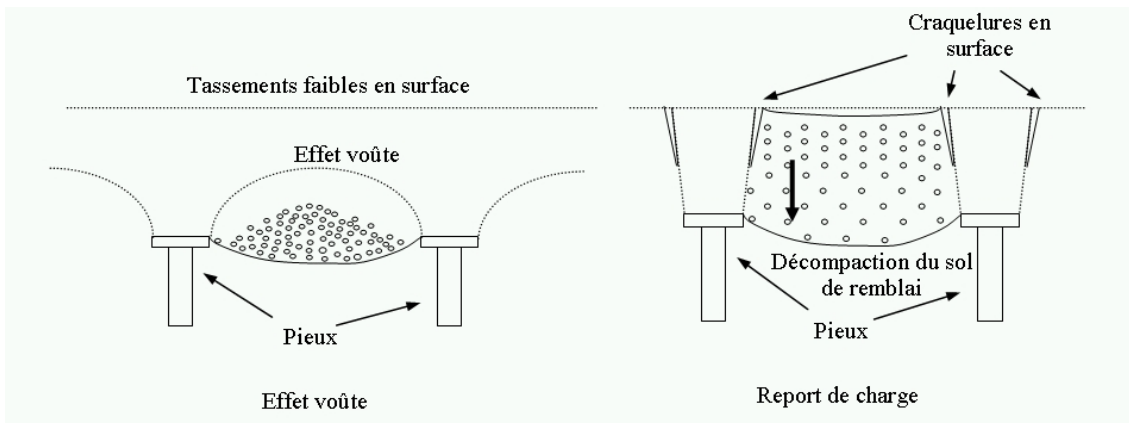
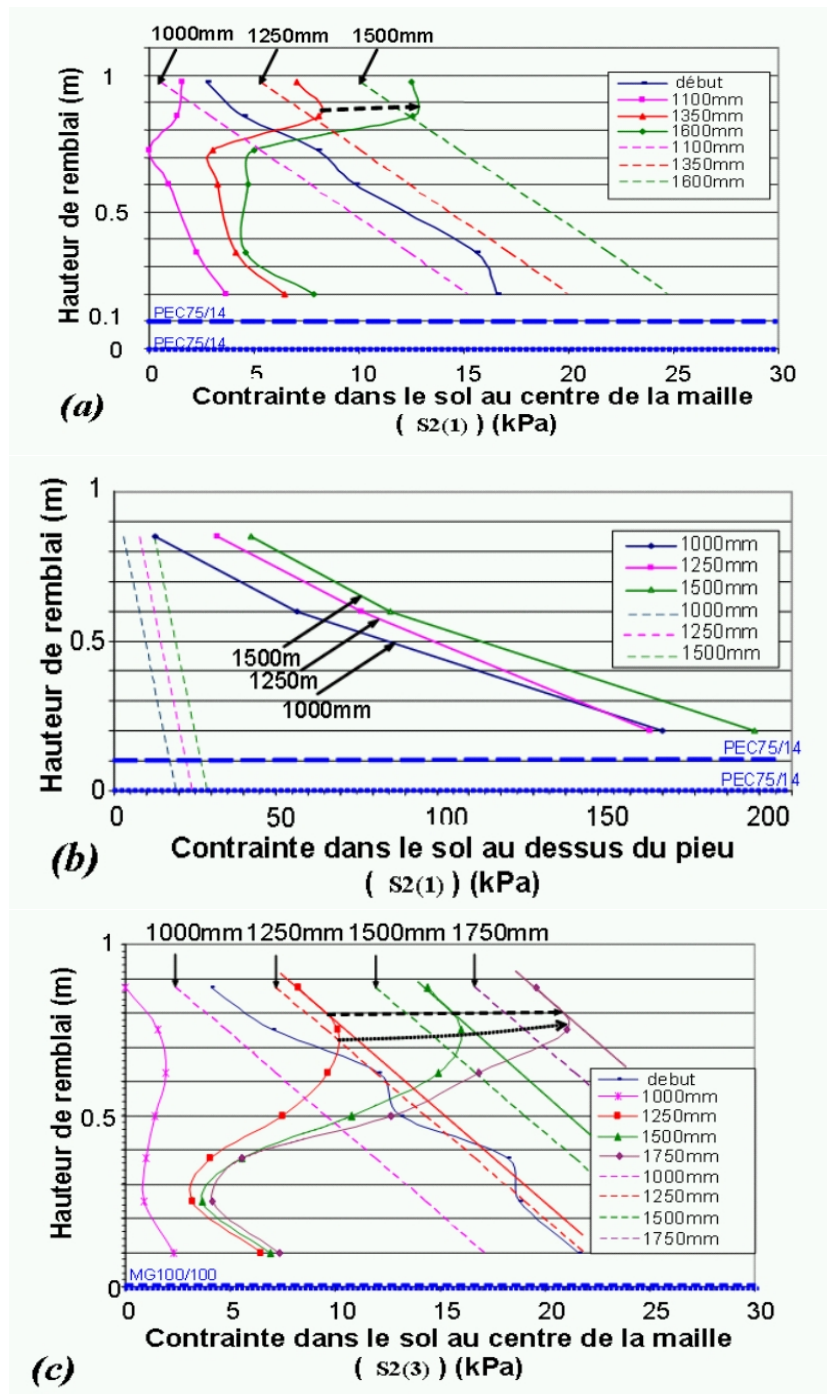


FIG. 3.10 – Notion d'effet voûte et de report de charge dans le sol de remblai.

Ces mécanismes de transfert de charge dans le remblai sont mis en évidence sur la figure 3.11 où l'on présente, pour plusieurs hauteurs de remblai ( $H' = H + \Delta H$ ), l'évolution des profils de contraintes verticales, au droit des pieux et dans l'axe central d'une maille élémentaire du réseau de pieux. A titre de comparaison, les contraintes correspondant au

pois du sol ( $\gamma H'$ ) sont représentées par des droites en pointillés.



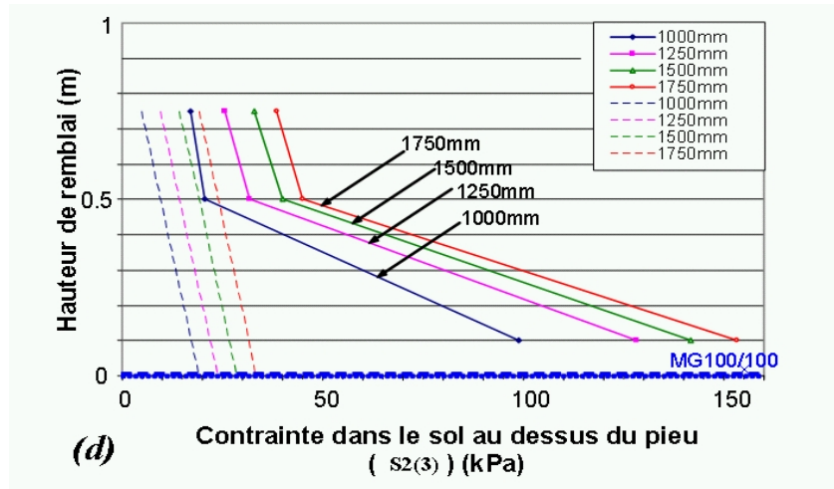


FIG. 3.11 – Répartition des contraintes dans le sol de remblai.

Si l'on s'intéresse à la phase d'extraction du sol de remplissage ( $H' = 1m$ ), on constate sur les figures 3.11 b et 3.11 d une augmentation conséquente de la contrainte verticale au-dessus des pieux. On notera que cette augmentation de contrainte est plus importante lorsque la rigidité du renforcement est faible. Il est probable que, dans le cas d'un sol cohésif, la géogridde, de par sa raideur très importante, influence le comportement du remblai en limitant sa déformation, perturbant ainsi le développement des mécanismes de report de charge. Si l'on suppose que la force supportée par les pieux correspond au produit entre la contrainte dans le sol au-dessus du pieu et la section du pieu, il est possible d'estimer une efficacité du report de charge (charge transmise par transfert de charge divisée par le poids du remblai), soit 28% et 16% respectivement pour les cas  $S_2(1)$  et  $S_2(3)$ . En réalité, compte tenu de la présence du renfort géosynthétique au voisinage des pieux, la zone d'influence liée au report de charge est vraisemblablement plus importante, d'où une sous-estimation probable des mécanismes de transfert de charge au voisinage des pieux. Dans tous les cas, l'efficacité globale du système de renforcement est de 100% puisque la totalité des charges dues au poids du remblai est transmise aux pieux (soit par effet membrane, soit par report de charge).

Si l'on s'intéresse maintenant à la mise en place des remblais additionnels ( $H' > 1m$ ) on constate que les augmentations de contrainte au-dessus des pieux sont peu différentes des contraintes additionnelles appliquées; ceci étant particulièrement vrai pour le cas  $S_2(1)$  se rapportant au remblai renforcé par géotextile. Les mécanismes de report de charge sont, dans ce cas relativement faibles et surtout très différents des mécanismes que l'on a pu obtenir lors de l'extraction du sol de remplissage.

Compte tenu des mécanismes de report de charge, les contraintes verticales, obtenues dans le corps de remblai au centre de la maille élémentaire du réseau de pieux (Fig. 3.11 a et Fig. 3.11 c), sont inférieures aux contraintes correspondant au poids de la colonne de sol ( $\gamma H'$ ). Les contraintes mesurées au-dessus de la nappe géosynthétique sont équivalentes aux contraintes développées par une colonne de sol d'environ 0,2 à 0,3m.

## 3.4 Conclusion

Les expérimentations en Malaisie ont permis de valider la solution de renforcement par pieux et géosynthétiques dans des conditions très défavorables (sans sol support). Elles ont permis également de mettre en évidence les mécanismes de transfert de charge dans le remblai et le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Elles ont montré, en outre, que les mécanismes de report de charge pouvaient être influencés par la raideur du renfort géosynthétique dans le cas d'un sol cohésif, et qu'ils étaient liés à la déformabilité du corps de remblai.

Le mode de sollicitation du remblai (par excavation du sol de remplissage ou par remblaiement en partie supérieure), conduit à des mécanismes de report de charge assez différents. Compte tenu de la présence du géosynthétique, on peut penser que les reports de charge ne se font pas exclusivement de pieux à pieux, mais peuvent s'exercer entre différents points de la nappe de renforcement.

Comme le montre les résultats obtenus, ces mécanismes sont très complexes, et il est difficile, à la vue des seuls résultats expérimentaux, de tirer des conclusions très précises. Ces résultats vont être complétés par de nouvelles expérimentations réalisées en prenant en considération un sol support déformable. On pourra alors tester la solution de renforcement dans des conditions moins défavorables et suivre, sur le long terme, l'évolution des mécanismes de transfert de charge dans le remblai. Même s'ils correspondent à une géométrie de renforcement particulière, les résultats déjà obtenus sont intéressants, car ils constituent une base de données précieuse pour la modélisation numérique. Ces résultats seront comparés aux formules analytiques proposées dans les méthodes de dimensionnement et aux résultats des codes de calcul numérique dans le chapitre V.

# Chapitre 4

## Modélisation numérique

## 4.1 Introduction

Le chapitre IV présente les différents outils numériques utilisés pour étudier le comportement des remblais sur pieux renforcés par géosynthétiques. Comme nous l'avons vu précédemment, deux mécanismes principaux régissent ce comportement : l'effet membrane du géosynthétique et le report de charge dans le remblai.

Les études antérieures menées au Lirigm, orientées vers des modélisations par éléments finis, ont permis le développement d'un code de calcul spécifique permettant de modéliser le comportement en membrane des géosynthétiques pour des applications tridimensionnelles. Des études numériques, mettant en oeuvre un modèle éléments finis bidimensionnel associant des éléments de volume pour caractériser le sol et des éléments spécifiques linéiques pour modéliser le géosynthétique (thèse de H. Giraud [Giraud, 1997]), n'ont pas donné de résultats probant quant à la description des mécanismes de report de charge dans le remblai. C'est pourquoi, le modèle éléments finis tridimensionnels n'a pas été enrichi par des éléments de volume pour modéliser le corps du remblai. Dans le modèle éléments finis actuel seul l'action du sol support est intégrée grâce à des forces ponctuelles ou réparties agissant aux noeuds des éléments de la nappe.

Pour permettre une meilleure modélisation du corps de remblai, il est apparu rapidement qu'un modèle par éléments discrets était plus apte qu'un modèle éléments finis. En effet, ce type de discrétisation pour le sol permet, en autorisant le décollement, le recollement ou le réarrangement des particules de sol, de mieux prendre en compte les transferts de charge dans le remblai, l'effondrement d'une partie du sol de remblai sur la nappe et l'augmentation de volume du sol effondré suite au réarrangement de ces particules. En revanche, il s'est avéré que le modèle discret était moins performant pour modéliser le comportement en membrane de la nappe et son interaction avec le sol d'où le couplage éléments finis et éléments discrets qui a été réalisé. On peut, de ce fait, bénéficier des

avantages des deux modèles : modélisation continue pour décrire le comportement de la nappe et modèle discret pour le sol.

On présentera successivement dans ce chapitre le modèle éléments finis, le modèle élément discret et le couplage. Les validations et comparaisons entre les différents modèles seront présentées dans le chapitre V.

## 4.2 Modélisation par la méthode des éléments finis

Le code éléments finis a été développé au Lirigm [Giraud, 1997] dans le but de modéliser le comportement en traction et en membrane des nappes géosynthétiques sous l'action de charges ponctuelles ou réparties. La spécificité du code tient dans le fait qu'il prend en compte la structure du géosynthétique et ses directions de renfort et qu'il permet de simuler les mécanismes d'effet membrane dans des cas tridimensionnels. Ces développements numériques ont été validés par des solutions analytiques de l'effet membrane obtenues dans des cas simples [Villard et al., 2000] et comparés à des essais réalisés en laboratoire ou à des expérimentations en vraie grandeur [Gourc, Villard, 2000], [Blivet et al., 2000].

### 4.2.1 Principe de la modélisation par éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode mathématique qui permet la résolution d'équations différentielles. Elle a été développée dans les années 60 et permet de décrire le comportement global d'une structure complexe à partir de fonctions simples et paramétrées définies pour chaque zone du modèle. Un maillage du domaine à étudier permet de définir des zones élémentaires appelées éléments. Ceux-ci sont reliés entre eux en différents points dénommés noeuds.

Cette méthode consiste à résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée. Elle comporte des conditions aux limites



permettant d'assurer l'existence et l'unicité de la solution. La discrétisation du problème consiste à vérifier les équations de base en un nombre limité de points (noeud). Ainsi, on obtient une formulation algébrique du problème initial. La solution algébrique obtenue correspond aux composantes de la solution approchée du problème pour les éléments.

### 4.2.2 Description du modèle numérique par éléments finis

Les éléments finis considérés pour modéliser le comportement en membrane des nappes géosynthétiques en grands déplacements [Villard, Giraud, 1998] sont des éléments plans à trois noeuds qui ont été développés spécifiquement pour rendre compte de la structure fibreuse du géosynthétique (chaque direction de fil peut être prise en considération). La matrice de comportement caractéristique d'un élément de nappe comportant plusieurs directions de fibres s'obtient par sommation des matrices de rigidité élémentaires de chaque direction de fils. Une densité de renforcement est associée à chaque direction de fibres, ce qui permet d'envisager des géométries du renfort géosynthétique variées (géosynthétique non tissé dont les fibres sont réparties uniformément dans le plan, ou géotextile tissé renforcé dans une ou plusieurs directions).

Pour chaque élément, une relation matricielle élémentaire pouvant se mettre sous la forme générique  $\{F_e\} = [K_e] * \{u_e\} + \{R_e\}$  est définie.  $\{F_e\}$  représente le vecteur force agissant aux noeuds de l'élément et  $\{u_e\}$  les déplacements nodaux.  $[K_e]$  est la matrice de rigidité élémentaire définie ci-dessous et  $\{R_e\}$  un vecteur correctif permettant la prise en considération des grandes déformations.

Les matrices de rigidité élémentaires de chaque élément sont assemblées pour former un système matriciel global  $\{F\} = [K] * \{u\} + \{R\}$  qui doit être inversé avant d'être résolu. Dans le cas présent, le système matriciel obtenu dépend de la position déformée des éléments de nappe d'où la nécessité de recourir à un système itératif pour résoudre le problème.

La solution en déplacement obtenue, permet de déterminer pour chaque élément, les déformations et par conséquent les tensions dans chaque direction de fibre considérée.

### 4.2.3 Matrice de rigidité élémentaire des éléments de nappe

Les hypothèses fondamentales qui conduisent à l'établissement de la matrice de rigidité élémentaire d'un élément de nappe à trois noeuds sont :

- chaque élément est constitué d'un ensemble de fibres d'orientations diverses formant initialement un plan,
- l'entrecroisement et l'enchevêtrement des fils sont tels qu'il n'y a pas de glissement entre les fils (présence de points de liaison entre les fils). Il en résulte que le comportement d'un réseau de fibres s'obtient par superposition des comportements obtenus dans chaque direction de fibres,
- les efforts de traction dans chaque direction de fibres sont orientés dans la direction des fibres après déformation (grands déplacements),
- les efforts de traction repris par un ensemble de fibres de même direction sont définis par la relation  $T = J_\varepsilon * \varepsilon$  avec  $J_\varepsilon$  la raideur sécante des fibres (fonction de la densité de fibres) et  $\varepsilon$  la déformation des fibres dans la direction considérée.  $\varepsilon$  est défini par la relation  $\varepsilon = \frac{l' - l}{l}$  avec respectivement  $l$  la longueur initiale et  $l'$  la longueur après déformation des fibres considérées. Les modules de raideur en compression sont très faibles devant les modules de raideur en traction (pas de compression dans les fibres),
- il n'y a pas d'effort de flexion.

Pour un élément à trois noeuds, constitué par un ensemble de fibres parallèles d'orientation  $\vec{L}$  (Fig. 4.1), il est possible d'établir une matrice de rigidité élémentaire en considérant les positions initiales et déformées de l'élément. Les équations de base régissant la formulation de l'élément sont :

- des fonctions d'interpolation linéaires sur l'élément,
- des déformations constantes dans chaque direction de fibres sur l'élément,
- des déformations fonctions des positions initiales et déformées de l'élément (l'indice ' se réfère à la position déformée de l'élément).

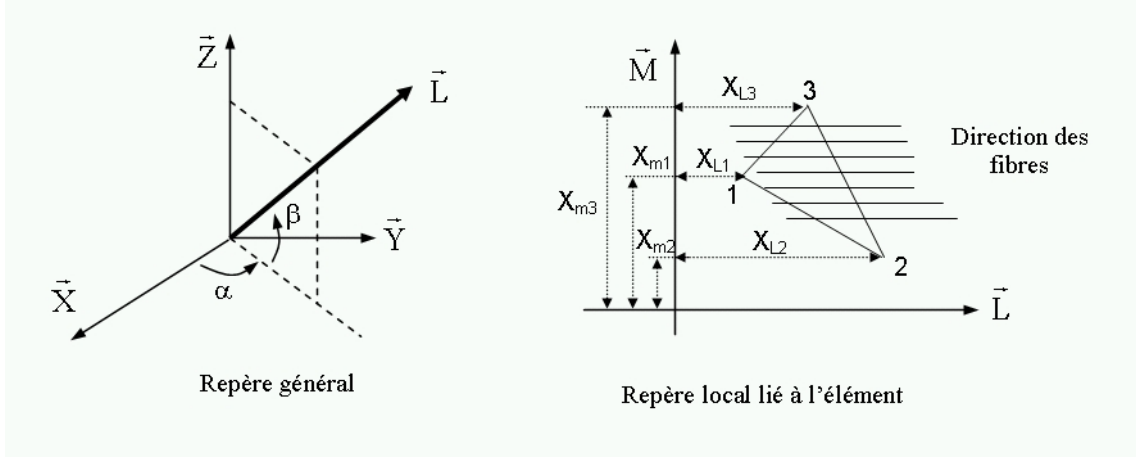


FIG. 4.1 – Définition des repères liés à l'élément.

Le système matriciel élémentaire (4.1) qui découle des hypothèses émises s'écrit :

$$\begin{pmatrix} F_{1x} \\ F_{1y} \\ F_{1z} \\ F_{2x} \\ F_{2y} \\ F_{2z} \\ F_{3x} \\ F_{3y} \\ F_{3z} \end{pmatrix} = \frac{JD}{2} [K'] \begin{pmatrix} u_{1x} \\ u_{1y} \\ u_{1z} \\ u_{2x} \\ u_{2y} \\ u_{2z} \\ u_{3x} \\ u_{3y} \\ u_{3z} \end{pmatrix} + \frac{JDG}{2} \begin{pmatrix} B_1 \cos \beta' \cos \alpha' \\ B_1 \cos \beta' \sin \alpha' \\ B_1 \sin \beta' \\ B_2 \cos \beta' \cos \alpha' \\ B_2 \cos \beta' \sin \alpha' \\ B_2 \sin \beta' \\ B_3 \cos \beta' \cos \alpha' \\ B_3 \cos \beta' \sin \alpha' \\ B_3 \sin \beta' \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

$F$  et  $u$  sont respectivement les composantes des vecteurs forces et déplacements nœuds de l'élément, exprimées dans le repère général  $(\vec{x}, \vec{y}, \vec{z})$ .  $G$ ,  $B_i$ ,  $D$  et  $K'_{(i,j)}$  sont des

coefficients définis par :

$$G = A + B + C \quad (4.2)$$

avec :

$$A = \cos \beta \cos \alpha [\cos \beta' \cos \alpha' - \cos \beta \cos \alpha]$$

$$B = \sin \beta [\sin \beta' - \sin \beta]$$

$$C = \cos \beta \sin \alpha [\cos \beta' \sin \alpha' - \cos \beta \sin \alpha]$$

$$B_1 = \frac{X_{m2} - X_{m3}}{D}$$

$$B_2 = \frac{X_{m3} - X_{m1}}{D}$$

$$B_3 = \frac{X_{m1} - X_{m2}}{D}$$

$$D = X_{L2}X_{L3} + X_{L3}X_{m1} + X_{L1}X_{m2} - X_{L2}X_{m1} - X_{L3}X_{m2} - X_{L1}X_{m3}$$

$$K_{(3i-2,3j-2)} = B_i B_j \cos^2 \beta' \cos^2 \alpha'$$

$$K_{(3i-2,3j-1)} = B_i B_j \cos^2 \beta' \cos \alpha' \sin \alpha'$$

$$K_{(3i-2,3j)} = B_i B_j \cos \beta' \sin \beta' \cos \alpha'$$

$$K_{(3i-1,3j-2)} = B_i B_j \cos^2 \beta' \cos \alpha' \sin \alpha'$$

$$K_{(3i-1,3j-1)} = B_i B_j \cos^2 \beta' \sin^2 \alpha'$$

$$K_{(3i-1,3j)} = B_i B_j \cos \beta' \sin \beta' \sin \alpha'$$

$$K_{(3i,3j-2)} = B_i B_j \cos \beta' \sin \beta' \cos \alpha'$$

$$K_{(3i,3j-1)} = B_i B_j \cos \beta' \sin \beta' \sin \alpha'$$

$$K_{(3i,3j)} = B_i B_j \sin^2 \beta'$$

$X_{L1}, X_{m1}, X_{L2}, X_{m2}, X_{L3}, X_{m3}$  sont les coordonnées des noeuds 1, 2 et 3 de l'élément, définis dans le repère local  $(\vec{L}, \vec{M}, \vec{T})$  lié à l'élément (Fig. 4.1).

Une densité de renforcement est associée à chaque direction de fibres. Il en résulte que la matrice de comportement d'un élément de nappe comportant plusieurs directions de fibres, s'obtient par sommation des matrices de rigidité élémentaires de chaque direction de fils. On peut ainsi modéliser tout type de géosynthétique.

On a montré par ailleurs [Giraud, 1997] que le comportement d'une nappe géosynthétique constituée de  $n$  directions de fibres de raideur  $J$ , répartie uniformément dans le plan (géotextile non tissé) est similaire, en traction, à celui d'une membrane élastique d'épaisseur ( $e$ ) et de module d'élasticité  $E_q = \frac{Jn}{3e}$ .

#### 4.2.4 Influence de la discrétisation sur le comportement en membrane d'un géosynthétique

Plusieurs simulations numériques ont été réalisées pour tester l'influence du nombre d'éléments sur le comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Ces simulations se réfèrent à une nappe carrée de  $1m \times 1m$ , ancrée sur deux cotés opposés et chargée par une charge répartie uniforme de  $20kN/m^2$  (cas bidimensionnel). La raideur en traction du géosynthétique dans la direction de renforcement est  $J = 750kN/m$ . La nappe à été discrétisée par des éléments triangles à trois noeuds suivant un maillage régulier (discrétisation par 5, 10, 15 ou 20 segments dans chaque direction). Les résultats de la modélisation numérique en terme de déplacements verticaux de la nappe sont présentés sur la figure 4.2. A titre de comparaison, la solution analytique obtenue dans le cas bidimensionnel avec l'hypothèse d'une charge répartie uniforme (équations (2.9) et (2.11)),

est également reportée sur la figure 4.2.

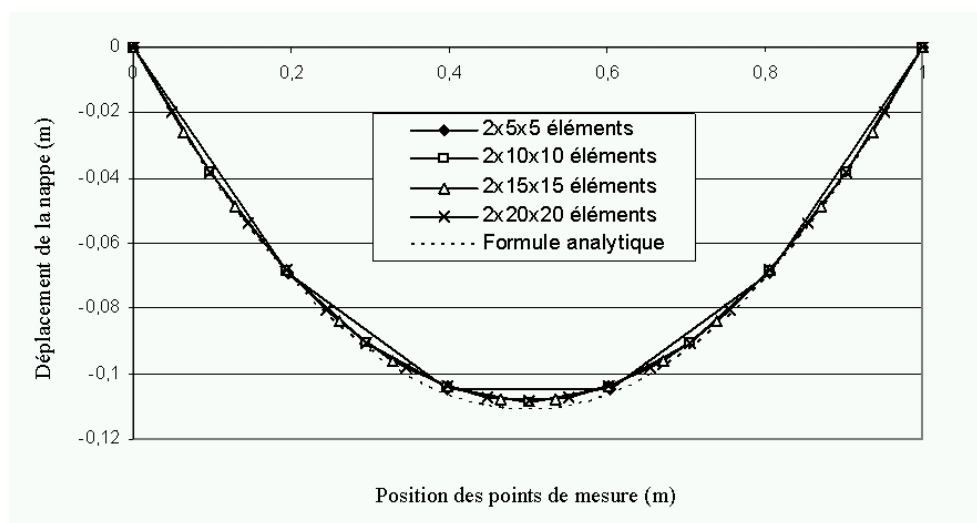


FIG. 4.2 – Influence du nombre d'éléments sur le comportement en membrane de la nappe.

On remarque sur la figure 4.2 qu'un nombre réduit d'éléments permet d'obtenir une bonne approximation du comportement en membrane de la nappe géosynthétique. Pour des déplacements verticaux de la nappe faibles, le modèle analytique correspond parfaitement à la solution numérique trouvée. Pour des grands déplacements, ce n'est plus totalement vrai car les formules analytiques proposées ne prennent pas en considération les déplacements horizontaux de la nappe, ce qui est bien sûr intégré dans le modèle numérique.

Sur cet exemple, on peut conclure que le code éléments finis donne de bons résultats sur le comportement en membrane d'une nappe géosynthétique dans un cas bidimensionnel. L'intérêt du modèle par rapport aux formules analytiques existantes est sa capacité à traiter des cas tridimensionnels.

## 4.3 Modélisation par la méthode des éléments discrets

### 4.3.1 Le modèle éléments discrets

Développée à l'origine par Cundall et Stack [Cundall, 1971], [Cundall, Strack, 1979], [Cundall, 1987], [Cundall, 1988], [Hart et al., 1988], [Walton, 1993], l'approche par éléments discrets consiste à modéliser un corps par un ensemble de particules (voir Fig. 4.3) interagissant entre elles au niveau de leurs points de contacts. A tout moment, les particules peuvent se désassembler ou se réassembler d'où la possibilité d'appréhender le comportement des milieux fracturés ou le comportement des milieux granulaires en grandes déformations.

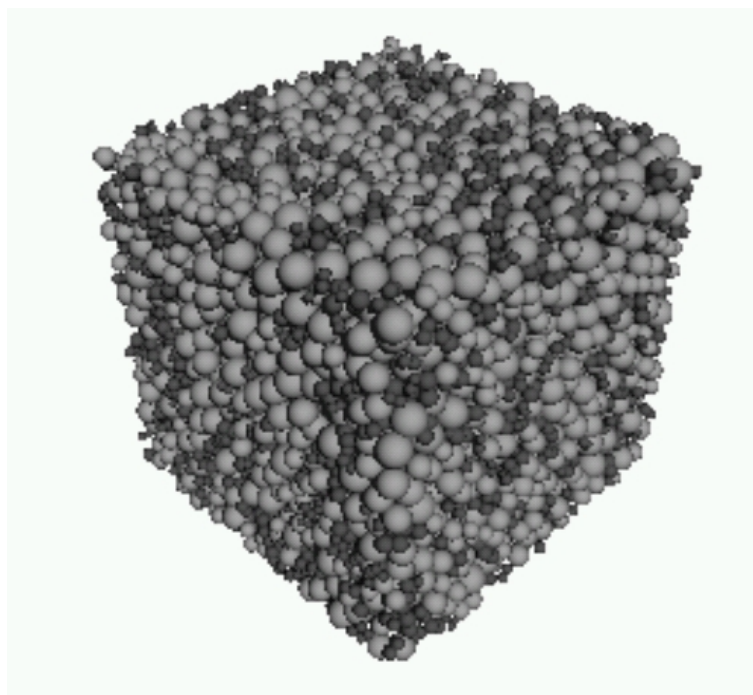


FIG. 4.3 – Sol modélisé par éléments discrets.

Deux approches concurrentes sont en général utilisées par les méthodes éléments discrets : la méthode dite " dynamique des contacts " et la méthode dite " dynamique moléculaire ". La première suppose des objets indéformables qui s'entrechoquent sans

s'interpénétrer au cours de la simulation. La seconde suppose des particules indéformables qui peuvent s'interpénétrer légèrement pour prendre en considération un comportement élastoplastique du contact. Si la première méthode est particulièrement bien adaptée pour traiter des problèmes d'écoulement (temps de calcul réduits), la seconde apparaît mieux adaptée lorsque l'on veut rendre compte du comportement élastoplastique des matériaux. C'est cette dernière que nous avons utilisée.

L'une des difficultés de cette méthode réside dans le fait que l'on introduit dans le modèle des paramètres micro mécaniques de contact et non pas des paramètres physiques caractéristiques du sol (cohésion, angle de frottement). Une procédure de calage préalable est nécessaire afin de calibrer les paramètres du modèle. Cette procédure est longue et fastidieuse, et nécessite une très bonne maîtrise du logiciel utilisé.

Le problème traité étant tridimensionnel, (formation de voûte au-dessus d'un réseau de pieux) les travaux de recherches se sont orientés vers l'utilisation d'un code de recherche spécifique mettant en oeuvre des éléments volumiques de type sphère. Le logiciel qui a été retenu est le code de calcul SDEC, développé et conçu par Frédéric Donzé [Donzé, Magnier, 1995], [Donzé et al., 1997], [Magnier, Donzé, 1997]. Dans sa version d'origine, le code permet de modéliser le comportement des sols frottants et cohésifs. L'accès au code source a été un élément déterminant quant au choix de ce modèle, puisque des développements numériques spécifiques devaient être réalisés. Par ailleurs, des investigations numériques ont été menées pour tester l'aptitude du code à modéliser, par un ensemble de sphères régulièrement réparties, le comportement d'un renfort géosynthétique.

### 4.3.2 Présentation du logiciel de calcul SDEC

Le code de calcul utilisé (SDEC) est basé sur une approche newtonienne (dynamique moléculaire) du comportement des corps rigides [Donzé, Magnier, 1997]. Les éléments de base sont des particules sphériques qui peuvent interagir les unes par rapport aux autres



suivant des lois d'interaction.

Les lois physiques utilisées sont celles de la mécanique classique notamment le principe fondamental de la dynamique (équation seconde du mouvement). A chaque instant, une particule est caractérisée par sa position, sa vitesse en translation et en rotation  $\dot{\theta}$ . A chaque instant, la somme des forces  $F$  appliquées à un élément, est égale au produit de sa masse  $m$  par son accélération  $\gamma$  (4.3) et la somme des moments  $M$  des forces agissant sur la particule est égale au produit de son accélération en rotation par son inertie  $I$  (4.4).

$$\sum F = m\gamma \quad (4.3)$$

$$\sum M = I\ddot{\theta} \quad (4.4)$$

Les équations du mouvement sont intégrées en utilisant un algorithme explicite de différences finis pendant le temps  $\Delta t$  [Allen, Tildesley, 1987]. A chaque pas de temps, l'équation du mouvement est résolue à partir des caractéristiques de contact obtenues à l'itération précédente. Les vitesses et les accélérations sont considérées constantes à chaque pas de temps. Pour faciliter la convergence vers une solution stable, deux grandeurs sont introduites dans les équations : un facteur d'atténuation  $K_a$  ( $0 < K_a < 1$ ) dans l'équation du mouvement, et un facteur d'intégration critique  $K_{ic}$  ( $0 < K_{ic} < 1$ ) dans le calcul du pas de temps  $\Delta t$ .

$$K_a \sum F = m\gamma \quad (4.5)$$

$$\Delta t = K_{ic} \sqrt{\frac{m}{2k}} \quad (4.6)$$

L'algorithme du calcul utilisé consiste à alterner successivement l'application de la

loi de newton du mouvement aux particules et une loi force - déplacement aux contacts (Fig. 4.4).

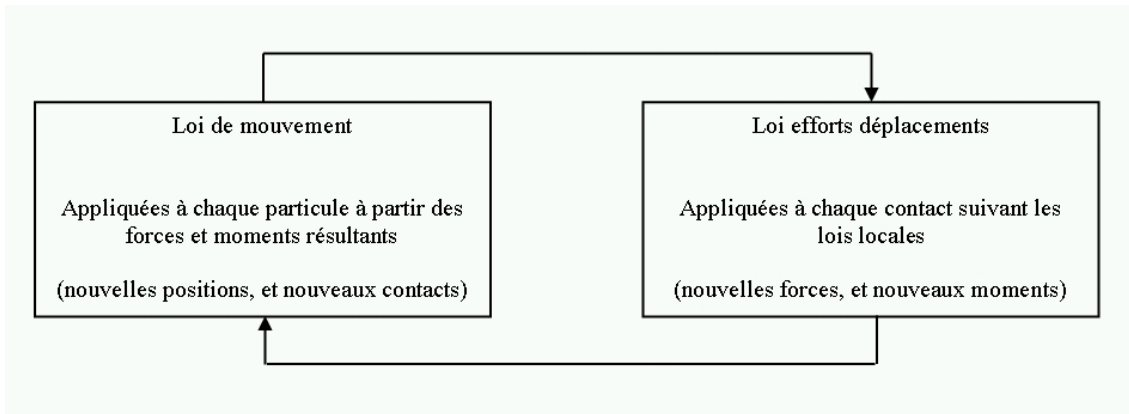


FIG. 4.4 – Algorithme de calcul de la méthode des éléments discrets.

### 4.3.3 Définition des lois de contact régissant le modèle

Dans le logiciel SDEC, les éléments peuvent entrer en interaction sans être en contact direct. En effet un rayon d'interaction, supérieur au rayon de l'élément, est défini. Tout élément entrant dans ce rayon entre en interaction avec l'élément considéré. De nombreuses lois de contact sont proposées dans la version de base, nous nous sommes limités, pour notre étude, à un modèle de contact simple (voir Fig. 4.5).

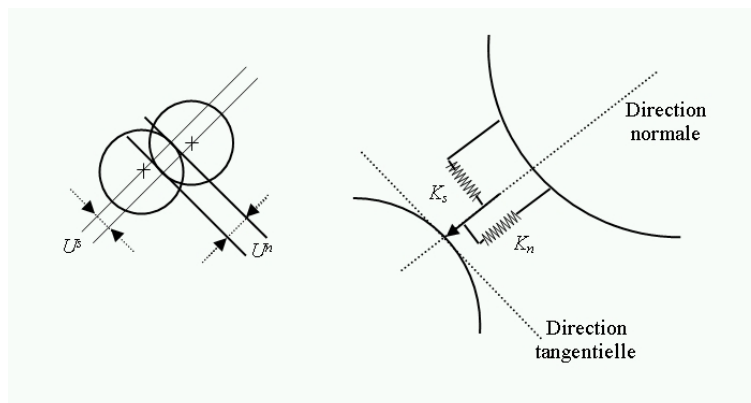


FIG. 4.5 – Contact entre deux éléments discrets.

Pour le modèle d'interaction retenu dans notre étude, le contact est défini dès lors que deux particules  $E1$  et  $E2$  s'interpénètrent. On note  $R$ ,  $k_n^E$  et  $k_s^E$  respectivement le rayon, la rigidité normale et la rigidité tangentielle de la particule  $E$ .  $U_n$  est l'interpénétration entre les deux particules dans la direction normale au plan de contact et  $U_s$  le déplacement relatif tangentiel.

Les raideurs normales et tangentielles du contact ( $K_n$  et  $K_s$ ) sont définies par :

$$K_n = 2 \left[ \frac{k_n^{E1} k_n^{E2}}{k_n^{E1} + k_n^{E2}} \right] \text{ et } K_s = 2 \left[ \frac{k_s^{E1} k_s^{E2}}{k_s^{E1} + k_s^{E2}} \right] \quad (4.7)$$

Le vecteur force d'interaction  $\vec{F}$ , représentant l'action de  $E1$  sur  $E2$ , est décomposé en une force normale au plan de contact  $\vec{F}_n$  et une force en cisaillement tangentielle  $\vec{F}_s$  :

$$\vec{F} = \vec{F}_n + \vec{F}_s \quad (4.8)$$

L'effort normal de contact est défini par :

$$\vec{F}_n = K_n \vec{U}_n \quad (4.9)$$

L'effort tangentiel par :

$$\vec{F}_s(t) = \vec{F}_s(t-1) - K_s \left[ \vec{U}_s(t) - \vec{U}_s(t-1) \right] \quad (4.10)$$

Des critères de ruptures en traction et en cisaillement sont proposés afin d'autoriser les réarrangements dans le milieu granulaire (glissement ou dissociation des éléments). Le critère de rupture en traction correspond à un seuil de contrainte maximal  $T_n$  à ne pas dépasser ( $T_n > 0$ ). Dès lors que la force de contact entre les deux éléments est inférieure à  $F_{max} = A_{int} T_n$ , le contact est maintenu. Dans le cas contraire, les particules sont libres de se désassembler ou de se réassembler.  $A_{int}$  est la surface moyenne où s'exerce l'interaction

entre les particules, elle est définie par :

$$A_{int} = \pi \min \left( (R^{E1})^2, (R^{E2})^2 \right) \quad (4.11)$$

Le critère de rupture en cisaillement correspond à un modèle de comportement du type Mohr Coulomb. La force d'interaction peut donc être de type cohésive. La force de cisaillement maximale est déterminée par :

$$F_{s_{max}} = c_s A_{int} + F_n \tan \phi_{int} \quad (4.12)$$

avec  $c_s$  l'adhérence tangentielle et  $\phi_{int}$  l'angle de frottement micromécanique au contact.

Suite à une rupture, les composantes normales et en cisaillement de la force d'interaction deviennent nulles. Après recollement, la cohésion peut ou non être reconsidérée.

L'ensemble des paramètres micromécaniques se résume pour le modèle de contact utilisé à :  $k_n^E$ ,  $k_s^E$ ,  $T_n$ ,  $c_s$  et  $\phi_{int}$ .

#### 4.3.4 Calage des paramètres micro mécaniques du modèle discret avec les paramètres macro mécaniques du sol

Les lois d'interaction, définies localement, permettent de rendre compte d'un comportement macroscopique global d'un assemblage de particules. La distribution granulaire, la porosité initiale, la forme et la mise en place des particules ont une grande influence sur le comportement du matériau ainsi modélisé ce qui nécessite la définition d'une méthodologie de mise en place rigoureuse et reproductible d'une application à l'autre. Pour nos simulations les particules sphériques sont mises en place à une porosité donnée par grossissement progressif.

L'ajustement des paramètres micro mécaniques au regard des paramètres macro mécaniques se fait sur la base de simulations numériques de l'essai triaxial. On cherche

numériquement à reproduire par approches successives, le comportement réel du matériau. Bien souvent, il n'est pas possible de caler tous les paramètres physiques du sol. Une hiérarchie entre ces paramètres doit être définie pour connaître ceux à caler en priorité.

Les courbes, présentées sur les figures 4.6 et 4.7 donnent, pour un ensemble de paramètres micro mécaniques donnés ( $k_n^E = 2.105kN/m^3$ ,  $k_s^E = k_n^E/8$ ,  $T_n = 0$ ,  $c_s = 0$  et  $\phi_{int} = 45^\circ$ ), les réponses macro mécaniques du modèle élément discret pour des simulations triaxiales. Les échantillons numériques sont constitués approximativement de 6000 particules sphériques mises en place à différentes porosités (la porosité minimale obtenue est 0,352). La taille des particules est choisie aléatoirement entre un diamètre  $d$  et  $2d$  donné.

Sur les figures 4.6 et 4.7, on constate que le modèle discret permet de décrire de façon très satisfaisante le comportement macro mécanique d'un matériau granulaire sous contrainte triaxiale (contractance, dilatance, état caractéristique). Avec des sphères, les angles de frottement au pic et au palier restent limités, compte tenu du roulement possible des particules sphériques les unes par rapport aux autres (angle de frottement maximum de  $35^\circ$ ). Pour générer des angles de frottement supérieurs, il est nécessaire de prendre en considération des formes de particules non sphériques. Des développements numériques récents du logiciel SDEC [Salot et al., 2007] ont permis, en associant des éléments sphériques entre eux pour former des clusters, de rendre compte d'un meilleur comportement mécanique du sol.

L'influence de la distribution initiale des particules, en terme de porosité sur le comportement macro mécanique du modèle, est clairement établie aux vues des courbes des figures 4.6 et 4.7. On constate qu'une faible variation de porosité entraîne des réponses macro mécaniques assez différentes. Ceci revêt un intérêt particulier pour notre étude puisque le modèle discret utilisé est apte, au cours d'une simulation numérique, à intégrer seul un nouveau comportement macroscopique suite à une désorganisation ou une réor-

ganisation des particules du sol. On pense notamment aux zones de sol effondrées sur la nappe ou aux zones fortement cisillées.

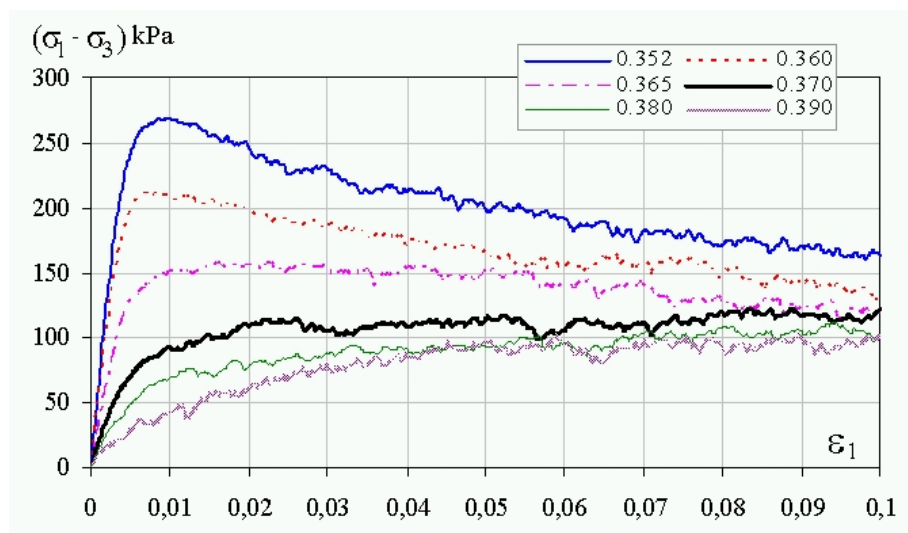


FIG. 4.6 – Résultats numériques d’une simulation triaxiale : déviateur en fonction de la déformation axiale pour différentes porosités ( $\sigma_3 = 110\text{kPa}$ ).

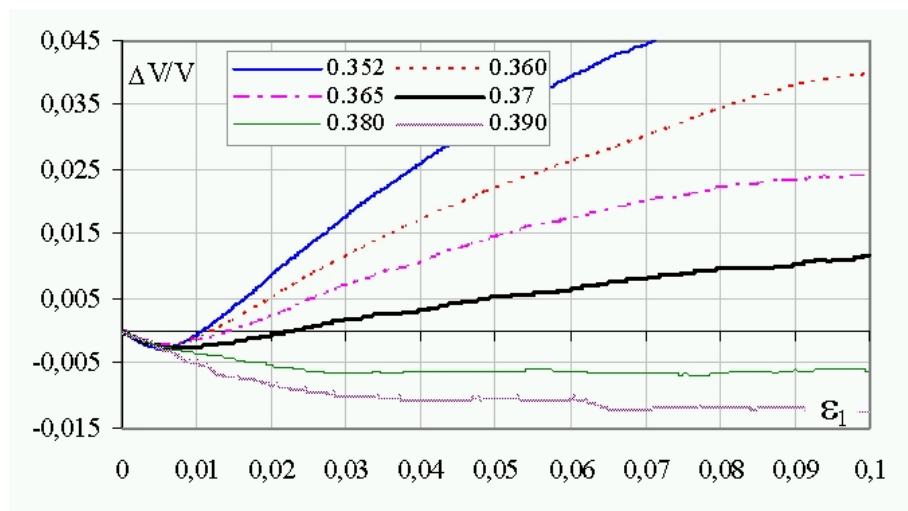


FIG. 4.7 – Résultats numériques d’essais triaxiaux : déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour plusieurs porosités ( $\sigma_3 = 110\text{kPa}$ ).

### 4.3.5 Paramétrage micro et macro mécaniques pour modéliser par un modèle discret le comportement d'une nappe géosynthétique

Le sol étant modélisé par des particules discrètes, nous avons dans un premier temps, testé la possibilité de discrétiser la nappe géosynthétique par un ensemble de particules régulièrement réparties dans le plan (Fig. 4.8). La correspondance entre les paramètres micro et macro mécaniques du géosynthétique (raideur en traction de la nappe) a été établie en considérant l'équilibre d'une portion de nappe soumise à des efforts de traction.

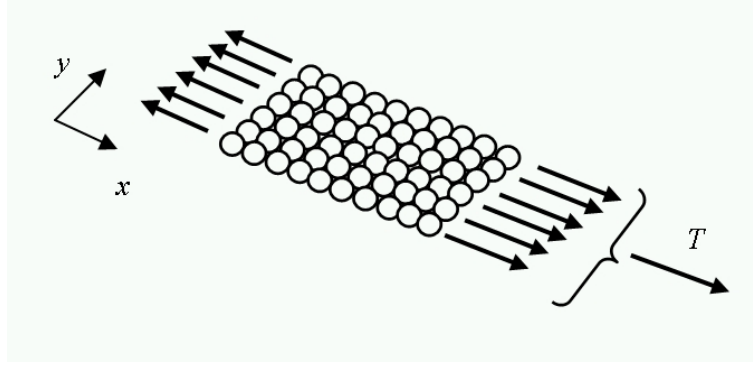


FIG. 4.8 – Discrétisation de la nappe géosynthétique par éléments discrets.

En supposant que la nappe géosynthétique possède deux directions de renfort privilégiées et qu'elle ne peut pas être sollicitée par des efforts de flexion, il découle de l'équilibre d'un tronçon de nappe que les paramètres micro et macro sont liés par les relations :

$$K_{nx} = J_x \quad (4.13)$$

$$K_{ny} = J_y \quad (4.14)$$

Où  $K_{nx}$  et  $K_{ny}$  représentent les raideurs macroscopiques normales des contacts orientés respectivement dans les directions  $x$  et  $y$ , et où  $J_x$  et  $J_y$  sont respectivement les raideurs

en traction de la nappe géosynthétique dans ces mêmes directions.

Les raideurs de cisaillement  $K_s$  n'interviennent pas dans la modélisation dans l'hypothèse d'un comportement en traction de la nappe (pas de flexion et pas de cisaillement). Dans ce contexte  $K_s$  peut être choisi arbitrairement.

Les paramètres micro mécaniques définissant les critères de rupture sont, quant à eux, fixés à des valeurs fortes afin d'empêcher toute rupture en traction de la nappe.

Pour valider cette approche, différentes simulations numériques ont été réalisées. Elles se rapportent à une nappe ancrée sur deux cotés opposés, et chargée par une charge répartie uniforme de  $20kN/m^2$  (cas bidimensionnel). La nappe a été discrétisée par des sphères de  $5mm$  de diamètre (soit 200 sphères réparties sur sa longueur). Les paramètres de calcul sont :  $K_n = 750kN/m$ ,  $K_s = K_n/10$  et  $K_a = 0,8$ .

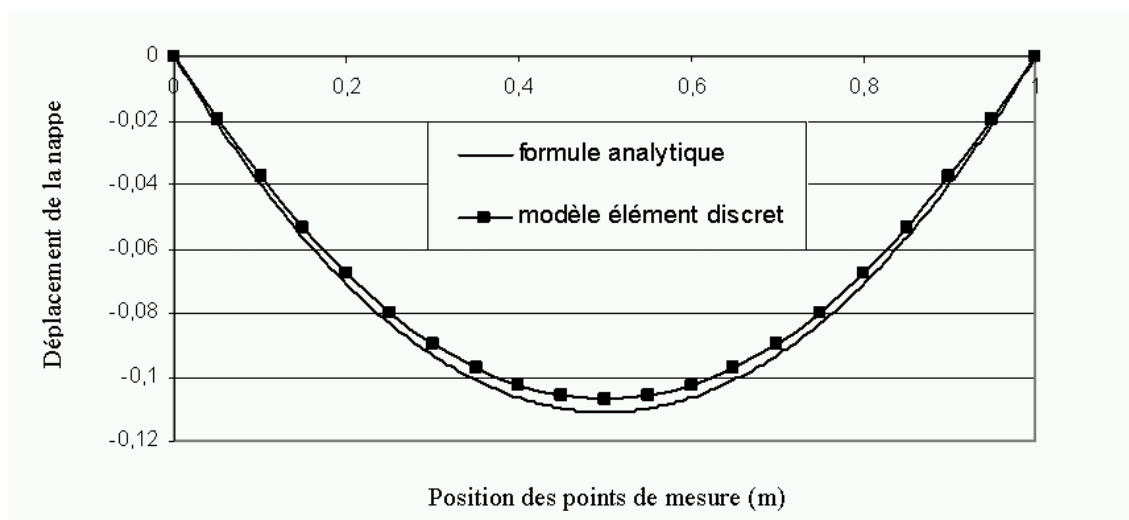


FIG. 4.9 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique.

Les résultats du modèle discret sont comparés sur la figure 4.9 à la formulation analytique obtenue dans le cas bidimensionnel avec l'hypothèse d'une charge répartie uniforme (équations 2.9 et 2.11) On constate que dans ce cas simple, la corrélation entre les résultats numériques et analytiques est optimale, puisque l'écart maximal observé est inférieur à 2,5%. Néanmoins, la discrétisation retenue limite fortement le modèle à des applications



mettant en oeuvre des géosynthétiques renforcés dans deux directions privilégiées.

Afin de vérifier l'indépendance de la solution vis-à-vis de certains paramètres, une étude paramétrique portant sur la finesse de discrétisation (nombre de particules) et sur les valeurs de  $K_a$  et  $K_s$  a été réalisée.

### Influence de la discrétisation

La finesse de discrétisation de la nappe géosynthétique est un point sur lequel il est important de s'arrêter. Les simulations proposées ici, ont pour but de vérifier que la taille des sphères n'influence aucunement le résultat. Trois simulations ont été réalisées pour des diamètres de sphères allant de  $d = 0,005m$  à  $d = 0,05m$ . Les résultats obtenus pour  $K_a = 0,5$  et  $K_s = K_n/10$  sont présentés sur la figure 4.10.

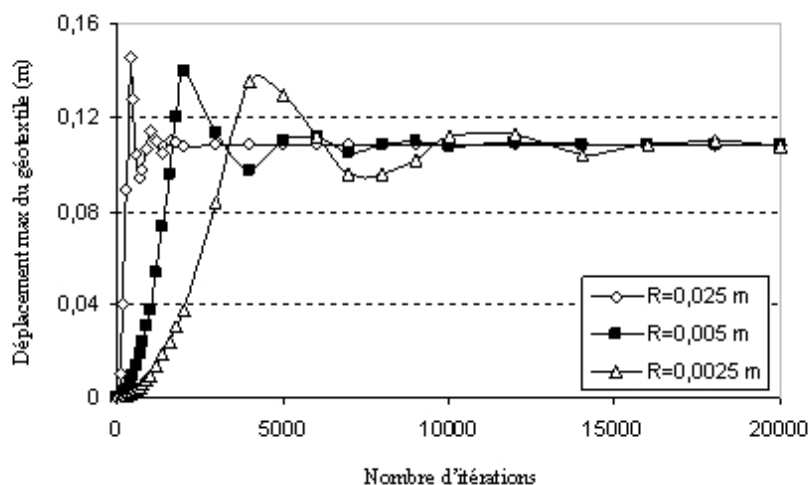


FIG. 4.10 – Influence du nombre de particules sur la convergence.

Les résultats obtenus montrent que la taille des sphères (ou le nombre de sphères) n'influence pas le résultat, mais a une incidence sur la convergence. Ceci est lié, entre autre, au fait que l'inertie des particules et que le pas de temps critique (finesse de discrétisation du pas de temps garantissant le bon déroulement des calculs) sont fonctions de la masse, donc du diamètre des sphères.

### Influence du facteur d'atténuation $K_a$ sur la convergence

Trois simulations ont été réalisées pour des facteurs d'atténuation allant de 0,2 à 0,9. Les résultats obtenus pour  $K_s = K_n/10$  et pour des diamètres de sphères  $d$  de 0,005m sont reportés sur la figure 4.11.

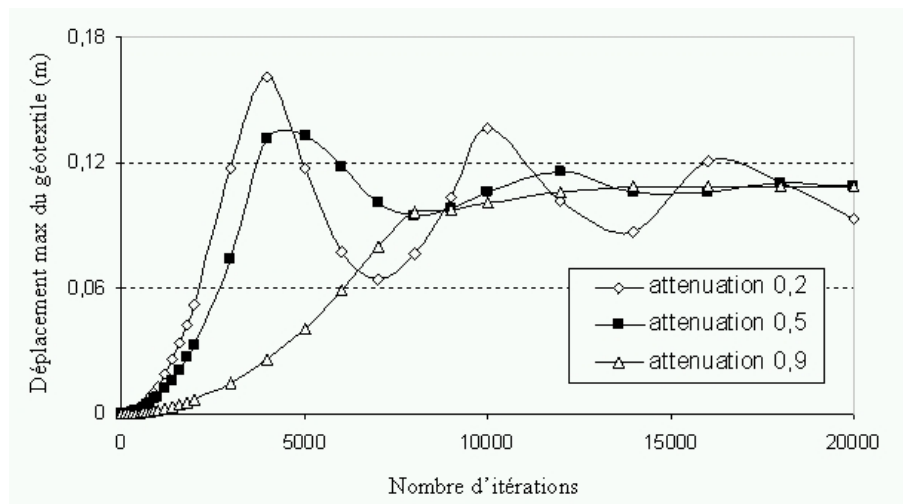


FIG. 4.11 – Influence du facteur d'atténuation sur la convergence.

Les résultats obtenus montrent que la flèche maximale du géosynthétique oscille pour converger progressivement vers la solution. Les oscillations sont d'autant plus importantes que le facteur d'atténuation est faible. La valeur 0,9 est à privilégier pour obtenir une convergence progressive.

### Influence de la valeur de $K_s$ sur la convergence

Afin d'apprécier l'influence de  $K_s$  sur le comportement de la nappe, trois simulations ont été effectuées pour des valeurs de  $K_s$  allant de  $K_n$  à  $K_n/10$ . Les résultats obtenus pour  $K_a = 0,5$  et pour des diamètres de sphères  $d$  de 0,005m sont présentés sur la figure 4.12.

On constate, sur les courbes de la figure 4.12, que la valeur de  $K_s$  ne modifie pas le résultat final en déplacement. En revanche, la convergence est légèrement affectée du fait

de la prise en compte, à chaque pas de temps, d'une rigidité dans la direction transverse à la nappe.

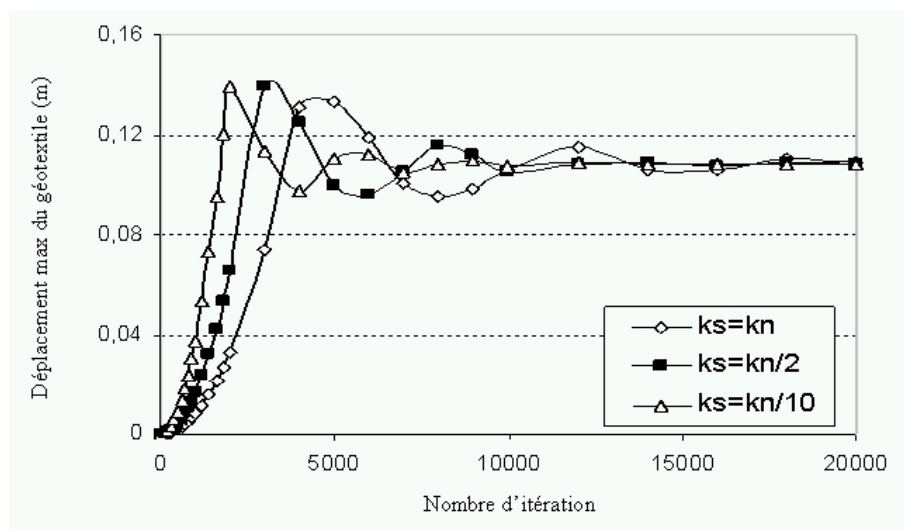


FIG. 4.12 – Influence de la valeur de  $K_s$  sur la convergence.

### Conclusion de l'étude paramétrique

En conclusion, les résultats des simulations numériques sont indépendants des paramètres de calcul ( $K_s$  et  $K_a$ ) et du diamètre des sphères ce qui valide la méthodologie du calcul proposée. Pour faciliter la convergence vers la solution, il apparaît que les valeurs optimales de calcul sont  $K_s = K_n/10$  et  $K_a = 0,9$ .

## 4.4 Couplage éléments finis, éléments discrets

### 4.4.1 Introduction

Le principal intérêt d'un couplage entre éléments finis et éléments discret réside dans le fait de réunir, dans un seul code, les avantages de chacun d'eux. Le modèle éléments finis permet une discrétisation fine de la nappe (chaque direction de fibre peut être consi-

dérée) et rend compte d'un comportement très réaliste en traction et en membrane de la nappe géosynthétique. L'intérêt majeur du modèle discret est qu'il permet de considérer l'interaction entre les particules du sol à chaque point de contact, autorisant ainsi, les mécanismes de report de charge d'une particule à l'autre. Le couplage s'est alors présenté comme une alternative intéressante pour modéliser le comportement des ouvrages mixtes sol / géosynthétique.

Le principe retenu pour le couplage est d'intégrer les éléments finis de type " nappe " dans le code éléments discrets existant. Nous détaillerons successivement le principe d'intégration des éléments nappes dans SDEC, puis nous présenterons les lois d'interactions retenues pour rendre compte du comportement d'interface sol/géosynthétique.

#### 4.4.2 Gestion des éléments finis dans le logiciel SDEC

Les éléments nappe à trois noeuds décrits dans le modèle éléments finis sont assimilés et traités dans le logiciel SDEC comme des éléments discrets déformables. A ce titre, le comportement de chaque élément nappe est régi par le principe fondamental de la dynamique appliqué à chacun de ses noeuds ( $\sum F = m\gamma$ ), la masse des éléments étant distribuée à chaque noeud, via les fonctions d'interpolation élémentaires définies sur l'élément.

A chaque cycle de calcul, la position relative des éléments nappes et des particules du sol est considérée. L'interpénétration et la position relative des éléments les uns par rapport aux autres, permettent la détermination des efforts de contact agissant sur chaque élément nappe. Ces efforts sont reportés au noeud de l'élément, grâce aux fonctions d'interpolation définies sur l'élément.

La loi de comportement élémentaire  $\{F_e\} = [K_e] * \{u_e\} + \{R_e\}$  caractéristique de chaque élément permet, connaissant les déplacements  $\{u_e\}$  des noeuds de l'élément, de calculer les efforts  $\{F_e\}$  agissant aux noeuds de l'élément suite à sa déformation.

Connaissant les efforts appliqués à chaque noeud des éléments nappes (efforts de

contact et efforts liés à la déformation des éléments), il est possible, grâce aux équations de la dynamique, de déterminer entre deux pas de temps successifs, l'accélération, la vitesse et le déplacement de chaque noeud. Les déplacements des éléments les uns par rapport aux autres initient un nouveau cycle de calcul.

### 4.4.3 Loi d'interaction entre les éléments nappes et les particules du sol

Le comportement d'interface entre la nappe géosynthétique et les particules de sol est restitué en laboratoire par des essais de frottement. Il découle de ses essais une loi de frottement macroscopique simple (Fig. 4.13) permettant de relier la contrainte tangentielle  $\tau$  à l'interface avec le déplacement relatif  $U$  entre les éléments en contact (sol et géosynthétique).  $U_0$  est le déplacement relatif à l'interface à partir duquel la mobilisation du frottement est maximale. Sa valeur dépend du niveau de contrainte appliquée à l'interface et est en général de l'ordre du millimètre à plusieurs millimètres.  $\delta$  est l'angle de frottement macroscopique à l'interface et  $\sigma_n$  la contrainte verticale au plan de contact. On note  $K_0$  le paramètre de raideur tangentielle de l'interface, défini par le rapport  $\tau_{max}/U_0$ .

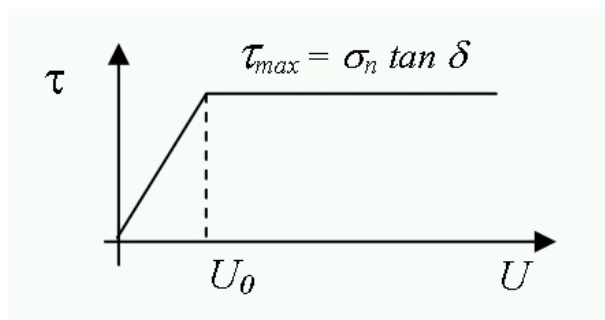


FIG. 4.13 – Loi de frottement de type coulomb à l'interface.

Les paramètres micro mécaniques de contact définis pour caractériser le comportement d'interface entre les particules de sol et les éléments de la nappe géosynthétique sont les

raideurs normales  $R_n^i$  et tangentielles  $R_s^i$  du contact pour rendre compte de l'élasticité du contact, et l'angle de frottement micro mécanique de l'interface  $\phi^i$  pour le critère de rupture en cisaillement.

Compte tenu de l'absence de rugosité relative entre les éléments de nappe et les particules du sol, l'angle de frottement microscopique est identique à l'angle de frottement macroscopique déterminé expérimentalement ( $\phi^i = \delta$ ).

La raideur tangentielle du contact est définie par  $R_s^i = K_0 S$  où  $K_0$  est le paramètre de raideur tangentielle de l'interface (unité  $N/m^3$ ) et  $S$  la surface d'influence du contact. Pour une particule sphérique de rayon  $R$ , la surface d'influence du contact est définie par :  $S = \pi R^2$ .

La raideur normale du contact est définie par  $R_n^i = E_0 S$  où  $E_0$  est le paramètre de raideur normale de l'interface fonction principalement du module de compressibilité  $E$  de la nappe géosynthétique considérée (unité  $N/m^2$ ) et de son épaisseur  $e$  ( $E_0 = E/e$ , unité  $N/m^3$ ).

Le vecteur force d'interaction  $F^i$ , représentant l'action d'une sphère sur la nappe, est décomposé en une force normale au plan de contact  $F_n^i$  et une force en cisaillement tangentielle  $F_s^i$  définie dans le plan de référence  $(\vec{v}, \vec{w})$  lié à l'élément nappe. La force normale au contact  $F_n^i$  est fonction de l'interpénétration  $U_n$  entre la nappe et la particule de sol :

$$\{F_n^i\} = R_n^i \{U_n\} \quad (4.15)$$

Les composantes de la force tangentielle  $F_s^i$  sont obtenues de manière incrémentale à chaque pas de temps, en fonction des accroissements de déplacements relatifs tangentiels  $\Delta U_v$  et  $\Delta U_w$  de la particule de sol par rapport à la nappe :

$$\{F_s^i(t)\}_{(\vec{v}, \vec{w})} = \{F_s^i(t-1)\}_{(\vec{v}, \vec{w})} + \{\Delta F_s^i\}_{(\vec{v}, \vec{w})} \quad (4.16)$$

avec :

$$\{\Delta F_s^i\}_{(\vec{v}, \vec{w})} = \begin{pmatrix} R_s^i \Delta U_v \\ R_s^i \Delta U_w \end{pmatrix} \quad (4.17)$$

$\{F_s^i\}_{(\vec{v}, \vec{w})}$  est bornée d'après la loi de frottement à une valeur seuil définie par :

$$\{F_s^i\}_{(\vec{v}, \vec{w})} = \frac{\|F_n^i\| \tan \phi^i}{\|F_s^i\|} \{F_s^i\}_{(\vec{v}, \vec{w})} \quad (4.18)$$

Les efforts de contact sont appliqués directement sur la particule de sol et indirectement via des coefficients pondérateurs aux noeuds des éléments nappes. Ces coefficients sont établis en fonction de la position du point de contact sur l'élément nappe, grâce aux fonctions d'interpolation définies sur l'élément.

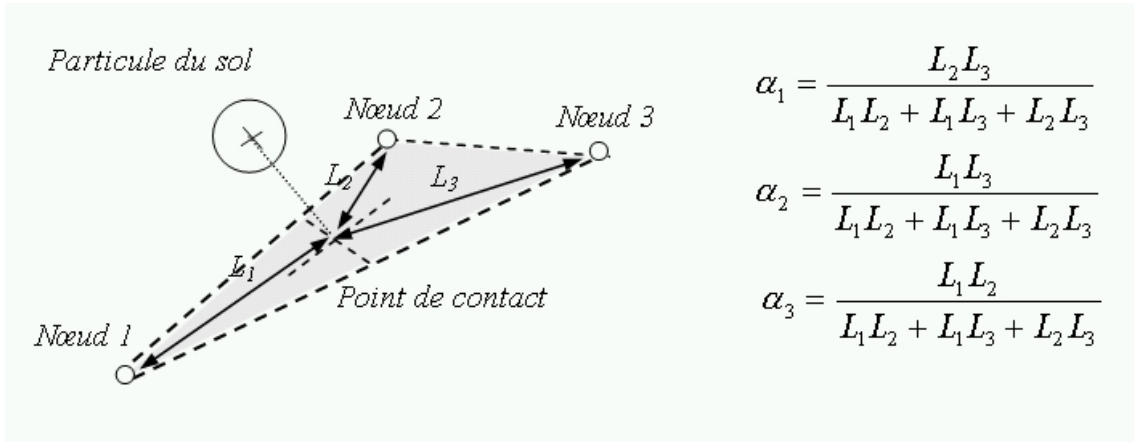


FIG. 4.14 – Définition des coefficients de pondération.

#### 4.4.4 Implémentation du couplage dans SDEC

Les développements numériques ont été implantés dans le logiciel SDEC (écrit en  $C^{++}$ ) en gardant autant que possible la logique et la structuration d'origine. Par exemple des listes de voisins ont été définies pour les éléments nappes (par analogie aux listes de voisins définies pour les particules sphériques) afin d'optimiser la recherche des contacts. La liste des voisins des éléments nappes est actualisée tous les  $n$  cycles ( $n$  donné par l'utilisateur).

Les accroissements de déplacements relatifs tangentiels entre les éléments de sol et les éléments de nappe sont calculés (sur les mêmes bases que pour deux particules sphériques entre elles) en fonction des déplacements et des rotations des éléments les uns par rapport aux autres. Le déplacement relatif global est défini entre un élément de sol et la nappe dans son ensemble, et non pas par rapport à un seul élément de nappe. Cela permet de conserver les efforts de frottement tangential lorsqu'un élément sol se déplace d'un élément nappe à un autre (ce qui n'est pas le cas lorsqu'un élément sol perd le contact et entre en contact avec un autre élément sol). Pour l'attribution des efforts tangentiels, on suppose que l'élément de sol (suffisamment petit) est en contact avec la nappe en un seul point.

Les éléments de nappe ont une épaisseur  $e$ . Pour assurer la continuité de la surface de contact entre les éléments nappes et les éléments de sol lors de la déformation de la nappe (voir Fig. 4.15), il a été nécessaire de positionner entre deux éléments nappes adjacents un cylindre de rayon  $(e/2)$  et aux noeuds de chaque élément une sphère de rayon  $(e/2)$ . Les éléments de sol sont, en conséquence, en contact avec un élément nappe, un cylindre ou une sphère.

Dans la version actuelle, le contact entre deux nappes géosynthétiques n'a pas été considéré. De même, les éléments de sol doivent être suffisamment petits pour que l'hypothèse d'un contact ponctuel (nécessaire au calcul des efforts de contact tangential) soit vérifiée.



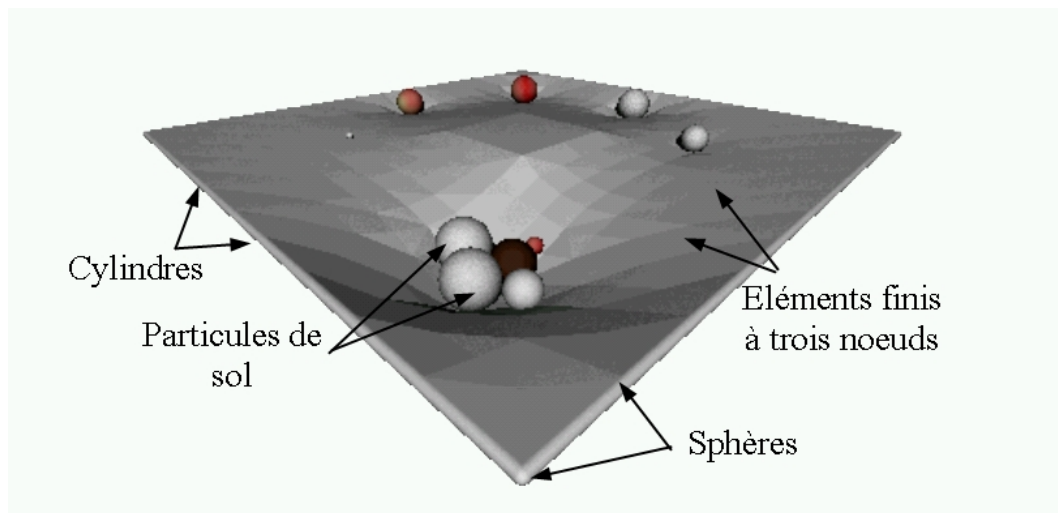


FIG. 4.15 – Interaction entre les éléments du sol et la nappe géosynthétique.

#### 4.4.5 Validation des développements numériques

Les développements numériques ont été validés et vérifiés à chaque étape. Le modèle éléments finis implémenté dans SDEC donne une réponse rigoureusement identique à celle du code éléments finis initial, et ce, bien que les méthodes de résolution utilisées soient différentes.

L'interaction entre les particules de sol et les éléments de la nappe a été validée en dynamique et en quasi statique. La réponse de la loi de frottement incrémentale a été testée en imposant à une particule de sol sollicitée par une force verticale  $F_n^i = 20kN$  une trajectoire elliptique par rapport à une nappe fixe. On souhaite, par ses simulations, vérifier d'une part que le frottement est bien conservé quand l'élément de sol circule d'un élément de nappe à un autre et, d'autre part, appréhender l'influence de  $R_s^i$  sur la loi de frottement macroscopique restituée. L'angle de frottement à l'interface sol / géosynthétique  $\phi^i$  est de  $26,56^\circ$  soit un effort tangentiel maximal  $T_{max}$  de  $10kN$ . Plusieurs rigidités d'interface  $R_s^i$  ont été considérées ( $5000kN/m$ ,  $2000kN/m$  et  $500kN/m$ ). Dans ces conditions, l'effort tangentiel maximal est obtenu respectivement pour des déplacements relatifs supérieurs à  $2mm$ ,  $5mm$  et  $20mm$ .

Les figures 4.16 à 4.18 présentent l'évolution de la force tangentielle au contact (traits pleins) en fonction du déplacement de l'élément de sol sur la nappe (trait en pointillé).

On remarque sur ces graphiques que plus la valeur de  $R_s^i$  est forte, plus le frottement maximum est atteint rapidement. Pour une valeur de  $R_s^i$  importante (voir Fig. 4.16), les forces de frottement s'opposent immédiatement au mouvement, compte tenu que la valeur du déplacement nécessaire à l'obtention de la force tangentielle maximale est faible au regard du parcours imposé à la particule.

Dans le cas contraire, compte tenu de la relation incrémentale retenue pour définir les composantes de la contrainte tangentielle, les efforts de frottement ne sont plus tangents au parcours de la particule (voir Fig. 4.17). Pour une valeur de  $R_s^i$  faible (voir Fig. 4.18), le frottement ne s'oppose plus directement au déplacement de la particule, compte tenu que l'on reste dans la phase " élastique " de la loi de frottement.

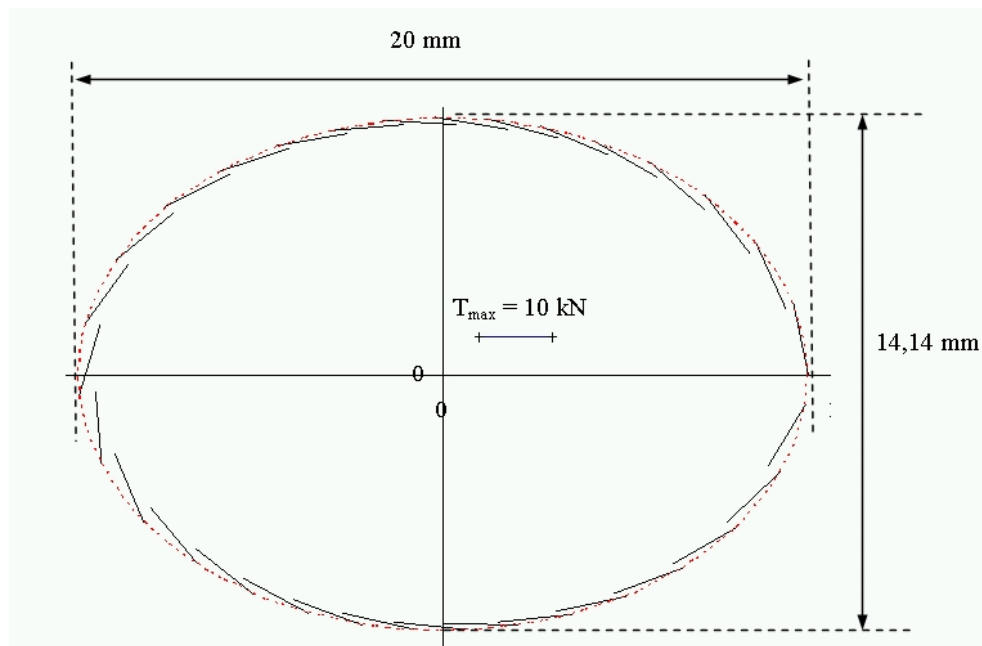


FIG. 4.16 – Influence du paramètre  $R_s^i$  sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 5000 \text{ kN/m}$ ).

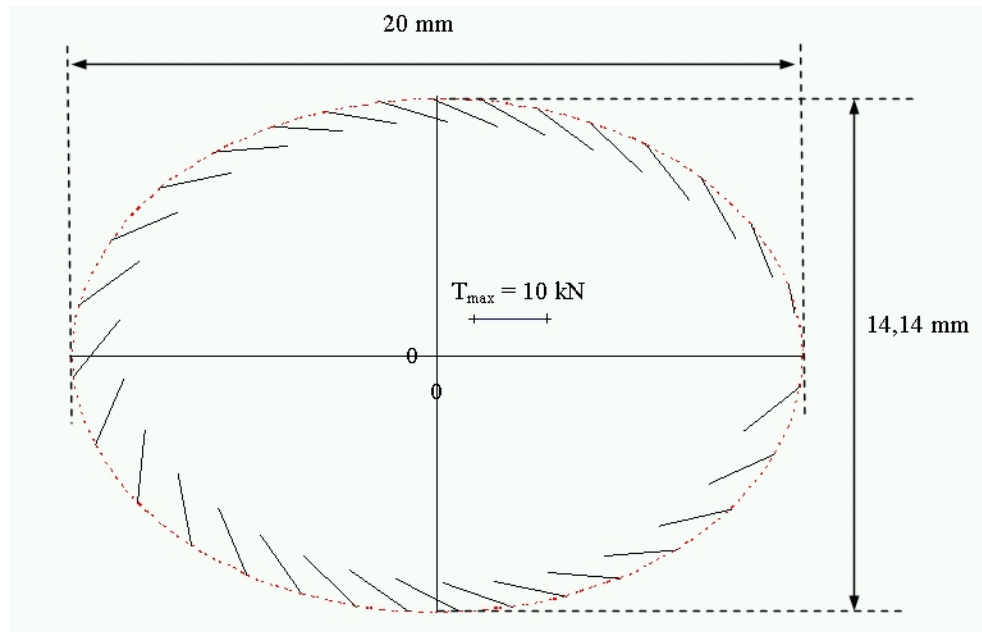


FIG. 4.17 – Influence du paramètre  $R_s^i$  sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 2000kN/m$ ).

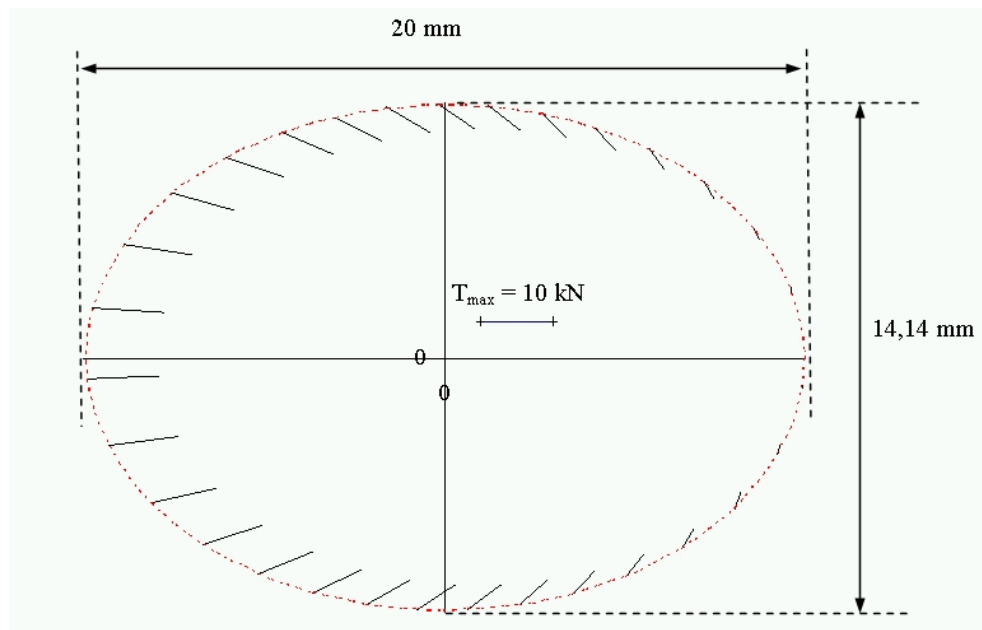


FIG. 4.18 – Influence du paramètre  $R_s^i$  sur le frottement d'interface ( $R_s^i = 500kN/m$ ).

#### 4.4.6 Conclusion

Les applications traitées pour valider les nouveaux développements numériques, montrent l'efficacité de la nouvelle formulation pour des applications en statique ou en dynamique.

Nous soulignons que les résultats d'applications, mettant uniquement en oeuvre des éléments nappes sont rigoureusement identiques à ceux obtenus avec le logiciel éléments finis initial. L'interaction entre les deux types d'éléments permet de gérer parfaitement le contact sol/nappe grâce à un jeu de paramètres réduit et facilement identifiable expérimentalement.

Le couplage permet de regrouper les points forts de chacune des méthodes : utilisation d'un modèle continu défini à partir des paramètres macroscopiques pour décrire la structure de la nappe géosynthétique et son interaction avec le sol, et utilisation d'un modèle discret pour décrire le comportement du matériau granulaire.



## Chapitre 5

### Etude comparative et analyse

## 5.1 Introduction

Ce dernier chapitre se propose d'analyser les résultats des différentes modélisations effectuées pour comprendre les mécanismes régissant le comportement d'un remblai renforcé par pieux et géosynthétiques.

Dans un premier temps, nous analyserons le comportement en membrane des géosynthétiques grâce aux codes éléments finis et éléments discrets présentés au chapitre IV. La pertinence de chaque modèle numérique proposé est évaluée par comparaisons entre des simulations numériques et des essais de laboratoire. Les résultats des modèles numériques sont confrontés aux résultats des formules analytiques afin d'en définir les domaines de validité et leur limitation. Enfin, le modèle numérique par éléments finis est utilisé pour optimiser le positionnement des capteurs Géodetect dans le cas des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques. L'objectif est d'établir une relation entre les déformations mesurées par les capteurs en certains points du géosynthétique et les déplacements verticaux de la nappe, au centre d'une maille élémentaire et entre les pieux.

Dans un deuxième temps, les mécanismes de report de charge, caractérisés par l'efficacité des pieux, sont étudiés. Cette étude est réalisée grâce au modèle numérique couplant les méthodes des éléments discrets et des éléments finis. Ce travail se compose d'une étude paramétrique mettant en évidence les facteurs géométriques influençant fortement le comportement global du remblai et d'une analyse comparative entre les résultats du modèle numérique et les résultats des formules analytiques présentées dans la partie bibliographique.

Enfin, la dernière partie de ce chapitre se rapporte à l'expérimentation de Malaisie présentée au chapitre III dont les résultats sont confrontés aux résultats des méthodes analytiques et du modèle numérique.

## 5.2 Analyse de l'effet membrane

### 5.2.1 Validation expérimentale du code de calcul éléments finis

Le code numérique par éléments finis permettant de décrire le comportement en membrane des géosynthétiques a fait l'objet d'une validation par confrontation avec des essais en laboratoire. Ces essais ont pour but de tester le comportement en membrane d'une nappe géosynthétique dans des cas simples pour une meilleure maîtrise des conditions aux limites.

#### Description du dispositif expérimental

Le bâti expérimental utilisé permet de tester une nappe géosynthétique carrée de  $1m$  x  $1m$  (Fig. 5.1). La nappe fixée sur le pourtour du bâti peut être chargée par une couche de sable de  $500\text{ Kg}$  et surchargée par des poids additionnels de  $300kg$ .

Le principe des expérimentations consiste à mettre en place le chargement sur la nappe géosynthétique tout en bloquant les déplacements verticaux à l'aide d'une plaque support. Celle-ci est par la suite abaissée progressivement, autorisant la nappe à se déformer en membrane.

Des mesures de déplacements verticaux de la nappe sont réalisées manuellement en différents points de la nappe grâce à des repères placés sur le bâti d'essai. L'erreur sur les mesures est de l'ordre du millimètre.

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées mettant en oeuvre des géométries (bâti carré ou circulaire), des conditions d'essais (avec ou sans pieu central) et des géosynthétiques de nature différente (non tissée, tissé et non tissé renforcé).

Nous présenterons ici une seule série d'expérimentations ; l'ensemble des résultats ayant été consigné en détail dans un rapport d'essais [rapport de recherche, Tencate géosynthétique, décembre 2004].



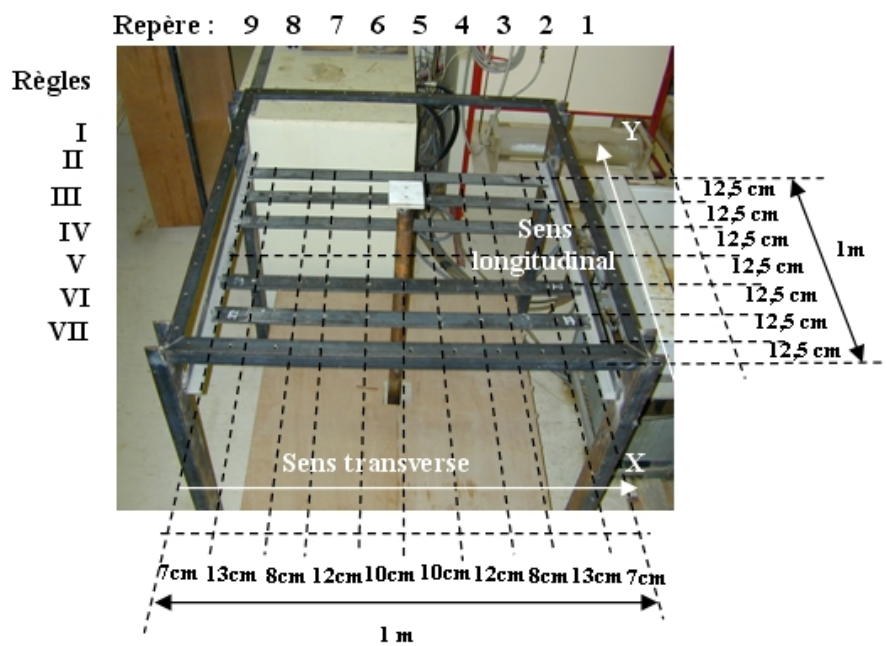


FIG. 5.1 – Bâti expérimental du LIRIGM (1m x 1m).

### Caractéristiques des essais expérimentaux réalisés

La série d'expérimentations servant de base à la modélisation numérique comporte six essais réalisés dans des conditions identiques. Le géosynthétique utilisé est un Bidim PEC 100 x 100, non tissé renforcé dans deux directions. Les caractéristiques principales en traction du géosynthétique sont présentées sur la figure 5.2.

Pour les six essais, deux nappes géosynthétiques ont été utilisées chacune trois fois. Les nappes sont remises en place et retendues avant chaque essai. Les deux premiers

essais réalisés sur une nappe engendrent des déplacements légèrement plus importants que ceux obtenus sur la troisième expérimentation. En réalité, les fibres du géosynthétique se réorganisent lors des premiers essais ce qui lui confère, pour les essais suivants, un comportement plus raide.

La nappe carrée est sollicitée par  $500Kg$  de sable (c'est-à-dire soumise à une charge uniforme d'environ  $5kPa$ ). Les résultats présentés (Fig. 5.3 et 5.4) sont, pour une charge donnée, les déplacements verticaux moyens obtenus sur l'ensemble des expérimentations en différents points de la nappe dans le sens longitudinal (sens de production) et dans le sens transversal (sens transverse).

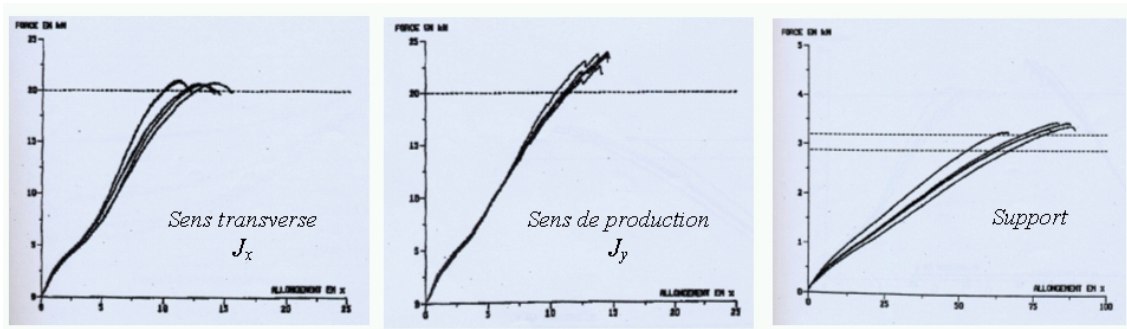


FIG. 5.2 – Essai de traction du Bidim PEC 100x100.

### Confrontation entre le modèle éléments finis et les résultats expérimentaux

Les paramètres de calcul ont été calibrés sur les courbes de traction du géosynthétique en supposant un comportement linéaire. Les raideurs en traction des renforts sont différenciées dans les deux directions :  $J_x = 1075kN/m$  (sens transverse) et  $J_y = 900kN/m$  (sens de production). Le support non tissé de la nappe est modélisé par 16 directions de fibre de raideur globale  $22kN/m$ . Les raideurs en compression des renforts et du support non tissé sont nulles.

Par raison de symétrie seul un quart de la nappe est modélisé. La discrétisation retenue comporte 9800 éléments triangles à trois noeuds. Sur les axes de symétrie les conditions

aux limites sont des déplacements horizontaux nuls, respectivement sur  $x$  pour le coté orienté dans la direction  $y$  et sur  $y$  pour le coté orienté dans la direction  $x$ . Sur le pourtour du bâti, les déplacements horizontaux et verticaux sont nuls.

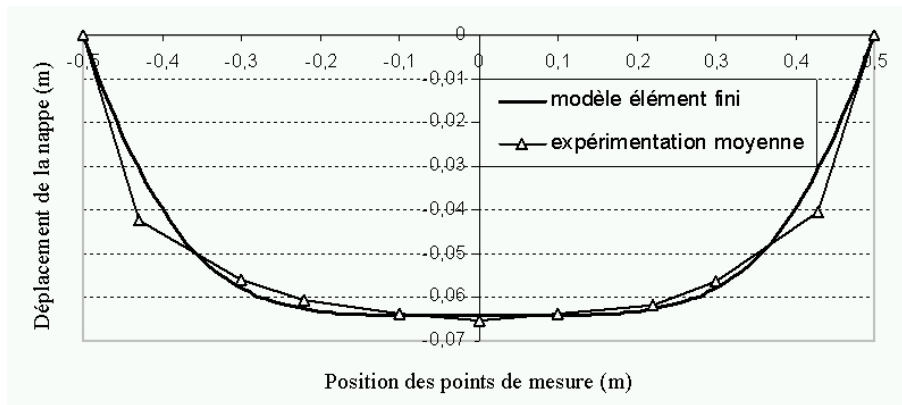


FIG. 5.3 – Déplacements verticaux du géotextile (coupe transversale sur  $X$ ).

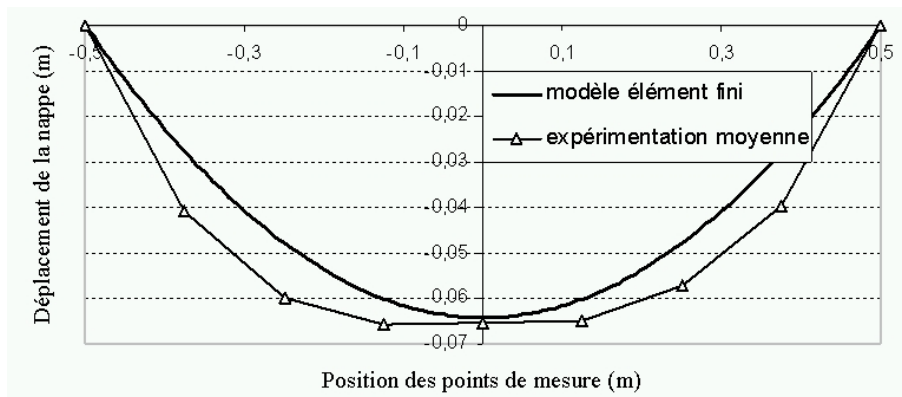


FIG. 5.4 – Déplacements verticaux du géotextile (coupe longitudinale sur  $Y$ ).

L'action de la couche de sable sur la nappe est modélisée par une charge uniformément répartie verticale. Les résultats de la modélisation sont confrontés sur les figures 5.3 et 5.4 aux valeurs expérimentales. On constate sur ces figures, une bonne corrélation entre les résultats. Les différences observées sont attribuées aux erreurs consécutives aux manipulations effectuées : incertitudes liées au système de mesures manuelles, répartition des contraintes probablement non uniforme notamment au voisinage des parois, léger glisse-

ment de la nappe au niveau des ancrages et modification de la raideur de la nappe suite à son réemploi.

## **Conclusion**

Les comparaisons entre les résultats du modèle numérique et les résultats expérimentaux montrent le bien fondé des hypothèses du modèle numérique. Sur le cas présenté (nappe non tissée renforcée dans deux directions) la corrélation est très bonne et on peut admettre que le code de calcul est validé. Les résultats expérimentaux obtenus en prenant en considération des conditions limites différentes (nappe circulaire ou pieu au centre de la cuve) et des nappes de nature variée (non tissé, tissé ou non tissé renforcé) sont, aux incertitudes expérimentales près, très bien corrélés aux résultats de la modélisation numérique. Le code numérique permet donc de représenter assez fidèlement le comportement en membrane d'une nappe géosynthétique en trois dimensions.

### **5.2.2 Confrontation des modèles numériques par éléments discrets et éléments finis**

On a vu au chapitre IV.2.6 que le comportement en membrane d'une nappe géosynthétique peut être restitué dans des cas bidimensionnels par une modélisation par éléments discrets. On souhaite dans ce chapitre apprécier la validité du modèle éléments discrets en le comparant sur différentes simulations tridimensionnelles au modèle éléments finis. Deux cas d'étude sont envisagés :

- une nappe carrée ancrée à sa périphérie et sollicitée par une charge uniforme,
- une nappe carrée ancrée à sa périphérie, reposant sur un pieu central, et sollicitée par une charge répartie uniforme.

### Nappe carrée ancrée à sa périphérie

Ces simulations sont similaires aux expérimentations de laboratoire présentées dans le chapitre précédent. La nappe de  $1m$  par  $1m$  est ancrée sur chaque côté. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie de  $20kN/m^2$ .

Dans le modèle éléments discrets, la nappe est modélisée par un ensemble de sphères régulièrement réparties dans un plan suivant des mailles élémentaires carrées (chaque sphère est en contact avec quatre autres sphères). Au total 10.000 sphères de  $1cm$  de diamètre ont été utilisées (100 x 100).

Une modélisation des directions de renfort ou des fibres ne peut pas être faite en éléments discrets. Néanmoins, des directions privilégiées, dépendant de la géométrie de la discrétisation de la nappe, existent. Les paramètres de contact sont :  $K_n = J = 750kN/m$ , et  $K_s = K_n/10$ . Le facteur d'amortissement ( $K_a$ ) est fixé à 0,9.

A titre comparatif, deux modélisations éléments finis sont proposées. La première, notée *EF1*, suppose que la nappe géosynthétique est un géosynthétique non tissé (fibres réparties régulièrement dans le plan) dont la raideur globale en traction dans une direction donnée est de  $750kN/m$  (raideur nulle en compression). La seconde, notée *EF2*, suppose que la nappe géosynthétique est un géosynthétique tissé comportant deux directions privilégiées. Pour cette dernière, les fibres sont orientées dans les directions parallèles aux cotés du bâti et ont une rigidité en traction  $J$  de  $750kN/m$ .

Les résultats en déplacement obtenus par le modèle éléments discrets (noté *ED*) sont présentés sur la figure 5.5 et comparés sur deux profils (Fig. 5.6) aux résultats éléments finis (profils A et B passant respectivement par l'axe et au quart de la nappe).

Au vu des résultats, on constate que la modélisation éléments discrets correspond parfaitement à la modélisation éléments finis quand elle se rapporte à une nappe renforcée dans deux directions (modèle *EF2*) ce qui valide en parties les deux modélisations proposées. En revanche le modèle discret, de part sa géométrie de discrétisation, ne permet pas

d'approcher le comportement d'une nappe composée de fibres non orientées dans deux directions perpendiculaires, comme par exemple un géotextile non tissé (modèle *EF1*).

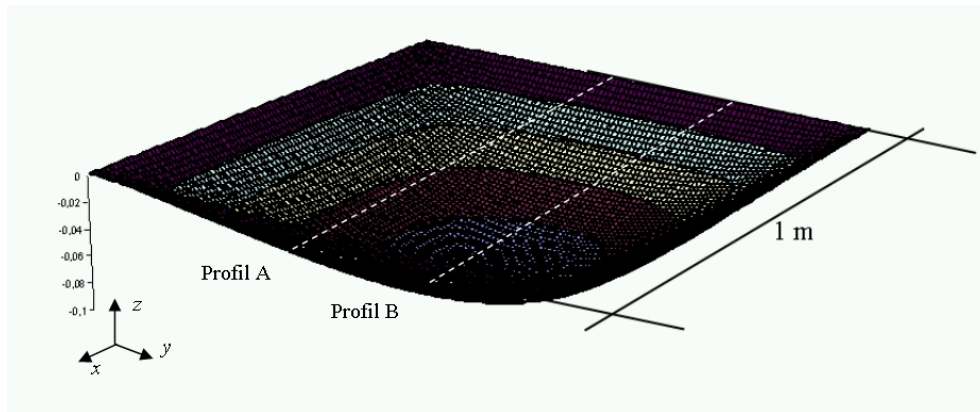


FIG. 5.5 – Déplacements verticaux de la nappe (Modélisation par éléments discrets).

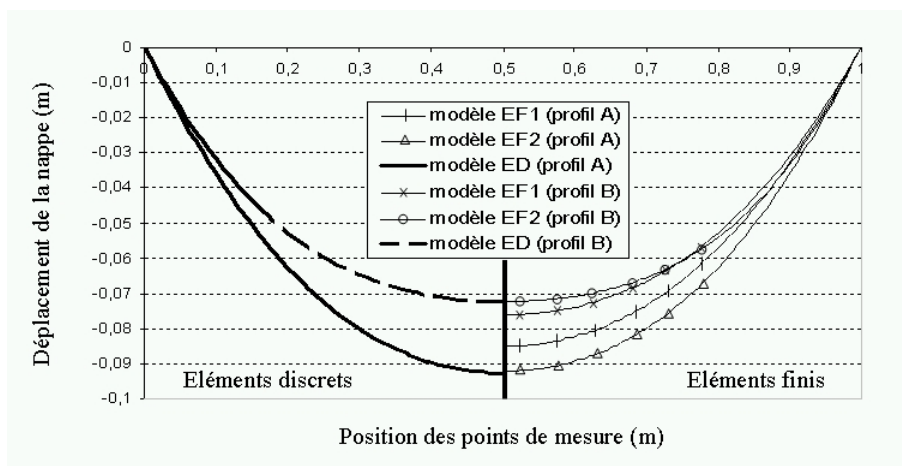


FIG. 5.6 – Comparaison MEF / MED sur une nappe carrée (profils A et B).

### Nappe carrée sur pieu ancrée à sa périphérie

Les simulations présentées ici sont similaires à celles décrites précédemment à ceci près qu'un pieu de 10cm par 10cm a été modélisé au centre de la nappe (déplacements verticaux nuls des noeuds ou des sphères de la nappe). Si numériquement, ce problème a pu être résolu facilement par le modèle éléments finis, nous avons rencontré quelques

difficultés pour le résoudre par le modèle éléments discrets. En effet, des problèmes de convergence liés à la présence du pieu sont apparus très rapidement, malgré des valeurs importantes du facteur d'atténuation ( $K_a = 0,99$ ) et du nombre d'itérations (500.000). Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 5.7 et comparés sur la figure 5.8 à la solution éléments finis.

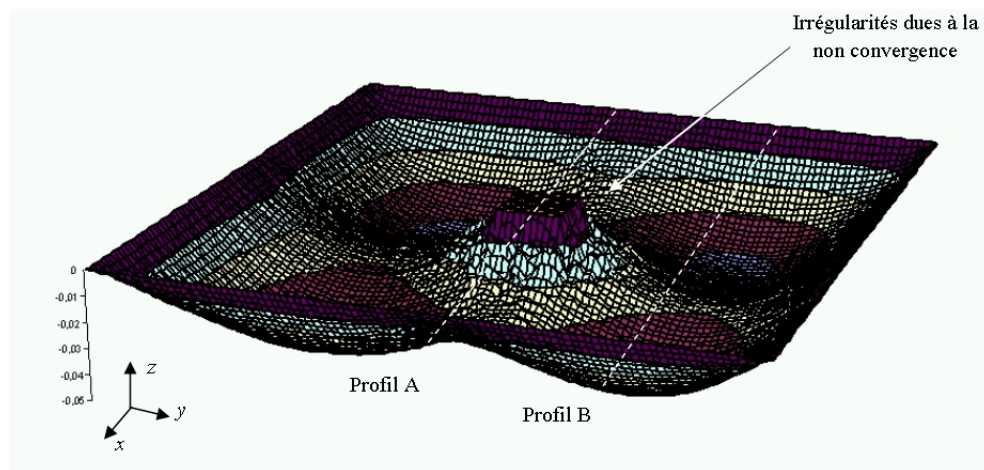


FIG. 5.7 – Déplacements verticaux de la nappe (Modélisation par éléments discrets).

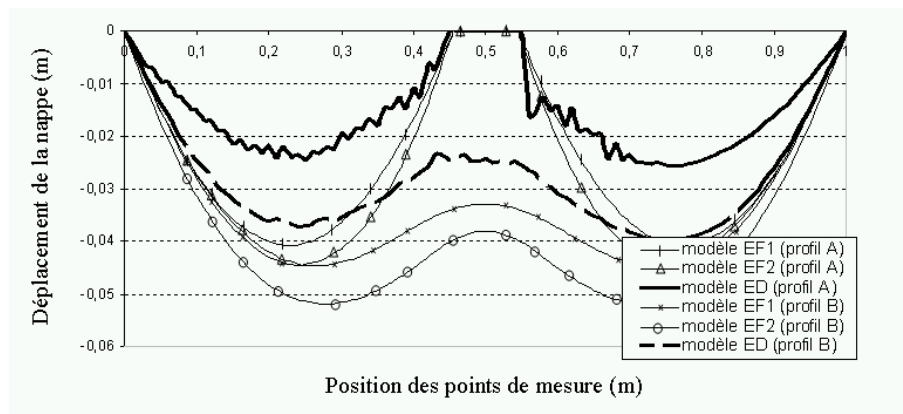


FIG. 5.8 – Comparaison MEF / MED sur une nappe carrée avec pieu.

On pense que les différences de comportement obtenues et les problèmes numériques rencontrés en éléments discrets peuvent être attribués à :

- La finesse de discrétisation de la nappe au voisinage du pieu (10 x 10 sphères).

- La prise en considération d'une raideur en compression non nulle entre les sphères de la nappe dans le modèle éléments discrets qui conduit à une rigidification de la nappe et à des déplacements plus faibles que ceux obtenus avec le modèle éléments finis (les zones de compression se situent autour des pieux).
- La valeur du coefficient  $K_s$ , choisie arbitrairement ( $K_s = K_n/10$ ), qui a une influence sur le comportement de la nappe lorsque celle-ci est soumise à du cisaillement (ce qui n'était pas le cas pour les simulations précédentes). La valeur faible de  $K_s$  retenue pour cette application peut être à l'origine des instabilités numériques obtenues dans les zones fortement cisailées de la nappe au voisinage du pieu.

## Conclusion

A travers les modélisations effectuées, nous avons testé l'aptitude du modèle discret à modéliser le comportement des nappes géosynthétiques. Comparativement au modèle éléments finis, le modèle éléments discrets offre moins de possibilité quant à la finesse de la discrétisation (prise en considération de chaque direction de fibre impossible). Le modèle éléments discrets se restreint à la modélisation des nappes géosynthétiques renforcées dans deux directions. Pour certaines applications, une discrétisation plus fine semble nécessaire.

Dans le modèle discret, les comportements en traction et en compression sont identiques, ce qui rend possible des compressions dans la nappe et qui limite considérablement le champ d'application du modèle.

De plus, le comportement d'interface restitué par des sphères du sol et des sphères de la nappe est tributaire de la rugosité relative des éléments en contact. Ceci nécessitera un calage des paramètres d'interface d'autant plus délicat que cette rugosité relative peut être modifiée au cours des simulations en particulier par l'écartement des sphères de la nappe lors de sa mise en tension. Ce ne sera pas le cas lorsque l'on considérera le comportement d'interface d'un élément de nappe plan de type élément fini et d'un élément sphère de



type élément discret pour le sol.

Pour toutes ces raisons, le modèle éléments finis a été préféré au modèle éléments discrets pour modéliser le comportement des nappes géosynthétiques.

### 5.2.3 Domaine de validité des formulations analytiques de l'effet membrane

#### Introduction

La description des mécanismes d'effet membrane dans les formulations analytiques de dimensionnement des remblais sur pieux renforcés par géosynthétiques est basée essentiellement sur des mécanismes validés dans des cas bidimensionnels simples. On se propose ici de vérifier grâce au modèle numérique par éléments finis si les hypothèses admises pour étendre les formulations écrites en  $2D$  au cas  $3D$  sont fondées ou non. Les comparaisons se feront sur les tensions maximales dans le renfort géosynthétique, les flèches maximales au centre de la maille élémentaire du réseau de pieux et sur les déplacements verticaux maximaux entre les pieux. On limitera notre étude au cas des réseaux de pieux à mailles carrées et rectangulaires.

#### Résultats du modèle numérique par éléments finis

Les modélisations numériques traitent du comportement en membrane d'une nappe géosynthétique sollicitée par une charge uniformément répartie et reposant sur un réseau de pieux (pas de sol support). Par raison de symétrie, seule une maille élémentaire du réseau de pieux sera modélisée. Deux géométries sont étudiées (voir Fig. 5.9) : un réseau à mailles carrées de  $1m \times 1m$  et un réseau à mailles rectangulaires de  $2m \times 1m$ .

Les résultats principaux concernent les tensions et les déplacements aux points  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $C_x$  et  $C_y$  situés respectivement au bord du pieu, dans l'angle du pieu, au centre de

la maille élémentaire et entre les pieux respectivement dans les directions  $x$  et  $y$  (voir Fig. 5.10).

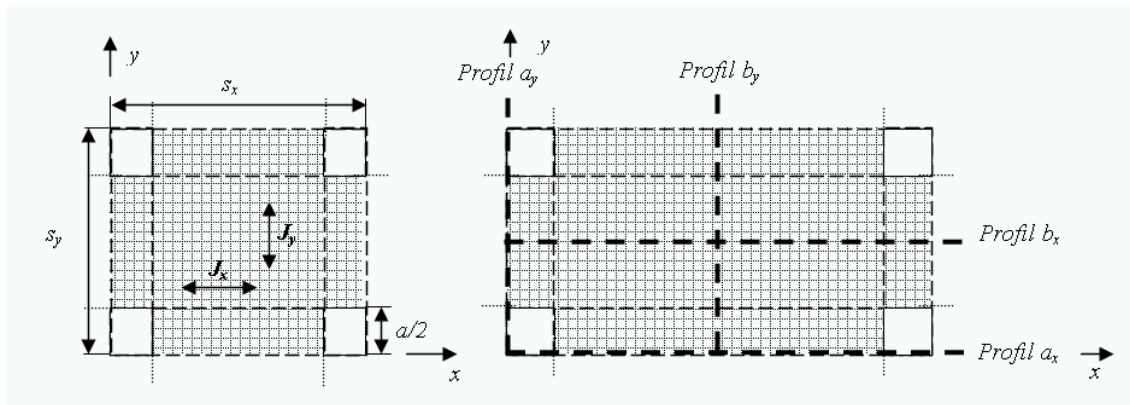


FIG. 5.9 – Géométrie des simulations réalisées.

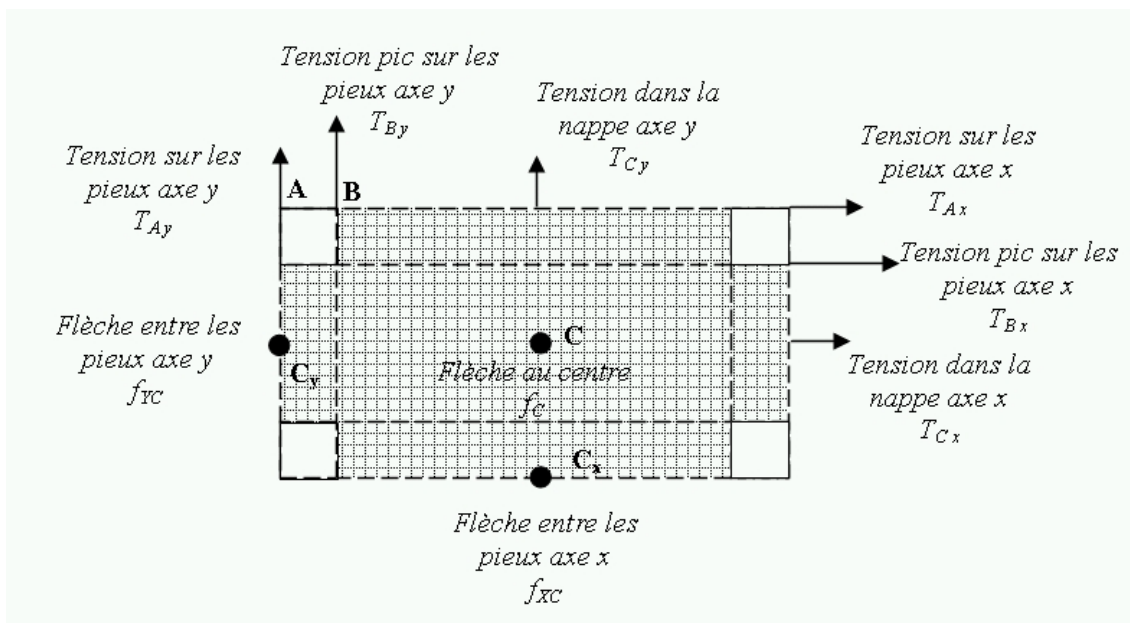


FIG. 5.10 – Définition des grandeurs mesurées.

La nappe modélisée est renforcée dans deux directions perpendiculaires parallèlement au réseau de pieux. On note  $J_x$  et  $J_y$  respectivement les modules de raideur en traction de la nappe géosynthétique dans les directions  $x$  et  $y$ . Les simulations ont été réalisées pour différentes valeurs de  $J_x$  et  $J_y$  (Tableau 5.1). Les têtes de pieux sont carrées et ont une

largeur ( $a$ ) de  $0,4m$ . La nappe est modélisée respectivement par 400 et 800 éléments finis à trois noeuds pour les simulations se rapportant aux réseaux de pieux à mailles carrées et rectangulaires. Elle est soumise à une charge uniformément répartie  $Q_s$  de  $20kN/m^2$ . Les conditions aux limites sont des déplacements horizontaux nuls, respectivement sur  $x$  pour les cotés orientés dans la direction  $y$  et sur  $y$  pour les cotés orientés dans la direction  $x$ . Les noeuds de la nappe situés au dessus des pieux sont bloqués verticalement (sur l'axe  $z$ ).

Plusieurs simulations numériques ont été réalisées à des fins comparatives pour différentes raideurs des renforcements. Les caractéristiques de ces simulations sont répertoriées dans le tableau 5.1.

Simulation	Maillage du réseau de pieu	$J_x$ $kN/m$	$J_y$ $kN/m$
Simul1	carré	1000	1000
Simul2	rectangle	1000	1000
Simul3	carré	500	500
Simul4	carré	1000	250
Simul5	carré	500	125
Simul6	rectangle	1000	250
Simul7	rectangle	500	125
Simul8	rectangle	250	1000

TAB. 5.1 – Paramètres des différentes simulations.

Les résultats principaux des simulations sont respectivement les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique aux points  $C$ ,  $C_x$  et  $C_y$  (au centre de la maille  $f_C$  et entre les pieux  $f_{XC}$  et  $f_{YC}$ ) et les tensions  $T$  dans la direction des renforts en  $A$ ,  $B$ ,  $C_x$  et  $C_y$  (voir Fig. 5.10). Les résultats des simulations 1 et 2 sont détaillés ci dessous, les résultats des autres modélisations sont présentés sous forme d'un tableau récapitulatif (Tab. 5.2).

*Résultats de la simulation 1 : réseau à mailles carrées ( $J_x = J_y = 1000kN/m$ )*

Sur les figures 5.11 et 5.12, nous présentons les déplacements verticaux de la nappe

obtenus sur les profils  $a$  et  $b$  ainsi que la répartition des tensions dans les directions de renforcement. Compte tenu de la symétrie, les résultats sur  $x$  et sur  $y$  sont identiques que ce soit pour les déplacements ou les tensions.

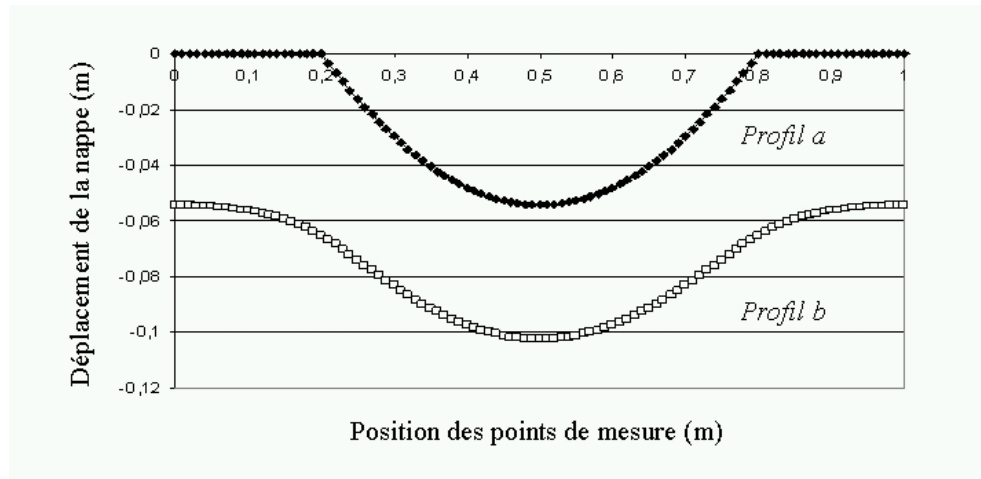


FIG. 5.11 – Déplacements verticaux de la nappe pour un maillage carré.

Comme on peut le constater sur la figure 5.11, les profils déformés de la nappe sont très différents sur les profils  $a$  et  $b$ . La flèche maximale au centre de la maille élémentaire est d'environ  $10,2\text{cm}$ , entre les pieux elle n'est que de  $5,4\text{cm}$ .

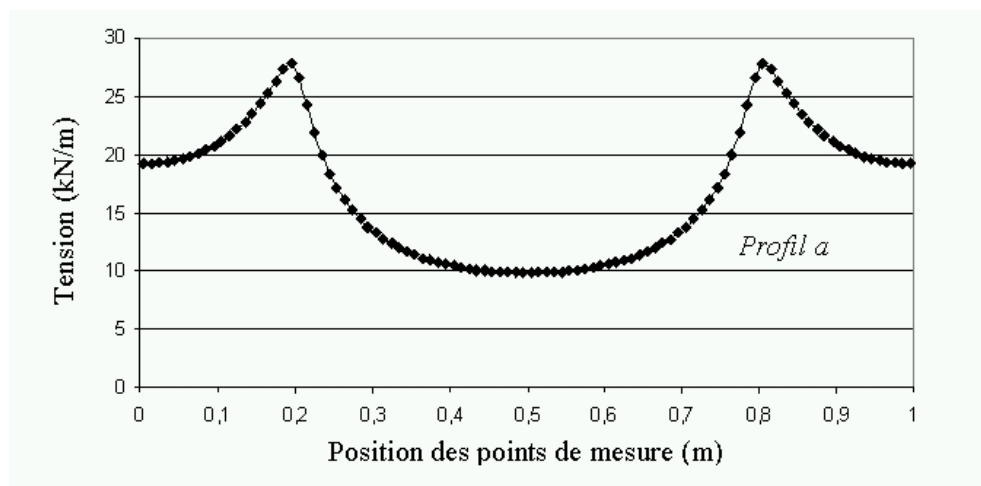


FIG. 5.12 – Tensions dans la nappe pour un maillage carré.

Les tensions  $T_{Ay}$  obtenues sur le profil ( $a$ ) sont présentées sur la figure 5.12. On constate

que les tensions sont plus fortes au voisinage du pieu avec un maximum de  $28kN/m$  dans l'angle du pieu. Entre les pieux les tensions sont supérieures à  $10kN/m$ .

Un schéma de principe de la distribution de contrainte sur le pourtour d'une maille élémentaire du réseau de pieu est donné sur la figure 5.13.

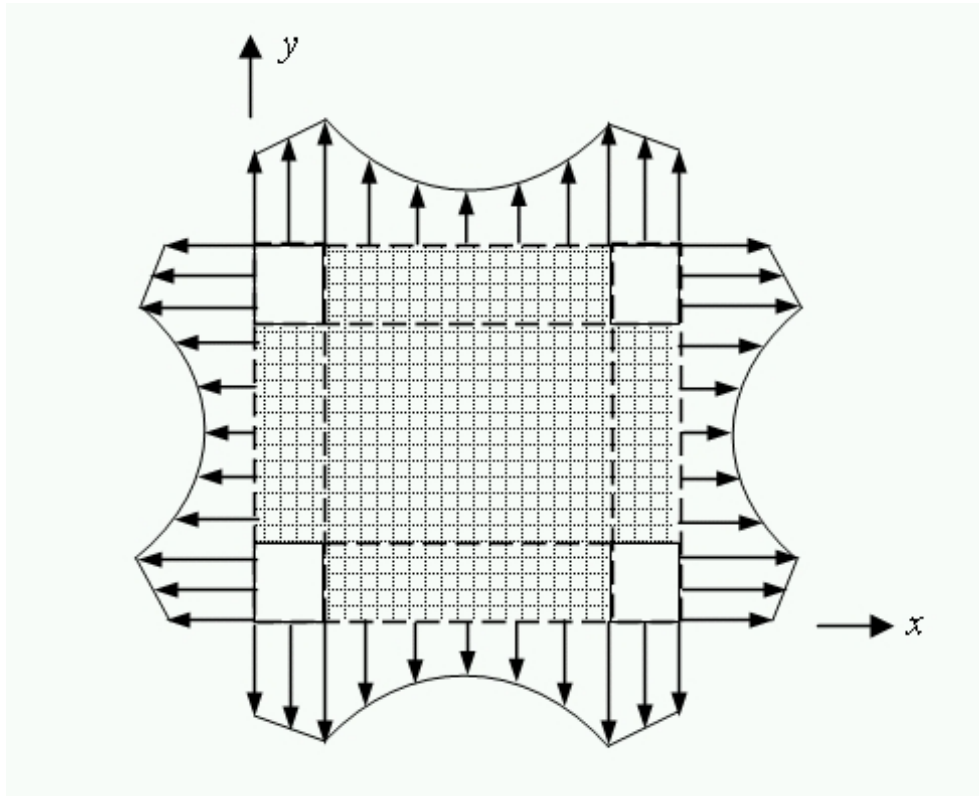


FIG. 5.13 – Répartition de la tension dans la nappe pour un maillage carré.

*Résultats de la simulation 1 : réseau à mailles carrées ( $J_x = J_y = 1000kN/m$ )*

Les résultats de la simulation sont présentés sur la figure 5.14. La flèche maximale est localisée au centre de la maille élémentaire du réseau de pieux et a une valeur d'environ  $22,6cm$ , la flèche maximale entre les pieux sur le profil  $a_x$  est de  $18,4cm$ , elle n'est que de  $6,3cm$  sur le profil  $a_y$ .

Les profils des tensions  $a_x$  et  $a_y$  sont donnés sur la figure 5.15. Ces graphiques montrent

que la direction de renforcement supportant les tensions les plus fortes est la direction  $x$  correspondant à l'éloignement maximum des pieux ( $2m$  dans le cas étudié). Dans cette direction, la valeur maximale de la tension dans l'angle du pieu est de  $50kN/m$ , elle n'est que de  $25kN/m$  entre les pieux. Dans la direction  $y$ , les valeurs maximales de la tension dans l'angle et entre les pieux sont respectivement  $40kN/m$  et  $7kN/m$ . Quelle que soit la géométrie du maillage de pieux, la tension maximale se situe dans l'angle des pieux. L'utilisation de pieux à tête ronde permettrait une meilleure répartition des tensions.

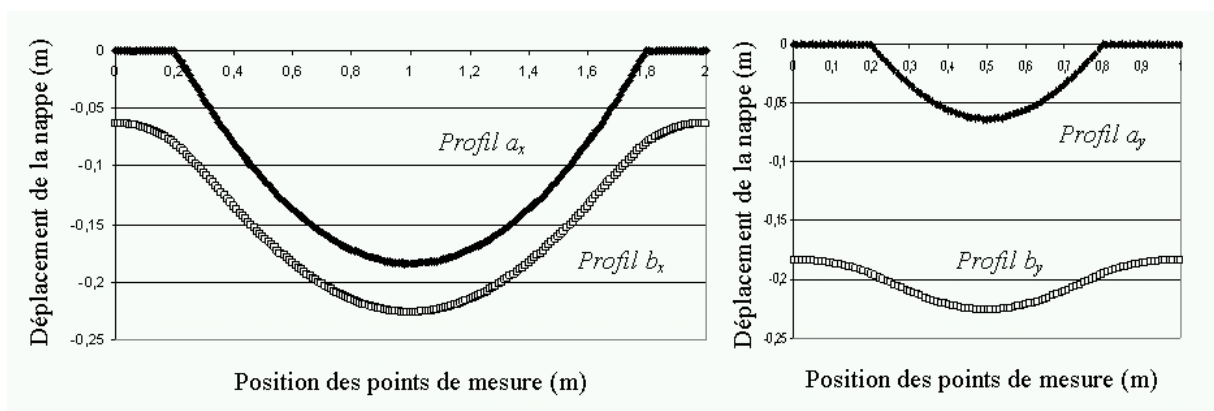


FIG. 5.14 – Déplacements verticaux de la nappe pour un maillage rectangulaire.

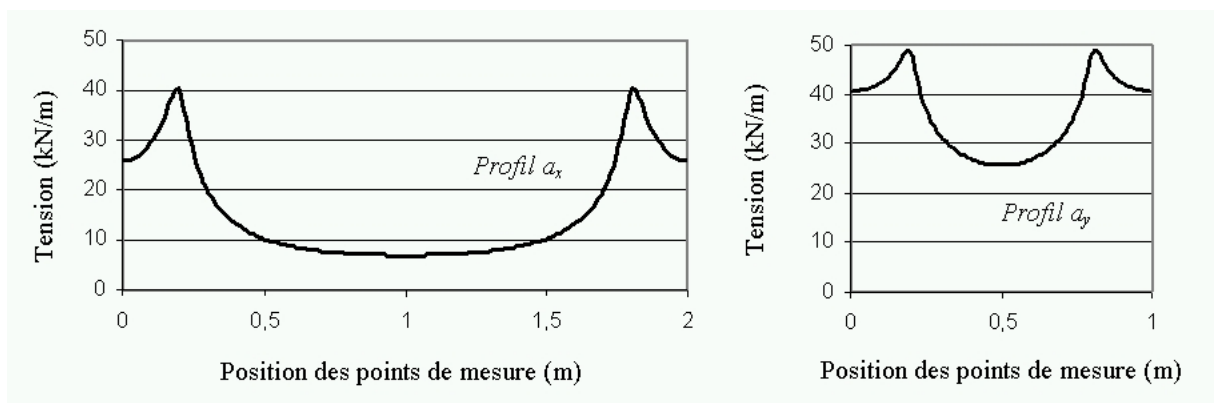


FIG. 5.15 – Tensions dans la nappe pour un maillage rectangulaire.

Le schéma de principe de la répartition de la tension dans la nappe est donné sur la figure 5.16.

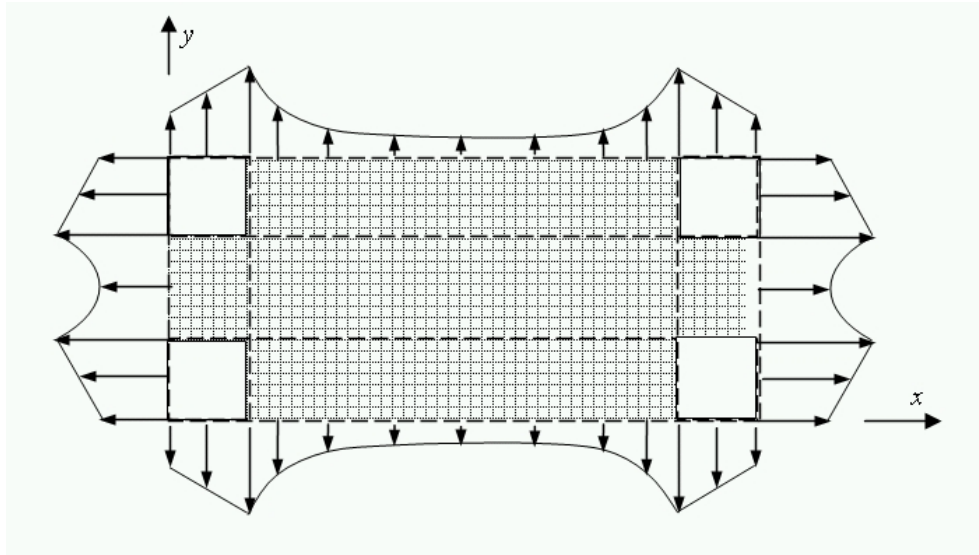


FIG. 5.16 – Répartition de la tension dans la nappe.

*Résultats des simulations 1 à 8*

Les résultats des simulations 1 à 8 sont présentés dans le tableau 5.2. En règle générale, la direction la plus sollicitée en tension est celle où l'espacement entre les pieux est le plus grand. De même, lorsque deux rigidités de renforcement sont utilisées, on constate que les tensions les plus fortes sont obtenues dans les directions de renforcement les plus importantes.

Simulation	$f_{XC}$ cm	$f_{YC}$ cm	$f_C$ cm	$T_{Ax}$ kN/m	$T_{Bx}$ kN/m	$T_{Cx}$ kN/m	$T_{Ay}$ kN/m	$T_{By}$ kN/m	$T_{Cy}$ kN/m
Simul1	5,42	5,42	10,24	19,2	27,81	9,82	19,2	27,81	9,82
Simul2	18,4	6,33	22,6	40,7	49,28	25,6	25,92	40,61	6,94
Simul3	6,8	6,8	12,88	15,07	20,93	7,74	15,07	20,93	7,75
Simul4	5,36	8,65	13,24	18,69	30,85	8,64	12	14,18	6,82
Simul5	6,74	10,91	16,67	14,66	23,2	6,75	9,28	10,43	5,38
Simul6	18,4	10,09	25,62	40,74	53,47	22,91	16,19	19,23	5,09
Simul7	23,31	12,72	32,31	31,6	39,97	17,92	12,38	13,76	3,94
Simul8	29,33	6,14	33,1	24,13	25,98	17,12	24,19	46,43	5,44

TAB. 5.2 – Résultats des simulations numériques.

### Comparaison des résultats du modèle numérique et des formules analytiques

Pour établir le comportement en membrane des nappes géosynthétiques, les auteurs des formulations analytiques proposent des hypothèses fortes qui conduisent à des calculs bidimensionnels. Ils admettent que la charge totale agissant sur la nappe est reportée sur les bandes de nappes situées entre les pieux (voir figure 5.17) au prorata d'un coefficient établi en fonction d'une zone d'influence. Une charge répartie uniforme  $q_s$  définie par unité de largeur et agissant sur la bande géosynthétique située entre les pieux est calculée à partir de la charge répartie uniforme  $Q_s$  supportée par le géotextile (fonction de la méthode de calcul et du mécanisme de report de charge envisagé). Dans le cas où  $s_x > s_y$  (Fig. 5.17),  $q_s$  peut être définie dans les directions  $x$  et  $y$  par :

$$q_{sx} = Q_s \frac{(s_x - a) a + (s_x - a)(s_y - a) - (s_y - a)^2 / 2}{(s_x - a) a} \quad (5.1)$$

$$q_{sy} = Q_s \frac{(s_y - a) a + (s_y - a)^2 / 2}{(s_y - a) a} \quad (5.2)$$

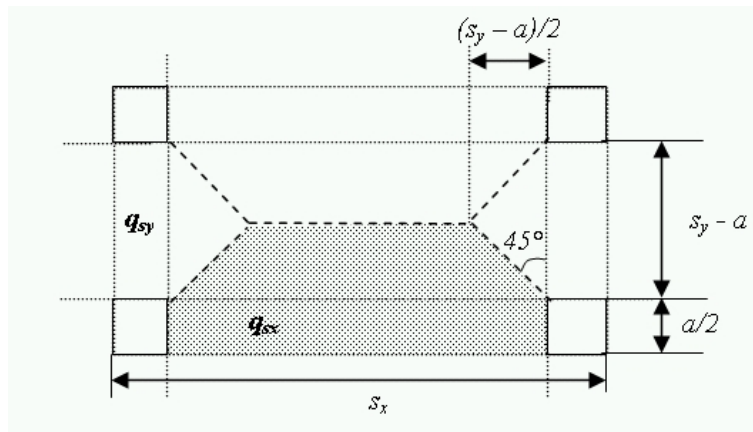


FIG. 5.17 – Zone d'influence des charges appliquées sur le géotextile.

En général, la nappe géosynthétique est supposée fixe au droit des têtes de pieux mais il est possible d'intégrer assez simplement la déformation de la portion de nappe située



au dessus du pieu en considérant le déplacement  $u$  des points d'ancrage. Ce dernier est obtenu en supposant un frottement nul entre la tête de pieux et la nappe géosynthétique et en considérant que le tronçon de nappe situé au dessus du pieu est soumis à une tension constante  $T_{max}$ . Les formulations analytiques (2.10) et (2.22) de l'effet membrane s'écrivent dans ce cas :

$$\frac{q_s L}{J} = \frac{3 \left( \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \arcsin \beta - 2\beta - 4\beta \frac{u}{L} \right)}{3 + \beta^2} \quad (5.3)$$

avec :

$$u = \frac{a}{2} \varepsilon_{max} = \frac{a T_{max}}{2 J} = q_s (s - a) \frac{a \sqrt{1 + \beta^2}}{2 \beta J} \quad (5.4)$$

Dès lors, la détermination de  $\beta$  par les équations (5.3) et (5.4) permet le calcul de  $T_0$ ,  $T_{max}$  et de la flèche  $f_{max}$  entre les pieux grâce aux équations (2.14) (2.10) et (2.11).

Les résultats des formulations analytiques (flèches et tensions en différents points de la nappe) sont confrontés aux résultats du modèle numérique dans les tableaux 5.3 et 5.4.

	Flèche entre les pieux, axe x $f_{XC}$ cm		Flèche entre les pieux, axe y $f_{YC}$ cm		Flèche au centre $f_C$ cm
	Modèle numérique	Formule analytique	Modèle numérique	Formule analytique	Modèle numérique
Simul1	5,42	7,38	5,42	7,38	10,2
Simul2	18,4	27,7	6,33	7,36	22,6
Simul3	6,8	9,53	6,8	9,53	12,9
Simul4	5,36	7,38	8,65	12,49	13,24
Simul5	6,74	9,53	10,91	16,82	16,67
Simul6	18,4	27,71	10,09	12,49	25,62
Simul7	23,31	36,57	12,72	16,82	32,31
Simul8	29,33	49,87	6,14	7,38	33,1

TAB. 5.3 – Comparaison des déplacements.

On remarque (Tab. 5.3) que les résultats des formules analytiques surestiment systématiquement la flèche entre les pieux. En fait, la répartition retenue pour distribuer les charges dues au poids du sol suppose que celles-ci sont transmises uniquement aux pieux

par les bandes de nappes situées entre les pieux. Ceci n'est pas vrai puisqu'une partie des charges est transmise aux pieux dans les directions diagonales aux réseaux de pieux et ce même si les renforts sont positionnés parallèlement à la maille élémentaire (on peut considérer que la nappe située sur la partie centrale de la maille élémentaire est en partie retenue par ses quatre coins).

Aucune des formules proposées dans les méthodes analytiques ne permet d'estimer la flèche au centre du réseau de pieux, ce qui est problématique car c'est cette valeur qui influe le plus sur le tassement maximal de surface du sol de remblai. Dans le tableau 5.3 on constate que les valeurs analytiques proposées sont en général comprises entre les valeurs théoriques des flèches obtenues entre les pieux et au centre de la maille élémentaire. Ce n'est pas systématiquement le cas notamment lorsque des raideurs de renforcement différentes sont modélisées.

	Tension sur les pieux, axe x $kN/m$			Tension sur les pieux, axe y $kN/m$		
	Modèle numérique $T_{Ax}$	Modèle numérique $T_{Bx}$	Formule analytique	Modèle numérique $T_{Ax}$	Modèle numérique $T_{Bx}$	Formule analytique
Simul1	19,2	27,81	23,79	19,2	27,81	23,79
Simul2	40,7	49,28	62,34	25,92	40,61	23,79
Simul3	15,07	20,93	19,6	15,07	20,93	19,6
Simul4	18,69	30,85	23,79	12	14,18	16,4
Simul5	14,66	23,2	19,58	9,28	10,43	14,07
Simul6	40,74	53,47	62,34	16,19	19,23	16,4
Simul7	31,6	39,97	62,51	12,38	13,76	14,07
Simul8	24,13	25,98	45,5	24,19	46,43	23,8

TAB. 5.4 – Comparaison des tensions.

Dans le tableau 5.4 on constate que les tensions dans la nappe géosynthétique sont mal évaluées et sous estimées dans certains cas par le modèle analytique. Une sous estimation de la tension peut amener à un sous dimensionnement du géotextile ce qui peut être très préjudiciable aux infrastructures concernées.

En fait, décomposer la charge appliquée sur la nappe en une charge sur x et une charge

sur  $y$  entre les pieux n'est pas réaliste. En effet les efforts dans la nappe sont mobilisés dans toutes les directions, notamment par les diagonales. La répartition des tensions dans la nappe proposée par les modèles analytiques peut être schématisée comme dans la figure 5.18 ce qui est très différent des schémas de principe obtenus par le modèle éléments finis (Fig. 5.13 et 5.16).

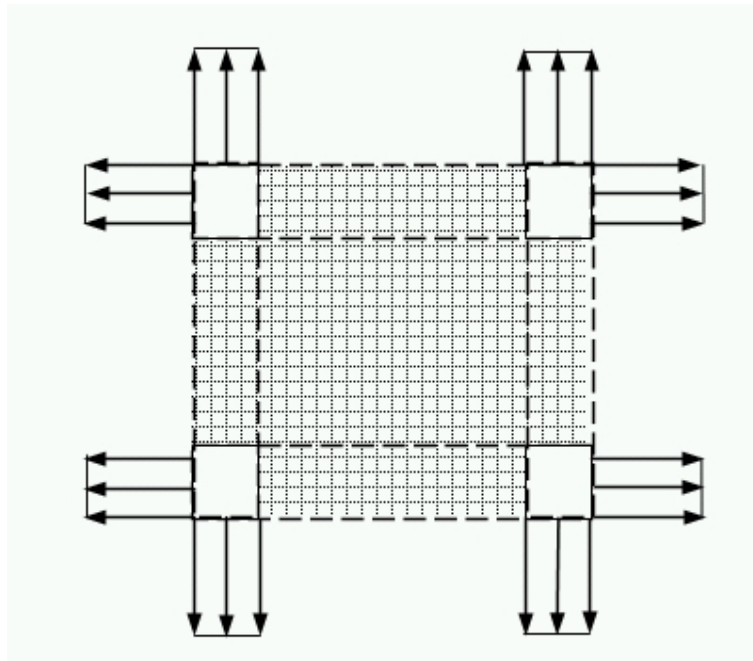


FIG. 5.18 – Répartition de la tension dans la nappe dans les formules analytiques.

## Conclusion

Les formules analytiques proposées ne rendent pas bien compte du comportement de la nappe, car elles considèrent que la totalité de la charge appliquée au géotextile est reprise par les bandes de nappe situées entre les pieux. Les efforts transmis dans les directions diagonales de la maille élémentaire sont omis, d'où des écarts parfois importants entre les tensions et les déplacements obtenus analytiquement et numériquement. Les valeurs prédites par les formulations analytiques peuvent conduire dans certains cas à un sous dimensionnement du renforcement géosynthétique ce qui est bien sûr problématique. De

plus la flèche au centre de la nappe n'est jamais estimée par les formules analytiques ce qui pose problème pour une estimation réaliste des tassements de surface.

Il résulte de cette étude que les formules analytiques ne peuvent donner qu'une approximation du comportement de la nappe géosynthétique dans un cas tridimensionnel tel que le renforcement mixte par pieux et géosynthétiques. Dans l'état actuel des connaissances, il n'a pas été possible pour cette application de corrélérer analytiquement les déplacements de la nappe géosynthétique avec les charges appliquées. Des études complémentaires doivent être menées.

## **5.2.4 Application du code éléments finis au système de mesures Géodetect**

### **Introduction**

Le système de mesure Géodetect est constitué de fibres optiques équipées de réseaux de Bragg. Lorsqu'il est intégré à un renfort géosynthétique, il permet de mesurer, dans une direction donnée, et avec une grande précision, les déformations localisées en certains points de la nappe géosynthétique.

De nombreuses applications peuvent être envisagées pour ce type de capteur. En effet, la déformation mesurée localement peut être corrélée, dans certains cas, aux déplacements du géosynthétique. Dans le cas des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques, un tel type de capteur peut s'avérer utile notamment pour surveiller les zones sujettes à des tassements importants. Dans ce cas, la connaissance des déplacements verticaux de la nappe sous le remblai, peut permettre la définition d'un seuil d'alerte à ne pas dépasser pour assurer la pérennité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

On a vu dans le chapitre précédent, qu'il était difficile analytiquement de corrélérer les charges verticales appliquées sur la nappe géosynthétique aux déplacements verticaux.

L'objectif que l'on se fixe ici est d'établir une relation entre les déformations mesurées en certains points du géosynthétique (dont il conviendra de définir le nombre et la position) et les déplacements de la nappe, au centre d'une maille élémentaire et entre les pieux.

Pour optimiser le positionnement du Géodetect dans le cas des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques, des simulations numériques, similaires à celles présentées dans le paragraphe V.2.3 ont été réalisées grâce au code éléments finis. On supposera que la charge qui agit sur la nappe géosynthétique est uniforme, ce qui n'exclut pas un éventuel report de charge entre les pieux.

### **Simulations types effectuées**

Les modélisations effectuées ont pour but de définir l'emplacement optimal des capteurs Géodetect dans le cas des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques. Plusieurs géométries et plusieurs types de renfort géosynthétique sont étudiés :

- Nappe non tissée renforcée dans deux directions perpendiculaires, positionnée sur une série de pieux à tête carrée disposés régulièrement suivant une maille carrée ( $1m \times 1m$ ) [Simulations 1 et 2].
- Nappe non tissée renforcée dans deux directions perpendiculaires (une direction privilégiée) positionnée sur une série de pieux à tête carrée disposés régulièrement suivant une maille carrée ( $1m \times 1m$ ) [Simulations 3 et 4].
- Nappe non tissée renforcée dans deux directions perpendiculaires, positionnée sur une série de pieux à tête carrée disposés régulièrement suivant une maille rectangulaire ( $1m \times 2m$ ) [Simulations 5 et 6].
- Nappe non tissée renforcée dans deux directions perpendiculaires (une direction privilégiée) positionnée sur une série de pieux à tête carrée disposés régulièrement suivant une maille rectangulaire ( $1m \times 2m$ ) [Simulations 7 et 8].

Les nappes géosynthétiques sont sollicitées par une charge répartie verticale uniforme de  $20kN/m^2$ . Dans chaque cas, deux largeurs de tête de pieu sont testées ( $0,2m$  et  $0,4m$ ). Le support non tissé (de raideur  $J = 40kN/m$ ) est modélisé par un ensemble de fibres régulièrement réparties dans le plan (discrétisation suivant 32 directions de fibres). Les paramètres de calcul relatifs à l'ensemble des simulations effectuées sont répertoriés dans les tableaux 5.5 et 5.6.

Par raison de symétrie, seul un quart de la maille élémentaire a été modélisé. Les résultats en déplacement et en déformation sont donnés pour les différents profils présentés sur la figure 5.19.

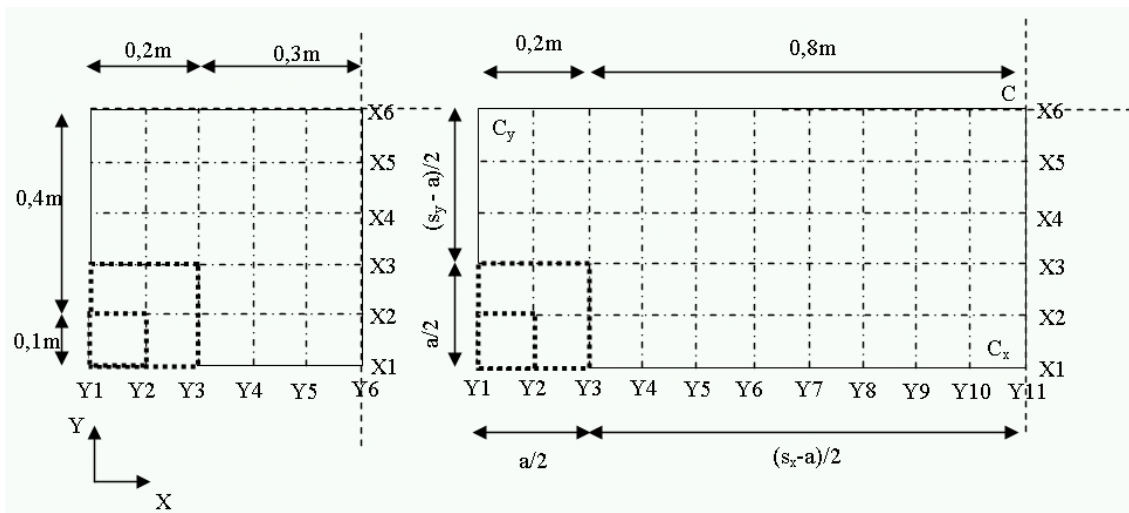


FIG. 5.19 – Profils de mesure sur les nappes carrées et rectangulaires.

Comme précédemment on note :  $C$  le point au centre de la maille élémentaire,  $C_x$  et  $C_y$  les points situés sur les axes de la maille élémentaire entre les pieux, et respectivement  $f_C$ ,  $f_{XC}$ , et  $f_{YC}$  les déplacements verticaux de la nappe en ces différents points.

Simulation	Géométrie d'une maille élémentaire	Type de renforts
Simulation 1		Deux directions de renfort identiques selon l'axe x et l'axe y ( $J_x = J_y = 625 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 2		Deux directions de renfort : renfort sur x deux fois plus rigide que sur y ( $J_x = 625 \text{ kNm/m}$ ) ( $J_y = 312,5 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 3		Deux directions de renfort identiques selon l'axe x et l'axe y ( $J_x = J_y = 625 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 4		Deux directions de renfort : renfort sur x deux fois plus rigide que sur y ( $J_x = 625 \text{ kNm/m}$ ) ( $J_y = 312,5 \text{ kNm/m}$ )

TAB. 5.5 – Simulations correspondant à des réseaux de pieux à mailles carrées.

Simulation	Géométrie d'une maille élémentaire	Type de renforts
Simulation 5		Deux directions de renfort identiques selon l'axe x et l'axe y ( $J_x = J_y = 625 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 6		Deux directions de renfort : renfort sur x deux fois plus rigide que sur y ( $J_x = 625 \text{ kNm/m}$ ) ( $J_y = 312,5 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 7		Deux directions de renfort identiques selon l'axe x et l'axe y ( $J_x = J_y = 625 \text{ kNm/m}$ )
Simulation 8		Deux directions de renfort : renfort sur x deux fois plus rigide que sur y ( $J_x = 625 \text{ kNm/m}$ ) ( $J_y = 312,5 \text{ kNm/m}$ )

TAB. 5.6 – Simulations correspondant à des réseaux de pieux à mailles rectangulaires.

## Principaux résultats des simulations effectuées

On se limitera ici à une présentation détaillée des résultats des simulations 1 relative à un réseau de pieux à mailles carrées et 5 qui se rapporte à un réseau de pieux à mailles rectangulaires. Les résultats des autres simulations seront donnés sous forme de tableaux.

### Résultats de la simulation 1

La simulation 1 correspond à la modélisation d'une nappe carrée de  $1m \times 1m$  renforcée identiquement dans deux directions. Le modèle étant symétrique les déplacements (Fig. 5.21) et les déformations (Fig. 5.22) obtenus sur les profils Y1 à Y6 sont identiques à ceux obtenus sur les profils X1 à X6.

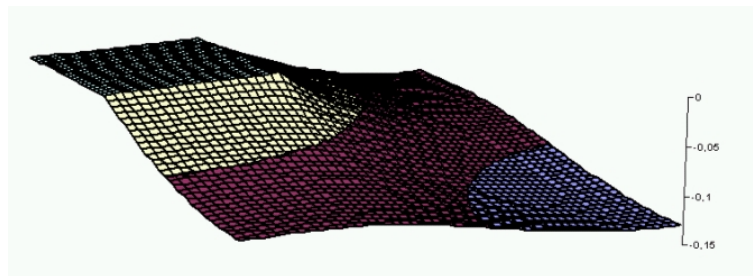


FIG. 5.20 – Déplacements verticaux de la nappe carrée.

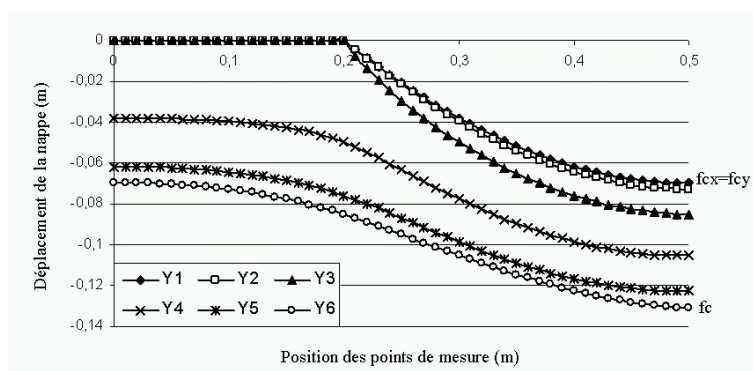


FIG. 5.21 – Déplacements verticaux de la nappe sur les profils Y1 à Y6.



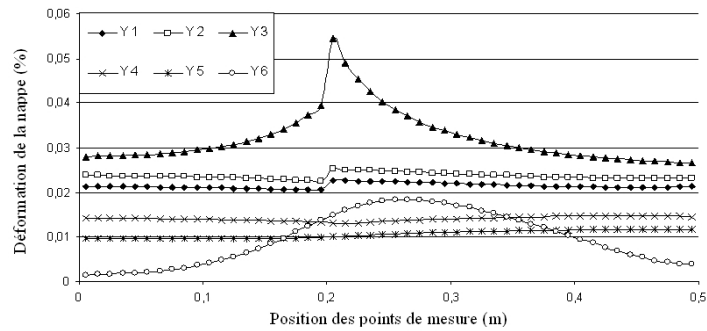


FIG. 5.22 – Déformation de la nappe sur les profils Y1 à Y6.

Sur la figure 5.22, on peut noter que les déformations sont quasi constantes sur les profils Y1, Y2, Y4 et Y5. En revanche, ceci n'est plus vrai pour le profil Y3 qui tangente le pieu (localisation importante de la déformation au niveau de l'angle de la tête de pieu) et pour le profil Y6 situé au centre de la nappe. D'autres profils positionnés entre les profils Y5 et Y6 ont été étudiés (Ya à Yd), qui montrent (Fig. 5.23) que dans cette zone la variation des déformations est progressive mais fortement localisée.

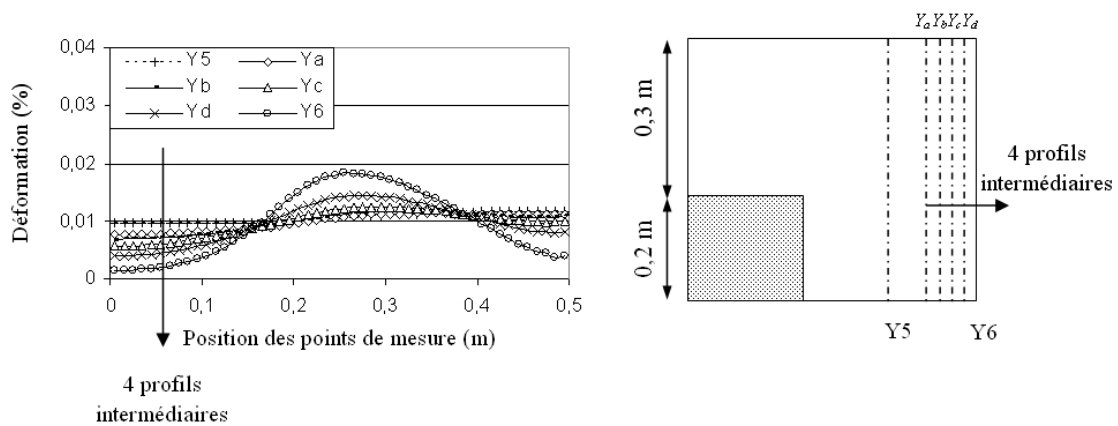


FIG. 5.23 – Déformation de la nappe pour différents profils situés entre les profils Y5 et Y6.

### Résultats de la simulation 5

La simulation 5 correspond à la modélisation d'une nappe rectangulaire  $2m \times 1m$  ren-

forcée identiquement dans deux directions. Les déplacements et les déformations obtenus sur les profils X1 à X6 et Y1 à Y11 sont présentés sur les figures 5.25 à 5.28.

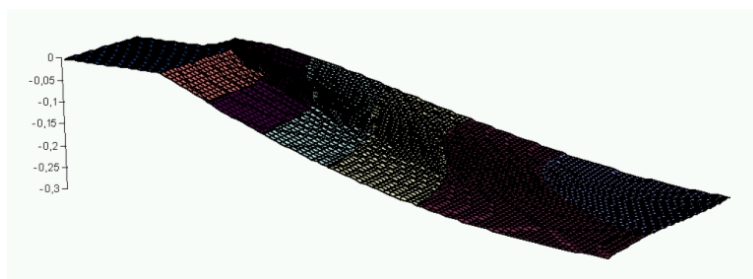


FIG. 5.24 – Déplacement verticaux de la nappe rectangulaire.

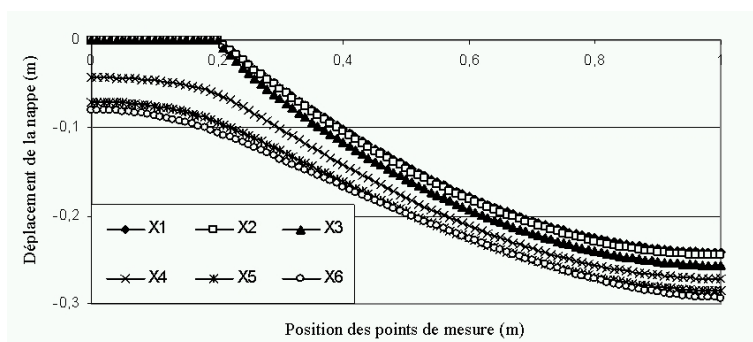


FIG. 5.25 – Déplacements verticaux de la nappe sur les profils X1 à X6.

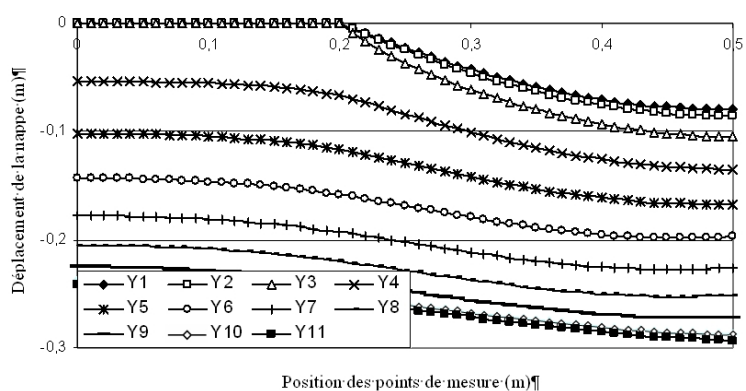


FIG. 5.26 – Déplacements verticaux de la nappe sur les profils Y1 à Y11.

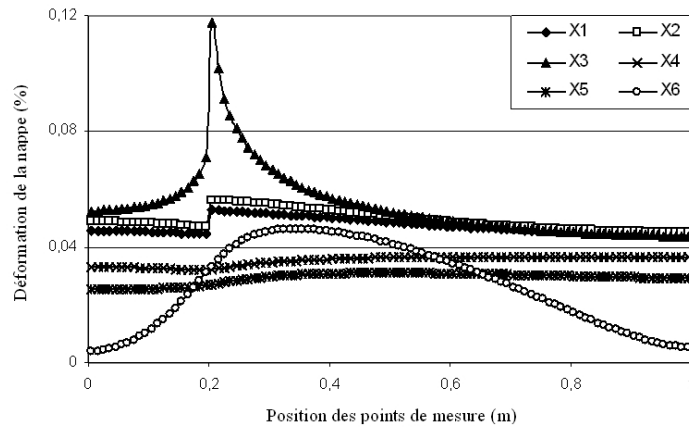


FIG. 5.27 – Déformation de la nappe sur les profils X1 à X6.

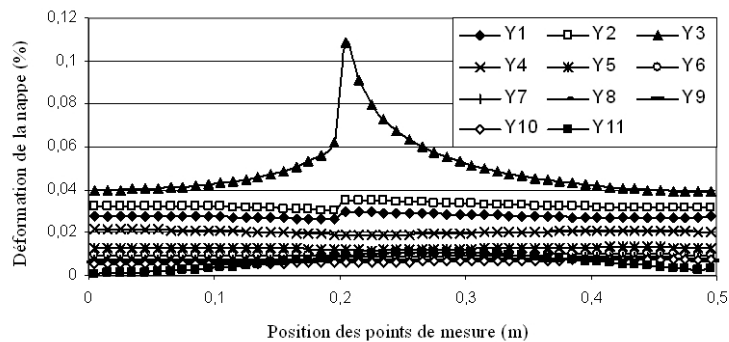


FIG. 5.28 – Déformation de la nappe sur les profils Y1 à Y11.

Comme précédemment, on constate sur les figures présentées que les déformations sont quasi constantes sur certains profils et varient sur les profils situés au voisinage des têtes de pieux ou dans l'axe de la maille élémentaire.

D'une manière générale les principales remarques qui découlent de l'ensemble des simulations numériques effectuées (maillages carrés et rectangulaires, charges verticales uniformes et renforcements symétrique ou asymétrique) sont :

- Les déformations au voisinage des têtes de pieux et dans la partie centrale de la nappe (sur les deux axes de symétrie) varient de façon importante.
- Les déformations sur les axes reliant les pieux deux à deux sont quasiment constantes sur toute la longueur de l'axe et représentent donc des valeurs très significatives.

### Méthodologie adoptée

L'idée majeure proposée pour optimiser le positionnement des capteurs du réseau de Bragg est de placer ceux-ci prioritairement entre les pieux dans les deux directions  $x$  et  $y$ . Un décalage du réseau de Bragg lors du positionnement de la nappe n'est dans ce cas pas préjudiciable aux mesures compte tenu que dans ces zones les déformations mesurées varient très peu. Un point de mesure au centre de la nappe peut s'avérer utile bien que plus sensible à un bon positionnement. Les relations entre les déformations  $\varepsilon_{XC}$ ,  $\varepsilon_{YC}$  et  $\varepsilon_C$  obtenues dans ces zones et les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique entre les pieux ( $f_{XC}$  et  $f_{YC}$ ) et au centre de la nappe ( $f_C$ ) seront établies sur la base d'une déformation parabolique de la nappe sur les tronçons ou parties de tronçons étudiés.

*Estimation des déplacements verticaux ( $f_{XC}$  et  $f_{YC}$ ) entre les pieux à partir des déformations  $\varepsilon_{XC}$ ,  $\varepsilon_{YC}$  mesurées*

Deux formules analytiques, (5.5) et (5.6), basées sur les hypothèses d'une courbure parabolique de la nappe entre les pieux (Fig. 5.29) et prenant en considération une déformation constante de la nappe au dessus des têtes de pieux sont utilisées (formule (2.25) et formule simplifiée (2.26)). Elles permettent d'établir une relation entre la déformation  $\varepsilon$  et le déplacement vertical  $f$  au centre du profil étudié.

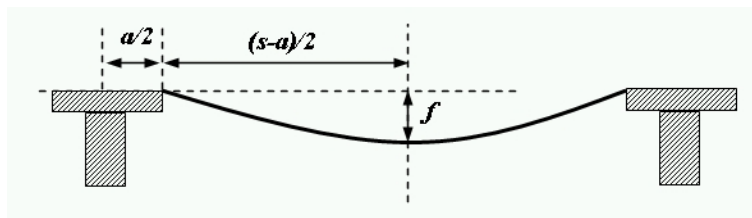


FIG. 5.29 – Géométrie considérée entre les pieux.

$$\varepsilon = \frac{\frac{s-a}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{s-a}\right)^2} + \frac{(s-a)^2}{8f} \arcsin h\left(\frac{4f}{s-a}\right) - (s-a)}{s} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon = \frac{2}{3} \left(\frac{2f}{s-a}\right)^2 \left(1 - \frac{a}{s}\right) \quad (5.6)$$

La comparaison entre les résultats des simulations numériques et des formules analytiques (Tab. 5.7) montre qu'il est possible d'estimer assez fidèlement avec les formules analytiques proposées (à 5% pour la formule (5.5) et à 7,5% pour la formule (5.6), et ce pour les géométries étudiées) les déplacements  $f_{XC}$  et  $f_{YC}$  à partir des déformations  $\varepsilon_{XC}$  et  $\varepsilon_{YC}$  mesurées.

	Modèle numérique				Formule analytique 5.5			
	Déformation		Déplacement		valeurs		écart	
	$\varepsilon_{XC}$	$\varepsilon_{YC}$	$f_{XC}$	$f_{YC}$	$f_{XC}$	$f_{YC}$	$\Delta f_{XC}$	$\Delta f_{YC}$
Simul1	2,13	2,13	0,0697	0,0697	0,07	0,07	1%	1%
Simul2	2,12	3,19	0,0688	0,0863	0,07	0,087	1,9%	0,55%
Simul3	3,81	3,81	0,1088	0,1088	0,1091	0,1091	0,25%	0,25%
Simul4	3,80	5,37	0,1088	0,1333	0,1091	0,1306	0,2%	2%
Simul5	4,47	2,76	0,241	0,0792	0,2373	0,0804	1,5%	1,5%
Simul6	4,46	4,13	0,2408	0,0981	0,2371	0,0993	1,5%	1,2%
Simul7	5,71	5,53	0,2985	0,1325	0,2852	0,1327	4,5%	0,15%
Simul8	5,77	7,58	0,3019	0,1614	0,2869	0,1569	4,9%	2,7%

	Modèle numérique				Formule analytique 5.6			
	Déformation		Déplacement		valeurs		écart	
	$\varepsilon_{XC}$	$\varepsilon_{YC}$	$f_{XC}$	$f_{YC}$	$f_{XC}$	$f_{YC}$	$\Delta f_{XC}$	$\Delta f_{YC}$
Simul1	2,13	2,13	0,0697	0,0697	0,0693	0,0693	0,55%	0,55%
Simul2	2,12	3,19	0,0688	0,0863	0,0691	0,0848	0,4%	1,7%
Simul3	3,81	3,81	0,1088	0,1088	0,1069	0,1069	1,8%	1,8%
Simul4	3,80	5,37	0,1088	0,1333	0,1068	0,1269	1,8%	4,8%
Simul5	4,47	2,76	0,241	0,0792	0,2317	0,0788	3,8%	0,5%
Simul6	4,46	4,13	0,2408	0,0981	0,2315	0,09641	3,8%	1,7%
Simul7	5,71	5,53	0,2985	0,1325	0,2775	0,1288	7%	2,8%
Simul8	5,77	7,58	0,3019	0,1614	0,2792	0,1508	7,5%	6,6%

TAB. 5.7 – Estimation des déplacements verticaux  $f_{XC}$  et  $f_{YC}$  entre les pieux.

*Estimation de la flèche maximale au centre à partir des déformations mesurées*

Deux méthodes sont proposées afin d'estimer au mieux la flèche  $f_C$  au centre de la maille élémentaire.

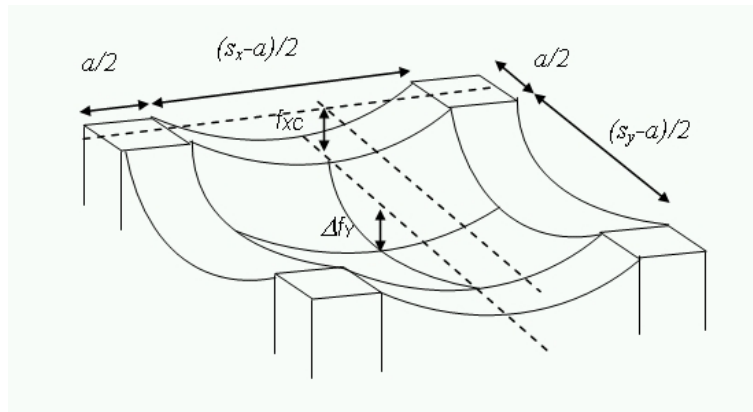


FIG. 5.30 – Détermination de la flèche maximum.

La première méthode nécessite la mesure de la déformation  $\varepsilon_C$  au centre de la nappe. A partir de cette valeur, on obtient, en appliquant les formules (5.5) ou (5.6) aux tronçons de nappe situés dans l'axe de la maille élémentaire (Fig. 5.30), des accroissements de déplacements  $\Delta f_Y$  ou  $\Delta f_X$  qui sont ajoutés respectivement aux valeurs  $f_{YC}$  ou  $f_{XC}$  précédemment trouvées. Si le cas traité n'est pas symétrique, soit de par sa géométrie soit de par des rigidités de renfort différenciées, deux valeurs de  $f_C$  peuvent être définies :  $f_C = f_{XC} + \Delta f_Y$  et  $f_C = f_{YC} + \Delta f_X$ . Comme le montre la comparaison entre les formules proposées et les résultats du modèle numérique (Tab. 5.8), cette méthode conduit à des valeurs approximatives de  $f_C$ . Ceci est principalement lié au fait que la géométrie de la nappe déformée n'est pas parabolique dans la partie centrale de la maille élémentaire (déformations non constantes).

	Modèle numérique				Méthode 1			
	Déformation			Déplacement	Formule 5.5			
	$\varepsilon_{XC}$	$\varepsilon_{YC}$	$\varepsilon_C$	$f_C$	$f_C$ $f_{XC} + \Delta f_Y$	écart	$f_C$ $f_{YC} + \Delta f_X$	écart
Simul1	2,13	2,13	0,4	0,1312	0,1005	23,4%	0,1005	23,4%
Simul2	2,12	3,19	0,39	0,1453	0,1059	27%	0,1165	19,8%
Simul3	3,81	3,81	0,39	0,183	0,1432	21,8%	0,1432	21,8%
Simul4	3,80	5,37	0,38	0,2032	0,1496	26,4%	0,1646	19%
Simul5	4,47	2,76	0,30	0,2932	0,2636	10,1%	0,1614	45%
Simul6	4,46	4,13	0,43	0,3064	0,2684	12,4%	0,1807	41%
Simul7	5,71	5,53	0,31	0,3589	0,3158	12%	0,216	39,8%
Simul8	5,77	7,58	0,44	0,3789	0,3234	14,6%	0,2405	36,5%

	Modèle numérique				Méthode 1			
	Déformation			Déplacement	Formule 5.6			
	$\varepsilon_{XC}$	$\varepsilon_{YC}$	$\varepsilon_C$	$f_C$	$f_C$ $f_{XC} + \Delta f_Y$	écart	$f_C$ $f_{YC} + \Delta f_X$	écart
Simul1	2,13	2,13	0,4	0,1312	0,0993	24,3%	0,0993	24,3%
Simul2	2,12	3,19	0,39	0,1453	0,1046	28%	0,1144	21,3%
Simul3	3,81	3,81	0,39	0,183	0,1409	23%	0,1409	23%
Simul4	3,80	5,37	0,38	0,2032	0,1473	27,5%	0,1608	20,9%
Simul5	4,47	2,76	0,30	0,2932	0,2579	12%	0,1596	45,5%
Simul6	4,46	4,13	0,43	0,3064	0,2626	14,3%	0,1775	42%
Simul7	5,71	5,53	0,31	0,3589	0,3081	14,2%	0,2119	40,9%
Simul8	5,77	7,58	0,44	0,3789	0,3155	16,7%	0,2341	38,2%

TAB. 5.8 – Estimation des déplacements verticaux  $f_C$  au centre de la maille (méthode 1).

La deuxième méthode ne nécessite aucune mesure de déformation supplémentaire. Elle consiste à estimer la valeur de  $f_C$  grâce aux valeurs de  $f_{XC}$  et  $f_{YC}$  calculées par les formules (5.5) ou (5.6). Si l'on somme  $f_{XC}$  et  $f_{YC}$  (Tab. 5.9) on constate que dans tous les cas étudiés  $f_C$  est inférieur à  $(f_{XC} + f_{YC})$ . Ceci nous a permis de proposer une formule simplifiée :

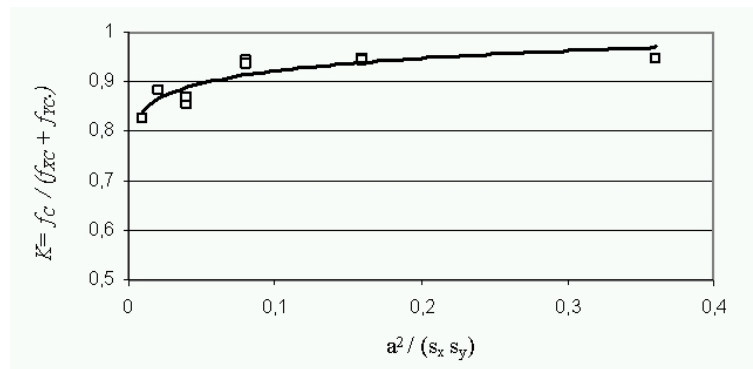
$$f_C = K (f_{XC} + f_{YC}) \quad (5.7)$$

Où  $K$  est un coefficient de forme fonction du taux de recouvrement des pieux (rapport entre la surface d'un pieu et la surface d'une maille élémentaire).

	Modèle numérique			Méthode 2			
	Déformation		Déplacement	Formule 5.5		Formule 5.6	
	$\varepsilon_{XC}$	$\varepsilon_{YC}$	$f_C$	$f_{XC} + f_{YC}$	écart	$f_{XC} + f_{YC}$	écart
Simul1	2,13	2,13	0,1312	0,1408	7,3%	0,1386	5,6%
Simul2	2,12	3,19	0,1453	0,157	7,8%	0,1539	5,8%
Simul3	3,81	3,81	0,183	0,2182	19,2%	0,2137	16,8%
Simul4	3,80	5,37	0,2032	0,2422	19,2%	0,2337	15%
Simul5	4,47	2,76	0,2932	0,3177	8,3%	0,3105	5,8%
Simul6	4,46	4,13	0,3064	0,3364	9,8%	0,3278	7%
Simul7	5,71	5,53	0,3589	0,4179	16,4%	0,4064	13,2%
Simul8	5,77	7,58	0,3789	0,4439	17,1%	0,4299	13,5%

TAB. 5.9 – Estimation des déplacements verticaux au centre de la maille (méthode 2).

Pour estimer la valeur du coefficient  $K$ , une courbe donnant la variation de  $K = \frac{f_C}{f_{XC} + f_{YC}}$  en fonction du taux de recouvrement  $\frac{a^2}{s_x s_y}$  est proposée sur la figure 5.31. Cette courbe regroupe l'ensemble des résultats obtenus avec la formule (5.6). Deux résultats complémentaires correspondant à des taux de recouvrement de 1% et 36% ont été ajoutés. Sur cette figure on constate que la définition d'un facteur de forme (fonction uniquement du taux de recouvrement) est acceptable et ce pour des mailles carrées ou rectangulaires et pour des raideurs en traction du géosynthétique dans les directions  $x$  et  $y$  assez variées.

FIG. 5.31 – Facteur de forme  $K$  en fonction du taux de recouvrement.

## Conclusion

Parmi les solutions proposées, la solution technique et économique la plus avantageuse (Fig. 5.32) consiste à positionner des capteurs entre les pieux dans les deux directions  $X$  et



Y. De cette façon, les capteurs, en nombre réduit, peuvent être intégrés facilement lors de la fabrication de la nappe en même temps que les fibres de renforcement. Un léger décalage des capteurs lors du positionnement de la nappe n'est pas préjudiciable aux mesures compte tenu que dans ces zones les déformations varient très peu. Les déformations  $\varepsilon_{XC}$  et  $\varepsilon_{YC}$  ainsi mesurées permettent par des formules analytiques d'estimer les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique. Les formules (5.5) et (5.6) proposées permettent d'approcher de façon très satisfaisante les valeurs des déplacements verticaux de la nappe entre les pieux (l'écart entre les formules analytiques et les valeurs calculées est inférieur à 5% pour la formule (5.5) et inférieur à 7,5% pour la formule simplifiée (5.6)). La définition d'un facteur de forme (5.7) pour le calcul du déplacement vertical au centre de la nappe permet d'approcher cette valeur à 10% près. Des coefficients de forme pour des géométries différentes (maillage en quinconce par exemple) restent à être définis.

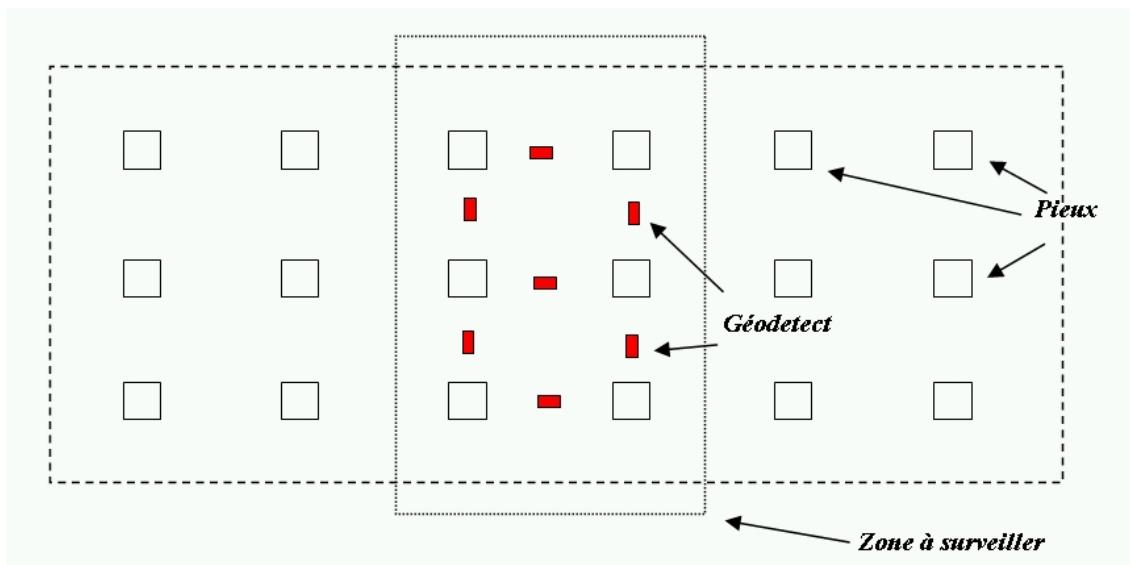


FIG. 5.32 – Positionnement optimal du Géodetect pour des réseaux de pieux à mailles carrées ou rectangulaires.

### 5.2.5 Comparaison des modèles numériques

L'intérêt du couplage éléments finis/ éléments discrets est qu'il permet de prendre en considération les mécanismes de transfert de charge au sein du corps de remblai. On se propose ici de tester, sur un cas simple, l'influence sur les résultats du calcul de la répartition des charges verticales agissant sur la nappe géosynthétique (charge uniformément répartie dans le modèle éléments finis, charge correspondant à une couche de sol granulaire dans le cas du couplage éléments finis / éléments discrets).

Les simulations proposées se rapportent à un remblai renforcé par pieux et géosynthétique (Fig. 5.33). L'espacement entre les pieux, disposés suivant un maillage carré, est  $s = 1,5m$ . La largeur des têtes de pieux est  $a = 0,6m$ . La nappe géosynthétique est un géotextile non tissé (16 directions de fibres) de raideur globale  $J = 20kN/m$  renforcé dans deux directions perpendiculaires de raideur  $J = 500kN/m$ . Elle est modélisée à l'aide de 1800 éléments finis à trois noeuds d'épaisseur  $e = 5mm$ .

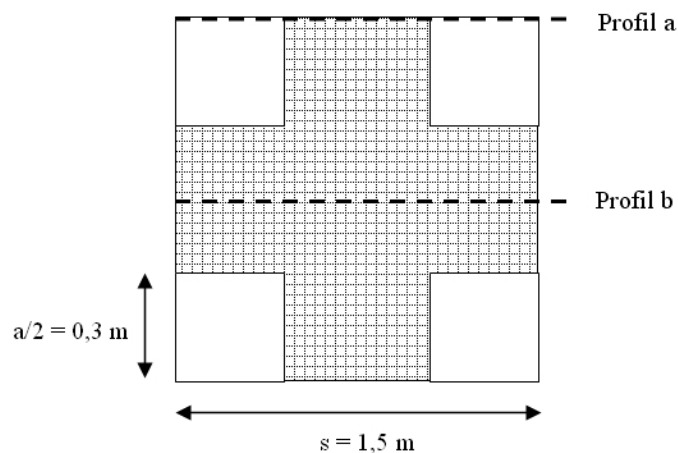


FIG. 5.33 – Géométrie de l'étude.

Dans le modèle éléments finis une charge uniforme de  $19kN/m^3$  est appliquée directement sur les noeuds de la nappe. Dans le modèle discret une couche de matériau granulaire est déposée sur la nappe. Le sol de remblai est un sol non cohésif, d'angle de frottement

$\phi = 29^\circ$ , d'un poids volumique apparent  $\gamma$  de  $19kN/m^3$  et d'une hauteur  $H$  de  $1m$ . Le sol de remblai est modélisé à l'aide de 7056 éléments discrets sphériques de rayon compris entre  $0,04m$  et  $0,08m$ . La masse volumique absolue des sphères est de  $29,5kN/m^3$ . La porosité initiale de l'échantillon est de  $0,36$ . La correspondance entre les paramètres micro mécaniques et macro mécaniques ( $\phi = 29^\circ$ ) a été établie suite à des simulations de l'essai triaxial. Les courbes caractéristiques d'une simulation triaxiale ( $\sigma_3 = 110kPa$ ) sont présentées sur les figures 5.34 et 5.35 (déviateur et variation de volume en fonction de la déformation principale).

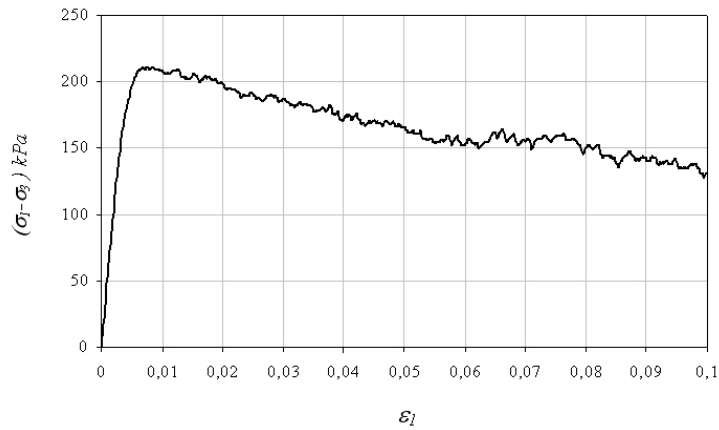


FIG. 5.34 – Essai triaxial ( $\sigma_3 = 110kPa$ ), déviateur en fonction de la déformation.

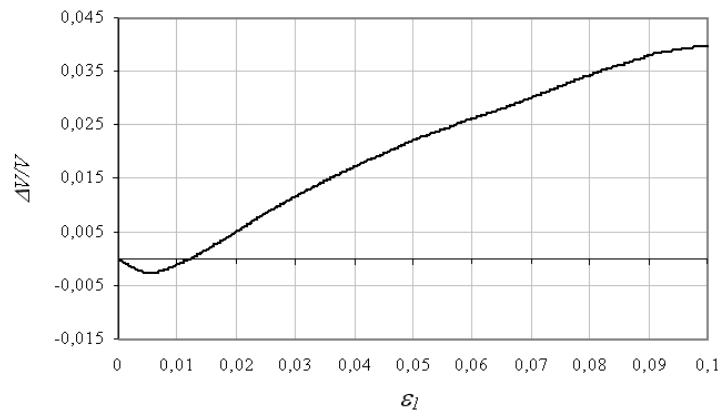


FIG. 5.35 – Essai triaxial ( $\sigma_3 = 110kPa$ ), variation de volume en fonction de la déformation.

Le frottement d'interface sol/géosynthétique est de  $25^\circ$ . Les paramètres micro mécaniques de contact sont :

- Pour les éléments de sol  $k_n = 2000000 \text{ kN/m}^3$ ,  $k_s/k_n = 0,8$
- Pour l'interface,  $k_n = 100000000 \text{ kN/m}^3$  et  $k_s = 10000 \text{ kN/m}^3$

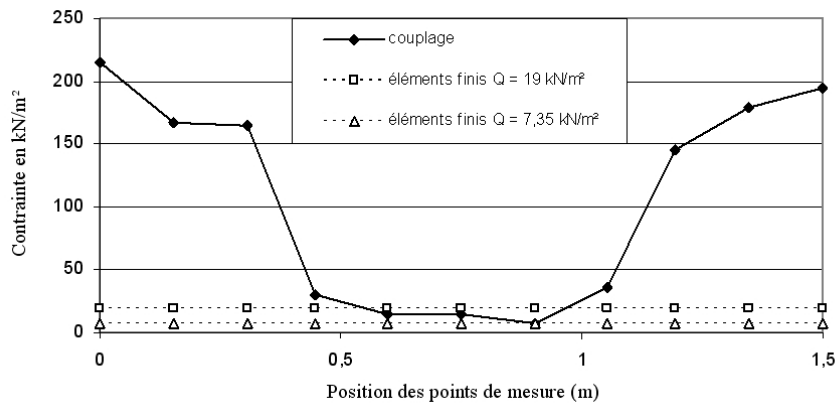


FIG. 5.36 – Charge verticale agissant sur la nappe géosynthétique sur le profil a.

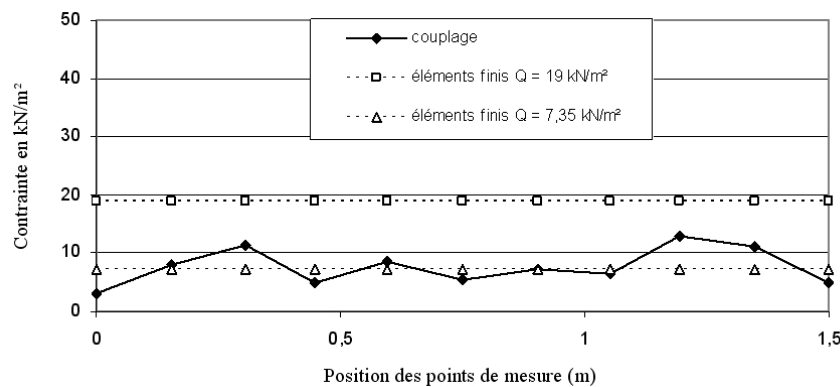


FIG. 5.37 – Charge verticale agissant sur la nappe géosynthétique sur le profil b.

Les figures 5.36 et 5.37 présentent, respectivement, la répartition des contraintes verticales agissant sur la nappe géosynthétique sur les profils *a* et *b* pour les différentes modélisations. On peut noter que la modélisation en éléments discrets du sol de remblai fait apparaître une répartition globale non uniforme de la charge agissant sur la nappe géosynthétique ce qui traduit un transfert de charge important dans le sol de remblai

(efficacité des pieux de  $E_p = 61,3\%$ ). En revanche, entre les pieux les contraintes appliquées sur la nappe sont approximativement constantes (38,7% de la charge totale soit  $Q = 7,35kN/m^2$ ). A titre de comparaison, une simulation par éléments finis supposant une charge répartie uniforme des contraintes de  $Q = 7,35kN/m^2$  a été réalisée.

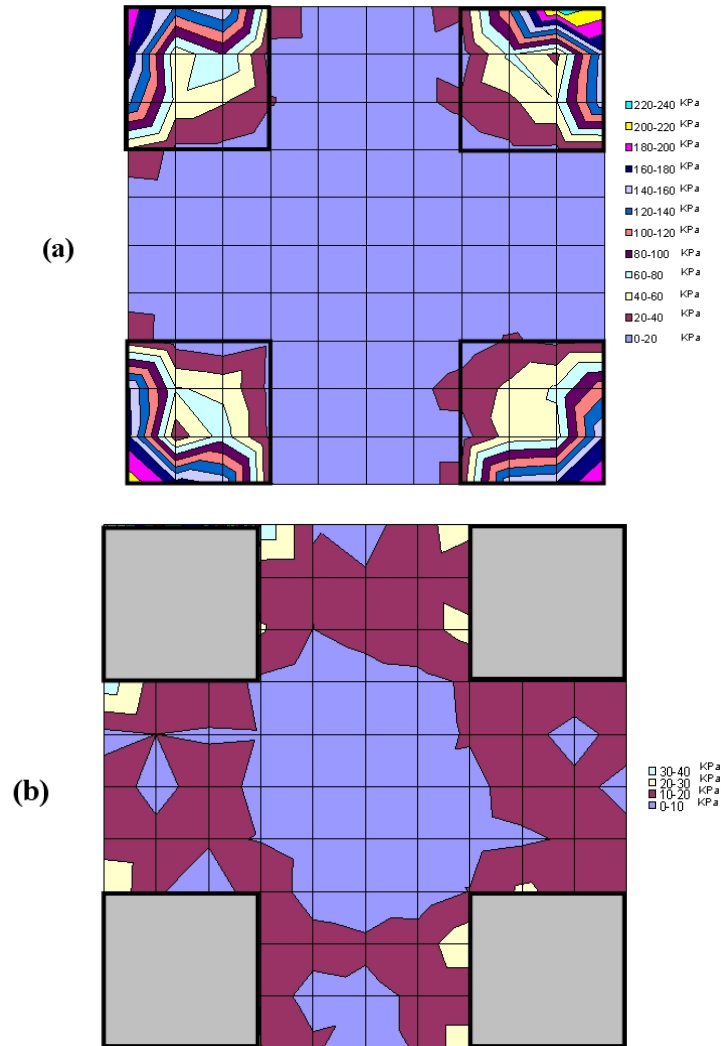


FIG. 5.38 – Répartition de la contrainte verticale sur la nappe géosynthétique.

La figure 5.38 représente la répartition de la contrainte verticale agissant sur la nappe géosynthétique. On remarque comme précédemment que la charge se concentre sur la tête des pieux. Entre les pieux la contrainte est faible et reste inférieure à  $20kPa$ . La figure 5.38

b, plus précise, montre que la contrainte sur la nappe est plus forte entre les pieux qu'au centre de la nappe. On peut imaginer des mécanismes de reports de charge prenant appui sur les bandes géosynthétiques entre les pieux.

Les résultats en déplacement sont présentés sur la figure 5.39 suivant deux profils (entre les pieux, *a* et au centre de la maille, *b*). Sur ces figures, on constate bien évidemment des différences importantes entre les modèles éléments finis ( $Q = 19\text{kN/m}^2$ ) et éléments discrets. En revanche, si l'on prend en compte la réduction de charge appliquée sur la nappe par transfert de charge, on constate que l'hypothèse d'une répartition uniforme de la nappe entre les pieux donne des résultats acceptables.

Cet exemple simple, montre l'importance des mécanismes de transfert de charge dans le comportement global du remblai. Le couplage éléments finis - éléments discrets se montre indispensable pour modéliser ce type d'ouvrage. Pour la recherche d'une méthode de dimensionnement analytique l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes (réduite compte tenu des transferts de charge) semble en première approximation être satisfaisante pour ce type de géométrie.

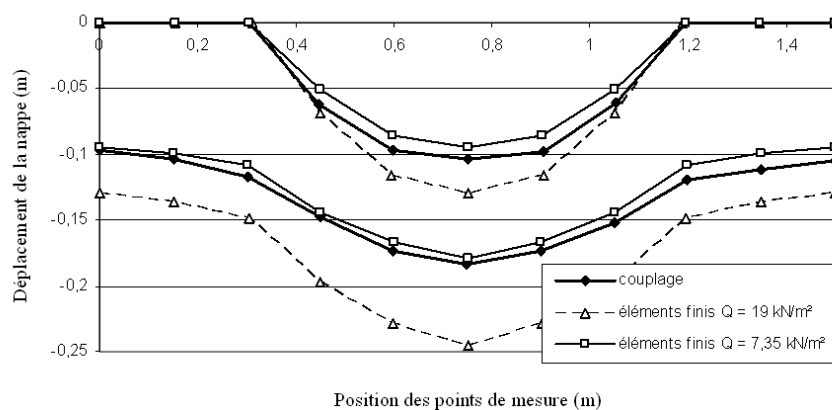


FIG. 5.39 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique.

## 5.3 Etude du transfert de charge

### 5.3.1 Etude paramétrique

Dans le but de dimensionner les renforcements par pieux et géosynthétiques, une étude paramétrique portant sur les mécanismes de transfert de charge dans la couche de sol granulaire a été initiée : influence de la taille de la tête des pieux, de la raideur du géotextile, du sol sous-jacent, et de la hauteur de remblai. Le comportement du remblai est ici caractérisé par l'efficacité du transfert de charge qui par définition est égale au rapport entre la charge transmise au pieu par le sol de remblai par la charge totale du remblai. Il en est de même pour l'efficacité du géotextile et du sol sous-jacent. Dans le cas d'un remblai renforcé par pieux et géosynthétiques l'efficacité du renfort global (pieux et géosynthétiques) est de 100 % quand le sol sous-jacent n'est pas sollicité.

Les modélisations effectuées sont similaires à celle présentée au chapitre précédent. Le réseau de pieux est à mailles carrées, l'espacement entre les pieux est de  $1,5m$  ( $s = 1,5m$ ) et la taille de la tête de pieux varie entre  $0,3m$  et  $1m$  ( $0,3m < a < 1m$ ). Le géosynthétique est un géotextile non tissé renforcé dans deux directions perpendiculaires (les renforts sont parallèles au réseau de pieux). La raideur en traction des renforts varie entre  $500kN/m$  et  $5000kN/m$  ( $500kN/m < J < 5000kN/m$ ). Le sol de remblai a une hauteur allant de  $0,1m$  à  $3m$  ( $0,1m < H < 3m$ ).

Dans certains cas, l'action du sol support a été modélisée grâce à un modèle de Winkler (ressorts de rigidité  $k_s$  positionnés sous la nappe). Pour un élément de nappe de section  $S$ , le coefficient  $k_s$  est défini par  $k_s = E_0 S / H_0$  ou  $E_0$  est le module oedométrique du sol et  $H_0$  la profondeur de sol compressible considérée. Un modèle de ce type est proposé dans la norme allemande EBGEO [EBGEO, 2004]. Pour les simulations numériques effectuées on a supposé  $H_0 = 10m$  et  $E_0$  compris entre  $0kPa$  et  $5000kPa$ .

Afin de comparer les simulations entre elles, une géométrie de base similaire à celle

définie dans le paragraphe précédent a été utilisée (nappe géosynthétique de raideur  $J = 500kN/m$ , largeur de pieu  $a$  de  $0,6m$ , hauteur de sol  $H = 1m$  et  $E_0 = 0$ ). A partir de cette configuration, on fait varier un seul des paramètres dont on veut connaître l'influence. Le sol de remblai, est comme précédemment modélisé à l'aide d'éléments sphériques mis en place à une porosité de  $0,36$  (matériau purement frottant d'angle de frottement interne  $\phi = 29^\circ$  (Fig. 5.34)). Le nombre d'éléments et la taille des éléments sont variables d'une simulation à l'autre en fonction notamment de la hauteur du remblai. Pour la géométrie de base, l'influence du nombre d'éléments (et indirectement de leur diamètre) sur l'efficacité du report de charge est présentée sur la courbe de la figure 5.40. On peut remarquer qu'à partir d'un certain nombre d'éléments discrets, les résultats donnés par la simulation sont indépendants de la discrétisation. Ceci est très important car il justifie la capacité des éléments discrets à reproduire le comportement d'un sol indépendamment de la discrétisation. De plus, pour une discrétisation trop faible, il est difficile voir impossible dans certain cas d'atteindre la porosité souhaitée et donc de simuler le comportement du sol devant être modélisé.

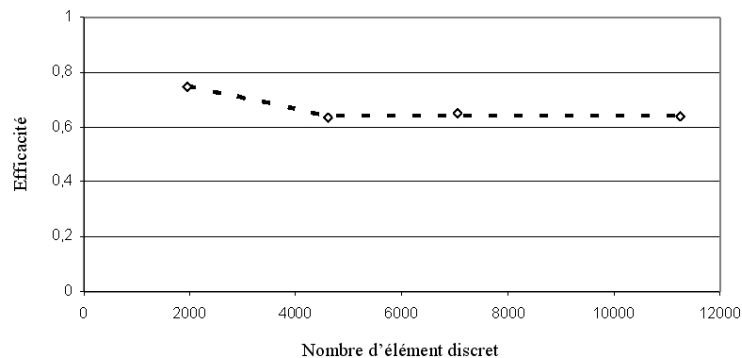


FIG. 5.40 – Influence du nombre d'éléments sur l'efficacité du report de charge.



### Influence de la taille de la tête des pieux

A partir de la géométrie de base, plusieurs simulations mettant en oeuvre des largeurs de têtes de pieux différentes ont été effectuées. Les six simulations réalisées sont présentées dans le tableau 5.10. Le taux de recouvrement des pieux (rapport entre la surface des pieux sur la surface totale de l'ouvrage) s'étend de 4 % pour la première simulation à 44 % pour la dernière ce qui correspond à une gamme de valeurs généralement utilisées dans des cas réels. Les résultats de ces simulations sont présentés en terme d'efficacité dans le tableau 5.11.

	Largeur des pieux $a$	Espacement des pieux $s$	Taux de recouvrement	Nb d'éléments discrets	Raideurs des renforts
Essai1	0,3m	1,5m	4%	7056	500kN/m
Essai2	0,45m	1,5m	9%	7056	500kN/m
Essai3	0,6m	1,5m	16%	7056	500kN/m
Essai4	0,75m	1,5m	25%	29036	500kN/m
Essai5	0,9m	1,5m	36%	7056	500kN/m
Essai6	1m	1,5m	44%	29036	500kN/m

TAB. 5.10 – Caractéristiques des simulations.

	Largeur des pieux $a$	Flèche maximum $f_{Cmax}$	Efficacité du sol support $E_s$	Efficacité du géotextile $E_g$	Efficacité du transfert de charge $E_a$	Efficacité du renforcement $E$
Essai1	0,3m	0,282m	0%	67,5%	32,5%	100%
Essai2	0,45m	0,229m	0%	54%	46%	100%
Essai3	0,6m	0,183m	0%	38,7%	61,3%	100%
Essai4	0,75m	0,174m	0%	35,5%	64,5%	100%
Essai5	0,9m	0,107m	0%	14,4%	85,6%	100%
Essai6	1m	0,094m	0%	13,8%	86,2%	100%

TAB. 5.11 – Influence de la taille des pieux.

Le déplacement du géotextile est caractérisé par la flèche maximale au centre de la maille élémentaire  $f_{Cmax}$ . L'efficacité du sol support compressible  $E_s$  est nulle puisque l'action du sol compressible n'est ici pas considérée. On donne séparément l'efficacité de géotextile  $E_g$  (charge reprise par le géotextile et transmise au pieux) et l'efficacité du transfert de charge  $E_a$  (charge transmise par le sol granulaire sur les pieux). L'efficacité

globale du renforcement (pieux + géotextile)  $E$  est de 100 %, compte tenu de l'absence de sol support.

La figure 5.41 montre l'évolution de l'efficacité du transfert de charge du sol granulaire vers les pieux ainsi que la flèche maximale en fonction de la largeur de la tête des pieux. On constate que plus la tête de pieu est large, plus l'efficacité du report de charge est importante ; la flèche maximale du géotextile d'autant plus faible (voir Fig. 5.42 et 5.43).

Ces simulations nous montrent que le couple pieux - géosynthétiques régit le comportement de la structure : le choix de la taille des pieux influe sur la charge appliquée au géosynthétique. Et le choix de la raideur du géotextile (en fonction de la charge appliquée) va déterminer le déplacement maximum du remblai.

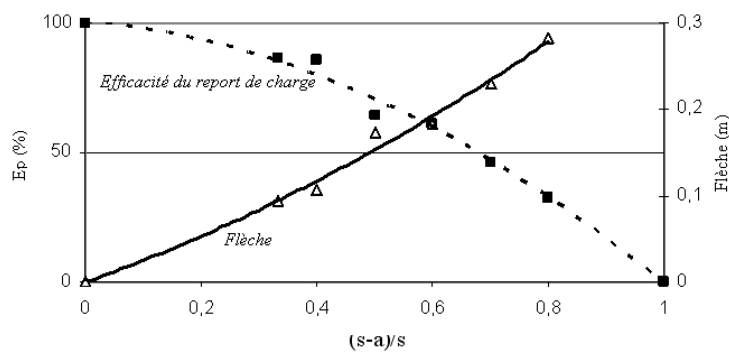


FIG. 5.41 – Influence de la largeur des pieux sur l'efficacité et la flèche maximale.

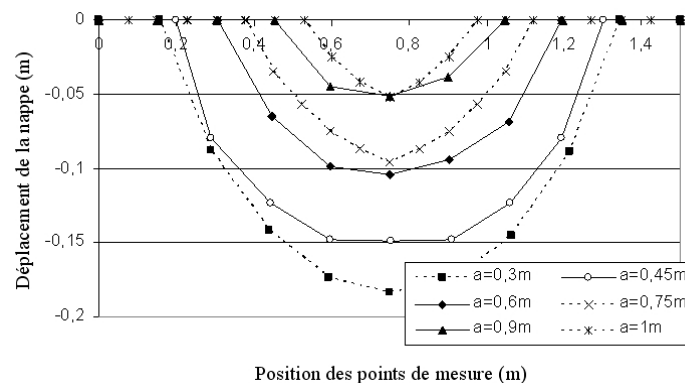
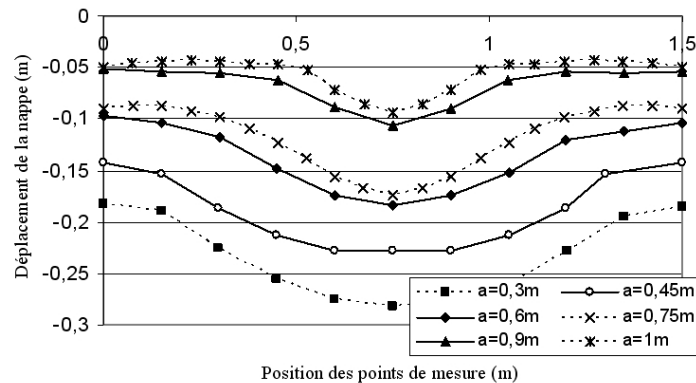


FIG. 5.42 – Déplacements de la nappe géosynthétique sur le profils  $a$ .

FIG. 5.43 – Déplacements de la nappe géosynthétique sur le profil *b*.

### Influence de la raideur du géosynthétique

La raideur d'un géosynthétique caractérise directement son comportement en membrane. En effet, plus la raideur est importante, moins le géosynthétique se déforme. Pour cette nouvelle série de simulations, la valeur de la raideur du géotextile varie de  $500\text{kN/m}$  à  $5000\text{kN/m}$  (Tab. 5.12). La géométrie du réseau de pieux utilisée est la même que précédemment avec un taux de recouvrement pour les pieux de 16 %. Cette valeur a été retenue pour étudier plus en détails l'influence de la raideur du géotextile sur le transfert de charge.

	Largeur des pieux <i>a</i>	Espacement des pieux <i>s</i>	Hauteur de remblai	Nb d'éléments discrets	Raideurs des renforts
Essai1	0,6m	1,5m	1m	7056	$500\text{kN/m}$
Essai2	0,6m	1,5m	1m	7056	$1000\text{kN/m}$
Essai3	0,6m	1,5m	1m	7056	$1500\text{kN/m}$
Essai4	0,6m	1,5m	1m	7056	$2500\text{kN/m}$
Essai5	0,6m	1,5m	1m	7056	$5000\text{kN/m}$

TAB. 5.12 – Caractéristiques des simulations.

Les résultats de ces simulations sont présentés dans le tableau suivant (Tab. 5.13). Les résultats sont donnés sous forme d'efficacité et de déplacement maximum.

	Raideur du Geotextile $J$	Flèche maximum $f_{Cmax}$	Efficacité du sol support $E_s$	Efficacité du géotextile $E_g$	Efficacité du transfert de $E_a$	Efficacité du renforcement $E$
Essai1	500kN/m	0,183m	0%	38,7%	61,3%	100%
Essai2	1000kN/m	0,142m	0%	36,4%	63,6%	100%
Essai3	1500kN/m	0,125m	0%	36,1%	63,9%	100%
Essai4	2500kN/m	0,106m	0%	36,8%	63,2%	100%
Essai5	5000kN/m	0,084m	0%	35,2%	64,8%	100%

TAB. 5.13 – Influence de la raideur de la nappe géosynthétique.

Les valeurs les plus intéressantes sont celles correspondant aux efficacités du géotextile et du transfert de charge. Elles sont complémentaires car leur somme correspond à l'efficacité du renforcement global (pieux + géotextile). Ces valeurs sont quasiment constantes quelle que soit la raideur du géosynthétique. On peut en conclure que pour la gamme de géotextile étudié, la raideur de la nappe géosynthétique n'influence pas le transfert de charge dans le sol de remblai.

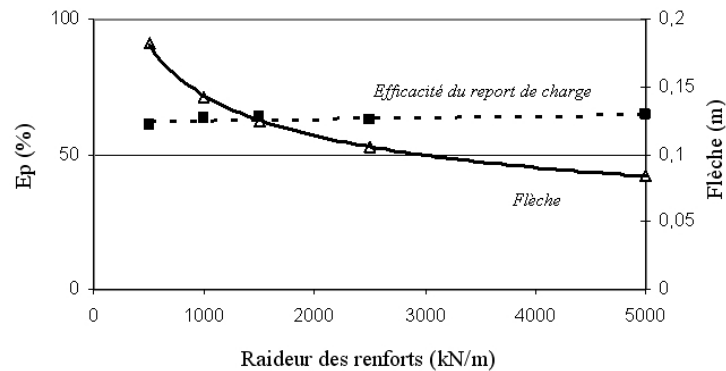
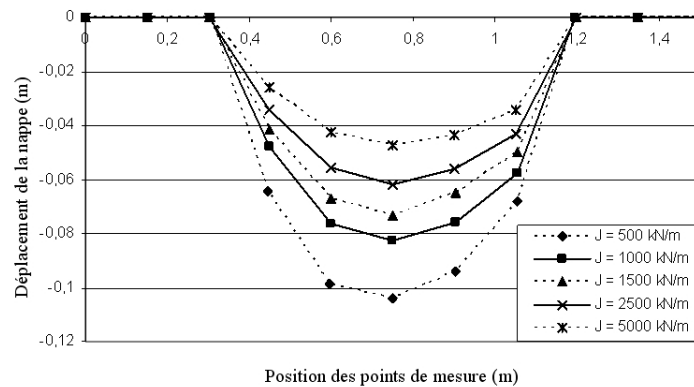
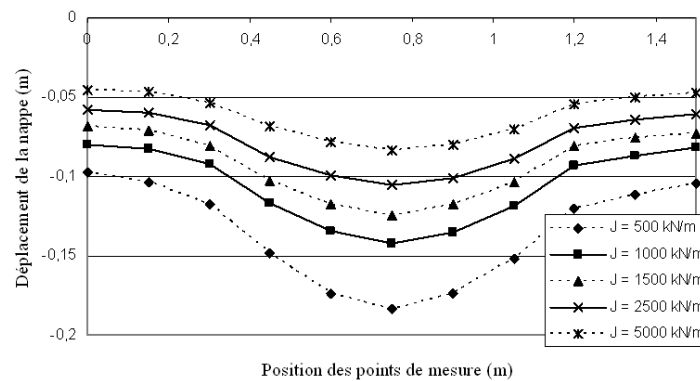


FIG. 5.44 – Influence de la raideur du géotextile sur l'efficacité et flèche maximale.

Les déplacements du géosynthétique sont cependant largement affectés par la rigidité du géosynthétique comme le montrent les courbes des figures 5.45 et 5.46. On remarque que le comportement en membrane est bien modélisé, plus la raideur est faible, plus le géosynthétique se déforme pour reprendre les charges qui lui sont appliquées.

FIG. 5.45 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil *a*.FIG. 5.46 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil *b*.

Au vu de ces simulations, le report de charge semble se mettre en place dès les premiers mouvements du sol de remblai. A partir d'une certaine valeur du déplacement (et dans une gamme de déplacement donnée) le report de charge ne semble plus être affecté par la déformation du corps de remblai. Pour des raideurs de géotextile faibles, induisant des déplacements importants ceci peut ne plus être vrai.

### Influence du sol support compressible

Pour déterminer l'influence du sol support compressible plusieurs simulations ont été réalisées. L'action du sol support est modélisée par le modèle de Winkler décrit au paragraphe V.3.1 ( $H_0 = 10m$  et  $E_0$  compris entre  $0kPa$  et  $5000kPa$ ).

La géométrie de pieux est identique à la simulation de base. Les caractéristiques des simulations sont données dans le tableau suivant (Tab. 5.14). Le taux de recouvrement des pieux est de 16 %. La raideur du géotextile est faible pour solliciter au maximum le sol support compressible.

	Largeur des pieux $a$	Espacement des pieux $s$	Hauteur de remblai	$E_0$	Raideurs des renforts
Essai1	0,6m	1,5m	1m	0kPa	500kN/m
Essai2	0,6m	1,5m	1m	500kPa	500kN/m
Essai3	0,6m	1,5m	1m	1000kPa	500kN/m
Essai4	0,6m	1,5m	1m	2500kPa	500kN/m
Essai5	0,6m	1,5m	1m	5000kPa	500kN/m

TAB. 5.14 – Caractéristiques des simulations.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant (Tab. 5.15). On donne l'efficacité du sol support, celle du géotextile, celle du transfert de charge et enfin celle du renforcement global (pieux + géosynthétiques).

	$E_0$	Flèche maximum $f_{Cmax}$	Efficacité du sol support $E_s$	Efficacité du géotextile $E_g$	Efficacité du transfert de $E_a$	Efficacité du renforcement E
Essai1	0kPa	0,183m	0%	38,7%	61,3%	100%
Essai2	500kPa	0,177m	2%	39,9%	63,1%	98%
Essai3	1000kPa	0,166m	4,5%	33,6%	61,9%	95,5%
Essai4	2500kPa	0,148m	8,4%	29,3%	62,3%	91,6%
Essai5	5000kPa	0,12m	14,4%	21,8%	63,8%	85,6%

TAB. 5.15 – Influence du sol support.

La figure 5.47 représente la variation de l'efficacité du transfert de charge et le déplacement du géosynthétique en fonction du sol support.

Dans le tableau 5.15 on constate que l'efficacité globale du système pieux + géosynthétique n'est plus de 100 %. Ceci est dû au fait qu'une partie de la charge du remblai est supportée par le sol support. Pour la géométrie choisie, et quelles que soient les caractéristiques du sol compressible, l'efficacité du transfert de charge du remblai vers les pieux reste constante. La compressibilité du sol support ne semble donc pas influencer le mécanisme de report de charge au sein du remblai.

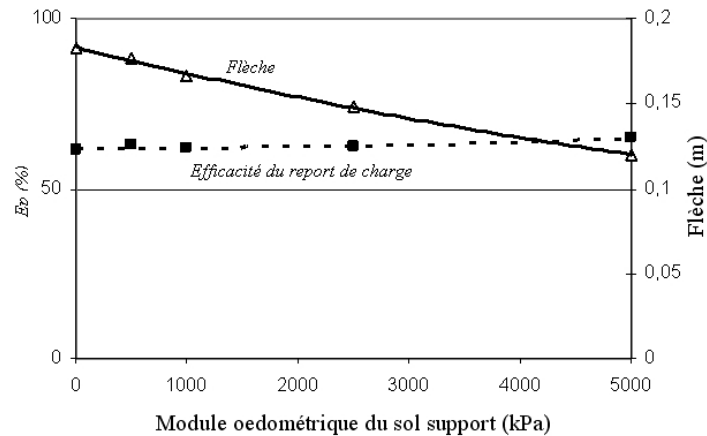


FIG. 5.47 – Influence du sol support sur l'efficacité du transfert de charge et sur la flèche maximale.

Dans le tableau 5.15, on constate que plus le module du sol support est faible, plus son efficacité est faible et plus l'efficacité du géotextile est importante. L'action du géosynthétique semble être complémentaire de l'action du sol support puisque l'efficacité globale (efficacité du sol support + efficacité du géosynthétique) reste quasiment constante.

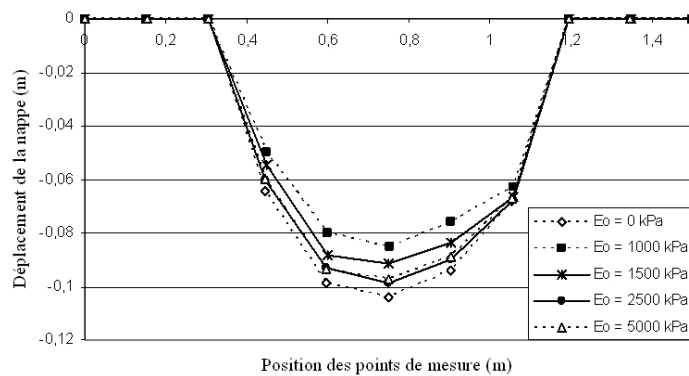


FIG. 5.48 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil *a*.

En fait, si le sol support se déforme fortement sous l'action du poids du remblai, le géosynthétique entre en action et est sollicité en membrane. Dans ce cas, le géosynthétique limite fortement le tassement de la structure, la valeur maximale du tassement étant donnée par le calcul sans sol support. Ceci est illustré sur les figures 5.48 et 5.49 où l'on

présente les déplacements de la nappe géosynthétique pour différentes raideurs du sol compressible.

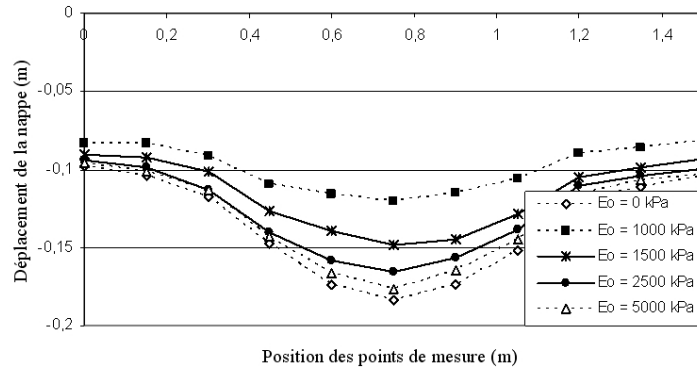


FIG. 5.49 – Déplacements verticaux de la nappe géosynthétique sur le profil *b*.

### Influence de la hauteur du remblai

Le transfert de charge est directement lié à la hauteur du remblai. On se propose ici de faire varier la hauteur de remblai pour la configuration de base et ainsi déterminer son influence sur le report de charge.

Les résultats obtenus seront par la suite comparés aux calculs analytiques développés dans le chapitre II. Pour chaque simulation numérique réalisée, le comportement du sol de remblai est caractérisé par l'efficacité du transfert de charge qui, compte tenu de l'absence de sol support, est égale à l'efficacité des pieux  $E_p$  telle que définie dans les méthodes analytiques. Une telle comparaison est possible puisque numériquement on a montré une quasi indépendance des mécanismes de report de charge vis-à-vis des raideurs du géosynthétique ou du sol support.

Les modélisations effectuées (Tab. 5.16) sont similaires à celles décrites précédemment et correspondent à un taux de couverture de 16 %. La hauteur du remblai varie de 0,1m à 3m.



	Largeur des pieux $a$	Espacement des pieux $s$	Hauteur de remblai	Raideurs des renforts
Essai1	0,6m	1,5m	0,1m	500kN/m
Essai2	0,6m	1,5m	0,25m	500kN/m
Essai3	0,6m	1,5m	0,5m	500kN/m
Essai4	0,6m	1,5m	0,75m	500kN/m
Essai5	0,6m	1,5m	1m	500kN/m
Essai6	0,6m	1,5m	1,5m	500kN/m
Essai7	0,6m	1,5m </td <td>2m</td> <td>500kN/m</td>	2m	500kN/m
Essai8	0,6m	1,5m	3m	500kN/m

TAB. 5.16 – Caractéristiques des simulations.

Les courbes analytiques et numériques donnant l'efficacité du transfert de charge (ou efficacité des pieux pour les méthodes analytiques) en fonction de la géométrie du remblai sont comparées sur la figure 5.50.

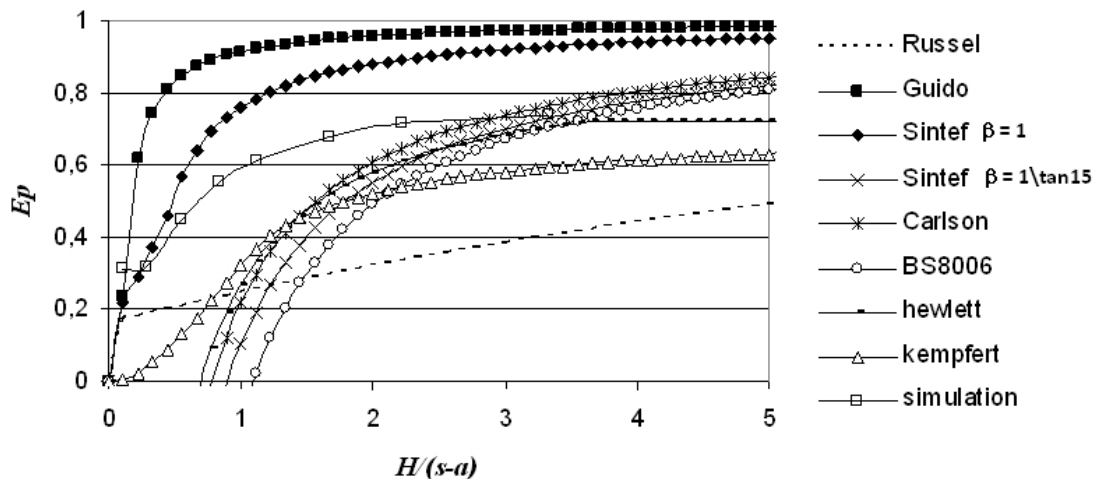


FIG. 5.50 – Efficacité des pieux en fonction de la géométrie du remblai.

La comparaison entre les résultats numériques et analytiques ne montre pas qu'une méthode analytique est meilleure que les autres pour estimer l'efficacité du transfert de charge. Pour les géométries testées, on peut même remarquer que la majorité des méthodes analytiques présentées ne permet pas d'estimer l'efficacité du transfert de charge pour des remblais de faible épaisseur (inférieur à 1m). Ceci est problématique puisqu'en pratique les épaisseurs de remblai mises en oeuvre sont, pour des raisons économiques évidentes, assez

faibles. Pour les remblais de hauteur importante (supérieure à  $3m$ ) les formules analytiques et les calculs numériques s'accordent pour donner des valeurs d'efficacité importantes.

## Conclusion

L'un des points importants qui ressort de cette étude paramétrique est l'indépendance, pour des matériaux de remblai purement frottant, des mécanismes de transfert de charge vis-à-vis des raideurs du géosynthétique et du sol support compressible. Le transfert de charge vers les pieux semble n'être influencé que par la géométrie de la structure (réseau de pieux, taux de recouvrement, hauteur de remblai, etc...) ce qui peut s'avérer intéressant dans la recherche d'une méthode de dimensionnement. Les charges restantes sont transmises au géosynthétique et au sol support.

Les déplacements verticaux à la base du remblai sont liés à l'action complémentaire du géosynthétique et du sol support compressible. L'action de l'un diminuant l'action de l'autre.

Si on néglige l'action du sol support (hypothèse sécuritaire), les valeurs de déformations obtenues constituent un maximum. Dans le cadre d'un dimensionnement, cette valeur seuil correspond au tassement maximum pouvant être obtenu en surface. En fait, les tassements de surface sont inférieurs aux déplacements de la nappe compte tenu des mécanismes de foisonnement et de décompaction du sol de remblai.

L'étude paramétrique proposée pourrait être étendue aisément à des sols cohésifs. On peut s'attendre pour ces matériaux à des mécanismes de transfert de charge bien différents de ceux obtenus avec des matériaux purement frottants. A noter que la cohésion n'est en général pas considérée dans les méthodes de dimensionnement actuelles.

## 5.4 Analyse des résultats des expérimentations en vraie grandeur

### 5.4.1 Confrontations avec les résultats prédictifs des méthodes analytiques

La confrontation des méthodes analytiques avec l'expérimentation de Malaisie se fait sur l'essai  $S_1(2)$  pour lequel on a le plus de données.

L'ouvrage étudié est un remblai de un mètre d'épaisseur, renforcé par pieux et géosynthétiques. Les pieux sont disposés en quinconce. L'espacement entre les pieux est  $s = 1,2m$ . La tête des pieux est ronde de diamètre  $a = 0,205m$ . Deux nappes géosynthétiques renforcées dans une direction sont positionnées perpendiculairement l'une à l'autre. La raideur dans les directions de renforcement est de  $750kN/m$ . Le sol support est infiniment compressible (rigidité nulle). Le sol de remblai a un poids volumique  $\gamma$  de  $19kN/m^3$ , un angle de frottement interne de  $38^\circ$  et une cohésion  $c$  de  $13kN/m^2$ . Aucune surcharge n'est ajoutée au dessus du remblai ( $p = 0$ ).

Pour chaque méthode analytique (développée au chapitre II), nous donnerons l'efficacité des pieux, le déplacement vertical maximum entre les pieux, la déformation et la tension maximale dans le géotextile.

Pour appliquer la plupart des formules analytiques à l'exemple traité, il est nécessaire de faire certaines approximations. En effet, certaines méthodes ne s'appliquent qu'aux réseaux de pieux à mailles rectangulaires ou ne prennent pas en compte l'action du géosynthétique. Les calculs intermédiaires et hypothèses retenues sont présentés en détails pour chaque méthode dans l'annexe.

Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau 5.17.

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson / Rogbeck	Sintef	Expérimentation
$E_p$ (%)	10,7	27,4	16,6	10	10,4	28
$\varepsilon$ (%)	10,8	9,8	2,78	7,2	5,82	
$T$ (kN/m)	81,2	73,5	20,85	54,75	43,65	
$f$ (m)	0,2	0,2	0,102	0,1635	0,147	0,17

TAB. 5.17 – Confrontation des méthodes analytiques avec les résultats expérimentaux.

La confrontation entre les méthodes analytiques et les résultats expérimentaux montre que les modèles analytiques sous estiment l'efficacité des pieux. En moyenne, elles considèrent qu'environ 10% de la charge totale du remblai se transmet directement aux pieux par transfert de charge et donc que 90% de la charge est transmise à la nappe géosynthétique. Expérimentalement l'efficacité des pieux, mesurée à l'aide de capteurs de pression totale situés dans le sol (voir chapitre III), est d'environ 28%. Les déplacements expérimentaux de la nappe géosynthétique sont entre les pieux de 0,16m et au centre de la maille triangulaire de 0,17m.

Les flèches calculées à partir des différentes formules analytiques sont déterminées sur les bandes géosynthétiques situées entre les pieux. Les résultats analytiques concernant le comportement du géosynthétique sont très variables d'une méthode à l'autre que ce soit pour la déformation, la tension et la flèche. Pour certaines méthodes, la flèche entre les pieux est bien approximée ce qui reste étonnant du fait de la mauvaise appréciation de l'efficacité des pieux.

La comparaison expérimentation/formulation analytique reste indicative, compte tenu que la géométrie de l'expérimentation réalisée n'est pas systématiquement en adéquation avec celles proposées par les formules analytiques. Cette comparaison montre combien l'ingénieur est démuni face au dimensionnement de ce type d'ouvrage.

## 5.4.2 Confrontation des résultats expérimentaux avec les résultats des modèles numériques

Comme précédemment, la confrontation des modèles numériques avec l'expérimentation de Malaisie se fait sur l'essai  $S_1$  (2). Par raison de symétrie, seul un quart de la cuve est modélisée (Fig. 5.51). Les conditions aux limites sont, sur les axes de symétrie, des déplacements horizontaux nuls, respectivement sur  $x$  pour les cotés orientés dans la direction  $y$  et sur  $y$  pour les cotés orientés dans la direction  $x$ . Les noeuds de la nappe situés au dessus des pieux sont bloqués verticalement (sur l'axe  $z$ ), ceux situés sur le pourtour de la cuve sont bloqués dans toutes les directions.

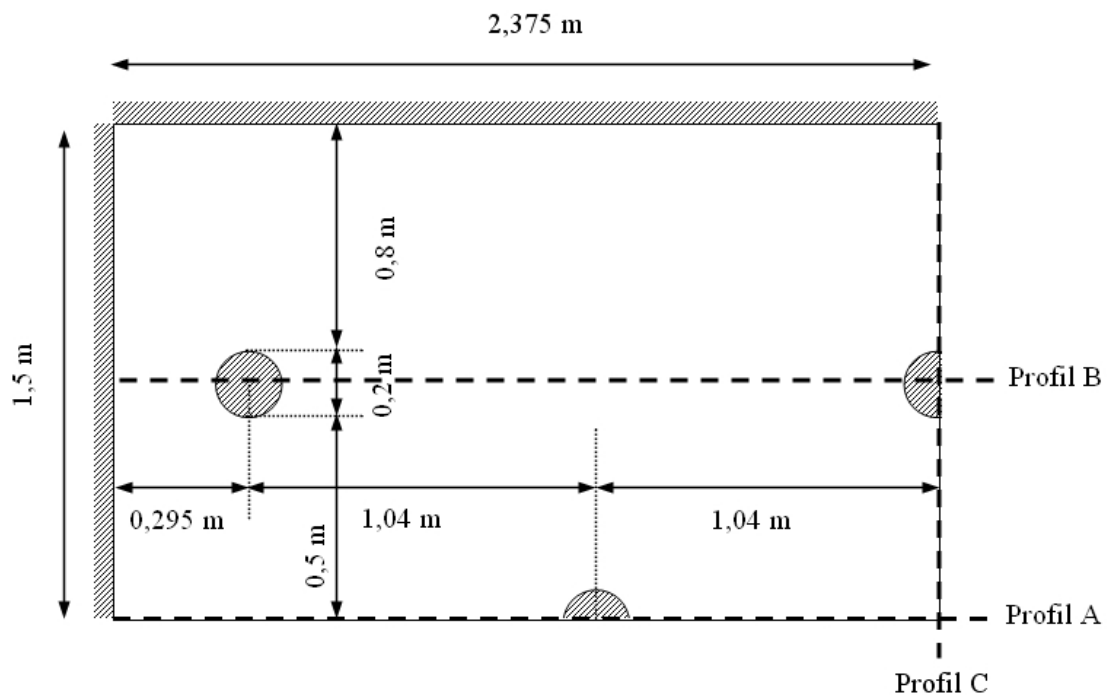


FIG. 5.51 – Géométrie du modèle numérique.

Trois modélisations sont effectuées à des fins comparatives :

- une modélisation par éléments finis supposant que le sol de remblai agit comme une charge uniformément répartie,

- une modélisation éléments finis / éléments discret en considérant un sol de remblai non cohésif,
- une modélisation éléments finis / éléments discrets en considérant les caractéristiques réelles du sol de remblai.

### Confrontation avec le modèle éléments finis

Le principal intérêt de cette modélisation est son temps de calcul faible. Néanmoins, une hypothèse forte quant à l'action du sol de remblai sur la nappe est faite puisque l'on suppose ici une répartition uniforme des contraintes sur la nappe due au poids du remblai.

#### *Paramètres du modèle*

On suppose que l'action des deux nappes géosynthétiques est équivalente à l'action d'une seule nappe de raideur et d'épaisseur doubles. De ce fait, la partie non tissée est représentée par 16 directions de fibres de raideur globale  $J = 40kN/m$ . Les renforts sont quant à eux modélisés par deux directions de fibres perpendiculaires de raideur  $J_x = J_y = 750kN/m$ . La nappe est modélisée à l'aide de 2820 éléments finis à trois noeuds d'épaisseur  $e = 6,4mm$ . La charge répartie appliquée à la nappe est de  $19kN/m^2$ .

#### *Résultats du modèle*

Les déplacements obtenus après application de la charge répartie sont comparés avec les résultats expérimentaux sur les figures 5.52 à 5.55. On note une assez bonne similitude dans les résultats, avec des déplacements expérimentaux légèrement plus faibles, ce qui nous laisse penser que les mécanismes de report de charge sont peu importants. Les valeurs expérimentales et numériques des charges verticales transmises sur le pourtour de la cuve

et sur les pieux sont comparées dans le tableau 5.18. On note là encore des valeurs assez semblables avec une légère surestimation du modèle expliquée par l'absence d'un éventuel report de charge qui pourrait agir entre les pieux et les bords de la cuve. A titre indicatif, on présente sur la figure 5.56 les zones de déformations de la nappe dans les directions de renforcement. On remarque que les zones les plus sollicitées sont situées entre les pieux.

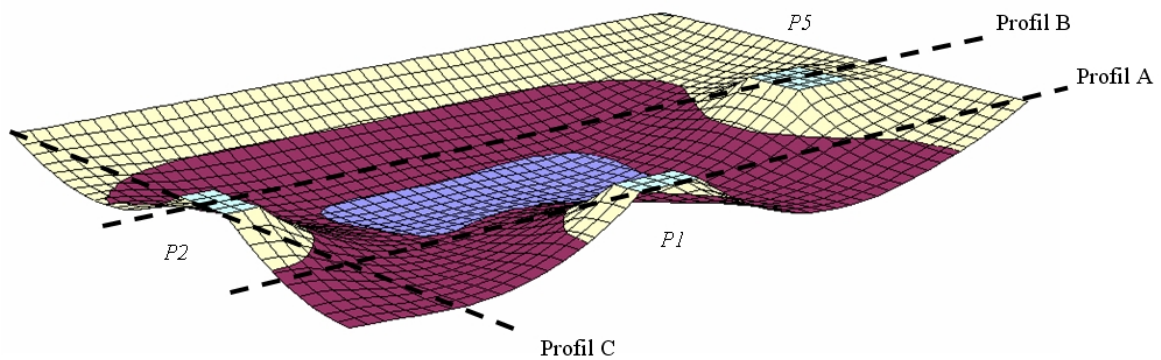


FIG. 5.52 – Déplacements verticaux de la nappe sur un quart de la cuve.

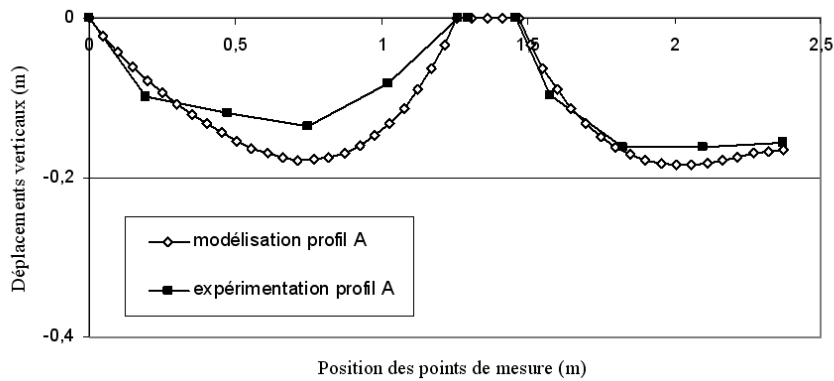


FIG. 5.53 – Déplacements verticaux de la nappe sur le profil A.

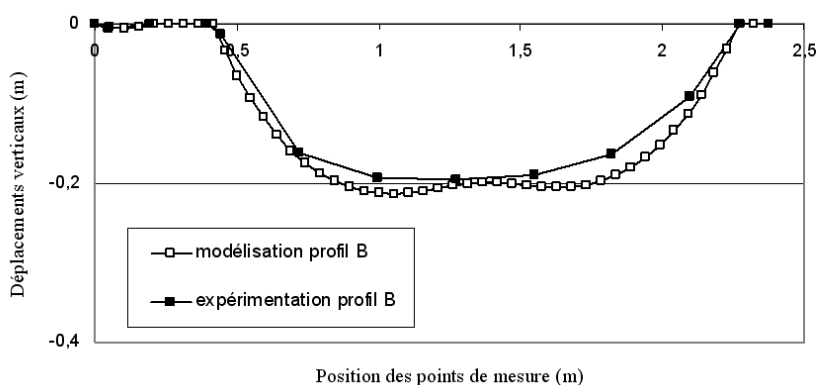


FIG. 5.54 – Déplacement verticaux de la nappe sur le profil B.

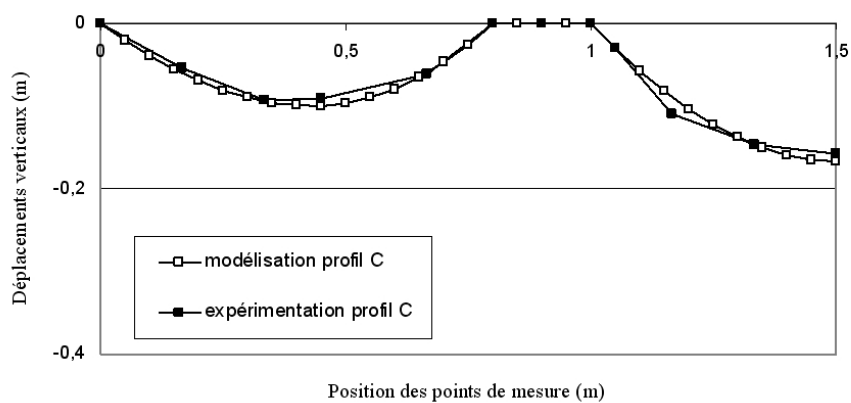


FIG. 5.55 – Déplacements verticaux de la nappe sur le profil C.

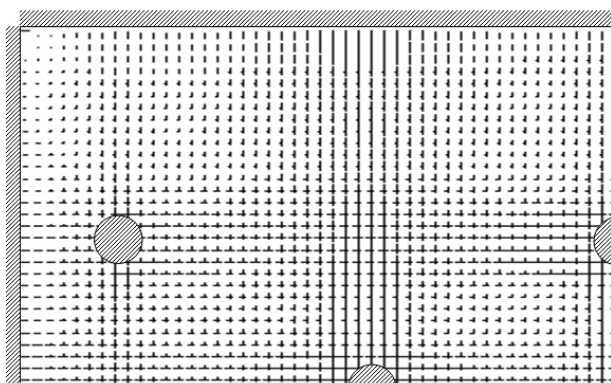


FIG. 5.56 – Intensité des déformations de la nappe dans les directions de renforcement ( $\varepsilon_{max} = 8,66\%$ ).



Hauteur de remblai	Pieux $P1$ et $P4$ ( $kN$ )		Pieux $P2$ et $P3$ ( $kN$ )		Pieux $P5$ ( $kN$ )	Charge reprise par les pieux (%)	Charge reprise sur le pourtour de la cuve(%)
Résultats expérimentaux	23,1 (8,5%)	19,4 (7,1%)	22,7 (8,4%)	23,4 (8,6%)	7,8 (2,9%)	44,2	55,8
Résultats de la simulation	25,2 (9,3%)		20,3 (7,5%)		10,6 (3,9%)	49,2	50,8

TAB. 5.18 – Charge reprise par les pieux, confrontation du modèle et le l'expérimentation.

### Confrontation avec les modèles éléments finis / éléments discrets

Deux types de sol sont considérés pour cette étude. Le sol de remblai cohésif de l'expérimentation  $S_1$  (2) et un sol de caractéristiques mécaniques équivalentes mais non cohésif.

#### *Paramètres des modèles*

Le calage des paramètres micro mécaniques a été réalisé comme présenté dans le chapitre IV sur la base de simulations numériques de l'essai triaxial. Le sol modèle est constitué de particules sphériques (de diamètre compris entre  $d$  et  $2d$ ) mis en place à une porosité de 0,36 qui est proche de la porosité minimale pour ce type de distribution granulaire. Dans ces conditions, pour obtenir un poids volumique apparent d'environ  $19kN/m^3$  le poids volumique absolu des sphères a été fixé à  $29,5kN/m^3$ . Cette distribution granulaire et cette porosité ont été retenues dans l'objectif de restituer des angles de frottement macroscopiques élevés.

Plusieurs jeux de paramètres micro mécaniques ont été testés (Tab. 5.19) pour déterminer l'influence de chacun d'eux sur le comportement macroscopique de l'assemblée granulaire. Les figures 5.57 à 5.60 présentent les comportements macro mécaniques restitués à travers des essais triaxiaux pour différents modèles de sol et différentes valeurs de la contraintes de confinement ( $\sigma_3 = 50kPa$  et  $80kPa$ ). Les courbes présentées sont le déviateur et la variation de volume en fonction de la déformation axiale. Les réponses

macroscopiques obtenues sont résumées en termes de cohésion et d'angle de frottement ( $c$  et  $\phi$ ) dans le tableau 5.20.

	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
$K_n$	$200MN/m^3$	$200MN/m^3$	$200MN/m^3$	$200MN/m^3$	$200MN/m^3$	$200MN/m^3$
$K_s$	$160MN/m^3$	$160MN/m^3$	$160MN/m^3$	$160MN/m^3$	$160MN/m^3$	$160MN/m^3$
$c_s = T_n$	$5kN/m^2$	$15kN/m^2$	$25kN/m^2$	$50kN/m^2$	$75kN/m^2$	$100kN/m^2$
$\phi$	$45^\circ$	$45^\circ$	$45^\circ$	$45^\circ$	$45^\circ$	$45^\circ$

TAB. 5.19 – Paramètres micro mécaniques des différents sols modélisés.

	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
$c$	$0kN/m^2$	$3,5kN/m^2$	$4kN/m^2$	$6,4kN/m^2$	$13,75kN/m^2$	$31kN/m^2$
$\phi$	$31,8^\circ$	$32,1^\circ$	$32,5^\circ$	$34,5^\circ$	$34,8^\circ$	$33,1^\circ$

TAB. 5.20 – Réponse macro mécanique des différents sols modélisés.

Il résulte des simulations effectuées que le sol 5 est celui qui donne la réponse macro mécanique la plus proche du sol de remblai à modéliser. On peut cependant remarquer que l'angle de frottement maximum obtenu avec notre modèle est de  $35^\circ$  pour un angle de frottement au palier de  $27^\circ$ . Pour obtenir des angles de frottement au pic et au palier plus importants, il est nécessaire de générer des formes non sphériques pour les particules de sol et de les regrouper sous forme de cluster. Le remblai est modélisé par environ 7296 éléments discrets sphériques de rayon compris entre  $0,045m$  et  $0,09m$ , mis en place à une porosité de  $0,36$ .

Le frottement d'interface sol / géosynthétique est de  $25^\circ$ . Les paramètres micro mécaniques de contact sont pour l'interface,  $R_n^i = 10000000kN/m^3$  et  $R_s^i = 10000kN/m^3$ .

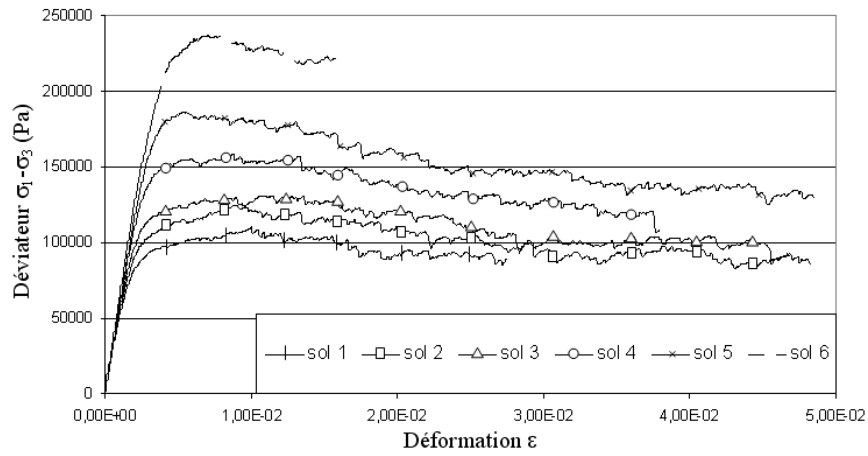


FIG. 5.57 – Simulations triaxiales, déviateur en fonction de la déformation,  $\sigma_3 = 50kPa$ .

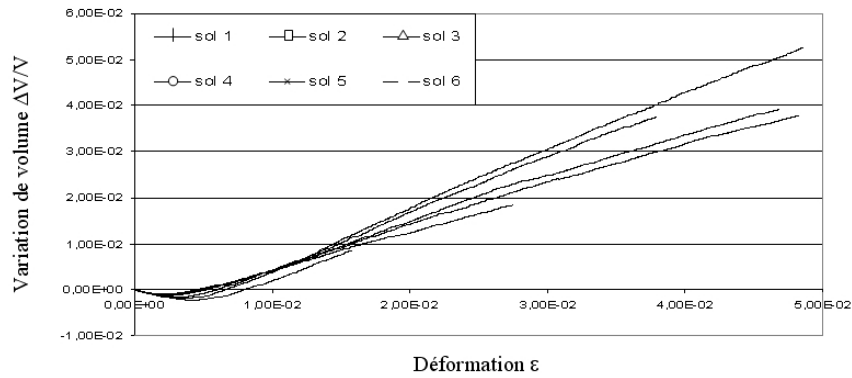


FIG. 5.58 – Simulations triaxiales,  $\Delta V/V$  en fonction de la déformation,  $\sigma_3 = 50kPa$ .

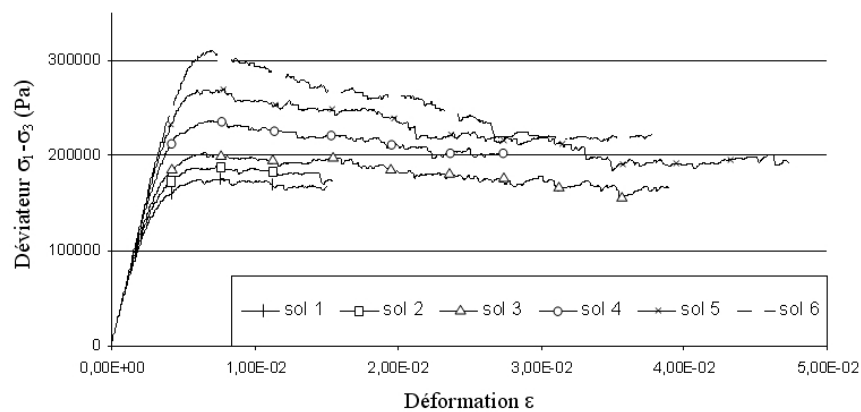


FIG. 5.59 – Simulations triaxiales, déviateur en fonction de la déformation,  $\sigma_3 = 80kPa$ .

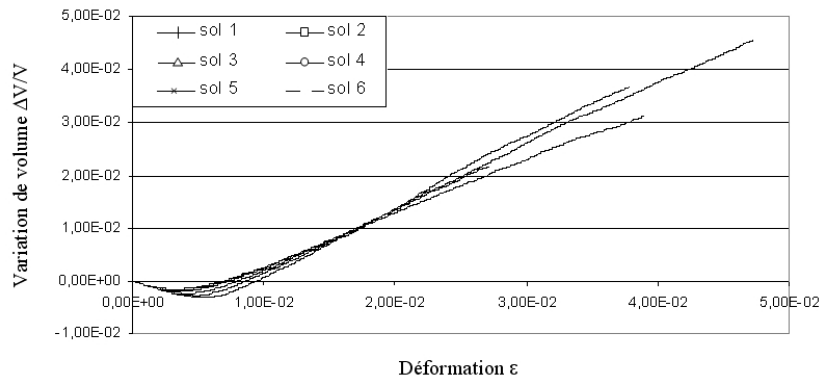


FIG. 5.60 – Simulations triaxiales,  $\Delta V/V$  en fonction de la déformation,  $\sigma_3 = 80kPa$ .

### *Résultats des modèles*

Deux modélisations couplant éléments discrets et éléments finis ont été réalisées et comparées aux résultats de l'expérimentation de Malaisie. La première modélisant le comportement d'un sol cohésif (sol 5), s'est avérée trop rigide, l'ajout de la cohésion dans le modèle a modifié le comportement du sol de remblai en un comportement de type poutre. En effet du fait de la cohésion, peu d'éléments se sont désassemblés entraînant un comportement non réaliste. La deuxième modélisation simule le même type de sol sans cohésion (sol 1). La modélisation du comportement du sol de remblai en éléments discrets permet de calculer l'efficacité du report de charge entre les pieux. Dans le cas non cohésif on obtient une efficacité de 20 % contre 88,6 % pour le cas cohésif. Expérimentalement, l'efficacité du report de charge, qui traduit le pourcentage de charge transmise directement aux pieux par le sol de remblai, a été estimée, grâce à des capteurs de pression positionnés au dessus des pieux, à 28 %. Cette valeur suppose que la contrainte agissant sur la tête des pieux est constante ce qui n'est vraisemblablement pas le cas. En effet l'étude numérique a montré (paragraphe V.2.5) que les efforts transmis au pieux étaient plus importants au centre, d'où une surestimation possible de la valeur expérimentale. L'absence de cohésion ou la prise en considération d'une cohésion trop forte dans le mo-

dèle numérique expliquent bien évidemment les différences de résultats obtenus. Compte tenu des mécanismes expérimentaux observés (fissuration et craquelure) on peut penser qu'une grande partie du sol de remblai s'est effondrée sur la nappe ce qui expliquerai que le modèle non cohésif donne des résultats satisfaisants (inefficacité de la cohésion après rupture et fissuration du sol de remblai). Des simulations complémentaires prenant en compte des valeurs de cohésion plus faibles seront prochainement réalisées pour déterminer le rôle de la cohésion dans le mécanisme de rupture. Actuellement, dans les méthodes de dimensionnement, la cohésion est toujours négligée.

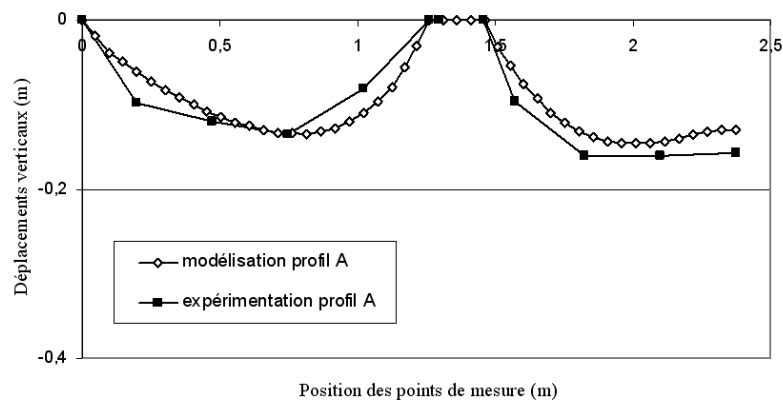


FIG. 5.61 – Déplacements verticaux de la nappe sur le profil A.

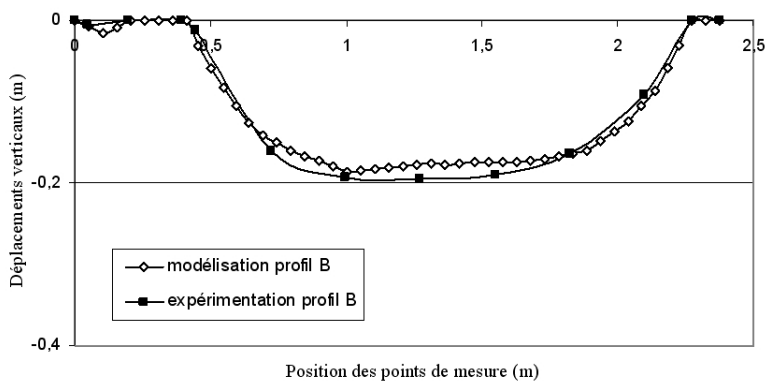


FIG. 5.62 – Déplacements verticaux de la nappe sur le profil B.

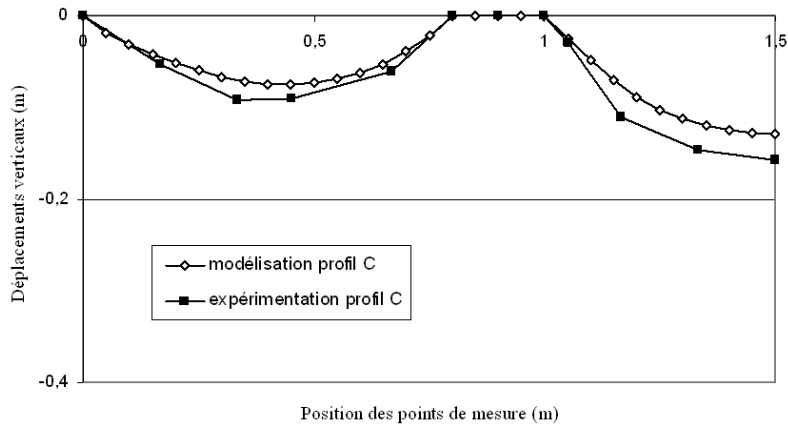


FIG. 5.63 – Déplacements verticaux de la nappe sur le profil C.

Les déplacements verticaux de la nappe, pour le modèle purement frottant, sont comparés sur les figures 5.61 à 5.63 aux résultats expérimentaux. L'allure générale de la déformée de la nappe est présentée sur la figure 5.64.

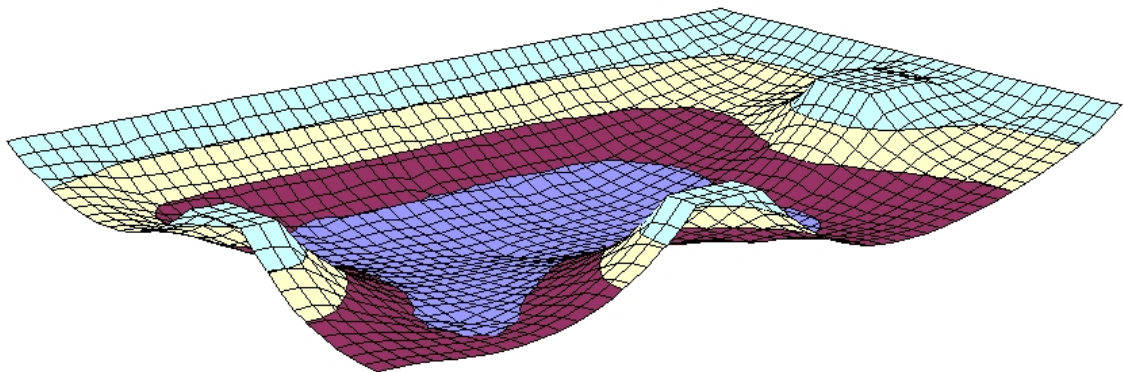


FIG. 5.64 – Déplacements verticaux de la nappe sur un quart de la cuve.

Sur ces figures, on peut noter une assez bonne similitude entre les résultats expérimentaux et la modélisation, ce qui nous laisse penser que la cohésion après rupture du corps de remblai à une faible influence sur le comportement de la structure. Les déplacements obtenus en prenant en considération le sol de remblai dans la modélisation sont légèrement inférieurs à ceux calculés en supposant une charge répartie uniforme en éléments finis.

Cette différence faible en terme de déplacements de la nappe s'explique par un report de charge faible dans le corps de remblai et par un effet membrane de la nappe prépondérant (dans la gamme de renforcement utilisé, un accroissement de la charge même significatif implique compte tenu de l'effet membrane un accroissement de déplacement faible).

Comparativement au calcul éléments finis, le modèle couplant éléments finis et éléments discrets donne une meilleure approximation sur le profil A des déplacements verticaux. On remarque, en comparant les figures 5.52 et 5.64 que la déformation de la nappe n'est plus aussi régulière. Ceci est simplement dû à l'action ponctuelle des éléments discrets sur la nappe.

A titre indicatif, on présente sur la figure 5.65, comme pour le modèle éléments finis, l'intensité des déformations de la nappe dans les directions de renforcement. Les résultats obtenus sont assez similaires.

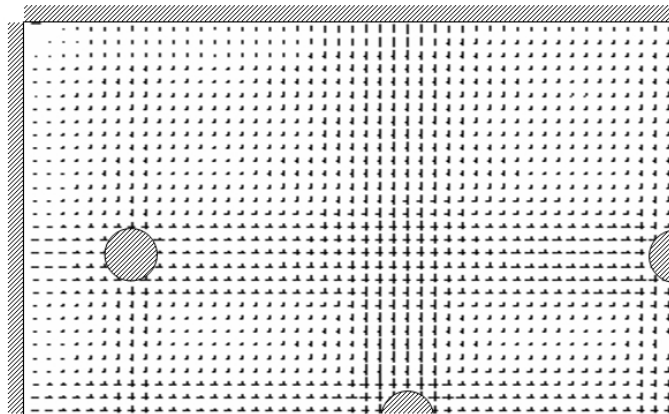


FIG. 5.65 – Intensité des déformations de la nappe dans les directions de renforcement ( $\varepsilon_{max} = 5,6\%$ ).

## Conclusion

Le modèle numérique couplant les modèles éléments finis et éléments discrets est intéressant dans la mesure où il permet d'intégrer de façon plus précise le comportement de

chaque matériau et notamment celui du sol par la prise en considération des mécanismes de report de charge. Il donne également accès à des variables difficiles à obtenir ou à mesurer sur site et permet de ce fait d'améliorer les connaissances quant au comportement des ouvrages.

Par rapport à l'expérimentation de Malaisie, on note que pour les géométries retenues (espacement des pieux, taille de la tête des pieux et hauteur de remblai) et pour les gammes de renforcement utilisées, le report de charge a une action limitée sur les déplacements du géosynthétique et donc sur le comportement global du remblai. Ceci explique les faibles écarts obtenus notamment entre le modèle éléments finis qui suppose une charge répartie uniforme et le modèle éléments finis / éléments discrets.

Expérimentalement le rôle de la cohésion du sol n'a pas pu être mis en évidence puisqu'après effondrement sur la nappe, l'action du sol de remblai est vraisemblablement similaire (si l'on se réfère aux résultats obtenus) à celui d'un matériau non cohésif. On peut cependant penser que dans ce cas l'action du sol sur la nappe ne puisse pas être assimilée à une répartition de contraintes uniforme.

Numériquement, les calculs réalisés en prenant en considération les valeurs de cohésion obtenues expérimentalement ne font pas apparaître de rupture de remblai d'où des résultats en termes de déplacements très différents. Ce point pose bien évidemment questionnement et mérite d'être approfondi par des études complémentaires. Le paramétrage du modèle numérique tout comme les valeurs de cohésion à considérer pour le calcul peuvent être remises en cause (comportement à court terme, à moyen terme ou à long terme).

Pour compléter ce travail d'autres expérimentations devraient être réalisées dans des conditions d'essais différentes (géométrie et type de renfort permettant un report de charge plus important). Nous tenons néanmoins à souligner les difficultés de mise en oeuvre et de mesure, associées à la réalisation de toutes expérimentations en vraie grandeur qui



rendent difficile la comparaison directe entre la modélisation et l'expérimentation.

## Chapitre 6

### Conclusion et Perspective

Dans le cadre de cette thèse un outil numérique basé sur un couplage entre les méthodes éléments finis et éléments discrets a été développé pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages en sol renforcés par pieux et géosynthétique.

Le modèle éléments finis, utilisé pour modéliser le comportement en membrane de la nappe géosynthétique a été comparé et validé par rapport à des expérimentations de laboratoire. Les confrontations engagées montrent que le modèle retenu permet de représenter assez fidèlement les comportements en membrane et en traction des géosynthétiques. Contrairement à d'autres modèles testés, le modèle éléments finis intègre le comportement de chaque direction de fibre et permet une bonne description du comportement d'interface.

Le modèle discret est apte comme l'ont montrées les simulations numériques effectuées à reproduire le comportement d'un sol. La capacité du modèle discret à intégrer les contacts grains à grains autorise la fracturation, la fissuration, le décollement, la réorganisation, le foisonnement et les transferts de charge d'une particule à l'autre. L'influence de l'arrangement des particules sur le comportement macro mécanique du modèle a été clairement établie.

Les objectifs de ce travail étaient d'une part d'apporter des réponses quant à l'utilisation du système de mesures Géodetect pour estimer les tassements dans le temps des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques et d'autre part de mieux comprendre les mécanismes mis en jeu dans ses structures.

Concernant le procédé Géodetect, nous avons montré qu'il était possible d'estimer analytiquement à partir des déformations locales de la nappe géosynthétique mesurées entre les pieux, les déplacements verticaux de la nappe géosynthétique en ces mêmes points. La définition d'un facteur de forme pour des réseaux de pieux à mailles carrées et rectangulaires permet d'approcher la valeur du déplacement vertical au centre de la maille élémentaire à 10 %.

Concernant les mécanismes de report de charge, les expérimentations menées en Malaisie et le code de calcul développé spécifiquement pour étudier les renforcements mixtes, nous ont permis d'obtenir un grand nombre d'informations. Il a été montré qu'un mouvement du remblai même faible est nécessaire pour solliciter le transfert de charge.

Pour des matériaux de remblai purement frottant, l'étude numérique a montré qu'il y avait une certaine indépendance des mécanismes de transfert de charge vis-à-vis des raideurs du géosynthétique et du sol support compressible. Grâce au modèle numérique, il est possible de dissocier la charge transmise au pieu de celle transmise au sol support et au géosynthétique. En première approximation on peut supposer (dans la gamme d'études réalisées) que les charges agissant sur la nappe et sur le sol support sont pour des matériaux non cohésifs assez uniformes. Cette charge conditionne les déplacements verticaux à la base du remblai liés à l'action complémentaire du géosynthétique et du sol support compressible (l'action de l'un diminuant l'action de l'autre). La raideur du géosynthétique, par le biais de l'effet membrane, a donc un rôle primordial sur le tassement général du remblai. Dans ces conditions, si on néglige l'action du sol support (hypothèse sécuritaire), les valeurs de tassements obtenues à la base du remblai constituent des valeurs seuils pouvant être atteintes en surface.

Les expérimentations en Malaisie ont permis de valider la solution de renforcement par pieux et géosynthétiques dans des conditions très défavorables (sans sol support). Elles montrent très clairement que l'ajout d'une nappe géosynthétique entre les pieux et le remblai permet de transférer la totalité de la charge due au poids du remblai sur les pieux. L'efficacité du renforcement global (pieux + géosynthétique) est alors de 100 %. Pour les géométries de renforcement mises en oeuvre, l'action du report de charge vers les pieux reste faible. Dans ce cas, l'action du géosynthétique est donc prépondérante.

Plusieurs simulations numériques des expérimentations de Malaisie ont été menées en considérant différentes hypothèses quant à l'influence du corps de remblai sur la nappe. Les

résultats numériques les plus proches sont ceux qui se réfèrent à un sol non cohésif et qui rendent compte d'un transfert de charge peu important. Dans la gamme de renforcement utilisé, il est difficile à la seule vue des résultats expérimentaux de définir avec précision le rôle du report de charge et du sol de remblai sur les valeurs de déplacements verticaux obtenus au niveau de la nappe géosynthétique.

Concernant les formules analytiques existantes, celles-ci ne rendent que moyennement compte du comportement en membrane de la nappe géosynthétique et des transferts de charge dans le remblai. En effet les formules analytiques de l'effet membrane considèrent que la totalité de la charge appliquée au géotextile est reprise par les bandes de nappe situées entre les pieux, d'où des écarts parfois importants entre les tensions et les déplacements obtenus analytiquement et numériquement, et l'absence de données relatives au déplacement au centre de la nappe. Les formules analytiques permettant d'estimer les mécanismes de transfert de charge sont également peu performantes notamment lorsque les hauteurs de remblai sont de faible hauteur, ce qui en pratique est souvent le cas.

Dans l'état actuel des connaissances, il n'a pas été possible de proposer des formules analytiques simples permettant de traiter du dimensionnement des remblais renforcés par pieux et géosynthétiques. Le code numérique qui a été développé semble, à l'heure actuelle, être un outil bien adapté pour répondre à cette problématique. Des études paramétriques complémentaires doivent être menées pour qu'à terme des abaques de dimensionnement, à défaut de méthodes de dimensionnement, puissent être établis.

Ce travail a permis de répondre à un certain nombre de questions, mais de nombreux travaux complémentaires doivent être effectués que ce soit sur le plan expérimental que numérique. Le code de calcul développé a été amélioré, dans le cadre de la thèse de Christophe Salot, par l'implémentation de Clusters (association de sphères imbriquées indissociables) qui permettent de rendre compte d'un comportement plus réaliste des sols (angles de frottement au pic et au palier plus importants). La problématique des remblais

sur sol compressible renforcé par pieux et géosynthétique est actuellement poursuivie au sein du laboratoire par le travail de thèse de Bastien Chevalier réalisé en relation avec le projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides) et portant entre autre sur l'étude des transferts de charge dans les matelas granulaires. Des confrontations entre des résultats numériques et expérimentaux sont attendus et devraient permettre d'améliorer et d'approfondir les connaissances déjà acquises. Le code de calcul développé à un domaine d'application étendue. Il permet en effet de traiter de nombreuses applications notamment les ouvrages en sol renforcé.



# Bibliographie

- [Allen, Tildesley, 1987] **Allen M.P., Tildesley D. J.** , '*Computer Simulation of Liquids*', Clarendon Press, Oxford, 1987.
- [Blivet et al., 2000] **Blivet J.C., Khay M., Villard P. and Gourc J.P.**, '*Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes*'. GeoEng2000, International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Melbourne, Australia, CD-ROM Conference Proceedings, pp. 1-6, 19-24 November 2000.
- [BS8006, 1995] **British Standard BS8006**, '*Strengthened/reinforced soils and other fills*', section 8 : design of embankments with reinforced soil foundation on poor ground, pp. 80-121, 1995.
- [Carlson, 1987] **Carlson B.O.**, '*Armerad Jord beräkningsprinciper för banker på pålar*', Terranova, Distr. SGI. Linköping 1987.
- [Chew et al., 2004] **Chew S.H., Phoon H.L., Loke K.H., Lim L.K., Le Hello B. and Villard P.** , '*Geotextile reinforced piled embankment - full scale model tests*', Proceedings 3 rd Asian Regional Conference on geosynthetics, GeoAsia 2004 (Now and Future of Geosynthetics in Civil Engineering), Seoul , Korea , Editors : J.B. Shim, C. Yoo and H-Y. Jeon, pp. 661-668, June 21-23 2004.
- [Combarieu, 1974] **Combarieu O.**, '*Effet d'accrochage et méthode d'évaluation du frottement négatif*', Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 71, pp. 93-107, mai-juin 1974.



- [Combarieu, 1988] **Combarieu O.**, '*Amélioration des sols par inclusions rigides verticales - Application à l'édification de remblais sur sols médiocre*', Revue Française de Géotechnique, n°44, pp. 57-79, 1988.
- [Combarieu, 1990] **Combarieu O.**, '*Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales*', Revue Française de Géotechnique, n°53, pp. 33-44, 1990.
- [Cundall, 1971] **Cundall, P. A.**, '*A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*', Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Nancy, France, 1, 1971.
- [Cundall, Strack, 1979] **Cundall, P. A. and Strack O. D. L.**, '*A discrete numerical model for granular assemblies*', Géotechnique, 29, pp. 47-65, 1979.
- [Cundall, 1987] **Cundall, P. A.**, '*Distinct element models of rock and soil structure*', in Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, E. T. Brown Ed., Londres, pp. 129-163, 1987.
- [Cundall, 1988] **Cundall, P. A.**, '*Formulation of a three dimensional distinct element model-Part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks*', Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25, pp. 107-116, 1988.
- [Delmas, 1979] **Delmas P.**, '*Sols renforcés par géotextiles-Premières études*', thèse présentée à l'Université scientifique et Médicale de Grenoble le 20 décembre 1979 pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur, 200 pages, 1979.
- [Donzé, Magnier, 1995] **Donzé F., and Magnier S. A.**, '*Formulation of a three-dimensional numerical model of brittle behavior*', Geophys. J. Int., 122, pp. 790-802, 1995.
- [Donzé et al., 1997] **Donzé F., Bouchez J., and Magnier S. A.**, '*Modeling fractures in rock blasting*', Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1997.

- [EBGEO, 2004] **EBGEO Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen**, *'Bewehrte Erdkörper auf punkt - oder linienförmigen Tragglieder'*, Kapitel 6.9, Stand 16/05/2004.
- [Giraud, 1997] **Giraud H.** , *'Renforcement des zones d'effondrement localisé - Modélisations physique et numérique.'*, thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I (Spécialité Mécanique, Conception, Géomécanique, Matériaux), 1997.
- [Giroud et al., 1988] **Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F. and Gross B.A.** , *'Load-carrying capacity of a soil layer supported by a geosynthetic overlying a void'*, Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 185-190, October 1988.
- [Giroud et al., 1990] **Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F. and Gross B.A.** , *'Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids'*, Geotextiles and Geomembranes, vol. 9, n°1, pp. 11-50, 1990.
- [Giroud, 1995] **Giroud J.P.** , *'Determination of geosynthetic strain due to the deflection'*, Geosynthetics International, vol. 2, n°3, pp. 635-641, 1995.
- [Giroud, 1996] **Giroud J.P.** , *'Closure discussion of determination of geosynthetic strain due to the deflection'*, Geosynthetics International, vol. 3, n°1, pp. 143-144, 1996.
- [Gourc, Villard, 2000] **Gourc J.P. and Villard P.** , *'Reinforcement by Membrane Effect : Application to Embankments on Soil Liable to Subsidence'*, Keynote lecture, Geosynthetics ASIA 2000, Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, Vol. 1, pp. 55-72, 29-31 May 2000.
- [Guido et al., 1987] **Guido V.A., Kneuppel and Sweeney M.A.** , *'Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs'*, Proceedings Geosynthetics'87 Conference, New Orleans, pp. 216-225, 1987.

- [Handy, 1985] **Handy R.L.** , *'The arch in arching'*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111 (50), pp. 302-318, 1985.
- [Hart et al., 1988] **Hart R., Cundall P.A., Lemos J.** , *'Formulation of a three dimensional distinct element model- Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks'*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 25, pp. 117-125, 1988.
- [Hewlett, Randolph, 1988] **Hewlett W. and Randolph M.A.** , *'Analysis of piled embankments'*, Ground Engineering, pp. 12-18, April 1988.
- [Jaky, 1944] **Jaky J.** , *'The coefficient of earth pressure at rest'*, Journal of society of Hungarian Architects and engineers, Budapest, pp. 355-358, October 1944.
- [John, 1987] **John N.W.M.** , *'Geotextiles'*, Backie, Chapman and Hall, New York, 1987.
- [Kezdi, 1975] **Kezdi A.** , *'lateral earth pressure'*, Foundation Engineering Handbook, ed. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang. Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 197-220, 1975.
- [Kempfert et al., 1997] **Kempfert H.G., Stadel M., Zaeske D.** , *'Berechnung von geokunststoffbewerten Tragschichten über Pfahlelementen'*, Bautechnik 74, Heft 12, pp. 818-825 (In Deutsch), 1997.
- [Kempfert et al., 1999] **Kempfert H.G., Zaeske D. and Alexiew D.** , *'Interactions in reinforced bearing layers over partial supported underground'*, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barend et al. (ed), Balkema, Rotterdam, pp 1527-1532, 1999.
- [Low et al., 1994] **Low B.K., Tang S.K. and Choa V.**, *'Arching in piled embankments'*, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, pp. 1917-1938, 1994.
- [Magnier, Donzé, 1997] **Magnier, S. A., and Donzé F.** , *'Discrete Element Project'*, Rapport N°2, Université du Québec à Montréal, 1997.

- [Magnier, Donzé, 1997] **Magnier, S. A., and Donzé F.** , *'Numerical simulations of impacts using a discrete element method'*, Mechanics of Cohesive-Frictional Materials, 1997.
- [Marston, Anderson, 1913] **Marston A. and Anderson A.O.** , *'The theory of load on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes'*, Iowa Engineering Experiment station Armes, Bull. 31, Iowa, 1913.
- [Mc Kelvey, 1994] **Mc Kelvey III J.A.**, *'The anatomy of soil arching*, Geotextiles and Geomembranes, 13, pp. 317-329, 1994.
- [Mc Kelvey et al., 1994] **Mc Kelvey III J.A., Cheng S.C., and martin J.P.** , *'Improvements in combined soil arching and tensioned membrane analyses'*, Proceedings of the fifth international Conferences on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, pp. 301-304, 5-9 September 1994.
- [Øiseth, Busklein, 2001] **Øiseth E., Busklein J.O.**, *'REmbank - user's manual version 2.0'*, SINTEF report STF22 F01133 / STF22 F01134, 2001
- [Øiseth et al., 2002] **Øiseth E., Svanø G., Watn A., Emdal A.** , *'A computer program for designing reinforced embankments'*, Proceedings 7th International Conference on geotextiles, nice 2002, France, vol.1, pp 201-204, 2002.
- [Perrier, 1983] **Perrier H.** , *'Sol bicouche renforcé par géotextile'*, Rapport de recherché LPC n° 125, 99 pages, 1983.
- [Rogbeck et al., 1998] **Rogbeck Y., Gustavson S., Södergren I., Lindquist D.**, *'Reinforced pile embankments in Sweden - Design aspects'*, Proceedings 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, Vol II, pp. 755-762, 25-29 March 1998.
- [Russell, Pierpoint, 1997] **Russell D. and Pierpoint N.** , *'An assessment of design methods for piled embankments'*, Ground Engineering, pp. 39-44, November 1997.

- [Russell, Pierpoint, 1998] **Russell D. and Pierpoint N.** , '*Settling on a dispute. Author's response*', Ground Engineering8, pp. 34-3, March 1996.
- [Russell, Pierpoint, 1998] **Russell D. and Pierpoint N.** , '*Assessment revisited. Author's response*', Ground Engineering, pp. 47-50, June 1998.
- [Salot et al., 2007] **Salot C., Villard P., et Gotteland Ph.** , '*DEM modeling of frictional material : Definition of the relative density and application to granular soil mixtures*', Annual Activity report of the discrete element group for hazard mitigation, annual report Laboratory 3S-R, Grenoble, 2007.
- [Svanø et al., 2000] **Svanø G., Ilstad T., Eiksund G., Watn A.** , '*Alternative calculation principle for design of piled embankments with base reinforcement*', Proceedings 4th conf. GIGS, Finland, 2000.
- [Terzaghi, 1943] **Terzaghi K.** , '*Theoretical soil mechanics*', John Wiley & Sons, New York, NY, 1943.
- [Villard, Giraud, 1998] **Villard P. and Giraud H.** , '*Three-Dimensional modelling of the behaviour of geotextile sheets as membrane*', Textile Research Journal, Vol. 68, N° 11, pp. 797-806, November 1998.
- [Villard et al., 2000] **Villard P., Gourc J.P. and Giraud H.** , '*A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes*', Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, N° 5, pp. 987-999, October 2000.
- [Villard et al., 2004] **Villard P., Le Hello B., Nancey A., Chew S.H. and Loke K.H.**, '*Use of high strength geotextiles over piles results from a full scale test*', Proceedings the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich, Germany, vol. 1, pp. 295-29, 01-04 March 2004.
- [Walton, 1993] **Walton, O.R.** , '*Numerical simulation of inclined chute flows of mono-disperse, inelastic, frictional spheres*', Mechanics of Materials , 16, 239-247, 1993.

[Zaeske, Kempfert, 2002] **Zaeske D., Kempfert H.G.** , '*Berechnung und Wirkungsweise von unberwehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über punkt- und linienförmigen Traggliedern. Bauingenieur*', vol.77, pp. 80-86 (In Deutsch), 2002.



**Annexe :**

**Confrontation des méthodes  
analytiques avec l'expérimentation**



### Données du problème

L'ouvrage étudié est un remblai de faible épaisseur ( $1m$  au maximum) renforcé par pieux et géosynthétiques. Les pieux sont disposés en quinconce. Les deux nappes géosynthétiques utilisées sont renforcées dans une direction et sont placées perpendiculairement. Le sol support est considéré comme infiniment compressible de telle façon que le géosynthétique transmette la totalité de la charge aux pieux. Dans le cas de l'expérimentation, les nappes géosynthétiques sont fixées au bord de la cuve, cette condition au limite n'est pas pris en compte dans les méthode analytique mais peut être négligé si l'on s'intéresse uniquement au centre de la maille.

L'ouvrage étudié correspond à un remblai de  $H = 1m$  de hauteur renforcé par deux nappes géosynthétiques de raideur  $750kN/m$  et par un réseau de pieux triangulaire. L'espacement entre les pieux est de  $s = 1,2m$ . La tête des pieux est ronde de diamètre  $a = 0,205m$ . Le sol de remblai a un poids volumique de  $\gamma = 19kN/m^3$ , un angle de frottement de  $38^\circ$  et une cohésion de  $c = 13kN/m^2$ . Aucune surcharge n'est ajoutée au dessus du remblai ( $p = 0$ ). Les données du problème sont résumées dans le tableau suivant.

Remblai		
$H = 1m$	$p = 0$	
$\gamma = 19kN/m^3$	$\phi = 38^\circ$	$c = 13kN/m^2$
$K = K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = 0,24$	$K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} = 4,2$	
Pieux		
$s = 1,2m$	$a = 0,205$	
Géotextile		
$J = 750kN/m$		

TAB. 6.1 – Données caractéristiques de l'expérimentation 2 de la série  $S_1$ .

### Méthode BS8006

La norme BS8006 est la norme couramment utilisée pour dimensionner ce type de structure. Elle ne différencie pas la géométrie du maillage des pieux, elle considère uniquement la charge appliquée sur une bande entre deux pieux. Il est donc possible d'appliquer les formules analytiques de cette méthode sur cet exemple même si celle-ci a été réfléchi

pour un réseau de pieux carré.

On détermine la charge linéique agissant sur la bande géosynthétique grâce à la formule analytique suivante :

$$q_s = \frac{s^2 - a^2 \frac{C_c a}{H}}{s^2 - a^2} A = qa \quad (6.1)$$

avec :

$$A = s\gamma H = 22,8kN/m$$

et, pour les pieux ancrés,

$$C_c = 1,95 \frac{H}{a} - 0,18 = 9,33$$

d'où

$$q_s = 20,98kN/m$$

$\varepsilon$  ,  $T_{max}$  et  $f_{max}$  peuvent ensuite se déterminer des égalités suivantes :

$$T_{max} = q_s \frac{s-a}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (6.2)$$

et  $\varepsilon$  ,  $T_{max}$  et  $f_{max}$  peuvent ensuite se déterminer des égalités suivantes :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{s-a} \right)^2 \quad (6.3)$$

d'où  $\varepsilon = 0,108$  ,  $T_{max} = 81,2kN/m$  et  $f_{max} = 0,20m$ .

Enfin l'efficacité est donnée par :

$$E_p = \frac{Q_p a^2}{\gamma H s^2} = \frac{a^2}{s^2} \left( \frac{C_c a}{H} \right)^2 = 0,107 \quad (6.4)$$

## Méthode EBGEO

La méthode EBGEO est la norme allemande pour dimensionner ce type de structure. C'est la seule méthode qui prend en compte toute les données du problème (maillage du réseau de pieu, forme de la tête des pieux, présence d'une nappe géosynthétique et du sol support...)

Dans le cas étudié, le maillage des pieux est triangulaire. La norme EBGEO prend en compte cette différence en définissant une longueur inter pieu maximale  $S_m$ . De plus, la norme prend aussi en compte la forme des pieux (carré ou rond) et définit un diamètre  $d$  quelque soit le cas étudié.

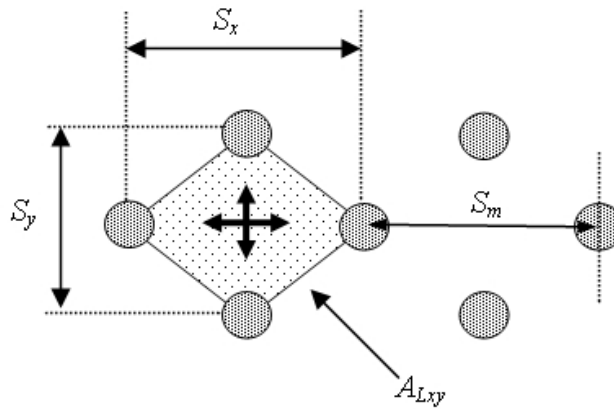


FIG. 6.1 – Maillage triangulaires des pieux.

Dans l'exemple étudié la longueur maximale est de  $S_m = 2,08m$  ; le diamètre des pieu est de  $d = 0,205m$ .

Les modules de rigidité en traction du géosynthétique dans les directions  $X$  et  $Y$  sont  $J_x = 750kN/m$  et  $J_y = 750kN/m$ . La charge  $Q$  agissant sur le géosynthétique est obtenue par la formule suivante :

$$Q = \lambda_1^x \left( \gamma + \frac{p}{H} \right) \left[ H (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-x} + h_g \left( \left( \lambda_1 + \frac{\lambda_2 h_g^2}{4} \right)^{-x} - (\lambda_1 + \lambda_2 h_g^2)^{-x} \right) \right] \quad (6.5)$$

Avec :

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (S_m - d)^2 = 0,44, \lambda_2 = \frac{S_m^2 + 2dS_m - d^2}{2S_m^2} = 0,59, \chi = \frac{d(K_p - 1)}{S_m \lambda_2} = 0,53$$

$$h_g = \frac{S_m}{2} \text{ pour } H \geq \frac{S_m}{2} \text{ et } h_g = H \text{ pour } H < \frac{S_m}{2} \text{ donc } h_g = H = 1$$

d'où  $Q = 23,6kN/m^2$

La charge  $Q$  est répartie sous forme d'effort  $F_X$  et  $F_Y$  :

$$F_X = \frac{J_x}{J_x + J_y} Q A_{LX} = \frac{J_x}{J_x + J_y} Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{4} \pi \right] = 14,337kN \quad (6.6)$$

$$F_Y = \frac{J_y}{J_x + J_y} Q A_{LY} = \frac{J_y}{J_x + J_y} Q \left[ \frac{1}{2} S_x S_y - \frac{d^2}{4} \pi \right] = 14,337kN \quad (6.7)$$

$f_{max}$  et  $\varepsilon_{max}$  se détermine à partir de l'abaque de la figure 6.2 sachant que :

- $\frac{K_s L^2}{J} = 0$ , il n'y a pas de sol support (caractérisé par  $K_s$ )
- $\frac{F}{J a} = 0,093$

En prolongeant chaque courbes, il est possible d'évaluer les valeurs de  $\varepsilon_{max}$  et  $f_{max}$  :

- $\varepsilon_{max} = 9,8$
- $f_{max} = 0,2m$

Ces résultats sont à modérer. En effet, même si la norme allemande prend en compte tous les paramètres du cas étudié, la hauteur du remblai est légèrement trop faible pour entrer dans les conditions d'application de la norme. La norme s'applique pour  $H \geq 0,5S_m$  et  $d \geq 0,15S_m$ . Pour quelques centimètres en hauteur de remblai, on s'est permis de proposer cette méthode de calcul.

### Méthode Giroud

Cette méthode s'applique normalement aux réseaux de pieux rectangulaires. Il est tout de même possible de l'utiliser dans notre exemple en considérant uniquement les pieux

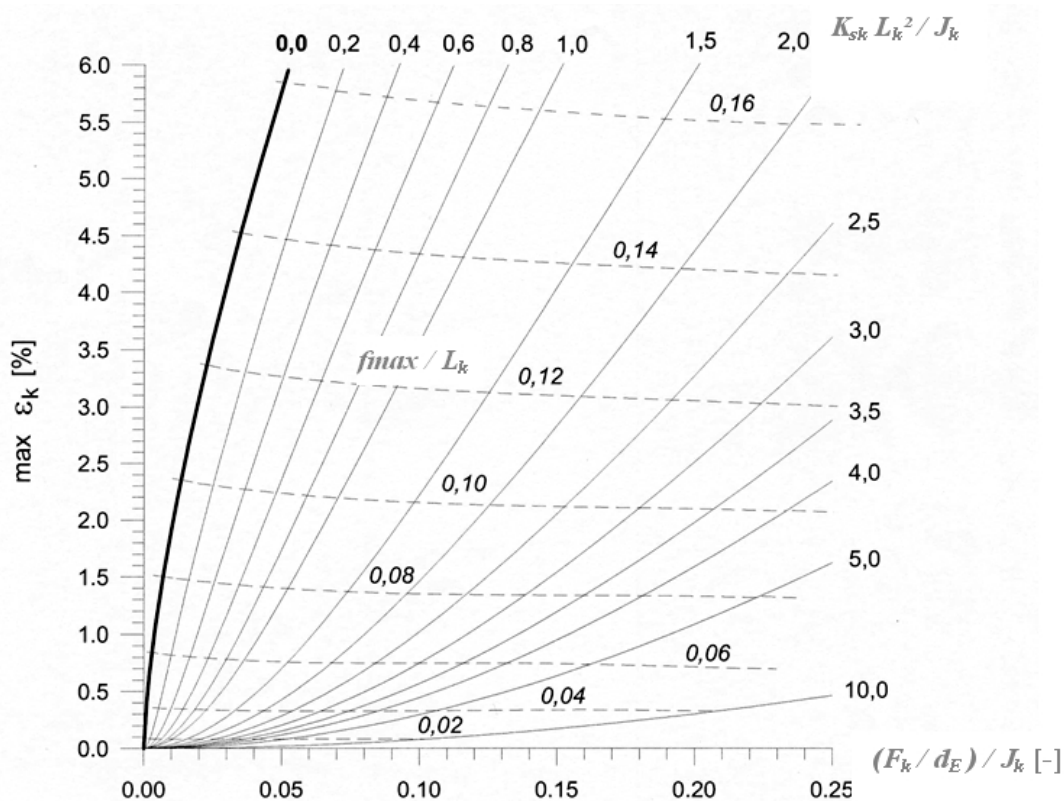


FIG. 6.2 – Abaque de dimensionnement EBGEO.

centraux.

La contrainte verticale  $q$  agissant sur le géotextile est donné par la formule suivante :

$$q = \left( \frac{\gamma(s-a) - 2c}{2K \tan \phi} \right) \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \right) + p e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} < 0 \quad (6.8)$$

avec :

$$K = K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 0,238$$

Dans ce cas, la contrainte verticale est négative. Cela signifie que la cohésion doit être assez importante pour que le remblai tienne en place. Généralement, lorsque l'on utilise cette formule, on suppose que la cohésion du sol de remblai diminue au cours du temps c'est pourquoi la contrainte utilisée dans la suite des calculs est une contrainte calculé en

négligeant la cohésion.

D'où, on obtient :

$$q = \left( \frac{\gamma(s-a)}{2K \tan \phi} \right) \left( 1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{s-a}} \right) = 15,85kN/m^3$$

La résolution de l'équation suivante nous donne la valeur de  $\varepsilon$ .

$$\frac{q(s-a)}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (6.9)$$

$$\varepsilon = 0,0278$$

La tension maximum dans le géotextile se calcule grâce aux équations suivantes :

$$T_{max} = \frac{q(s-a)}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon = 20,85kN/m \quad (6.10)$$

La flèche maximum est la solution de l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{s-a} \right)^2 \quad (6.11)$$

d'où  $f_{max} = 0,102m$ .

Le calcul de l'efficacité des pieux donne :

$$E_p = 1 - \frac{q}{\gamma H} = 0,166 \quad (6.12)$$

### Méthode Carlson et Rogbeck

Cette méthode ne prend pas en compte le maillage triangulaire, néanmoins, on peut tout de même essayer d'appliquer cette méthode en considérant uniquement la bande

géosynthétique entre les pieux. L'entre axe est de  $s = 1,2m$ . On peut appliquer la formule analytique de Rogbeck pour obtenir la charge répartie  $q$  sur la bande géosynthétique dans un cas tridimensionnel :

$$q = \frac{1 + \frac{s}{a}(s-a)}{8 \tan 15^\circ} \gamma = 60,45kN/m \quad (6.13)$$

La résolution de l'équation suivante nous donne la valeur de  $\varepsilon$ .

$$\frac{q(s-a)}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon \quad (6.14)$$

$$\varepsilon = 0,072$$

On peut donc en déduire le déplacement maximum  $f_{max}$  et la tension maximale  $T_{max}$  grâce aux équations suivantes :

$$\varepsilon = \frac{8}{3} \left( \frac{f_{max}}{s-a} \right)^2 \quad (6.15)$$

$$T_{max} = \frac{q(s-a)^2}{8f_{max}} \sqrt{1 + \frac{16f_{max}ax^2}{(s-a)^2}} \quad (6.16)$$

D'où  $f_{max} = 0,1635m$  et  $T_{max} = 54,75kN/m$ .

Enfin, l'efficacité est donné par :

$$E_p = 1 - \frac{(s+a)(s-a)^2}{4Hs^2 \tan 15^\circ} = 0,1 \quad (6.17)$$

### Méthode SINTEF

Cette méthode ne devrait s'appliquer qu'à un maillage de pieux rectangulaire. Les résultats obtenus par l'application de la méthode dans notre cas restent donc à discuter.

La méthode SINTEF est une méthode prenant en compte une zone d'influence du sol de remblai au dessus des pieux. Cette zone d'influence est caractérisée par un coefficient  $\beta$  qui correspond à la pente de la voûte formée. Ce coefficient dépend du sol utilisé, il est généralement compris entre 2,5 et 3,5. Dans notre exemple, on prendra  $\beta = 3$ .

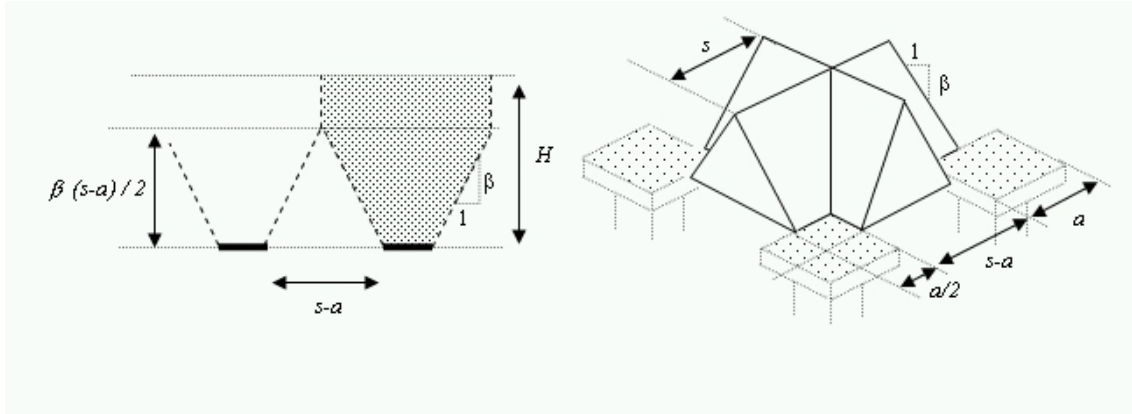


FIG. 6.3 – Géométrie de l'étude, méthode SINTEF

La charge appliquée au géosynthétique peut se calculer comme suit :

$$W_s = \gamma s^2 H - \frac{\beta \gamma}{6} \left[ \left( a + \frac{2H}{\beta} \right)^3 - a^3 \right] = 21,15 kN \quad (6.18)$$

La déformation corrigé  $\varepsilon'$  s'obtient en résolvant l'équation suivante :

$$\frac{W'_s}{8} \sqrt{\frac{8}{3\varepsilon'}} = J\varepsilon' \quad (6.19)$$

avec :

$$W'_s = \frac{W_s}{2a} = 51,59 kN/m$$

d'où  $\varepsilon' = 0,0582$

On peut donc en déduire  $T_s$  car :

$$T_s = \frac{W'_s}{8} \sqrt{\frac{8}{3\varepsilon'}} = J\varepsilon' = 43,65 kN/m$$



Ainsi que la valeur de  $f_{max}$  :

$$T_s = \frac{W'_s s - a}{8 f_{max}}$$

d'où  $f_{max} = 0,147m$ .

L'efficacité peut se calculer avec la formule suivante :

$$E_p = 1 + \frac{(s^3 - a^3) \beta}{6Hs^2} - \frac{\beta(s - a)}{2H} = 0,104 \quad (6.20)$$

### Confrontation

Pour chaque méthode, l'efficacité des pieux, la déformation, la tension et la flèche du géotextile sont données. Le tableau suivant résume les résultats des différents dimensionnements.

	BS8006	EBGEO	Giroud	Carlson / Rogbeck	SINTEF
$E_p$ (%)	10,7	27,4	16,6	10	10,4
$\varepsilon$ (%)	10,8	9,8	2,78	7,2	5,82
T (kN/m)	81,2	73,5	20,85	54,75	43,65
$f_{max}$ (m)	0,2	0,2	0,102	0,1635	0,147

TAB. 6.2 – Résultats des méthodes analytique pour le cas étudié.



